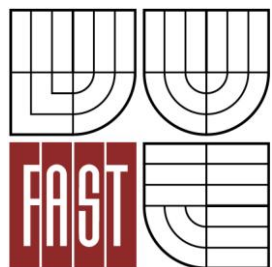




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

STATICKÁ ANALÝZA NĚKTERÝCH TYPŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

STATIC ANALYSIS OF CERTAIN TYPES OF TIMBER STRUCTURES

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

SANDRA ČÁSLAVOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. ROSTISLAV ZÍDEK, Ph.D.

BRNO 2016

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student

Sandra Čáslavová

Název

Statická analýza některých typů dřevěných konstrukcí

Vedoucí bakalářské práce

Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.

**Datum zadání
bakalářské práce**

30. 11. 2015

**Datum odevzdání
bakalářské práce**

27. 5. 2016

V Brně dne 30. 11. 2015

.....
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

.....
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

- [1] EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] EN 1991-1-1-1 Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb.
- [3] EN 1991-1-1-3 Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem.
- [4] EN 1991-1-1-4 Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem.
- [5] EN 1995-1-1: Navrhování dřevěných konstrukcí, Část 1-1: Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [6] ČSN 73 1702: Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [7] Koželouh, B., (překlad a redakce) Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí, Komentář k ČSN 73 17 02, ČKAIT, Praha, 2008.

Zásady pro vypracování

Zpřesněná statická analýza některých typů dřevěných konstrukcí nebo jejich částí s ohledem na specifika jejich působení. Stanovení zatížení. Nalezení vhodného modelu s ohledem na charakter dřeva jako materiálu a působení a únosnost spojů. Verifikace modelu. Posouzení průřezů i spojů. Použije se vhodný MKP program, popřípadě další software pro posouzení únosnosti dřevěných prvků či spojů.

Struktura bakalářské/diplomové práce

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....
Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.
Vedoucí bakalářské práce

Abstrakt

Bakalářská práce je zaměřena na analýzu krovových konstrukcí, rozbořem a zhodnocením jejich rozdílů v chování. Práce je zaměřena na posouzení tradičních krovů, vytvoření jejich rovinných modelů, které jsou navzájem porovnány.

Z vybraného krovu je vytvořen 3D model, na kterém jsou posuzovány klíčové spoje.

K vytvoření statického posudku je využito studentské verze programu Scia Engineer 15.2.140, který pracuje na principu metody konečných prvků.

Klíčová slova

Krov, dřevěná konstrukce, rovinné modely, prostorový model, spoje

Abstract

This bachelor thesis is focused on analyzing a timber roof trusses, identifying and evaluating differences in their behavior. The thesis is aimed to review conventional trusses, create plane models which are then compared with each other.

From selected truss was used to create a 3D model, on which are key joints are reviewed.

Scia Engineer 15.2.140 program is used to create an expert opinion. This program is based on FEM principle.

Keywords

Roof truss, wooden construction, plane models, spatial model, joints

Bibliografická citace VŠKP

Sandra Čáslavová *Statická analýza některých typů dřevěných konstrukcí*. Brno, 2016. 52 s., 13 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Rostislav Zídek, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 27.5.2016

.....
podpis autora
Sandra Čáslavová

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 27.5.2016

titul jméno a příjmení studenta

Poděkování:

Tímto bych ráda poděkovala panu Ing. Rostislavu Zídkovi, Ph.D. za ochotu, trpělivost, cenné rady a odborné vedení mé bakalářské práce. Dále bych chtěla poděkovat svým rodičům za veškerou podporu, kterou mi při studiu poskytli.

V Brně dne 27.5.2016

Obsah

1	ÚVOD.....	10
2	PRUTOVÉ KONSTRUKCE.....	11
2.1	GEOMETRIE KROKVE PRO JEDNOTLIVÉ MODEL Y.....	11
2.2	OSEDLÁNÍ KROKVE.....	11
2.3	ZATĚŽOVACÍ STAVY.....	12
2.4	MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY.....	13
3	KROKVE.....	14
3.1	MODEL 1.....	14
3.2	MODEL 2.....	17
3.3	MODEL 3.....	19
4	DVOJITÉ VĚŠADLO.....	21
4.1	POSUDKY JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ.....	23
5	HAMBALKOVÁ SOUSTAVA.....	25
6	PROSTOROVÉ MODEL Y.....	29
6.1	HAMBALKOVÁ SOUSTAVA.....	29
6.2	HAMBALKOVÁ SOUSTAVA S KONSTRUKCÍ VÝMĚNY.....	31
7	SPOJE.....	35
7.1	NÁVRH SPOJE KLEŠTINA S KROKVÍ.....	36
7.2	ŘEŠENÍ KOTVENÍ KROKVE.....	38
7.2.1	ZAJIŠTĚNÍ HŘEBÍKEM.....	38
7.2.2	UPEVNĚNÍ KROKVE TÁHLEM.....	40
7.2.3	NÁVRH OCELOVÉ DESKY.....	40
7.3	SPOJENÍ KROKVÍ VE VRCHOLU.....	42
7.3.1	POSOUZENÍ SPOJE KROKVÍ.....	42
8	ZÁVĚR.....	46
9	SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ.....	48
10	SEZNAM TABULEK.....	49
11	SEZNAM FOTOGRAFIÍ.....	49
12	SEZNAM OBRÁZKŮ.....	49
13	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....	51
14	PŘÍLOHY.....	53

1 ÚVOD

Tato bakalářská práce se zabývá statickou analýzou některých typů krovových konstrukcí. Motivací k vytvoření této práce bylo praktické setkání s rekonstrukcí podkroví. Ukázalo se, že s praktickou realizací krovů je spojeno množství specifík, z nichž pro některá mě tato problematika začala zajímat.

Na rovinných modelech vaznicových i hambalkových soustav budou zjišťovány principy chování a hledána úskalí modelů a některé poznatky z provedených analýz budou na základě těchto podkladů dále zpracovány a využity při řešení prostorových modelů.

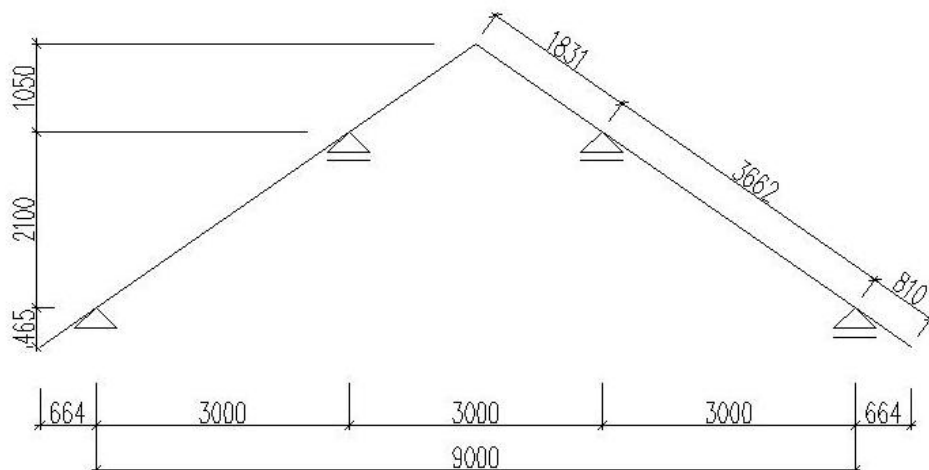
Zvláštní pozornost bude věnována problémům hambalkové soustavy. Řešení rovinného i prostorového modelu bude dále rozšířeno o posudky jednotlivých prvků a v následné části bude posouzeno a navrženo řešení spojů v této soustavě.

Všechny typy konstrukcí vychází ze stejných počátečních podmínek, které budou vymezeny na začátku této práce (geometrie konstrukce, výpočet klimatických zatížení a použitý materiál).

K řešení statických modelů byla použita studentská verze programu Scia Engineer, založeném metodě konečných prvků.

2 PRUTOVÉ KONSTRUKCE

2.1 GEOMETRIE KROKVE PRO JEDNOTLIVÉ MODELY



Obr. 2.1-1 Rozměry krokve

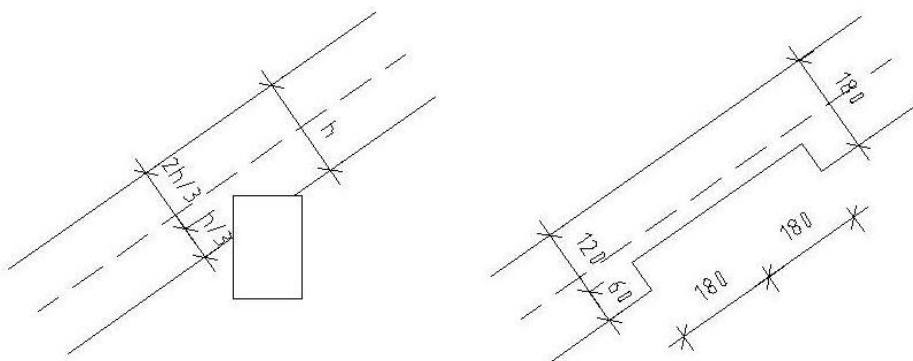
2.2 OSEDLÁNÍ KROKVE

Osedlání krokve je modelováno jako oslabení průřezu v místě styku krokve s vaznicí. Tento zásah je nutno zohlednit, neboť se mění charakteristiky průřezu, z nichž má nejnepříznivější účinek pokles ohybové tuhosti v oslabení.

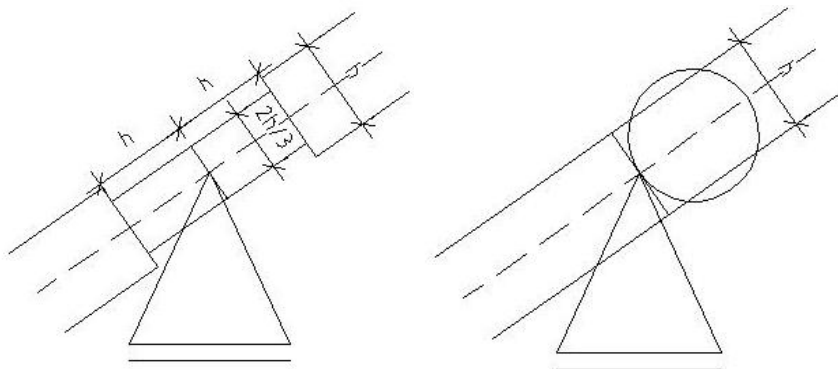
$$\frac{E \cdot I_o}{E \cdot I} = \frac{I_o}{I} = \frac{\frac{1}{12} \cdot b \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot h\right)^3}{\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3} = \left(\frac{2}{3}\right)^3 = \frac{8}{27}$$

I_o moment setrvačnosti oslabeného průřezu v osedlání

I moment setrvačnosti krokve



Obr. 2.2-1 Detail řešení osedlání krokve



Obr. 2.2-2 Detail řešení osedlání krokve ve výpočtovém modelu,
a) osedlání jako oslabení průřezu, b) osedlání řešeno kloubem

2.3 ZATĚŽOVACÍ STAVY

Zatížení bylo uvažováno na zatěžovací šířku $b=1\text{m}$.

Ve výpočtovém modelu jsou zahrnuty následující zatěžovací stavy:

Stálá zatížení

Vlastní tíha (generuje program)

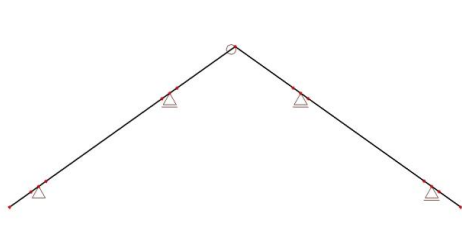
Ostatní stálé (uvažováno zatížení od krytiny, laťování a izolace $0,6 \text{ kN/m}^2$)

Proměnná zatížení

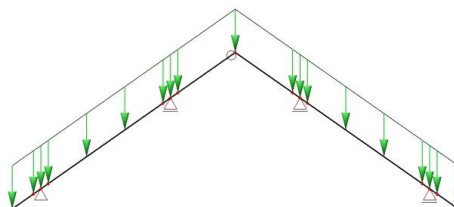
Zatížení sněhem – stavba navrhována v klimatické oblasti IV ($s_k = 1,33 \text{ kN/m}^2$),
typ krajiny – normální

Zatížení větrem – II větrová oblast, uvažovaná rychlost větru $v_b = 25 \text{ m/s}$,
kategorie terénu III,
maximální dynamický tlak větru $q_p(z) = 0,641 \text{ kN/m}^2$

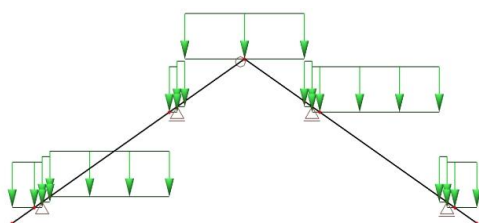
ZS1 – vlastní tíha (program)



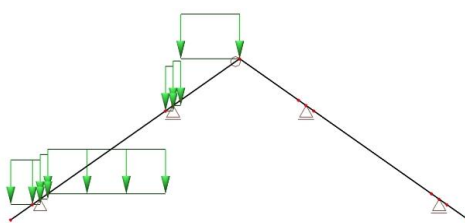
ZS2 – ostatní stálé $g = 0,6 \text{ kN/m}^2$



