

**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ
V PRAZE**

FAKULTA STAVEBNÍ
KATEDRA OCELOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Výztužné stěny vícepodlažních dřevostaveb z křížem
vrstveného dřeva

Vypracoval:

Vedoucí práce:

Praha 2024

Bc. Šimon Matějka

doc. Ing. Petr Kuklík, CSc.

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Bc. Matějka	Jméno: Šimon	Osobní číslo: 484436
Zadávající katedra: Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí		
Studijní program: Stavební inženýrství		
Studijní obor/specializace: Konstrukce pozemních staveb		

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Výztužné stěny vícepodlažních dřevostaveb z křížem vrstveného dřeva

Název diplomové práce anglicky: Shear walls of multi-storey timber buildings made of cross laminated timber

Pokyny pro vypracování:
Diplomová práce bude zaměřena na problematiku výztužných stěn vícepodlažních dřevostaveb z křížem vrstveného dřeva

Seznam doporučené literatury:
[1] Kuklík: Dřevěné konstrukce, ČVUT Praha
[2] Kuklík, Kuklíková, Mikeš: Dřevěné konstrukce 1, Cvičení, ČVUT Praha
[3] Studnička, Holický: Ocelové konstrukce 20 - Zatížení staveb, ČVUT Praha
[4] <http://fast10.vsb.cz/temtis>
[5] ČSN EN 1995-1-1
[6] ČSN Online | Portál FSv ČVUT (cvut.cz)

Jméno vedoucího diplomové práce: doc. Ing. Petr Kuklík, CSc.

Datum zadání diplomové práce: 25.09.2023

Termín odevzdání DP v IS KOS: 08.01.2024
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

Podpis vedoucího katedry

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

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

25.09.2023

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

SPECIFIKACE ZADÁNÍ

Jméno diplomanta: Bc. Šimon Matějka

Název diplomové práce: Výztužné stěny vícepodlažních dřevostaveb z křížem vrstveného dřeva

Základní část: Dřevěné konstrukce podíl: 100 %

Formulace úkolů: Diplomová práce bude zaměřena na problematiku výztužných stěn vícepodlažních dřevostaveb z křížem vrstveného dřeva.

Podpis vedoucího DP: Datum: 25.09.2023

Případné další části diplomové práce (části a jejich podíl určí vedoucí DP):

2. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

3. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

4. Část: podíl: %

Konzultant (jméno, katedra):

Formulace úkolů:

Podpis konzultanta: Datum:

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem tuto práci vypracoval samostatně, pouze s konzultacemi vedoucího mé práce a jeho kolegů. Veškerou literaturu, ze které jsem čerpal, jsem uvedl v seznamu použité literatury.

V Praze dne 7. 1. 2024

Bc. Šimon Matějka

Poděkování

Chtěl bych poděkovat panu doc. Ing. Petru Kuklíkovi, CSc za odborné vedení, velkou ochotu a mnoho důležitých rad. Dále bych rád poděkoval kolegům z Univerzitního centra energeticky efektivních budou ČVUT, zejména pak Ing. Lukášovi Velebilovi, Ph.D, za mnoho zajímavých podnětů a rad.

Abstrakt

Práce se zabývá chováním a modelací výztužných stěn vícepodlažních dřevostaveb z CLT.

V první části je popsáno globální chování výztužných stěn. Následně jsou představeny způsoby jejich modelace. Jedná se konkrétně o tři způsoby, ze kterých jsou dva vytvořeny autorem této práce.

V druhé části práce jsou popsány komponenty tvořící výztužné stěny. Nejdříve je vždy popsána představa o chování dané komponenty, a následně matematický model jejího chování. Matematické modely pro chování CLT ve smyku a tlaku kolmo na vlákna jsou převzaty z odborné literatury. Matematické modely pro kotevní prvky jsou vytvořeny autorem práce.

Práce klade důraz na jednoduchost a praktickou využitelnost jednotlivých představených modelů. V případech složitějších modelů, u kterých je pro výpočet nutné využít numerických metod, jsou v přílohách poskytnuty skripty psané pro program GNU Octave. Po zadání vstupních parametrů je pomocí těchto skriptů možné získat výsledky i z těchto složitějších modelů velmi snadno a rychle.

Ve třetí části práce jsou porovnány jednotlivé způsoby modelace výztužných stěn, které byly představeny v části první. Porovnání je provedeno na praktickém příkladu výseku vícepodlažní dřevostavby.

Klíčová slova

vícepodlažní dřevostavby, CLT, výztužné stěny z CLT, kotvení CLT panelů

Abstract

The thesis is focused on behavior and modeling of shear walls in multi-storey timber buildings made of CLT.

In the first part, the global behavior of the shear walls is described. Then, possible ways of modeling of this behavior are presented. There are specifically three methods, two of which are created by the author of this thesis.

In the second part, the components that make up the shear walls are described. First, the idea of the behavior of the given component is always described, then the mathematical model of its behavior. Mathematical models of behavior of CLT under shear load and compression perpendicular to plane are taken from professional literature. Mathematical models for connectors are created by author of this thesis.

The work aims at the simplicity and applicability of the presented models. In the case of complex models, where it is necessary to use numerical methods for the calculation, there are provided scripts written for the GNU Octave program. The scripts are in the attachments. Using these scripts, after entering the input parameters, it is possible to obtain results even from these complex models very easily and quickly.

The third part of the work compares the shear wall modeling methods described in the first part. The comparison is made on the example of a multi-storey timber building.

Key words

Multi-storey timber buildings, CLT, CLT shear walls, connectors for CLT panels

Obsah

Seznam použitých symbolů	10
1 ÚVOD	15
2 CHOVÁNÍ A MODELACE VÝZTUŽNÝCH STĚN	17
2.1 Zatížení výztužných stěn	17
2.2 Chování výztužné stěny	18
2.2.1 CLT Panel.....	19
2.2.2 Připojení panelu výztužné stěny k navazujícím konstrukcím	21
2.2.2.1 Horizontální posun stěnového panelu	22
2.2.2.2 Natočení stěnového panelu	22
2.3 Základní rozdělení výpočetních modelů výztužné stěny	24
2.4 Modelace výztužné stěny pomocí plošných prvků	25
2.4.1 Modelace vodorovného přípoje panelu výztužné stěny	27
2.4.1.1 Modelace přípoje pro přenos příčných sil pomocí liniových kloubů.....	28
2.4.1.2 Modelace přípoje pro přenos sil ve své ose (smykové síly) pomocí liniového kloubu	36
2.4.2 Modelace svislého spoje panelů výztužné stěny.....	38
2.5 Modelace výztužné stěny pomocí prutů	39
3 KOMPONENTY VÝZTUŽNÉ STĚNY	42
3.1 Kotevní prvky.....	42
3.1.1 Tahový kotevní prvek	43
3.1.1.1 Spojovací prostředky	45
3.1.1.2 Kotevní prvek 1	61
3.1.1.3 Kotevní prvek 2	75
3.1.1.4 Kotevní prvek 3	79
3.1.2 Smykový kotevní prvek	84
3.1.2.1 Horizontální smykový přípoj stěnového panelu.....	84
3.1.2.2 Vertikální smykový přípoj stěnových panelů	89
3.2 Otláčení stropní desky	90
3.3 Smyk v rovině CLT panelu	94
4 POROVNÁNÍ POSTUPŮ MODELACE VÝZTUŽNÝCH STĚN	108
4.1 Zatížení tahových kotev	113
4.3 Horizontální posun podlaží	116
4.4 Vnitřní síly ve stěnových panelech	117
4.5 Výpočetní čas.....	118
4.6 Vliv stropní desky	120

4.7	Další postřehy	121
4.8	Závěr porovnání modelace	124
5	ZÁVĚR	125
	Seznam zdrojů	126
	Seznam příloh	129

Seznam použitých symbolů

Latinské symboly

a	šířka lamely nebo vzdálenost mezi trhlinami
a_1	rozteč spojovacích prostředků v řadě
a_2	rozteč mezi řadami spojovacích prostředků
$a_{3,c}$	předepsaná vzdálenost spojovacích prostředků od nezatíženého okraje panelu
A_c	plocha stropního panelu v kontaktu se stěnou
$A_{c,ef}$	efektivní plocha stropního panelu čelící zatížení
A_{ef}	efektivní plocha průřezu kotvy do betonu
A_x	plocha průřezu CLT, do které se počítají pouze vrstvy rovnoběžné se směrem x
A_y	plocha průřezu CLT, do které se počítají pouze vrstvy rovnoběžné se směrem y
b_c	šířka tlačené oblasti ve směru rovnoběžném se stěnovým panelem
$b_{c,ef}$	efektivní šířka tlačené oblasti
$b_{ef,CLT}$	efektivní šířka CLT
b_p	šířka připojovaného prvku
c	součinitel délky tlačené oblasti
d	průměr (či efektivní průměr) spojovacího prostředku
D_{88}	prvek matice tuhosti CLT (při řešení CLT jako ortotropní plochy) zodpovědný za jeho smykovou tuhost ve vlastní rovině
$D_{88,teor}$	prvek matice tuhosti D_{88} bez vlivu diskontinuity vrstev v příčném směru
d_i	tloušťka i -té vrstvy panelu
$d_{i,RVSE}$	tloušťka i -tého RVSE elementu
$d_{max,RVSE}$	tloušťka nejtlustšího RVSE elementu
$E_{0,mean}$	průměrný modul pružnosti vrstev CLT podélně s vlákny
$E_{90,mean}$	modul pružnosti CLT v tlaku kolmo na rovinu
EA_d	normálová tuhost náhradní diagonály
EA_v	normálová tuhost virtuálního prutu
EI_v	ohybová tuhost virtuálního prutu
E_p	modul pružnosti připojovaného prvku
E_t	modul pružnosti materiálu kotvy do betonu
f	vektor zatížení

F	síla zatěžující konstrukci v bodě 1
$F_{ax,Rk}$	Charakteristická osová únosnost spojovacího prostředku
$f_{c,90,d}$	pevnost CLT v tlaku kolmo na rovin
$F_{c,90,d}$	návrhová tlaková síla ve styku stěny a stropu
$f_{h,i,k}$	charakteristická pevnost dřeva v otláčení příslušící i -tému konečnému prvku
f_{lin}	maximální pořadnice liniové síly v náhradním kloubu
$F_{lin,v,d}$	návrhové zatížení kotev získané integrací liniového zatížení kloubu
$F_{v,d}$	návrhové zatížení smykové kotvy
$F_{v,a,Rk}$	charakteristická únosnost spojovacího prostředku při mechanismu porušení „a“
$F_{v,b,joh,Rk}$	Johansenova část charakteristické únosnosti spojovacího prostředku pro mechanismus porušení „b“
$F_{v,b,Rk}$	Charakteristická únosnost spojovacího prostředku pro mechanismus porušení „b“
$F_{v,f,Rk}$	únosnost spojovacího prostředku při módu porušení „f“
$F_{v,Rk}$	charakteristická příčná únosnost spojovacího prostředku
$G_{0,mean}$	průměrný smykový modul pružnosti lamel podélně s vlákny
$G_{xy,i,RVSE}$	smykový modul pružnosti i -tého RVSE elementu
H	výška stěnového panelu
h_{CLT}	tloušťka stropní desky
H_s	délka styku stěnového panelu se sousedním panelem
K	matice tuhosti konstrukce
k_{88}	opravný součinitel vlivu diskontinuity vrstev ve směru kolmo na vlákna
$k_{c,90}$	součinitel roznášení zatížení ve stropním panelu
$K_{c,90}$	tuhost CLT v tlaku kolmo na rovinu
K_h	horizontální tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině v horní hraně stěnového panelu při působení horizontální síly v témže místě
$k_{h,0/90}$	tuhost pružiny modelující dřevo v otláčení
k_i	tuhost i -té komponenty kotvy
$k_{lin,1,ser/u,t}$	tuhost náhradního liniového kloubu typu 1 v tahu (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$k_{lin,ser/u,t}$	tuhost náhradního liniového kloubu v tahu (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$k_{lin,ser/u,x}$	liniová tuhost styku ve směru osy x (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

K_{ohyb}	horizontální ohybová tuhost stěnového CLT panelu ve vlastní rovině v horní hraně stěnového panelu při působení horizontální síly v témže místě
$k_{p,0/90}$	tuhost dřeva v otláčení
K_{ser}	modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav použitelnosti
$K_{ser,ef}$	efektivní modul prokluzu spojovacího prostředku
$k_{ser/u,t}$	modul prokluzu tahové kotvy (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$k_{ser/u,v}$	modul prokluzu smykové kotvy (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$k_{ser/u,lin,t}$	liniová tuhost spoje v tahu v příčném směru (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$k_{s,i}$	tuhost i -té pružiny modelující spojovací prostředky
K_{smyk}	horizontální smyková tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině v horní hraně panelu při působení horizontální síly v témže místě
K_u	modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav únosnosti
l	délka konečného prvku
L	délka styku panelu a stropní desky či základu, délka stěnového panelu
L_1	délka liniového kloubu typu 1
L_2	délka ocelového pásku mezi místy se spojovacími prostředky
L_3	volná délka kotvy do betonu
l_c	délka tlačené oblasti ve směru kolmém na panel
L_c	délka tlačené oblasti spoje
$l_{c,ef}$	efektivní délka tlačené oblasti
l_{CLT}	délka vniku spojovacího prostředku do CLT panelu
L_d	délka náhradní diagonály
L_v	délka virtuálního prutu
m	počet neznámých posunů
M_i	moment k bodu O od zatížení i -tého konečného prvku
$M_{k,ser/u,t}$	moment k bodu O od sil působících v kotvách při jednotkovém natočení panelu kolem bodu O (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
$M_{lin,ser/u,t}$	moment od síly působící v liniovém kloubu při jednotkovém natočení panelu kolem i bodu O (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)
M_{pl}	moment na mezi plastizace spoje
$M_{s,i}$	moment k bodu O od zatížení i -tého konečného prvku
M_T	torzní moment
$M_{v,Rk}$	charakteristický plastický moment únosnosti spojovacího prostředku

n	počet konečných prvků v konstrukci, celkový počet spojovacích prostředků, počet vrstev CLT panelu
n_{ef}	efektivní počet spojovacích prostředků
$n_{\bar{r}}$	počet řad spojovacích prostředků
n_s	počet spojovacích prostředků v jedné řadě
n_{st}	počet stříhů jednoho spojovacího prostředku
n_v	počet kotev, či spojovacích prostředků
n_{xy}	smyková síla v rovině panelu
p_s	opravný součinitel
q_s	opravný součinitel
r	vektor posunů
R	svislá reakce v kloubové podpoře
t_{ef}	součet tloušťky vrstev se svislou orientací lamel
t_m	tloušťka případné pružné mezivrstvy mezi CLT a ocelovou deskou
t_{max}	tloušťka nejtlustší vrstvy CLT
t_p	tloušťka ocelové desky
u	posun ve směru x
$u_{z,i}$	lokální deformace náhradního liniového kloubu ve směru z v místě i -té kotvy
w_p	předepsaný posun kloubové podpory
$u_{0,4}$	experimentálně zjištěný posun při dosažení 40 % síly $F_{v,f,Rk}$
w	posun ve směru z
w_l	svislý posun v bodě 1 při zatížení konstrukce silou F
x	vzdálenost tahové kotvy od kraje panelu
x_i	vzdálenosti i -té tahové kotvy od hrany panelu, souřadnice i -tého konečného prvku
$x_{s,i}$	Souřadnice i -tého konečného prvku