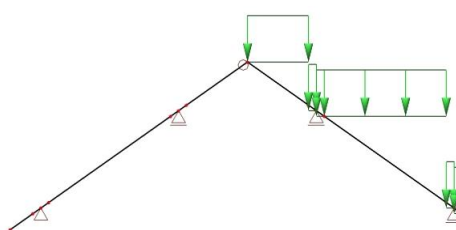
ZS3 – sníh plný $q = 1 \text{ kN/m}^2$



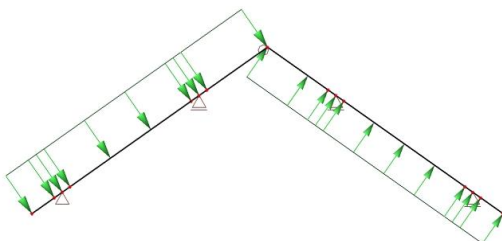
ZS4 – sníh levý $q = 1 \text{ kN/m}^2$



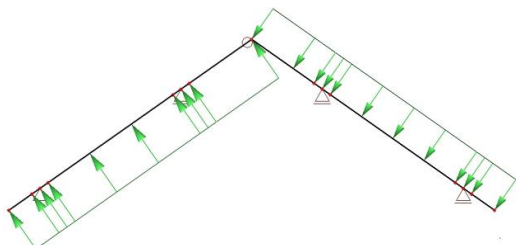
ZS5 – sníh pravý $q = 1 \text{ kN/m}^2$



ZS6 – vítr levý $q_1 = 0,30 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = -0,21 \text{ kN/m}^2$



ZS6 – vítr pravý $q_1 = -0,30 \text{ kN/m}^2$
 $q_2 = 0,21 \text{ kN/m}^2$



2.4 MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

Použitým materiálem je smrkové dřevo pevnostní třídy C22

$f_{t,0,k} = 13$	$*k_{mod}/\gamma_M$ $*0,9/1,3$	$f_{t,0,k} = 9 \text{ [MPa]}$
$f_{t,90,k} = 0,4$		$f_{t,90,k} = 0,28 \text{ [MPa]}$
$f_{c,0,k} = 20$		$f_{c,0,k} = 13,85 \text{ [MPa]}$
$f_{c,90,k} = 2,4$		$f_{c,90,k} = 1,66 \text{ [MPa]}$
$f_{v,k} = 2,7$		$f_{v,k} = 1,88 \text{ [MPa]}$
$f_{m,k} = 22$		$f_{m,k} = 15,23 \text{ [MPa]}$

Tab. 2.4-1 Materiálové charakteristiky

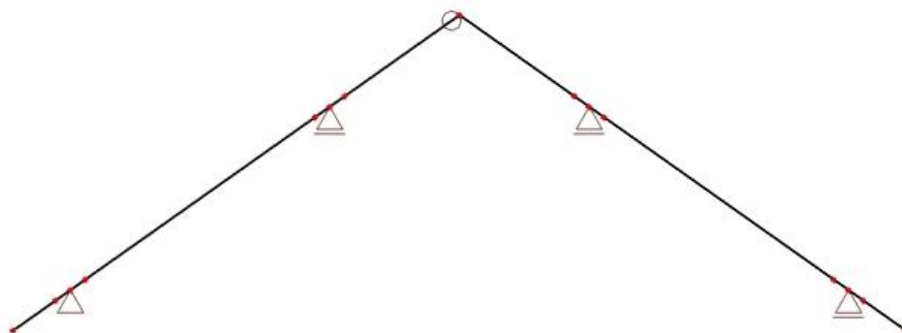
3 KROKVE

3.1 MODEL 1

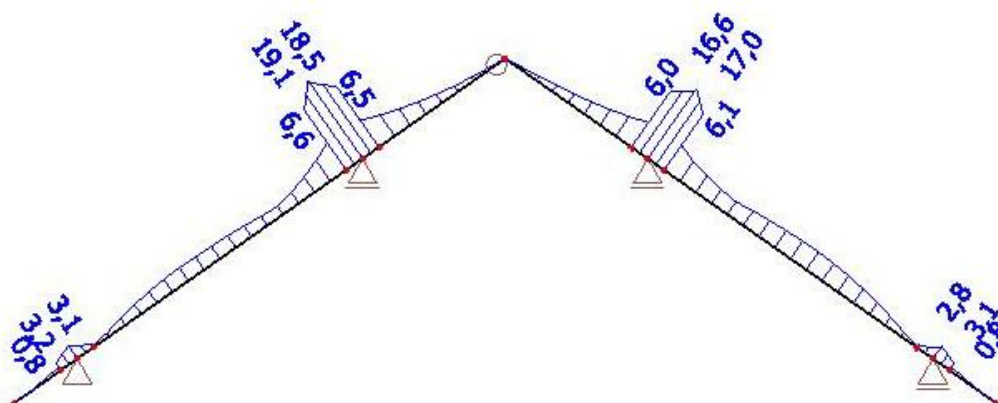
První model reprezentuje krokve, u které nejsou efektivně zachyceny vodorovné síly (viz foto 3.1.-1 a 3.1.-2). Zde je tento typ uveden z důvodů pochopení chování krokve.

Jak je níže ukázáno, je chování této konstrukce velmi problematické. Přes zjevné nedostatky se tento typ konstrukce vyskytuje v praxi poměrně často.

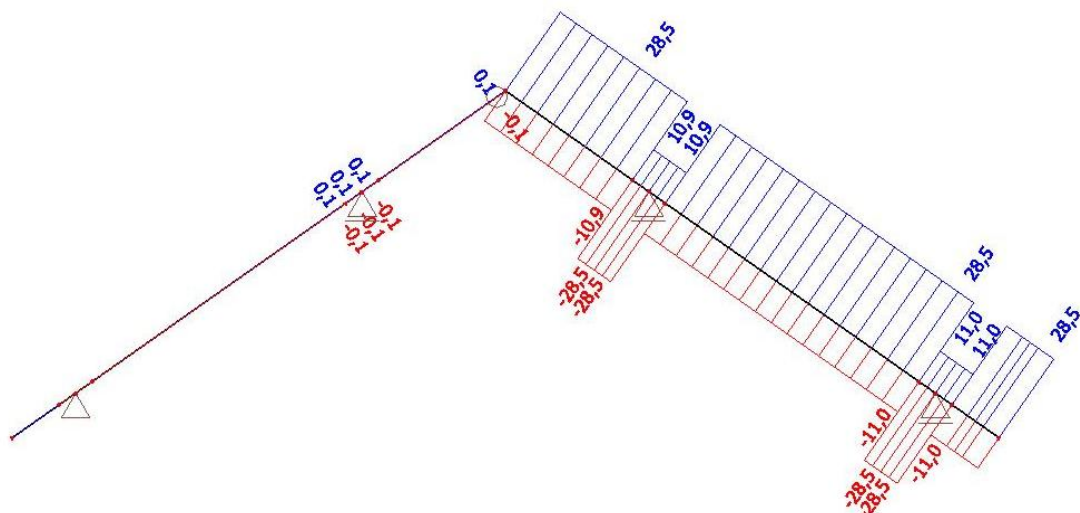
Konstrukce je 1x staticky neurčitá.



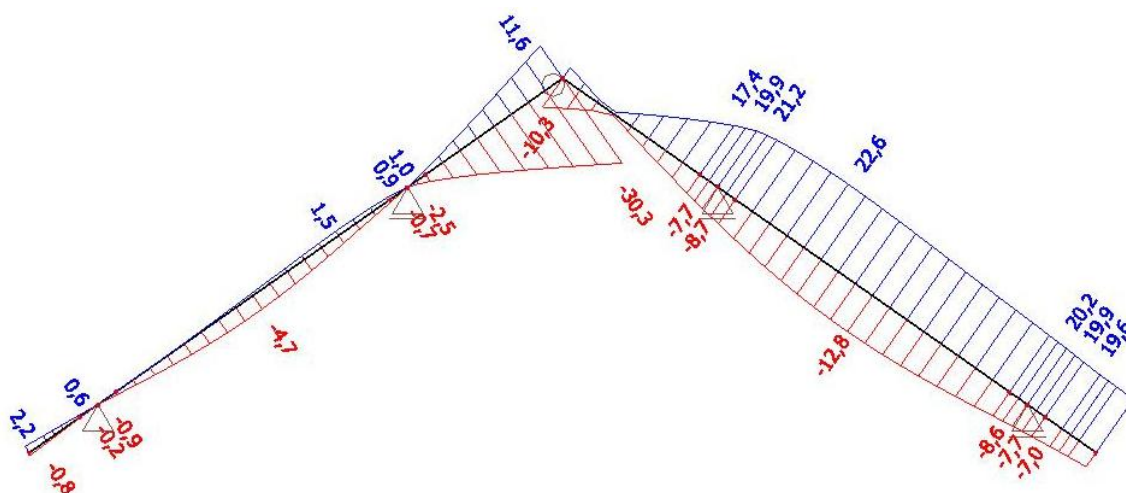
Obr. 3.1.-1 Statický model



Obr. 3.1.-2 Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]



Obr. 3.1.-3 Deformace na prutu (u_x) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]



Obr. 3.1.-4 Deformace na prutu (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Z grafických výstupů můžeme vyvodit chování konstrukce, které z hlediska průběhu deformací na prutu není příliš příznivé.

Vzniká zde značný posun u_x (kladný), který je zapříčiněn velkými a nezachycenými silami ve vodorovném směru. Tento posun současně způsobuje deformace u_z , kdy dochází k významnému poklesu v hřebeni střechy.

Z průběhu normálových napětí je patrné, že v místě osedlání prudce rostou normálová napětí. To je dáno především špičkami ohybových momentů, které působí na nejslabší průřez konstrukce. Ve skutečném 3D modelu, by došlo k částečnému zachycení normálových sil vaznicemi, které by byly namáhány navíc vodorovným ohybem a kroucením.



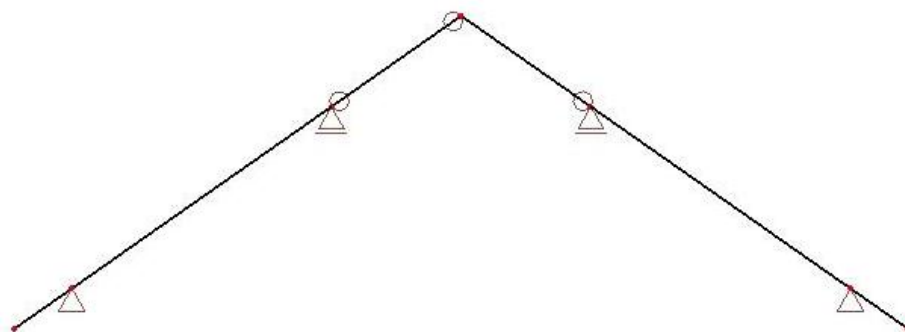
Foto 3.1.-1 Fotografie ilustruje dopad účinků vodorovných sil na konstrukci. Vyklonění původně svislé konstrukce do současného deformovaného stavu je znázorněno červeně.



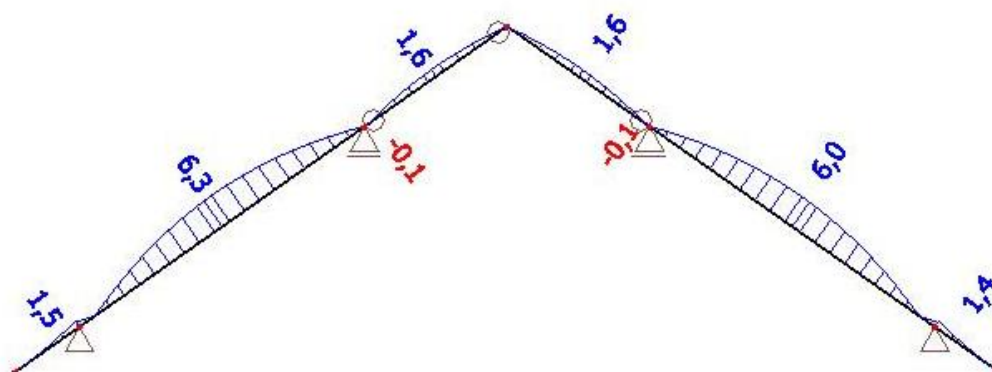
Foto 3.1.-2 Vodorovné síly působící na krokv vyvolávají kroucení vaznice a posun krokve ve vodorovném směru. Na fotografii jsou následky tohoto působení takového rozsahu, že vlivem posunutí spoj osedlání ztratil svůj původní smysl. Vaznice „popojela“ z původní polohy osedlání a potřebné plochy již na sebe nedoléhají (nefunkční spoj je zvýrazněn na fotografii).

3.2 MODEL 2

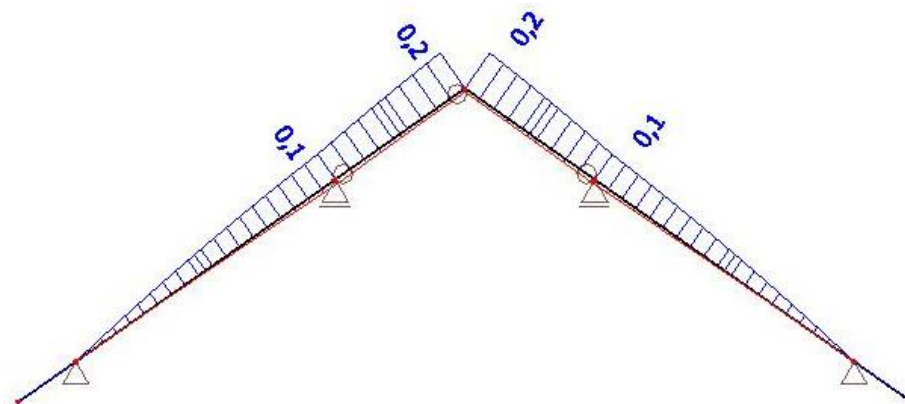
Druhý model je geometricky totožný s modelem 1. Liší se statickým uspořádáním, dolní podpory jsou neposuvné, toto statické schéma zastupuje funkci kleštin. Osedlání je v tomto případě řešeno kloubem, který moment nepřenáší. Konstrukce je staticky určitá.