Řecké symboly

α	úhel odklonu náhradní diagonály od vodorovné
$a_{FE-FIT,orth}$	korekční faktor
φ	natočení kolem osy y
ρ_m	průměrná hustota dřeva

$\sigma_{c,90,d}$	normálové tlakové napětí v místě kontaktu stěnového a stropního panelu
τ_T	torzní smyk
τ_v	smykové napětí podélně s vlákny

1 ÚVOD

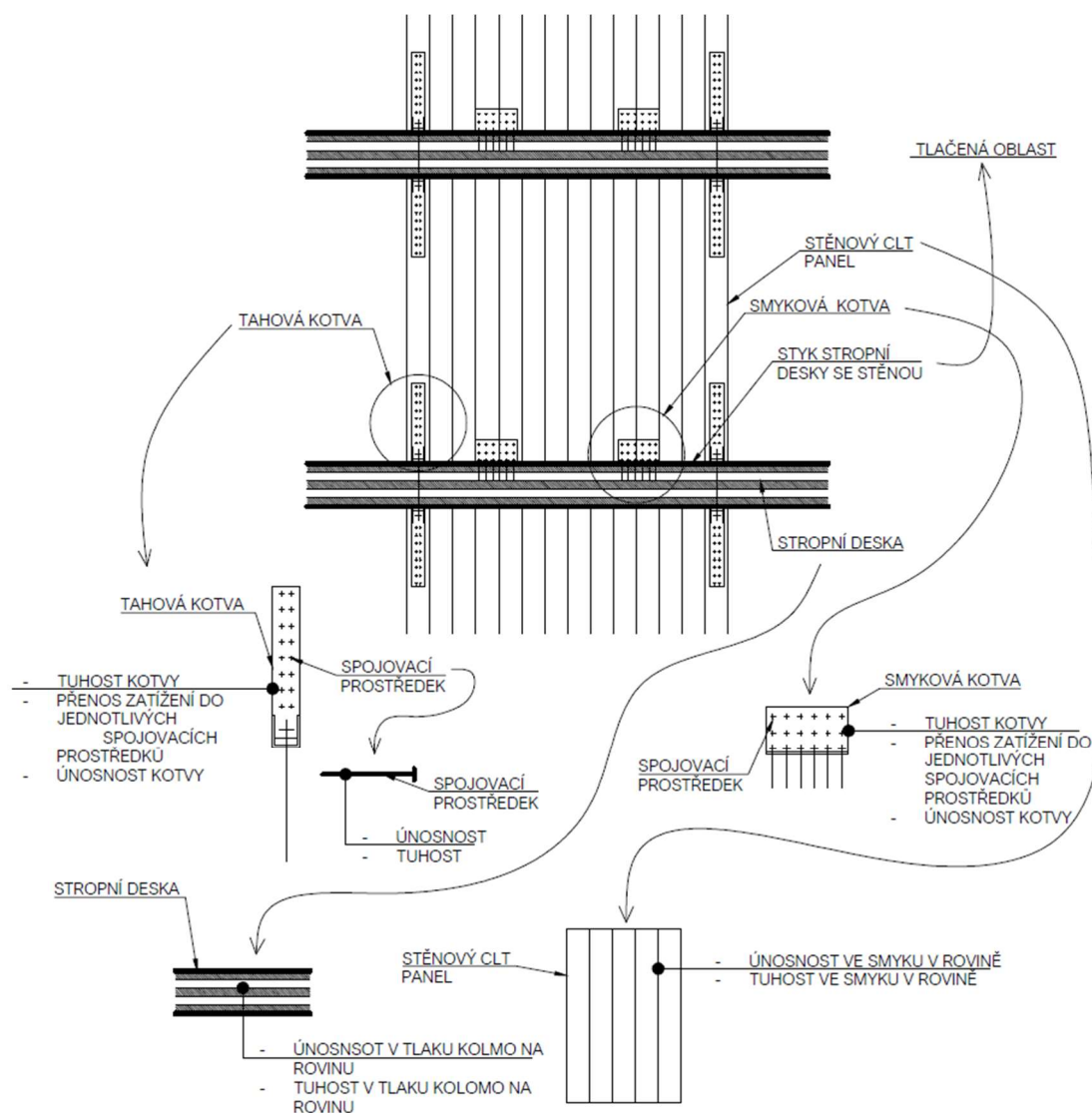
Dřevo, jako stavební materiál, vyniká vysokým poměrem pevnosti ku hmotnosti. Tento poměr je oproti železobetonu přibližně pětinasobný, a proti oceli přibližně dvojnásobný. V důsledku toho se dřevostavby vyznačují nízkou hmotností nosné konstrukce. Nízká hmotnost konstrukce ale není vždy výhodou, protože objekty jsou prostřednictvím vlastní tíhy stabilizovány proti překlopení, či posunutí v důsledku působení horizontálních sil.

Nevýhodou dřeva je jeho nízká tuhost. Ta se projevuje jak v samotných dřevěných prvcích, tak ve spojích. U spojů dřevěných konstrukcí nelze jejich poddajnost zanedbávat, často hraje důležitou roli. Působení spojů bývá velmi složité. Spoje působí různě v různých směrech a při různých velikostech zatížení.

Tyto faktory způsobují, že je horizontální tuhost dřevostaveb velkým tématem. S narůstající výškou objektů tato otázka ještě nabývá na důležitosti.

Tato práce se zabývá matematickým popisem chování výztužných stěn vícepodlažních dřevostaveb tvořených z panelů z křížem vrstveného dřeva (dále v této práci označováno zkratkou CLT). Řešen je pouze typ konstrukce skládající se ze stěn sahajících přes jedno patro (jedná se o ekvivalent sloupkové konstrukce dřevostaveb platform frame).

Pro systematické řešení problematiky výztužných stěn je nutné ji rozdělit na dílčí komponenty (*viz obr.1*).



Obr.1 Rozdělení problematiky výztužných stěn na jednotlivé komponenty

Po představení globálního chování výztužných stěn a možnosti jeho matematického popisu, se práce v jednotlivých kapitolách zabývá popisem jednotlivých částí, ze kterých se skládá výsledný matematický model chování výztužných stěn v konstrukci.

Bylo snahou, aby byl každý postup představený v této práci ověřený. Ověření je prováděno buď s pomocí odborné literatury nebo numerického modelování v programu Dlubal RFEM 6.

Stěžejním kritériem při tvorbě postupů představených v této práci byla jejich praktická využitelnost. Té je v situaci, kdy není možné popsat daný jev jednoduchými vzorci, docíleno vytvořením programů v softwaru GNU Octave, Jednotlivé programy se nachází v přílohách. GNU Octave je volně stažitelný software obdobný MATLABu. Programy v přílohách je možné do GNU Octave jednoduše nakopírovat z pdf verze této práce. Díky těmto programům by mělo být možné získat vstupy do výpočtů o rozumné přesnosti a za krátký čas.

2 CHOVÁNÍ A MODELACE VÝZTUŽNÝCH STĚN

2.1 Zatížení výztužných stěn

Výztužné stěny jsou plošné prvky zatížené dominantně ve vlastní rovině. Přenáší svislé síly od vlastní tíhy konstrukce, užitého zatížení a klimatických zatížení. Dále slouží k přenosu horizontálních sil od větru, a v některých případech i stabilizačních sil (například v případě, kdy zkracují vzpěrné délky sloupů).

Jak již bylo řečeno, výztužné stěny slouží k přenosu vertikálního i horizontálního zatížení. Tyto dvě funkce se navzájem ovlivňují, a to jak negativně, tak pozitivně. Horizontální zatížení přispívá k namáhání stěny vertikální silou, a tím přispívá jejímu porušení vzpěrným tlakem. Svislé zatížení zabraňuje překlopení stěny, působí stabilizačně. Vertikální zatížení snižuje síly v tahových kotvách a velikost horizontální deformace konstrukce.

Základním požadavkem pro návrh výztužné stěny je určení jejího zatížení. Zatížení je přenášeno do stěn prostřednictvím stropních konstrukcí. Zjištění svislého zatížení stěny nebývá problematické. Svislé reakce od stropních desek lze nejjednodušeji zjistit pomocí zatěžovacích šírek, či zjednodušených statických modelů. U stropů z CLT se jedná většinou o statický model jednoho stropního panelu, jehož statické schéma bývá spojitý nebo prostý nosník. Přesněji lze postupovat s pomocí statických modelů stropů ve statickém programu. Stropní deska se modeluje jako plošný prvek podepřený liniovými klouby zastupujícími stěny.

Náročnější je zpravidla výpočet horizontálního zatížení stěny, které je závislé na tuhosti stropní konstrukce a umístění podpor.

Rozdělení horizontálního zatížení ze stropních desek do jednotlivých stěn je dáno mírou jejich deformace. U pozemních staveb se rozlišují tři základní typy stropní konstrukce z pohledu přenosu horizontálního zatížení do svislých ztužujících konstrukcí:

- 1) tuhá stropní tabule
- 2) polotuhá stropní tabule
- 3) netuhá stropní tabule

V rámci dřevěných konstrukcí jsou tři základní konstrukční typy stropů [1]:

- 1) trémový strop
- 2) strop z masivních dřevěných panelů (nejčastěji z CLT)
- 3) dřevobetonový strop

První konstrukční typ: trémové stropy jsou konstrukce o nižší tuhosti. K zjednodušenému výpočtu zatížení do jednotlivých ztužujících stěn lze využít analogie s chováním vysokého I nosníku [2] (Poznámka: výpočet na základě této analogie lze rozšířit i pro složitější případy stropních tabulí s otvory viz [3]).

Třetí konstrukční typ, stropy dřevobetonové, se zjednodušeně považují za dokonale tuhé ve vlastní rovině. Zatížení do ztužujících prvků se přenáší v poměru jejich tuhostí. Tato situace nastává v případě, kdy je ztužení v půdorysu objektu rozděleno tak, že těžištěm jeho tuhosti prochází výslednice horizontálního zatížení (to se děje například v případě symetrického rozmístění ztužidel a konstantního průběhu horizontálního zatížení).

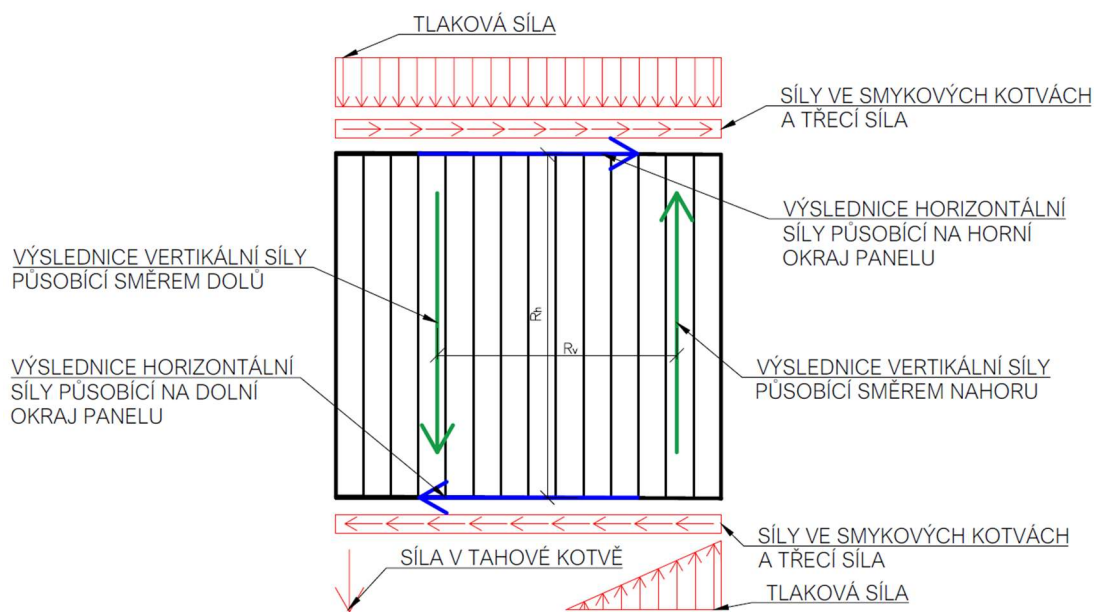
Stropy z masivních dřevěných panelů se považují za polotuhé. Důležitým aspektem ovlivňujícím tuhost těchto konstrukcí jsou spoje jednotlivých panelů. V těchto případech je nejpřesnější variantou modelovat stropní tabuli jako jednotlivé desky spojené liniovými klouby o definované tuhosti závislé na provedení jejich spojení. U CLT stropních panelů se často používá spoj na sraz či ozub. Tyto typy spojů jsou poddajné při působení smykové síly

a příčné tahové síly. Při působení příčné tlakové síly jsou spoje tuhé (síla se přenáší kontaktem sousedních panelů). Pro přesnou modelaci chování stropní tabule je v tomto případě nutné použít geometricky nelineární výpočet [4].

V závislosti na průřezu zatížení do stěn je namáhána stropní deska silami ve vlastní rovině (normálovými silami a smykem). Napětí od těchto sil interagují s napětími od vertikálního zatížení. Natačení stěnových panelů při horizontálním zatížení způsobuje přídavné vertikální zatížení stropních desek [4]. Proto se dobře uvažovat určitou rezervu ve využití při návrhu stropních desek pomocí oddělených modelů počítajících čistě se svislým zatížením.

2.2 Chování výztužné stěny

Výztužná stěna je zatížena kombinací sil působících v její rovině. Jedná se o horizontální a vertikální síly. V důsledku působení horizontálního zatížení dochází k vodorovnému posunu stěnového panelu a navíc, v důsledku toho, že zatížení působí na stěnu v její horní hraně a stěna je proti zatížení držena v dolní hraně, působí horizontální zatížení na stěnu momentem způsobujícím její překlápění. Proti tomuto momentu působí vertikální zatížení stěny v její spodní hraně, jehož průběh se v důsledku působení horizontálního zatížení změní z rovnoměrného na nerovnoměrné tak, aby působilo proti momentu od horizontálního zatížení (viz obr. 2.2.1).



Obr. 2.2.1 Na obrázku je schematicky naznačeno zatížení stěnového panelu a výslednice tohoto zatížení v jednotlivých směrech. Modře jsou zobrazeny výslednice horizontálního zatížení, zeleně vertikálního. Jak výslednice horizontálního, tak vertikálního zatížení, působí jako dvojice rovnoběžných sil s opačnou orientací. V důsledku toho, že nepůsobí na stejném paprsku, vzniká moment. Aby byla konstrukce v rovnováze, musí se moment od dvojice výslednic horizontálního zatížení rovnat momentu od dvojice výslednic vertikálního zatížení.

Při řešení výztužné stěny nelze působení jednotlivých sil oddělit a následně skládat na základě principu superpozice, jedná se o geometricky nelineární problém.

Při zatěžování výztužné stěny dochází k tlakové, smykové a ohybové deformaci stěnového CLT panelu, dále pak k natačení a horizontálnímu i vertikálnímu posunu panelu jako tuhého tělesa vlivem poddajnosti spojů a navazujících konstrukcí.