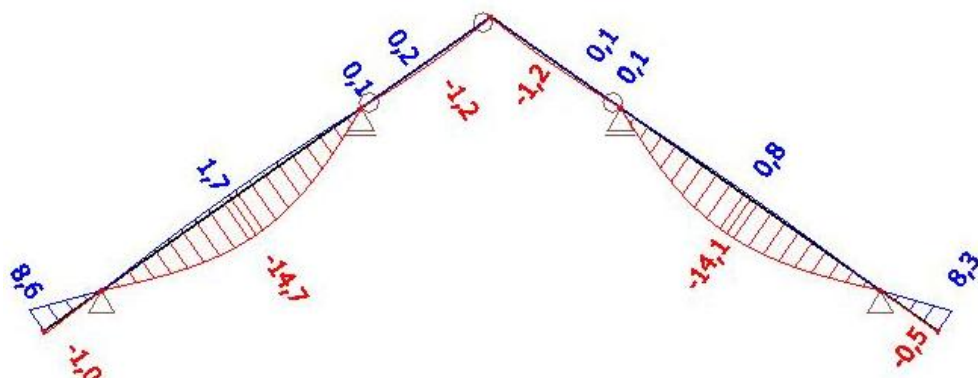
Obr. 3.2.-1 Statický model



Obr. 3.2.-2 Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]



Obr. 3.2.-3 Deformace na prutu (u_x) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]



Obr. 3.2.-4 Deformace na prutu (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

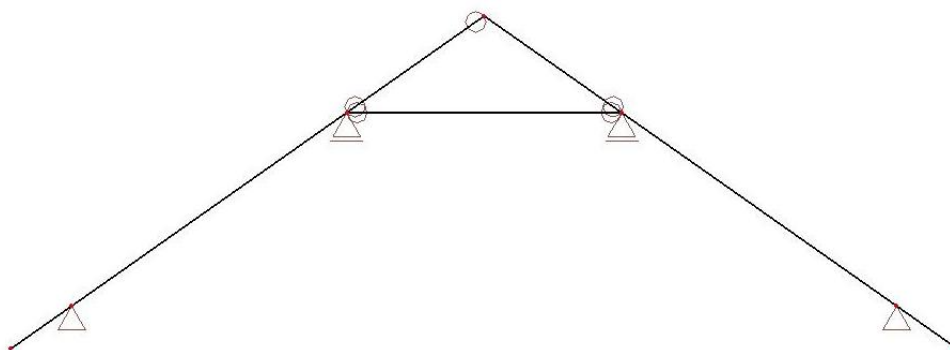
Vrchní část konstrukce působí jako trojkloubový rám, který v důsledku účinku svislého zatížení vyvozuje značné vodorovné síly v místě osedlání na vaznice. Vodorovné síly jsou zachyceny až pevnými podporami dole, které nahrazují funkci kleštin. Tudiž je deformaci u_x v této části zabráněno a nemůže dojít k poklesu hřebene střechy. Výsledné deformace jsou minimální a téměř symetricky rozložené na obou krovkách, konstrukce tak působí daleko příznivěji, než tomu bylo v modelu 1.

V případě, že bychom ponechali model 1 beze změny a upravili pouze osedlání na kloubové, tak se tato konstrukce stane 1x staticky přeurlčitou a zkolabuje. Takové řešení je nepoužitelné.

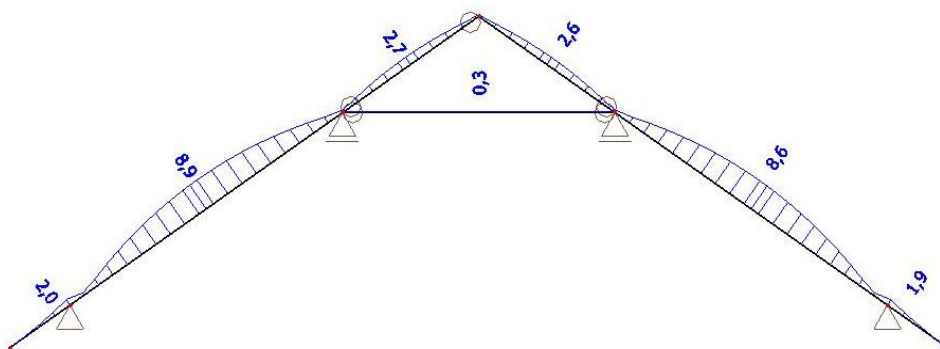
3.3 MODEL 3

Statický model jalové vazby je sestaven ze dvou prutů ve vrcholu kloubově spojených (prezentujících krokve). Vodorovného prutu, též kloubově připojeného ke krokvi, zastupující kleštiny a v dolní části pak levá neposuvná podpora a pravé je umožněn posun ve vodorovném směru. Osedlání je modelováno kloubem.

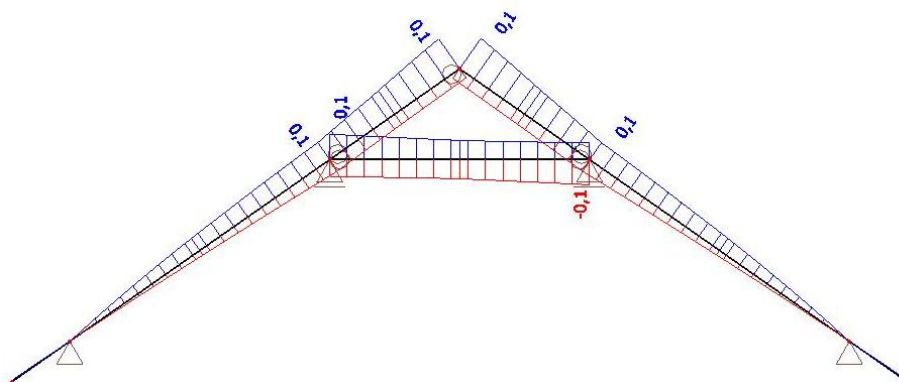
Tento typ konstrukce se v praxi hodně vyskytuje v novostavbách, kde se využívá podkrovní prostor. Na kleštině je obvykle zavěšen mezistrop.



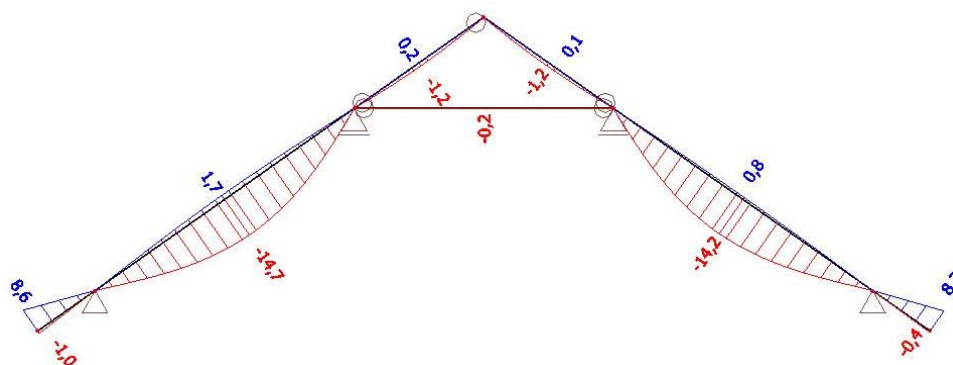
Obr. 3.3.-1 Rovinný model



Obr. 3.3.-2 Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]



Obr. 3.3.-3 Deformace (u_x) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]



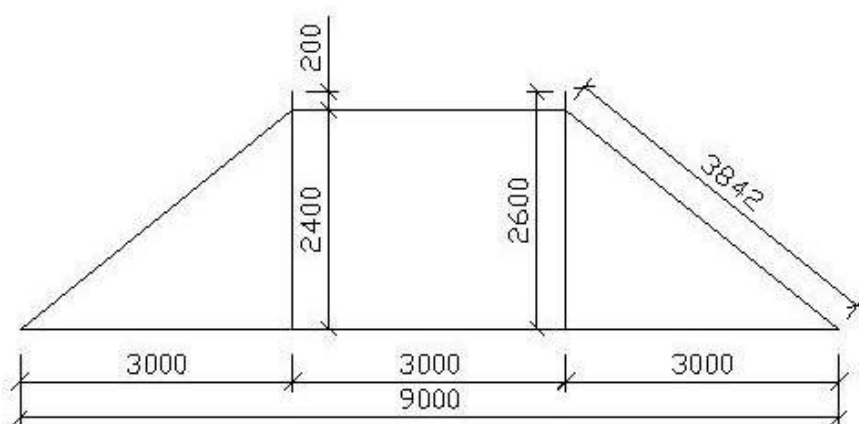
Obr. 3.3.-4 Deformace (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Tato konstrukce byla použita jako jalová vazba pro krov se systémem dvojitého věšadla. Reakce od jednotlivých zatěžovacích stavů z tohoto modelu byly dále použity jako zatížení rovinného modelu samotného dvojitého věšadla (viz příloha).

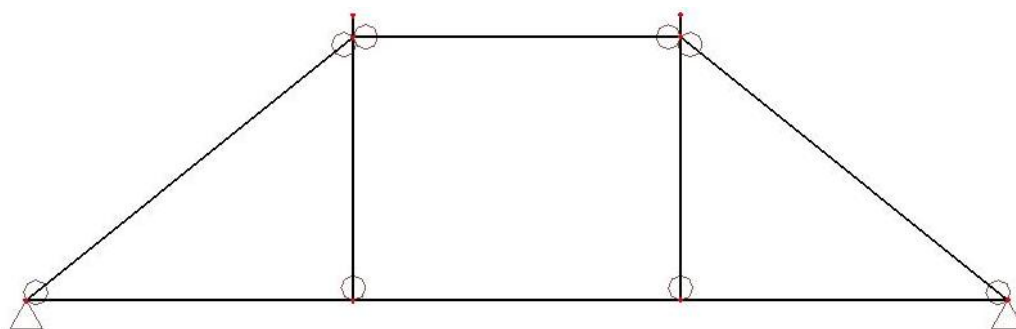
4 DVOJITÉ VĚŠADLO

Model plné vazby je složen z vazného trámu, sloupků, vzpěr a rozpěry. Vazný trám je uložen jako prostý nosník. Přípoj sloupků k vaznému trámu je řešen kloubově, stejně tak přípoj vzpěry a rozpěry na sloupky.

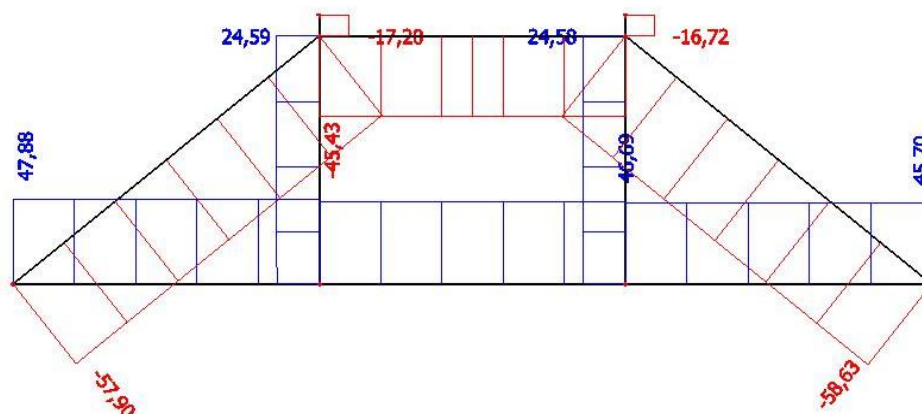
Zatížení je uvažováno jako osamělé síly působící na sloupky. Velikosti těchto sil odpovídají reakcím vaznic, vzniklých ze zatížení na krokve (z modelu 3). Navrženo je také rovnoměrné zatížení na vazný trám, které zastupuje užité zatížení.



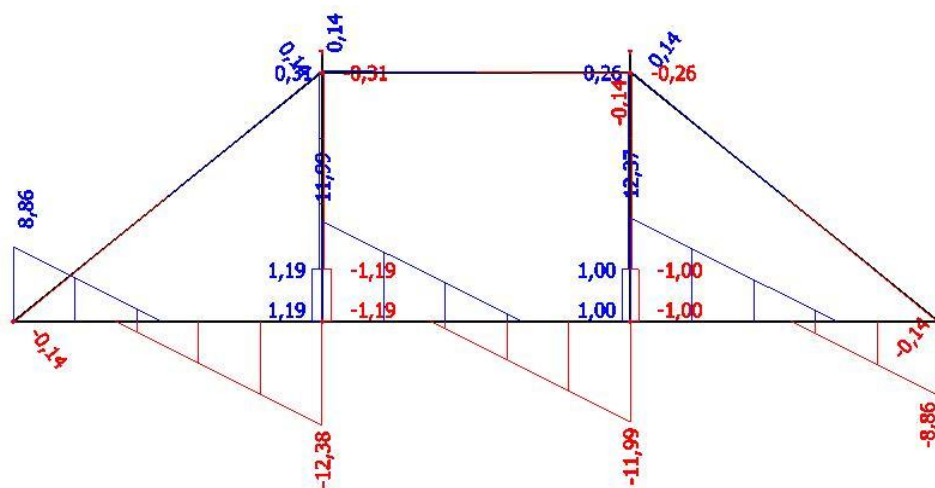
Obr. 4.-1 Geometrie modelu [mm]