U výztužných stěn je při návrhu nutné znát jak jejich únosnost, tak deformace. Při řešení chování výztužných stěn je možné tento problém rozdělit dva dílčí podproblémy:

- 1) Otázka chování samotného panelu CLT. Přenos zatížení vrstevnatou skladbou CLT a deformace CLT.
- 2) Přípoj CLT panelu k navazujícím konstrukcím a chování navazujících konstrukcí

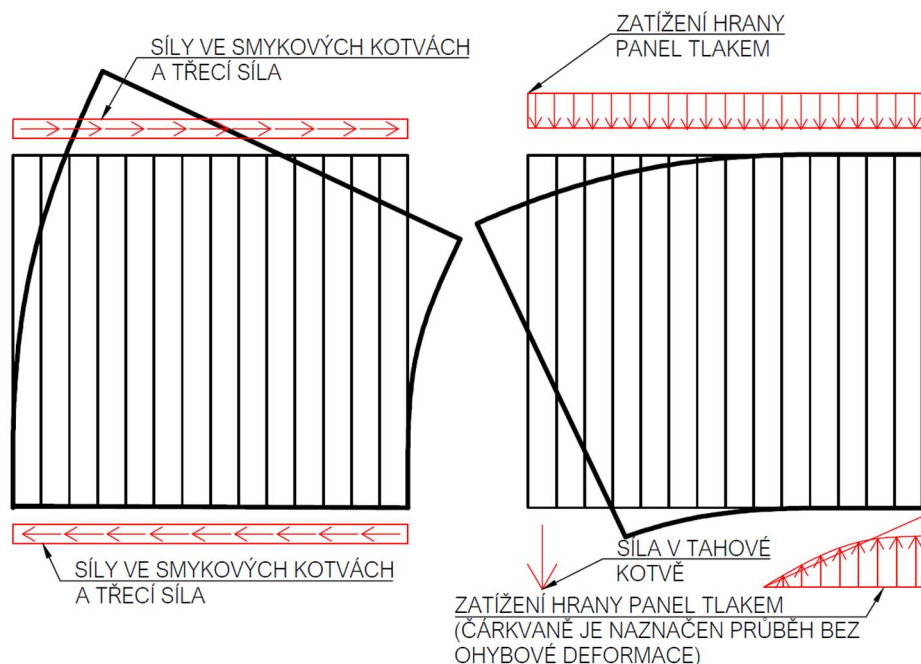
2.2.1 CLT Panel

Stěnový panel má za úkol přenášet jako horizontální, tak vertikální síly působící v jeho rovině.

V důsledku působení svislé síly je stěnový panel namáhán vzpěrným tlakem. Toto namáhání nebude v této práci dále rozebíráno, neboť se jedná o namáhání, které je primárně důsledkem funkce stěny jako konstrukce čelící vertikálnímu zatížení. Přesto je velikost normálové síly závislá i na horizontálním působení stěny, zejména pak délce tlačené oblasti stěny.

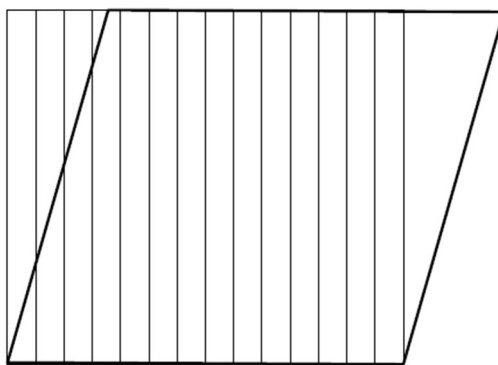
Horizontální síla je dominantně přenášena smykem a ohybem stěnového panelu. Působení těchto sil způsobuje horizontální deformaci stěnového panelu. Tato deformace se rozděluje na deformaci smykovou a ohybovou.

K ohybové deformaci panelu dochází jak ve vodorovném, tak svislém směru (*viz obr. 2.2.2*). Deformace ve vodorovném směru je způsobena horizontální silou, kterou musí panel přenést z hlavy až k jeho patě. Tato deformace má u stěn běžných rozměrů minimální vliv na celkovou horizontální deformaci panelu a je možné ji zanedbávat [5]. Její vliv se může zvyšovat se zvyšujícím se poměrem výšky ku délce stěny. Ohybová deformace ve svislém směru je důsledkem působení svislých sil od stropních desek a tahových kotev na stěnový panel (*viz obr. 2.2.2*) a má nepřímý vliv na horizontální deformaci stěny, konkrétně natočení stěnového panelu (rozebíráno v *kap. 2.2.2.2*), neboť ovlivňuje přenos zatížení do tahových kotev bránících překlopení stěny a průběh napětí v tlačené oblasti panelu. Vztah mezi vzdáleností kotvy od bodu otáčení panelu a jejím zatížením se, v důsledku ohybové deformace, odlišuje od přímé úměry. To samé platí i pro tlačnou oblast.



Obr. 2.2.2 Na levém obrázku je schematicky zobrazena ohybová deformace panelu ve vodorovném směru. Na pravém obrázku je schéma ohybové deformace panelu ve svislém směru. Na obou obrázcích je vyznačeno zatížení tuto deformaci způsobující.

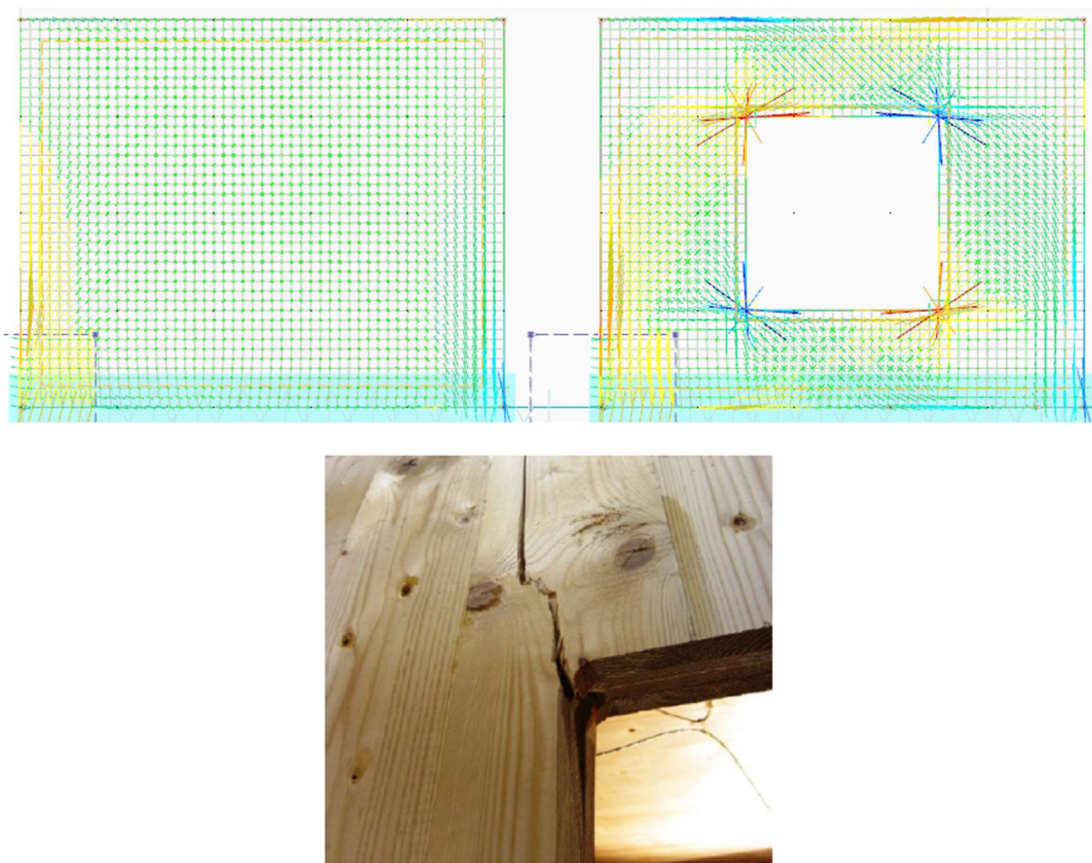
Vodorovná smyková deformace se projevuje zkosením stěnového panelu (viz obr. 2.2.3) a způsobují ji identické horizontální síly schematicky naznačené na obr. 2.2.1. Smyk se v rovně CLT panelu přenáší specifickým způsobem popsáním v kap. 3.3 (v této kapitole jsou porovnány i různé způsoby výpočtu smykové tuhosti CLT).



Obr. 2.2.3 Smyková deformace stěnového panelu CLT

Stěžejní deformací samotného CLT panelu bývá u výztužných stěn běžných rozměrů deformace smyková [5].

Na deformaci panelu a přerozdělení zatížení do kotevních prvků a navazujících konstrukcí má vliv jeho případné oslabení otvory. V rozích otvorů navíc dochází ke koncentracím napětí, které mohou vést k porušení panelu (viz obr. 2.2.4).



Obr. 2.2.4 Na horním obrázku je ilustrativní příklad trajektorií hlavního napětí horizontálně zatížené stěny s otvorem a bez otvoru, v rozích otvoru je zjevná vysoká koncentrace napětí (obrázky jsou ze statického programu Dlubal RFEM 6). Na dolním obrázku je foto porušení CLT panelu v rohu otvoru při zatěžovací zkoušce [4].

Vliv otvorů lze při výpočtu zahrnout pomocí numerické modelace stěnového panelu jako plošné konstrukce (jak je tomu na obr. 2.2.4) nebo pomocí analytických vzorců (viz např. [5] či [6]). Nejjednodušším přístupem je pro přenos horizontálního zatížení uvažovat pouze ty části stěny, ve kterých se otvor nenachází (analogicky jako se standardně přistupuje k výpočtu stěnových soustav u sloupkového systému). Protože se v rámci tohoto přístupu neřeší vznik koncentrací napětí v rozích otvorů, je otázkou, zda je výpočet vždy na straně bezpečné. Nebezpečí tohoto výpočtu se neskýtá tolik v tom, že by výztužná stěna po vzniku trhliny nevyhověla na mezní stav únosnosti, při zjednodušeném výpočtu se uvažuje, jako by trhlinka byla v panelu již dávno, a žádné smykové propojení částí panelu neexistovalo. Vznik trhliny ale může být problematický pro navazující konstrukce, a v neposlední řadě se jedná i o vizuální vadu. Trhlinka může dále způsobovat narušení funkce části CLT panelu nad otvorem jako překladu.

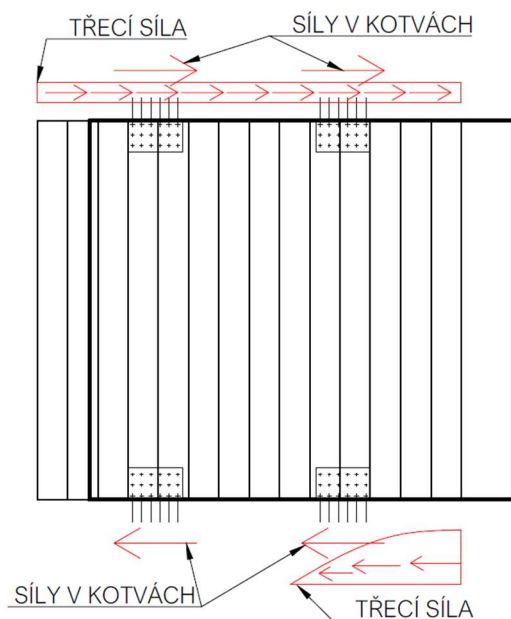
2.2.2 Připojení panelu výztužné stěny k navazujícím konstrukcím

V důsledku poddajnosti připojení stěnového panelu k navazujícím konstrukcím a poddajnosti samotných navazujících konstrukcí, dochází k jeho natáčení a horizontálnímu posunu. Právě natočení panelu bývá největší složkou deformace výztužné stěny [7].

Připojení panelu k navazujícím konstrukcím je realizováno pomocí kotev. V této práci se kotvy zjednodušeně rozlišují na kotvy smykové a tahové (o tomto přístupu více v kap. 2.4). Smykové kotvy působí proti horizontálnímu posunu stěnového panelu, tahové kotvy proti jeho natočení.

2.2.2.1 Horizontální posun stěnového panelu

Proti vodorovnému posunu panelu výztužné stěny působí smykové kotvy, které mívají nejčastěji podobu úhelníků (výčet běžně používaných smykových kotev a rozbor působení úhelníků s vzorci pro analytický výpočet jejich tuhosti obsahuje *kap. 3.1.2*). Z experimentů se ukazuje, že velkou měrou se na přenosu zatížení podílí i tření mezi panelem a stropní deskou, či základem [5]. Velikost třecí síly je přímo úměrná součiniteli tření a velikosti tlakové síly působící na rozhraní materiálů. Součinitel tření závisí na materiálu panelu (ten se nemění, bude se vždy jednat o dřevo) a na materiálu podkladu, zde se může jednat o dřevo, beton, kov či různé akustické nebo jiné pásy. Velikost přítlaku se po délce panelu mění, třecí síla figuruje pouze v místech, kde se panel dotýká navazující konstrukce, tedy v tlačené oblasti kontaktu panelu s navazující konstrukcí. Síly ve smykových kotvách a třecí síly jsou schematicky zobrazeny na *obr. 2.2.5*.



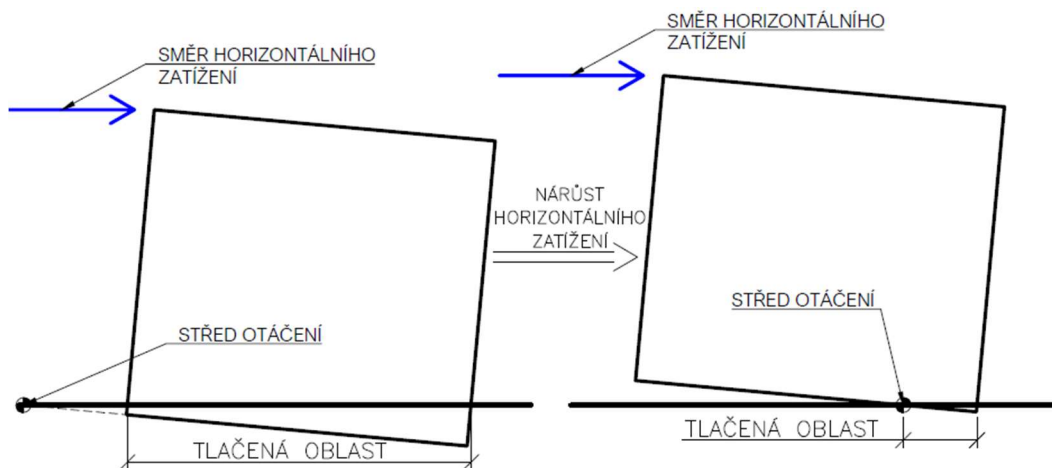
Obr. 2.2.5 Schéma působení třecí síly a síly v kotvách na stěnový panel

2.2.2.2 Natočení stěnového panelu

Natočení stěnového panelu způsobuje horizontální síla v hlavě panelu. Proti natočení působí tahové kotvy v patě panelu spolu s navazujícími konstrukcemi, na které panel působí tlakem (schéma působení sil na panel je na *obr. 2.2.1*). V případě spojení několika stěnových panelů působí proti natočení také navazující stěny připojené svislými spoji.