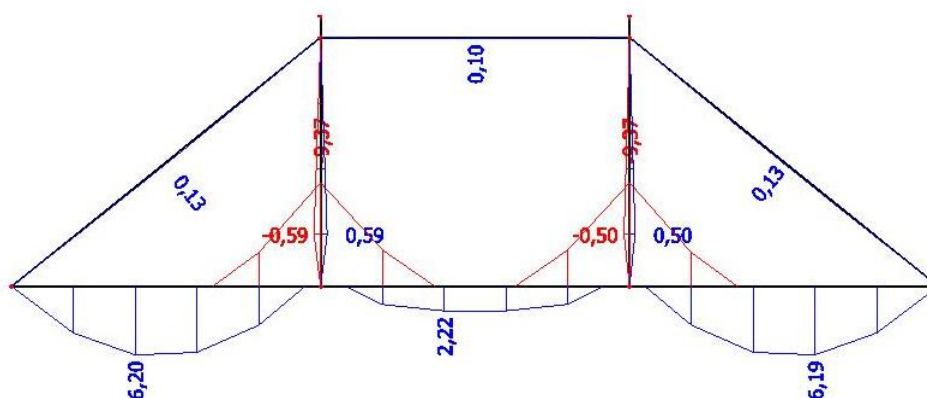
Obr.4.-2 Statický model



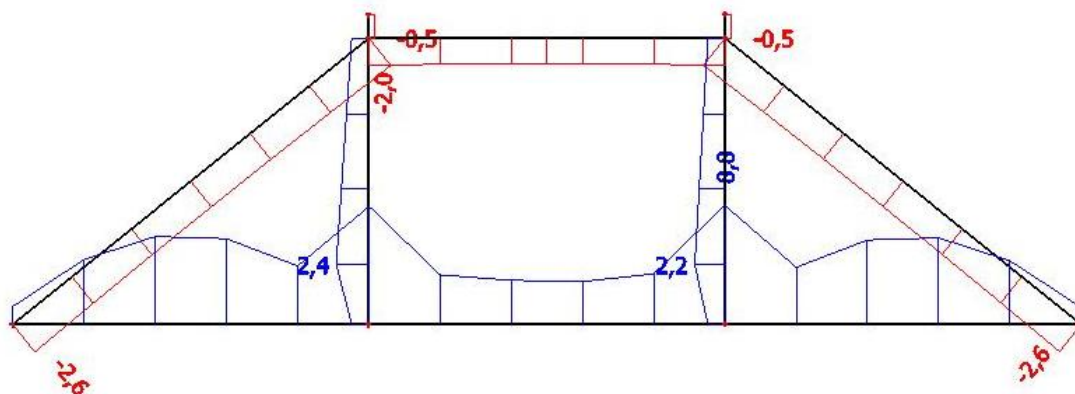
Obr. 4.-3 Průběh normálových sil od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]



Obr. 4.-4 Průběh posouvajících sil od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]



Obr. 4.-5 Průběh ohybových momentů od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kNm]



Obr. 4.-6 Průběh normálových napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]

4.1 POSUDKY JEDNOTLIVÝCH PRVKŮ

Podrobné řešení posudků viz příloha.

Sloupek – namáhán osovou silou a ohybem, posouzení na mezní stav únosnosti:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,28}{9} + \frac{1,15}{1 \cdot 15,2} = 0,22 \leq 1 \quad \text{VYHOVÍ}$$

Rozpěra - namáhána osovou silou a ohybem

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\frac{2,37}{0,37 \cdot 13,8} + \frac{0,195}{1 \cdot 15,2} = 0,47 \leq 1 \quad \text{VYHOVÍ}$$

Vzpěra - namáhána osovou silou

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1$$

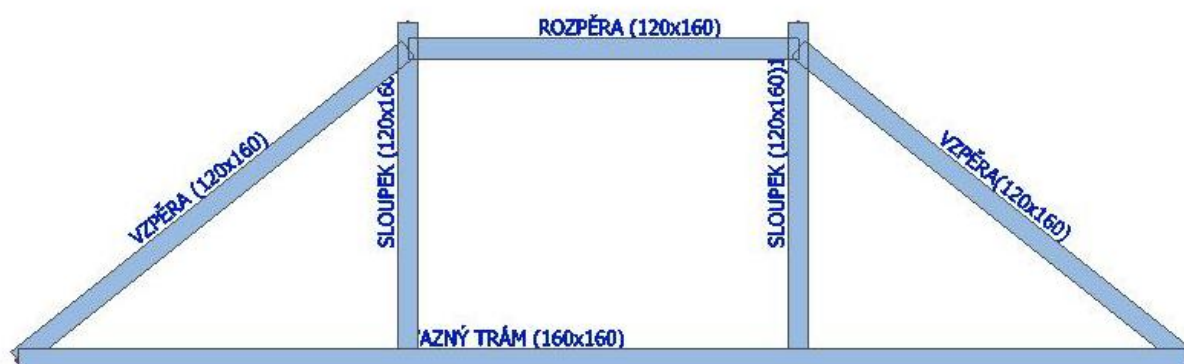
$$\frac{3,05}{0,26 \cdot 13,8} = 0,85 \leq 1 \quad \text{VYHOVÍ}$$

Vazný trám - namáhán osovou silou a ohybem

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_m \cdot f_{m,y,d}} \leq 1$$

$$\frac{1,66}{9} + \frac{7,18}{1 \cdot 15,2} = 0,66 \leq 1 \quad \text{VYHOVÍ}$$

Navržené průřezy:



Obr. 4.1.-1 Navržené průřezy prvků

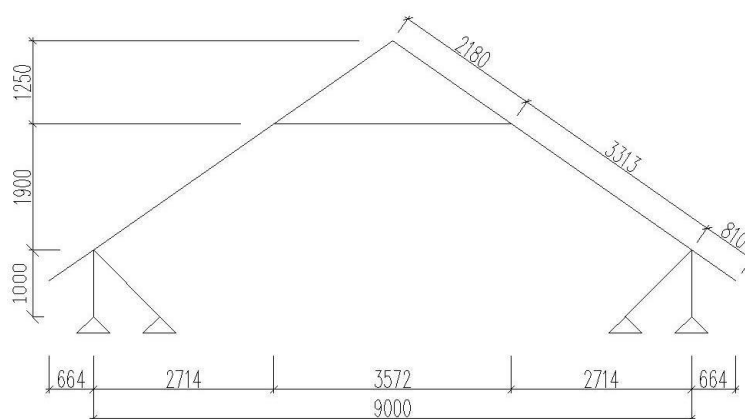
5 HAMBALKOVÁ SOUSTAVA

Hambalkový krov tvoří krokve, vodorovná výztuha - hambalek a kotvení v dolní části, které zachytává vodorovné síly.

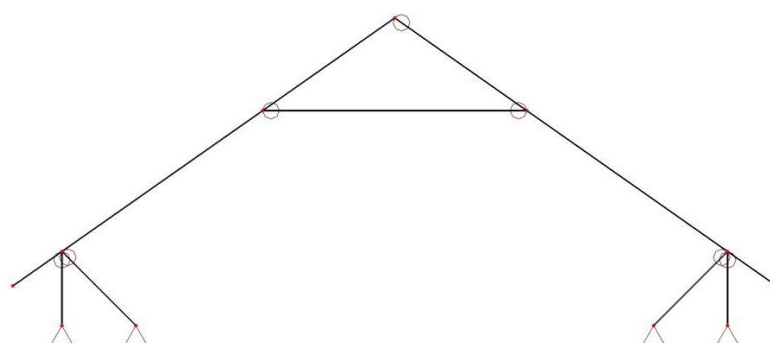
Zatížení na krokve je řešeno stejně, jako tomu bylo u modelů 1,2 a 3.

Krokve jsou ve vrcholu spojeny kloubem. Hambalek je také kloubově spojen s krokvi.

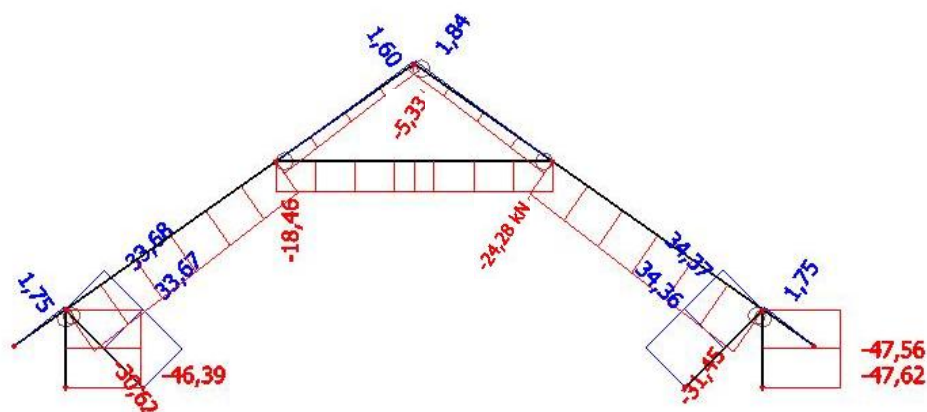
Kotvicí prvek je modelováno ocelovým páskem, který je pevně uloženo ve stropě a kloubově připojeno ke krokvi.



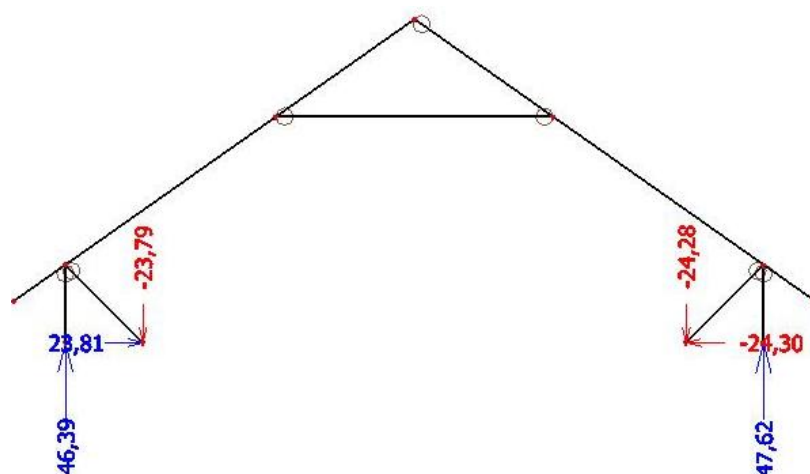
Obr.5.- 1 Geometrický model



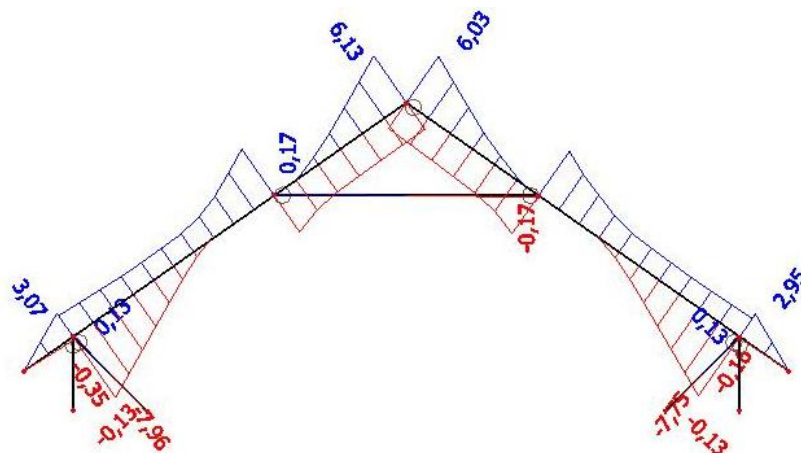
Obr. 5.- 2 Statický model



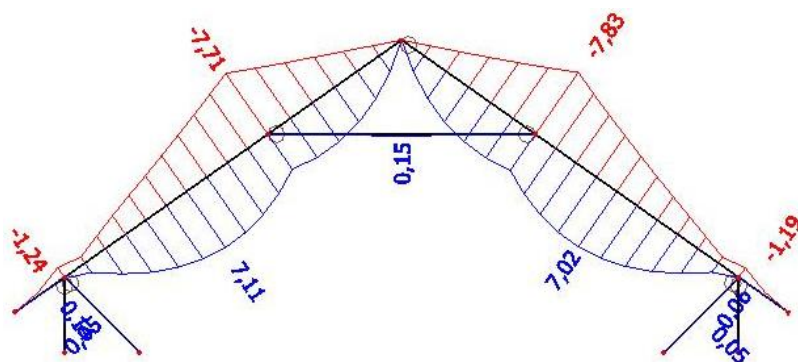
Obr. 5.- 3 Normálové síly od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]



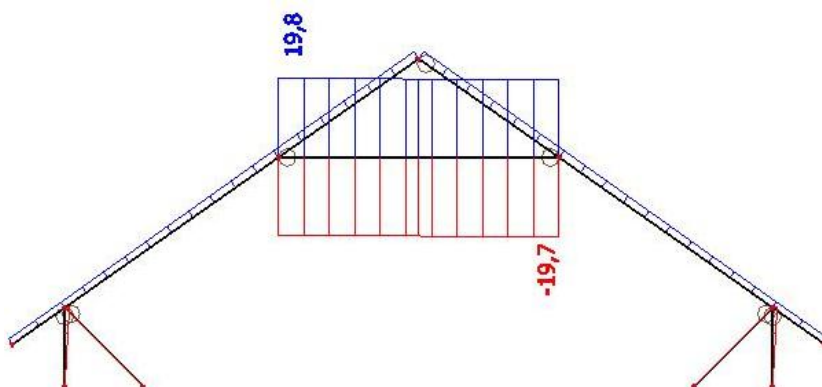
Obr. 5.- 4 Reakce R_x a R_z od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]



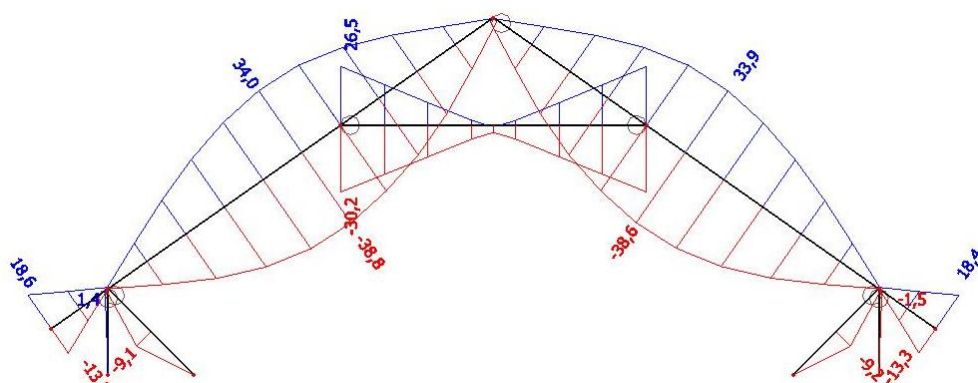
Obr.5.- 5 Posouvající síly od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]



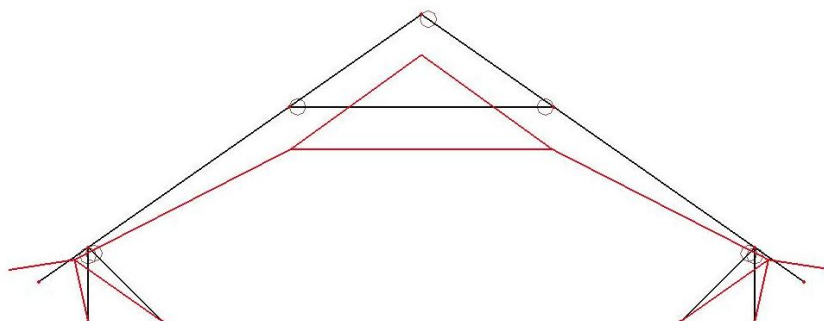
Obr. 5.- 6 Průběhy momentů od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kNm]



Obr. 5.- 7 Deformace prutu (u_x) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]



Obr. 5.- 8 Deformace prutu (u_z) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]



Obr. 5.- 9 Deformovaná konstrukce od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém

Z obr. 5.- 9 je patrné, že tento typ soustavy přenáší do konstrukce nepříznivé účinky působící ve vodorovném směru. Ty mohou způsobit „vyvalení“ celého krovu a současný pokles konstrukce krovu. Aby se deformaci částečně zabránilo, musí být účinně navrženo kotvení. Kritickým místem je zachycení krokve na pozednici a ukotvení samotné pozednice. Táhla musí být navržena nejen na přetržení (v tomto ohledu problém není), ale především na správné řešení spoje (přípoj řešen v kapitole 7. *Spoje*).

Z obr. 5.-8 deformace na prutu ve směru uz je zjevné, že konstrukce je citlivá na asymetrická namáhání (především vlivem sněhu a větru), dochází zde k velkým deformacím (ohyb krokví).

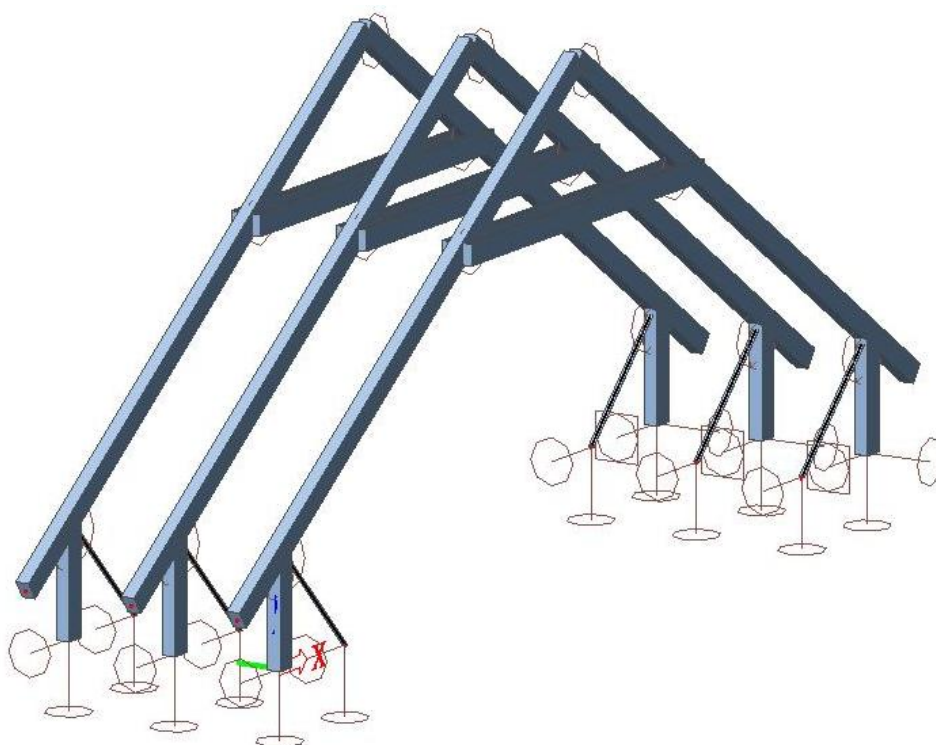
6 PROSTOROVÉ MODEL Y

6.1 HAMBALKOVÁ SOUSTAVA

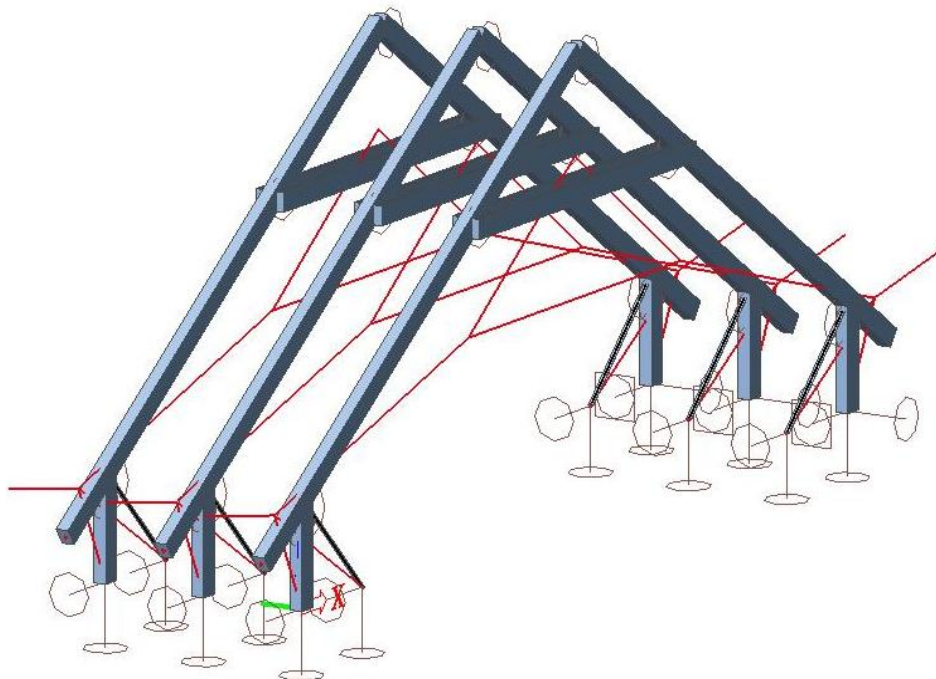
Prostorový model byl sestaven na základě poznatků chování z rovinného modelu hambalkové soustavy, vzdálenost jednotlivých vazeb je 1m.

Pro úspěšné řešení v programu Scia Engineer, bylo nutné zabránit pootočení kolem osy x .

V opačném případě by došlo ke sklopení konstrukce do roviny yz . V praxi se tento problém řeší ztužením v podélném směru (zavětrováním), které může být realizováno pomocí „ondřejových křížů“.



Obr. 6.1.- 1 Prostorový model hambalkového krovu



Obr. 6.1.- 2 Deformovaný model hambalkového krovu

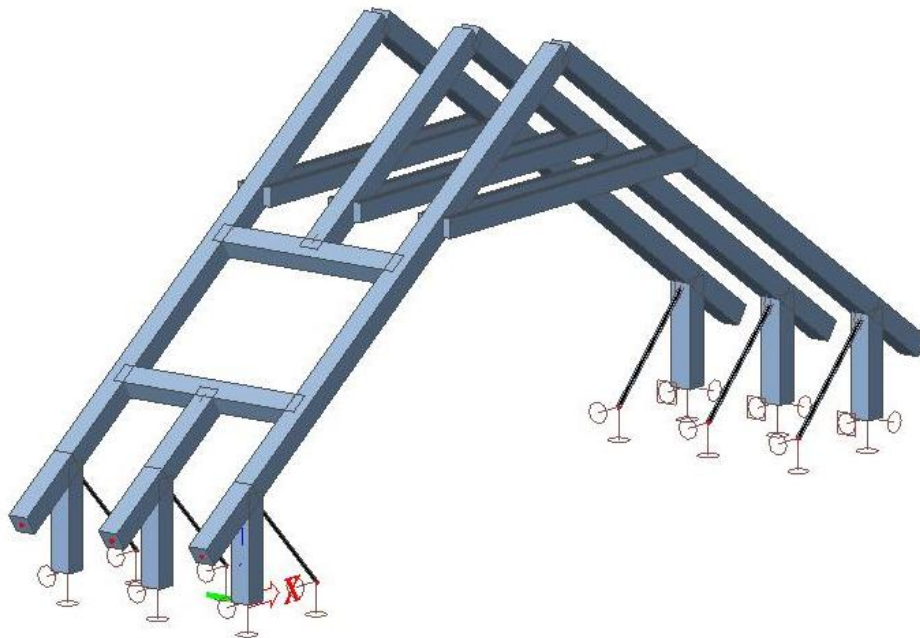
Sestavením modelu běžného hambalkového krovu a provedením statické analýzy byly zjištěny výsledky, které umožňují praktické provedení.

Avšak vzhledem k předchozím řešením krovů, zde konstrukce vyvozuje značné síly ve vodorovném směru, které je nutné zachytit, jak již bylo popsáno v rovinném modelu hambalku.

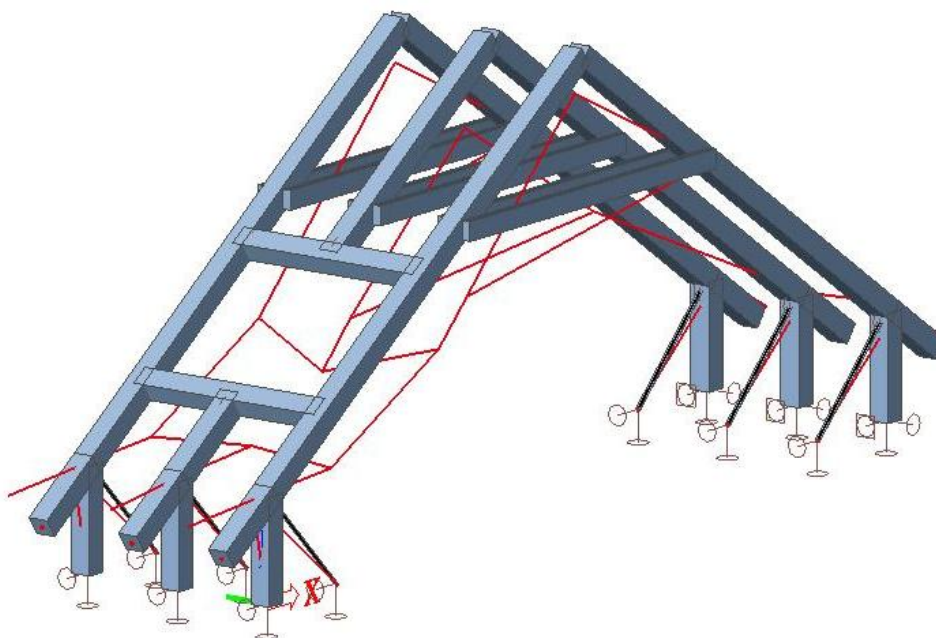
V této konstrukci byly provedeny posudky spoje krokví ve vrcholu, kotvení krokve pomocí závitové tyče a posudek přípoje kleštín ke krokvi, který se běžně realizuje pomocí svorníku. Tyto posudky jsou blíže stanoveny v kapitole 7. *Spoje*.

Dalším postupem bude zapojení konstrukčního prvku výměny do tohoto typu krovu.

6.2 HAMBALKOVÁ SOUSTAVA S KONSTRUKCÍ VÝMĚNY



Obr. 6.2.- 1 Prostorový model hambalkového krovu s výměnou



Obr. 6.2.- 2 Deformovaný model hambalkového krovu s výměnou

Na základě vytvořeného modelu a provedených výpočtů statických vlivů byly zjištěny kritické oblasti, jež mají negativní vliv na celkovou únosnost krovu.

Pro tento model zvoleny masivní průřezy kriticky namáhaných prvků, v tomto případě se jedná o přilehlé krokve k výměně. I přes tato konstrukční opatření byl krov na základě posudku vyhodnocen jako nevyhovující.

Zvolený průřez krokve z předchozího modelu 120x180mm (viz příloha) byl nedostačující. Nevyhověl na posouzení namáhání osovou silou a ohybem. Průřez krokve na tato namáhání vyhověl až při profilu 200x200mm i s uvažováním oslabení pro provedení čepového spoje (viz kapitola 6.2.1). U realizace výměny bylo využito tradičních tesařských spojů, konkrétně čepů, které se běžně v tomto provedení užívají, ale dle výpočtu není možné čepy v tomto případě nadimenzovat na vyhovující hodnotu normy ČSN EN 73 1702.

Celkové vyhodnocení únosnosti hambalkového krovu s konstrukcí výměny nesplňuje požadavky posudku z důvodu nevyhovujících spojů.

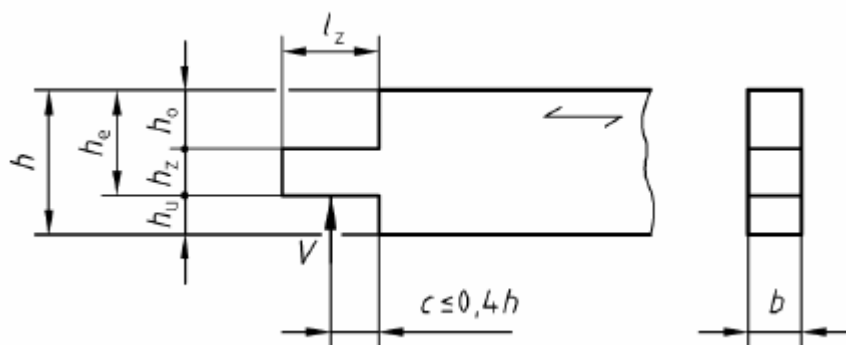
Dále při zapojení výměny se u krajních krokví zvýšil už tak zřetelný problém namáhání konstrukce vodorovnými silami u hambalkové soustavy. Kotvení těchto sil je téměř nemožné. Deformace ve vodorovném směru do jisté míry eliminovaly masivní průřezy.