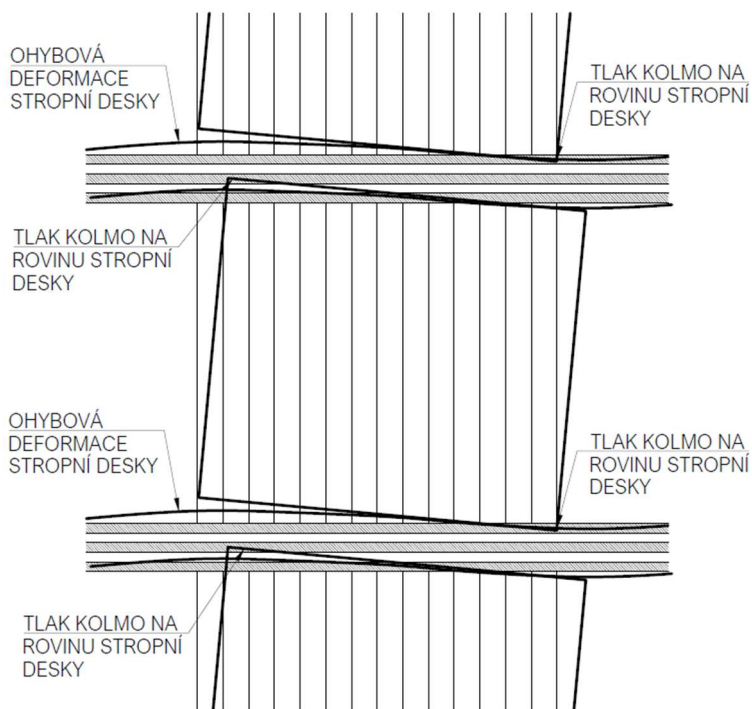
V důsledku působení svislé síly, stabilizující stěnový panel proti natočení, nemusí vždy dojít k zatížení tahových kotev tahem. Tyto kovy budou zatíženy až v situaci, kdy začne docházet k nadzdvihování stěnového panelu z horizontálního podkladu, do té doby se do přenosu zatížení nezapojují. To, kdy k nadzdvihování dojde a na jak velké oblasti k němu bude docházet, je dáno rozměry panelu, poměrem svislého a vodorovného zatížení panelu, poddajností samotného panelu a navazujících konstrukcí.

Při otáčení panelu lze najít bod, kolem kterého otáčení probíhá. Tento bod se nazývá střed otáčení. Tento bod se posouvá v závislosti na změně zatížení panelu. V situaci před nadzdvihováním panelu se nachází v místě mimo panel. V situaci, kdy dochází k nadzdvihování části panelu z podkladu, se bod nachází v oblasti styku panelu s navazující konstrukcí (*viz obr. 2.2.6*). Střed otáčení vymezuje tlačnou oblast kontaktu stěnového panelu a navazující konstrukce.



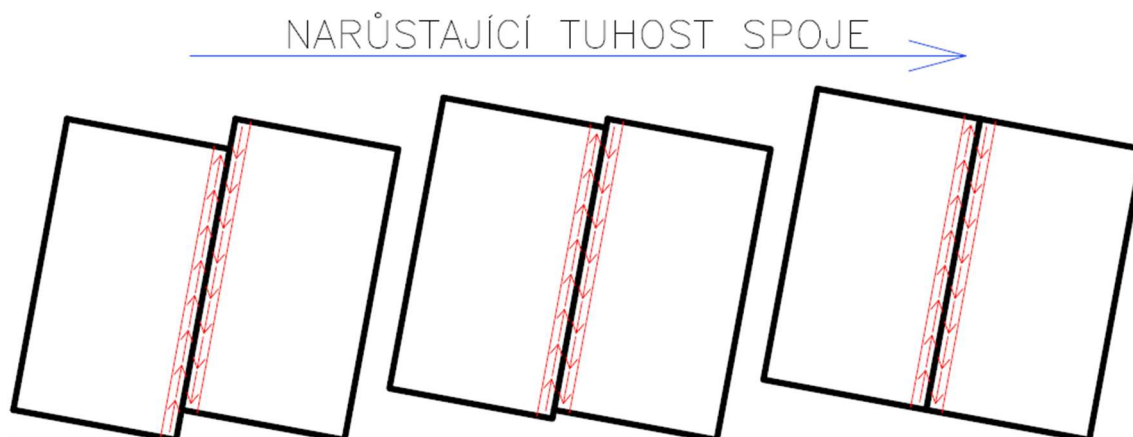
Obr. 2.2.6 Schéma změny polohy středu otáčení v závislosti na nárůstu horizontálního zatížení za konstantní hodnoty vertikálního zatížení

V důsledku natočení horizontálně zatížených stěnových panelů podpírajících stropní desky a stěnových panelů ležících na stropních deskách, dochází k ohybu těchto desek (viz obr. 2.2.7). V tlačených oblastech kontaktů zatěžují stěny stropní desky tlakem kolmo na rovinu, v tomto směru mají CLT panely nízkou tuhost (zatížení tlakem kolmo na rovinu CLT rozebíráno v kap. 3.2). Ohýbaná deska, v závislosti na její tuhosti, zatížení a tuhosti spojení stropu se stěnami, buď dosedne na spodní stěnu, nebo zůstane částečně ve vzduchu. Lze očekávat, že stropní deska bude mít v tomto směru ohybového namáhání nižší tuhost, protože desky bývají pnuté, kvůli přenosu vertikálního zatížení, ve směru kolmém na stěny. Například u stropní desky z pětivrstvého CLT bude v takovém případě ohybu v tomto směru čelit pouze efektivní průřez desky chovající se jako třívrstvé CLT. Pokud nedojde k dosednutí stropní desky na stěnu stropní desku podpírající, zatíží se kotvy připojující stropní desku se stěnou v daném místě tahem.



Obr. 2.2.7 Schéma deformace stropní desky při natočení panelu (horizontální zatížení působí zleva)

V některých případech je stěna rozdělena na několik panelů, které se následně na stavbě spojují svislými spoji. Stěny se rozdělují hlavně z důvodů montáže a požadavků na snadný převoz [8]. Většinou u CLT panelů nenastávají problémy s nedostatečnou výrobní délkou (například firma KLH je schopna vyrábět panely délky až 16,5 m [9], firma Stora Enso 16 m [10]). Spoj bývá běžně řešen několika různými způsoby (tomuto spoji je věnována *kap. 3.1.2.2*). Tento spoj je dominantně zatížený smykem. Míra spolupůsobení panelů je dána tuhostí jejich spojení. Efektivní je zajistit co největší spolupůsobení jednotlivých panelů a v důsledku toho dosáhnout co nejpodobnějšího chování stěny složené z několika panelů a stěny z jednoho CLT panelu. Se snižující se tuhostí spoje se složená stěna začíná svým chováním přibližovat několika nezávislým stěnám (*viz obr. 2.2.8*).



Obr. 2.2.8 Schéma natočení výztužné stěny od horizontálního zatížení v závislosti na tuhosti spojení jednotlivých panelů (horizontální zatížení působí zleva), na obrázku vlevo je spojení o nulové smykové tuhosti, uprostřed o konečné smykové tuhosti, vpravo o nekonečné smykové tuhosti.