Obecně lze konstatovat, že zapojením výměny do krovové konstrukce došlo ke změně a nežádoucímu přerozdělení působících sil. Dopad těchto změn je natolik kritický, že konstrukce ani při maximálním přípustném zvětšení průřezu dle posudku nevyhoví na spoje (byť vyhoví jednotlivé prvky konstrukce). I kdybychom se vyrovnali s řešením spojů jiným způsobem, zůstala by v konstrukci značná namáhání. Tato namáhání by do budoucna představovala možný zdroj poruch, a to jak pro samostatný krov, tak celkově pro stavební objekt (častá porucha viz *foto 6.2.-1*).



Foto 6.2.-1 Porucha na konstrukci vzniklá špatným kotvením vodorovných sil [14]

6.2.1. ÚNOSNOST ČEPOVÉHO SPOJE

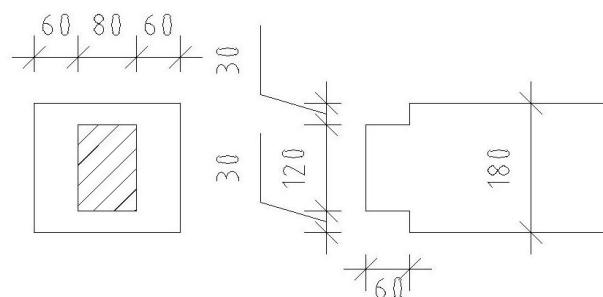


Obr. 6.2.1.-1 rozměry čepu [10]

Normálová síla v krokvi v místě čepu

$$N = 22,07 \text{ kN}$$

$$R_k = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot b \cdot h_e \cdot k_z \cdot k_v \cdot f_{v,k} \\ 1,7 \cdot b \cdot \ell_{z,ef} \cdot f_{c,90,k} \end{array} \right\}$$



Obr. 6.2.1.-2 Navržené rozměry čepu

kde

$$k_v = 1$$

$$k_z = \beta \left\{ 1 + 2(1 - \beta)^2 \right\} (2 - \alpha)$$

$$\alpha = h_e/h$$

$$\beta = h_z/h_e$$

$$\ell_{z,ef}$$

b, h_e, h_z, l_z rozměry dle obrázku

Podmínky návrhu:

$$15 \text{ mm} \leq l_z \leq 60 \text{ mm} \qquad 15 \text{ mm} \leq 60 \leq 60 \text{ mm}$$

$$1,5 \leq h/b \leq 2,5 \qquad 1,5 \leq 180/80 = 2,25 \leq 2,5$$

$$h_0 \geq h_u \qquad 30 \geq 30$$

$$h_u/h \leq 1,3 \qquad 30/180 = 0,17 \leq 1,3$$

$$h_z \geq h/6 \qquad 120 \geq 180/6 = 30 \qquad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

$$\beta = h_z/h_e = 120/150 = 0,8$$

$$\alpha = h_e/h = 150/180 = 0,83$$

$$k_z = 0,8 \left\{ 1 + 2(1 - 0,8)^2 \right\} (2 - 0,83) = 1,01$$

$$\ell_{z,ef} = \min \{ \ell_z + 30; 2 \cdot \ell_z \} = \min \{ 60 + 30; 2 \cdot 60 \} = 90 \text{ mm}$$

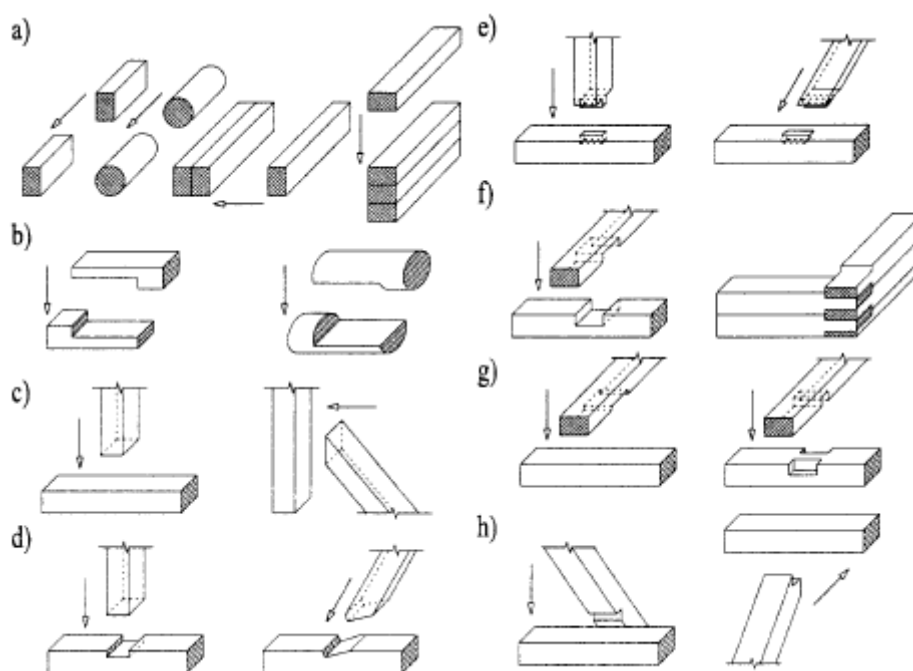
$$R_k = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 80 \cdot 150 \cdot 1,01 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 10^{-3} \right. \\ \left. 1,7 \cdot 80 \cdot 90 \cdot 2,4 \cdot 10^{-3} \right\} = 21,816 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{k_{mod} \cdot R_k}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 21,816}{1,3} = 15,103 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 22,07 \text{ kN} \geq R_d = 15,103 \text{ kN} \qquad \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ!}$$

7 SPOJE

Jelikož dřevěné krovy mají dlouhou historii, jejich nedílnou součástí jsou i klasické tesařské spoje, kterých se využívá dodnes. Jejich správné provedení je však náročné, vyžadují nejen velkou přesnost, ale i kvalifikovaného zaměstnance. Velkou nevýhodou těchto spojů je nutnost oslabení konstrukčních prvků a snížení tuhosti. V dnešní době se proto můžeme setkat se spoji s ocelovými spojovacími prostředky, které obvykle nejsou příliš náročné na provedení.



a) sraz, b) plátování, c) lípnutí, d) zapuštění, e) čepování, f) přeplátování, g) kampování, h) osedlání

Obr. 7.-1 Přehled základních tesařských spojů [1]

7.1 NÁVRH SPOJE KLEŠTINA S KROKVÍ

Spoj kleštiny s krokvi je dvojstřížný spoj. Na přenesení požadované síly v krokvi byl navržen svorník M16, který byl posouzen na stříh. Vypočítaná únosnost svorníku $F_{V,Rd2}$ však nevyhověla na požadovanou únosnost. Proto byl navržen ozubený hmoždík Bulldog s únosností $F_{V,Rd2}$.

- t_1 tloušťka vnějšího prvku (kleštin),
 t_2 tloušťka vnitřního prvku (krokev),
 d průměr svorníku,
 $M_{y,Rk}$ charakteristický plastický moment únosnosti svorníku,
 $f_{h,i,k}$ charakteristická pevnost v otláčení,
 $F_{V,Rk}$ charakteristická únosnost svorníku na stříh,
 β poměr mezi pevnostmi v otláčení,
 k_{mod} modifikační součinitel (0,9 pro rostlé dřevo a krátkodobé zatížení).
 γ_M dílčí součinitel vlastností materiálu (1,3 pro rostlé dřevo).

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{0,5 f_{h,2,k} t_2 d}, 1,05 \frac{h_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right], 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} \right\}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k$$

$$f_{h,1,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d \quad (\text{pro jehličnaté dřeviny})$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot 360 \cdot 20^{2,6} = 260,676 \text{ kNm}$$

$$F_{V,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1,2}{1 + 1,2}} \cdot \sqrt{2 \cdot 260,676 \cdot 10^3 \cdot 18,357 \cdot 20} = 16,669 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot F_{v,rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 16,669}{1,3} = 11,54 \text{ kN}$$

$$\text{Dvojstržný spoj} \Rightarrow F_{V,Rd} = 2 \cdot 11,54 = 23,080 \text{ kN}$$

Normálová síla v krokvi $N = -24,28 \text{ kN}$ (Obr.5.-3)

$24,28 \text{ kN} > 23,080 \text{ kN} \Rightarrow \text{NEVYHOVÍ} \Rightarrow \text{navržení ozubeného hmoždíku Bulldog (pomocí excelu poskytnutého vedoucím práce)}$

Průměr hmoždíku 62 mm

$$F_{V,Rd} = 5,910 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = F_{V,Rd1} + F_{V,Rd2} = 23,080 + 5,910 = 28,99 \text{ kN}$$

$$24,28 \text{ kN} < 28,99 \text{ kN} \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

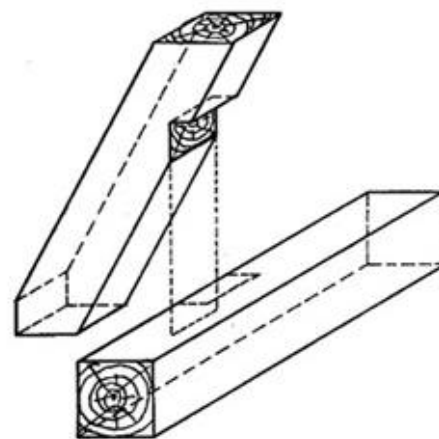
Navržen svorník M20 a ozubený hmoždík Bulldog průměru 62 mm.

7.2 ŘEŠENÍ KOTVENÍ KROKVE

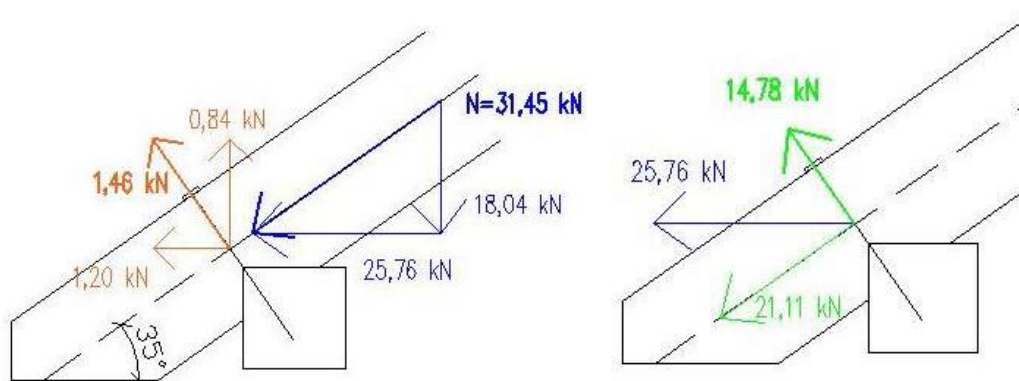
7.2.1 ZAJIŠTĚNÍ HŘEBÍKEM

Osedlání je spojení dvou dřev v různých rovinách, na jednom je proveden zářez (sedlo) a druhé je obvykle bez zářezu. Jedná se o obvyklý spoj mezi krokvi a vaznicí.

Osedlání se často užívá i u provedení přípoje krokve k pozednici. Pokud bychom realizovali tento přípoj, v případě již řešené hambalkové soustavy, a zajistili krokev pouze pomocí hřebíku, byl by tento spoj naprosto nevyhovující.



Obr. 7.2.1.-1 Osedlání [13]



Obr. 7.2.1.-2 Síly potřebné k vytažení hřebíku (červené), normálové síly působící v krokvi (modré), síly působící na hřebík (zelené)

POSUDEK HŘEBÍKU NA VYTAŽENÍ

Normálová síla v krokvi (krokev je tlačena) $N = -31,45 \text{ kN}$ (obr. 5.-3)

Hřebík (240mm, průměr 7,6mm)

$f_{ax,k}$ charakteristická pevnost na vytažení z prvku, do kterého vniká hrot,

$f_{head,k}$ charakteristická pevnost na protažení hlavičky,

$F_{ax,Rk}$ charakteristická únosnost svorníku na vytažení,

d průměr hřebíku,

t_{pen} délka vniku hrotu do druhého prvku,

t tloušťka prvku na straně hlavičky,

d_h průměr hlavičky hřebíku.

$$f_{ax,k} = (20 \cdot 10^{-6}) \cdot \rho_k^2$$

$$f_{head,k} = (70 \cdot 10^{-6}) \cdot \rho_k^2$$

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{ax,k} \cdot d \cdot t + f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{array} \right\}$$

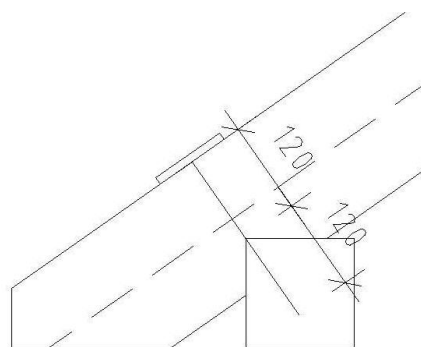
$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,312 \cdot 7,6 \cdot 120 \\ 2,312 \cdot 7,6 \cdot 120 + 8,092 \cdot 15^2 \end{array} \right\} = 2,109 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{ax,Rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 2,109}{1,3} = 1,46 \text{ kN}$$

Posuzováno na sílu 14,78 kN

dle obr. 7.2.1.-2 (zelená tlustá)

14,78 kN > 1,46 kN $\Rightarrow$ NEVYHOVÍ!



obr. 7.2.1. 3 Hřebík

POSUDEK HŘEBÍKU NA STŘIH

$$F_{V,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h1k} \cdot d}$$

$$F_{V,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1 + 1}} \cdot \sqrt{2 \cdot 35,107 \cdot 10^3 \cdot 15,172 \cdot 7,6} = 3,272 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{k_{mod} \cdot F_{V,Rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 3,272}{1,3} = 2,27 \text{ kN}$$

Posuzováno na sílu 21,11 kN dle obr. 7.2.1.-2 (zelená tenká)

21,11 kN > 2,27 kN $\Rightarrow$ NEVYHOVÍ!

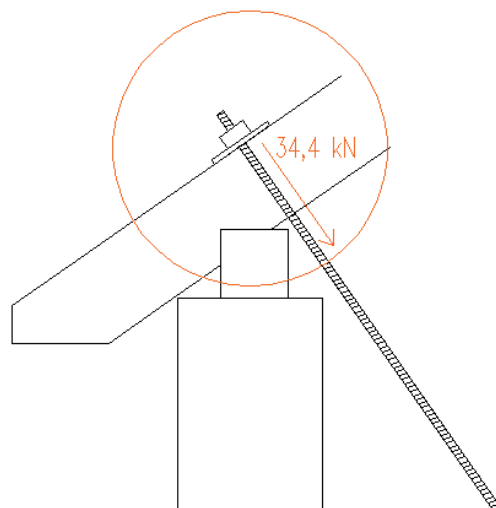
Z posouzení jasně vyplývá, že je tato část konstrukce namáhána natolik, že nelze tento spoj realizovat pomocí jednoho hřebíku, který nevyhoví jak na vytržení, tak na namáhání stříhem. Je tedy nezbytné zvolit jiný způsob upevnění krokve.

7.2.2 UPEVNĚNÍ KROKVE TÁHLEM

Další z možných řešení zachycení vodorovných sil je kotvení krokve pomocí táhla, které je na opačné straně zajištěno ve stropě.

Táhlo v tomto případě zastupuje závitová tyč.

Závitovou tyč je nutno posoudit na přetržení a stříh, kotvicí oblast pak na soustředný tlak kolmo na vlákna a navrhnout rozměr a tloušťku roznášecí ocelové desky.



POSUDEK ZÁVITOVÉ TYČE NA PŘETRŽENÍ

$$\frac{F}{A} \geq f_{y,d}$$

F normálová síla v táhlu,

A plocha průřezu.

$$\frac{34,4 \cdot 10^3}{\pi \cdot 8^2} = 171,1 \leq 235 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Průměr závitové tyče je navržen na 16 mm.

Obr. 7.2.2.-1 Normálová síla v táhlu

7.2.3 NÁVRH OCELOVÉ DESKY

Pro přenos je nutné navrhnout ocelovou roznášecí desku, která zajistí rozložení působící síly do plochy. Byly navrženy rozměry 120x150 mm, vypočítána efektivní plocha A_{ef} a stanoveno napětí na desce.

NÁVRH ROZMĚRŮ

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{34,4 \cdot 10^3}{120 \cdot 150 - (\pi \cdot 18^2)} = 2,026 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,026}{1,25 \cdot 1,66} = 0,98 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Navržený rozměr ocelové desky je 120x150mm.

NÁVRH TLOUŠŤKY DESKY

Při návrhu tloušťky desky se uvažoval zjednodušený výpočet konzolového působení desky. V působišti síly bylo uvažováno vetknutí a vypočítán maximální moment M dle obr. 7.2.2.-2.

Z průřezového modulu W byl vyjádřen požadovaný parametr t .

Ze vztahu pro normálové napětí od ohybu, pak dostáváme číselnou hodnotu tloušťky plechu.

Tento výpočet byl proveden pro oba rozměry plechu a navržena vyhovující tloušťka.

$$M = \frac{1}{2} q \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{1}{8} q h^2 = \frac{1}{8} 298,2 \cdot 0,12^2 = 0,537 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} (b - d) \cdot t^2 = \frac{1}{6} (150 - 18) \cdot t^2 = 22t^2$$

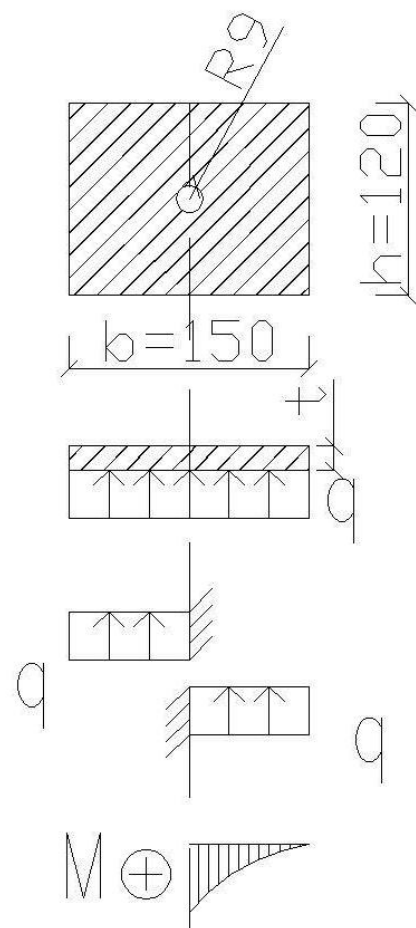
$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{y,d}$$

$$\frac{0,537}{22t^2} \leq 235$$

$$t \geq 10,2 \text{ mm}$$

$$M = \frac{1}{2} q \left(\frac{b}{2} \right)^2 = \frac{1}{8} q b^2 = \frac{1}{8} 238,56 \cdot 0,15^2 = 0,671 \text{ kNm}$$

$$W = \frac{1}{6} (h - d) \cdot t^2 = \frac{1}{6} (120 - 18) \cdot t^2 = 17t^2$$



Obr.7.2.2.-2 Znáznornění desky

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq f_{y,d}$$

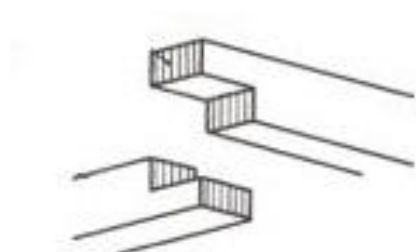
$$\frac{0,671}{17t^2} \leq 235$$

$$t \geq 13,0mm$$

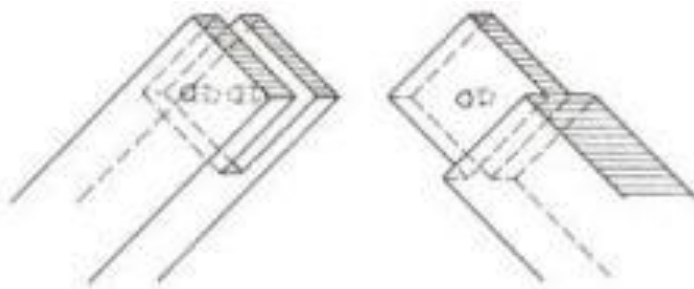
Navržena tloušťka desky 15mm.

7.3 SPOJENÍ KROKVÍ VE VRCHOLU

Na spojení krokví ve vrcholu se užívá tesařský spoj – přeplátování. Síly se přenesou pomocí ploch ve spoji, v případě opačně působících sil, je nutné spoj zajistit svorníkem.



Obr. 7.3.-1 Přeplátování krokví – první varianta
(tento typ se pro svou jednoduchost vyskytuje nejčastěji) [12]



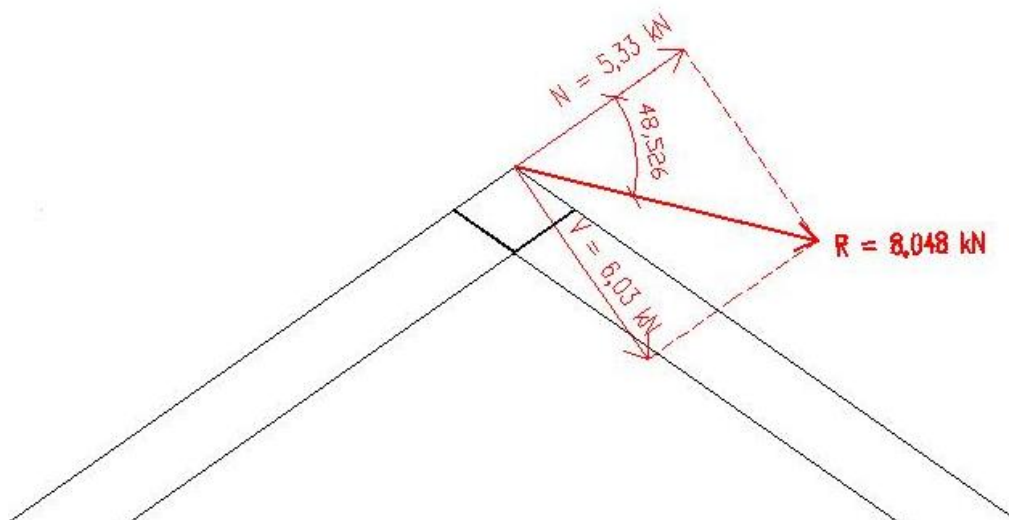
Obr. 7.3.-2 Přeplátování krokví –
druhá varianta [12]

7.3.1 POSOUZENÍ SPOJE KROKVÍ

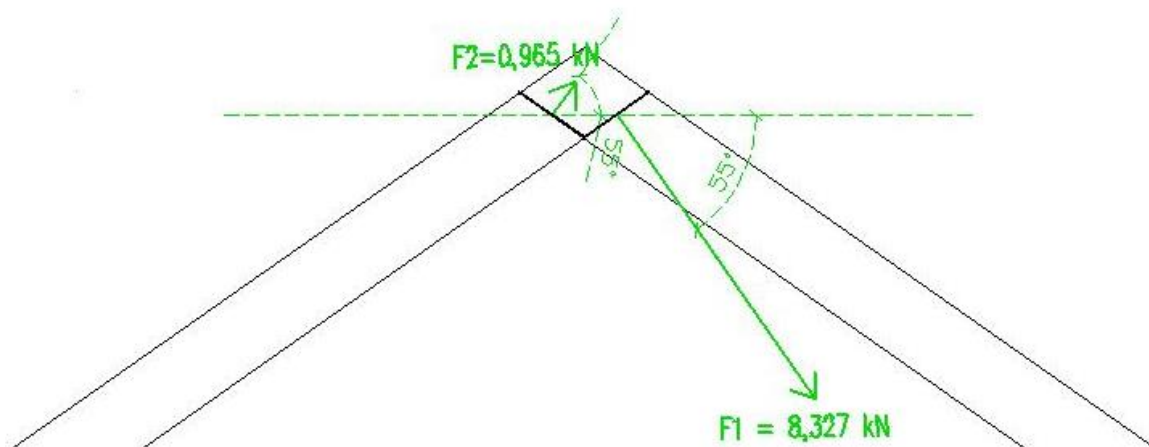
V případě řešení hambalkového krovu bylo uvažováno spojení krokví přeplátováním, jak je uvedeno na obr 7.3-1 a spoj byl zajištěn svorníkem.

Vstupní síly pro návrh byly převzaty z rovinného modelu hambalkové soustavy *obr. 5.-3* (normálová síla $N = -5,32 \text{ kN}$) a *Obr. 5.-5* (posouvající síla $V = 6,03 \text{ kN}$).

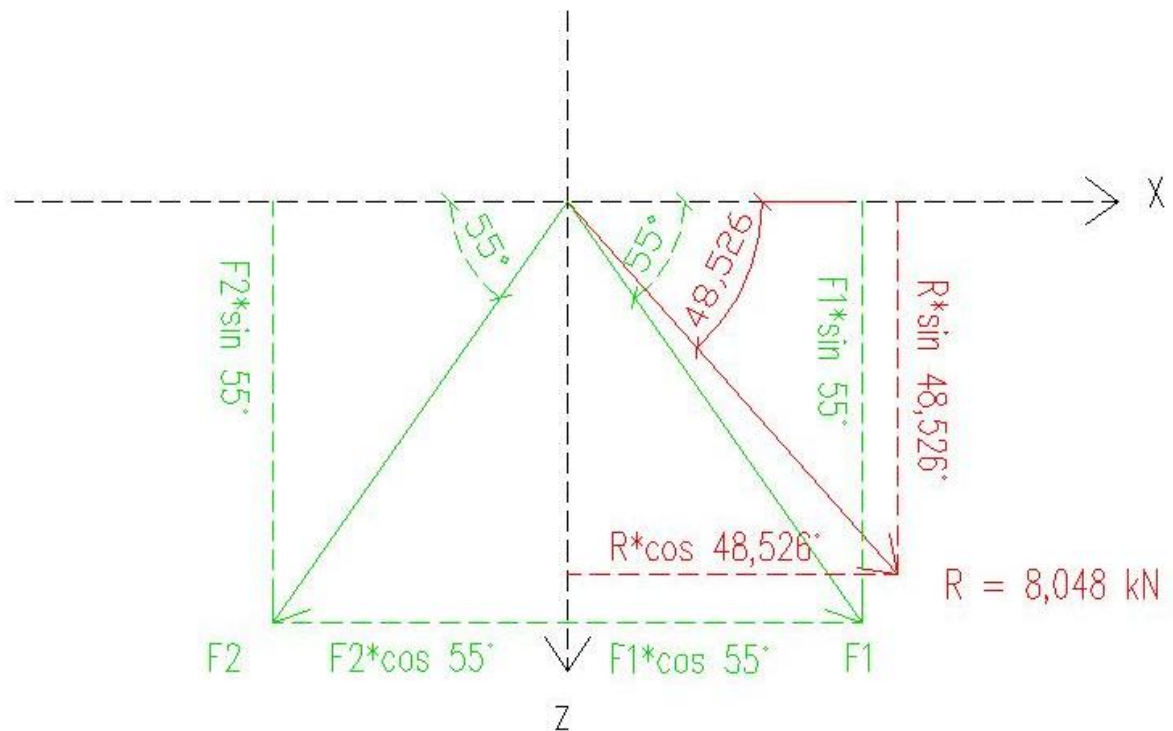
V první fázi byla vypočítána výsledná reakce R ze vstupních sil N a V (*obr. 7.3.-3*).
Výsledné síly působící na stykovou plochu spoje byly označeny jako síla $F1$ a síla $F2$.
Síly $F1$ a $F2$ působí kolmo na plochu spoje (*obr.7.3.-4*). Byl zjištěn úhel, který svírají s vodorovným směrem (osa x). Následně byl proveden rozklad síly R do sil $F1$ a $F2$ dle *obr.7.3.-5* a výpočtem stanoveny velikosti sil $F1$ a $F2$.
Síla $F1$ působí kladně (tedy kolmo na plochu) a není problém jí plochou zachytit (viz výpočet).
Síla $F2$ naopak vyšla záporně (tedy „ven“ ze spoje) a bude nutné ji přenést svorníkem (viz výpočet).



Obr. 7.3.-3 Rozklad působících sil v krovi



Obr. 7.3.-4 Výsledné síly působící kolmo na plochu přenášení napětí



Obr. 7.3.-5 Výpočet sil $F1$ a $F2$

$$R \cdot \cos 48,526^\circ = F1 \cdot \cos 55^\circ - F2 \cdot \cos 55^\circ$$

$$R \cdot \sin 48,526^\circ = F1 \cdot \sin 55^\circ + F2 \cdot \sin 55^\circ$$

$$F1 = 8,327 \text{ kN}$$

$$F2 = - 0,965 \text{ kN}$$

Sílu $F2$ bude přenášet svorník

Sílu $F1$ bude přenášet plocha vytvořená přeplátováním

POSUDEK PŘENOSU SÍLY $F1$

$$A = 0,0115 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{c,a,d} = \frac{F1}{A} = \frac{8,327 \cdot 10^{-3}}{0,0115} = 0,724 \text{ MPa}$$

$$f_{c,a,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{v,d}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

$$f_{c,a,d} = \frac{13,8}{\sqrt{\left(\frac{13,8}{2 \cdot 1,66} \cdot \sin^2 20\right)^2 + \left(\frac{13,8}{2 \cdot 1,87} \cdot \sin 20 \cdot \cos 20\right)^2 + \cos^4 20}} = 8,866 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,a,d}}{f_{c,a,d}} \leq 1$$

$$\frac{0,724}{8,866} = 0,08 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

NÁVRH SVORNÍKU NA ZACHYCENÍ SÍLY F2

$$F_{V,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1 + \beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h1k} \cdot d}$$

$$F_{V,Rk} = 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1 + 1}} \cdot \sqrt{2 \cdot 69071 \cdot 10^3 \cdot 1323 \cdot 12} = 7,79 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot F_{v,rk}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 7,79}{1,3} = 5,39 \text{ kN}$$

$$0,963 \text{ kN} < 5,39 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{VYHOVÍ}$$

Navržen svorník M12.

8 ZÁVĚR

Předložená práce se zabývá statickou analýzou dvou typů dřevěných krovů.

V první části je rozebráno statické působení třech různých provedení krokví. Byly zkoumány deformace krokví v závislosti na jejich uložení. V prvním modelu se značně projeví posuny ve vodorovném směru, kterým z konstrukčního hlediska nebylo nijak zabráněno. Měly za následek pokles hřebene střechy a celkově byl model vyhodnocen jako nejméně příznivý. Druhý model vykazoval podstatně menší deformace. Pevné dolní podpory, které nahrazovaly funkci kleštin, zachytávaly vodorovné síly a konstrukce byla méně deformovaná. Třetí model s kleštinou prezentoval jalovou vazbu pro následné řešení dvojitého věšadla.

V další části je provedena analýza dvojitého věšadla – tj. stojaté stolice krovu. Zatížení konstrukce dvojitého věšadla vycházelo z reakce vaznic třetího modelu a uvažovaného užitého zatížení na vazném trámu. Byly navrženy a posouzeny jednotlivé prvky konstrukce na mezní stav únosnosti.

V následující kapitole je modelován hambalkový krov a pokus o výměnu, například z důvodu montáže střešního okna. Je použit rovinný a prostorový prutový model. Zatímco dvojité věšadlo v předchozí kapitole vychází příznivě, hambalkový krov vykazuje mnohem méně příznivé působení a při zapojení konstrukce výměny již hambalkový krov staticky nevyhoví (i při použití masivních profilů vzniká problém s provedením a dimenzací spojů). I přes tyto zjevné nedostatky se hambalkový krov v praxi stále používá.

Další kapitola obsahuje analýzu spojů použitých u modelového provedení hambalkového krovu. Spoje jsou nutnou součástí konstrukce a často rozhodují o celkové únosnosti. V této práci je navržen spoj krokví ve vrcholu, přípoj hambalku ke krokvi a možné řešení zakotvení krokve ke stropu pomocí závitové tyče. Tento způsob uchycení krokve je následně porovnán s naprosto nevyhovujícím kotvením krokve k pozednici pomocí hřebíku.

Tradičně využívané typy krovových konstrukcí jsou i z dnešního statického pohledu spolehlivé a poukazují na promyšlenost a kvalitu konstrukčních návrhů i v dobách před současnými softwarovými možnostmi. Při dodržování zde nastíněných pravidel může být používání tradičních

krovových konstrukcí i nadále dobrým východiskem pro současnou snahu po maximálním využití podkrovních prostor. Při často požadovaných konstrukčních zásazích (jakou jsou výměny, vikýře a podobně) do jednoduchých tradičních modelů krovů je vhodné (jak zde bylo ukázáno) zpracovat statický posudek pro navrhované řešení. Předejdeme tak budoucím možným problémům vznikajícím jako důsledek nevhodného řešení krovů. Dodatečná náprava či sanace je rozhodně technicky a finančně náročnější než zpracování statického posudku ve fázi navrhování stavby.

9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

KNIŽNÍ PUBLIKACE

- [1] KUKLÍK, Petr. *Dřevěné konstrukce*. Vyd. 1. Praha: Česká technika - nakladatelství CVUT, 2005, 188 s. ISBN 80-010-3310-4.
- [2] BAŽANT, Zdenek a Ladislav KLUSÁČEK. *Statika při rekonstrukcích objektu*. Brno: CERM, 2002, 87 s. ISBN 80-214-2058-8.
- [3] KOHOUT, Jaroslav, Antonín TOBEK a Pavel MÜLLER. *Tesařství: tradice z pohledu dneška*. 8., upr. a dopl. vyd. Praha: Grada, 1996, 255 s. Stavitel. ISBN 80-716-9413-4.
- [4] Koželouh, B., (překlad a redakce) *Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí*, Komentář k ČSN 73 17 02, ČKAIT, Praha, 2008.

NORMY

- [5] ČSN EN 1991-1-1; Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení – objemové tíhy, vlastní tíha užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: CNI, 2010.
- [6] ČSN EN 1991-1-4; Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - zatížení větrem*. Praha: CNI, 2010.
- [7] ČSN EN 1991-1-3; Eurokód 1: *Zatížení konstrukcí - Část 1-3: Obecná zatížení – zatížení sněhem*. Praha: CNI, 2010.
- [8] ČSN EN 1995-1-1; Eurokód 5: *Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla – společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: CNI, 2010.
- [9] ČSN EN 1990; Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: CNI, 2010.
- [10] ČSN 73 1702: *Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí – Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*.

WEBOVÉ STRÁNKY – ZDROJ OBRÁZKŮ

- [11] TZB-info - stavebnictví, úspory energií, technická zařízení budov. <http://www.tzb-info.cz>
- [12] www.krytiny-střechy.cz
- [13] <http://fast10.vsb.cz/studijni-materialy/ps2/zastreseni-budov.html>
- [14] <http://www.obcanskavystavba.cz/>

10 SEZNAM TABULEK

Tab. 2.4-1 : Materiálové charakteristiky

11 SEZNAM FOTOGRAFIÍ

Fot. 3.1.-1: Účinek vodorovných sil

Fot. 3.1.-2: Namáhání krokve vodorovnými silami

Fot. 6.2.-1: Porucha hambalkového krovu

12 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 3.1.-1: Statický model

Obr. 3.1.-2: Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]

Obr. 3.1.-3: Deformace na prutu (ux) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 3.1.-4: Deformace na prutu (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 3.2.-1: Statický model

Obr. 3.2.-2: Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]

Obr. 3.2.-3: Deformace na prutu (ux) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 3.2.-4: Deformace na prutu (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 3.3.-1: Rovinný model

Obr. 3.3.-2: Normálová napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]

Obr. 3.3.-3: Deformace (ux) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 3.3.-4: Deformace (uz) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 4.-1: Geometrie modelu [mm]

Obr. 4.-2: Statický model

Obr. 4.-3: Průběh normálových sil od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]

Obr. 4.-4: Průběh posouvajících sil od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]

Obr. 4.-5: Průběh ohybových momentů od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kNm]

Obr. 4.-6: Průběh normálových napětí (+) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [MPa]

Obr. 4.1.-1: Navržené průřezy prvků

Obr. 5.- 1: Geometrický model

Obr. 5.- 2: Statický model

Obr. 5.- 3: Normálové síly od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]

Obr. 5.- 4: Reakce R_x a R_z od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]

Obr.5.- 5: Posouvající síly od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kN]

Obr. 5.- 6: Průběhy momentů od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [kNm]

Obr. 5.- 7: Deformace prutu (u_x) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 5.- 8: Deformace prutu (u_z) od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém [mm]

Obr. 5.- 9: Deformovaná konstrukce od kombinace mezního stavu únosnosti, extrém

Obr. 6.1.- 1: Prostorový model hambalkového krovu

Obr. 6.1.- 2: Deformovaný model hambalkového krovu

Obr. 6.2.- 1: Prostorový model hambalkového krovu s výměnou

Obr. 6.2.- 2: Deformovaný model hambalkového krovu s výměnou

Obr. 6.2.1.-1: rozměry čepu [10]

Obr. 6.2.1.-2: Navržené rozměry čepu

Obr. 7.-1: Přehled základních tesařských spojů [1]

Obr. 7.2.1.-1: Osedlání [13]

Obr. 7.2.1.-2: Síly potřebné k vytažení hřebíku (červené), normálové síly působící v krokvi (modré), síly působící na hřebík (zelené)

obr. 7.2.1. 3: Hřebík

Obr. 7.2.2.-1: Normálová síla v táhlu

Obr.7.2.2.-2: Znázornění desky

Obr. 7.3.-1: Překlátování krokví – první varianta (tento typ se pro svou jednoduchost vyskytuje nejčastěji) [12]

Obr. 7.3.-2: Překlátování krokví – druhá varianta [12]

Obr. 7.3.-3: Rozklad působících sil v krokvi

Obr. 7.3.-4: Výsledné síly působící kolmo na plochu přenášení napětí

Obr. 7.3.-5: Výpočet sil F_1 a F_2

Obr.7.2.2.-2: Znázornění desky

13 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

Písmena velké latinské abecedy

A	plocha průřezu
A_{ef}	efektivní (účinná) plocha průřezu
C_{dir}	součinitel směru větru
C_e	součinitel okolního prostředí
$C_{o(z)}$	součinitel orografie
$C_{r(z)}$	součinitel drsnosti
C_{season}	součinitel ročního období
$F_{ax,Rk}$	charakteristická osová únosnost spojovacího prostředku na vytažení
$F_{v,Rk}$	charakteristická únosnost spojovacího prostředku
$F_{v,Rd}$	návrhová únosnost spojovacího prostředku
$M_{y(z),d}$	návrhový ohybový moment kolem osy y (z)
$M_{y,Rk}$	charakteristický plastický moment únosnosti spojovacího prostředku
N	normálová síla
$N_{c,0,d}$	návrhová tlaková síla
$N_{t,0,d}$	návrhová tahová síla
R	výslednice normálové a posouvající síly
S_k	charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi
V	posouvající síla
$W_{y(z)}$	průřezový modul k ose y (z)

Písmena malé latinské abecedy

b	šířka
d	průměr spojovacího prvku
$f_{c,0,d}$	návrhová pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny
$f_{c,0,k}$	charakteristická pevnost v tlaku rovnoběžně s vlákny
$f_{c,90,d}$	návrhová pevnost v tlaku kolmo na vlákna
$f_{c,90,k}$	charakteristická pevnost v tlaku kolmo na vlákna
f_d	návrhové zatížení
$f_{m,d}$	návrhová pevnost za ohybu
$f_{m,k}$	charakteristická pevnost za ohybu
$f_{t,0,d}$	návrhová pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny
$f_{t,0,k}$	charakteristická pevnost v tahu rovnoběžně s vlákny
f_u	mez pevnosti oceli
$f_{v,k}$	charakteristická únosnost ve smyku
h	výška, délka
i	poloměr setrvačnosti
k_c	součinitel vzpěrnosti
k_m	součinitel zohledňující redistribuci ohybových napětí v průřezu
k_{mod}	modifikační součinitel zohledňující vliv trvání zatížení a vlhkosti
$q_{p(z)}$	maximální dynamický tlak

t	tloušťka
t_1	tloušťka vnějšího prvku
t_2	tloušťka vnitřního prvku
$v_{b,0}$	výchozí základní rychlost větru

Písmena malé řecké abecedy

β	poměr mezi pevnostmi v otláčení
γ_M	dílčí součinitel vlastnosti materiálu
$\gamma_{Q,i}$	dílčí součinitel i-tého proměnného zatížení
λ	štíhlostní poměr
λ_{rel}	poměrný štíhlostní poměr
ρ_k	charakteristická hustota (dřeva)
$\sigma_{c,0,d}$	návrhové napětí v tlaku rovnoběžně s vlákny
$\sigma_{m,y(z),d}$	návrhové napětí v ohyb k hlavní ose y (z)
$\sigma_{t,0,d}$	návrhové napětí v tahu rovnoběžně s vlákny
$\tau_{v,d}$	návrhové smykové napětí