2.3 Základní rozdělení výpočetních modelů výztužné stěny

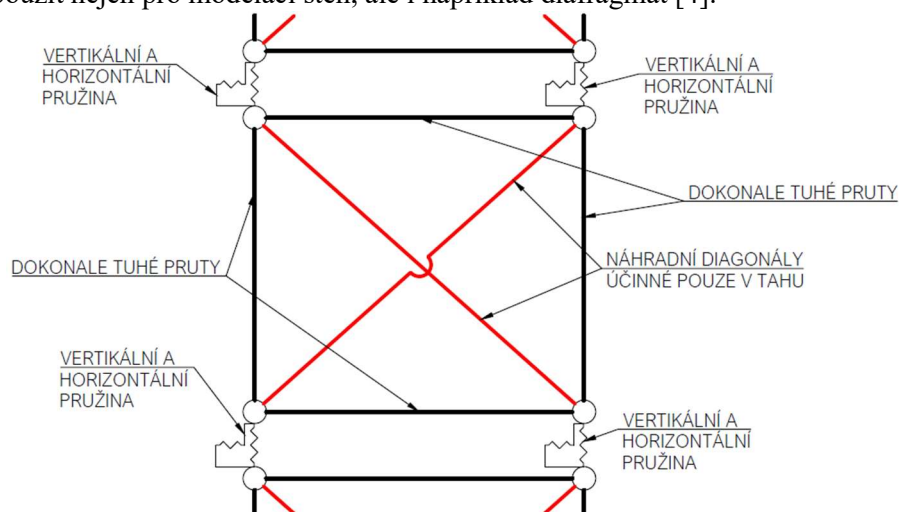
S pomocí výpočetního modelu by měl být projektant schopen navrhnout jak výztužnou stěnu, tak její přípoje a navazující konstrukce ovlivněné působením výztužné stěny.

Pro to, aby bylo možné splnit dané požadavky, musí být výpočetní model schopen popsat jak chování CLT, tak chování přípojů. Musí být schopen zohlednit tuhosti přípojů, rozdělit zatížení do jednotlivých přípojů. Zjistit zatížení stopní desky stěnou. Zjistit zatížení a deformaci stěnových a stropních CLT panelů.

Pro modelaci výztužného působení stěn z CLT existují dva základní přístupy:

- 1) Modelace stěny pomocí prutových prvků. Obrys stěny se modeluje dokonale tuhými kloubově připojenými pruty. Výztužná tuhost stěnového panelu se modeluje diagonálním prutem, jeho tuhost se vypočítá pomocí analytických vzorců. Je vhodné modelovat diagonály jako účinné pouze v tahu, a to z důvodu, aby došlo při horizontálním zatížení z jakéhokoliv směru k zapojení správné pružiny modelující tahové kotvy. Spojení panelu s navazujícími konstrukcemi je modelováno pomocí bodových pružin (*viz obr. 2.3.1*), nebo virtuálních prutů. Bodové pružiny modelující tahové kotvy je nutné modelovat jako nelineární, a to z důvodu různého chování v tlaku a tahu. V tahu se zapojí tahové kotvy, v tlaku dojde k deformaci stropního panelu v důsledku tlaku kolmo na rovinu. Výhodou tohoto přístupu je, že se složité chování stěny nemodeluje plošnými prvky, ale pouze pruty. Principiálně velmi podobný přístup využívá například software Timbertech. Jen místo náhradní diagonály modeluje výztužné působení panelu pomocí horizontální pružiny, spojující

horní a spodní vodorovné dokonale tuhé pruty nacházející se v místě horní a spodní hrany panelu [11]. Přístup je často používán i u lehkých rámových dřevostaveb a lze ho použít nejen pro modelaci stěn, ale i například diafragmat [4].



Obr. 2.3.1 Princip modelu výztužné stěny pomocí prutových prvků

- 2) Modelace stěny jako plochy pomocí dvourozměrných konečných prvků. Připojení stěny se modeluje pomocí nelineárních pružin, které jsou buď bodové nebo liniové. Modelace konstrukce tímto přístupem klade vysoké požadavky na výpočetní programy, a je pracná i pro projektanta. Na druhou stranu při posuzování jednotlivých prvků lze z výpočetního programu přímo získat síly a deformace. Některé programy jsou schopny i automatického posudku CLT ploch (například Dlubal RFEM 6 a 5).

Tato práce se věnuje primárně druhému přístupu. V *kap. 2.5* je zběžně popsán i první přístup, a to kvůli poslední kapitole této práce (*kap. 4*), ve které jsou jednotlivé přístupy porovnávány.

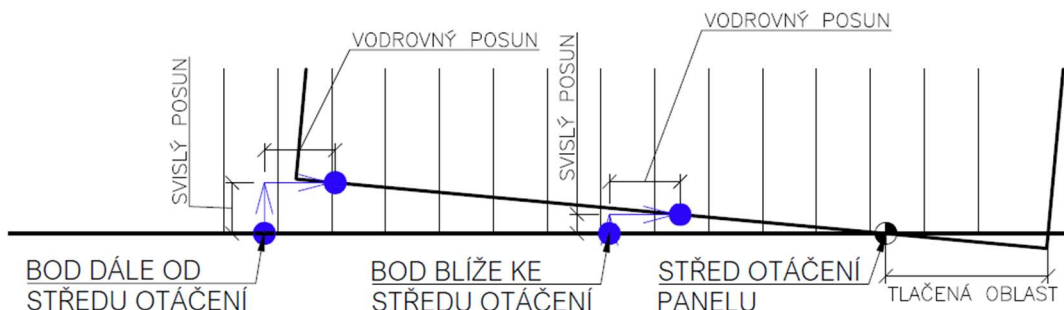
Díky nelinearitám a náročnosti na množství vstupů, jsou modelace výztužných stěn velmi náročné. V dalších kapitolách této práce jsou poskytnuty postupy pro výpočet jednotlivých komponent modelů výztužných stěn a v přílohách k těmto postupům také výpočetní programy, které by měly pomoci k co největšímu zefektivnění procesu návrhu.

2.4 Modelace výztužné stěny pomocí plošných prvků

Samotný CLT panel je modelován jako plošná konstrukce. Jedná se o desko-stěnový prvek s ortotropními vlastnostmi [12]. Do výpočetního programu lze CLT panely zadávat pomocí matice tuhosti plochy. Postup pro výpočet matice tuhosti CLT lze najít v normě ČSN 73 1702 [13]. Nedokonalostí této normy je, že poskytuje velmi zjednodušený výpočet prvku matice tuhosti zodpovědného za smykovou tuhost panelu ve vlastní rovině. Tento konkrétní prvek je vhodné počítat dle vzorců z jiných podkladů. Smykové zkosení panelu ve vlastní rovině je přitom dominantní deformací při zatížení výztužné stěny (*viz kap. 2.2.1*). Smykové zatížení je ve vlastní rovině CLT panelu přenášeno specifickým mechanismem. Rozboru tohoto mechanismu, možným výpočtům tohoto prvku matice tuhosti a posudkům únosnosti panelu ve smyku ve vlastní rovině je věnována *kap. 3.3*.

Připojení panelu ke stropním deskám či základu je nejčastěji realizováno pomocí kotev. Kotvy jsou při deformaci panelu zatěžovány ve směru svislém a vodorovném, v závislosti na posunu panelu v místě kotvy. Poměr vodorovného a svislého posunu panelu v místě kotvy je dán vzdáleností kotvy od středu otáčení panelu a poměrem deformace stěny

vlivem natočení a horizontálního posunu panelu. Horizontální posun bodů panelu v místě kotev je po celé jeho délce přibližně konstantní, zato velikost vertikálních posunů bodů na hraně panelu se zvětšuje se zvětšující se vzdáleností od středu otáčení. U vzdálenějších kotev od středu otáčení panelu tudíž dominuje svislý posun, u kotev bližších k bodu otáčení panelu dominuje vodorovný posun (ilustrováno na *obr. 2.4.1*).



Obr. 2.4.1 Obrázek posunu a natočení spodní hrany panelu zatíženého natočením a horizontálním posunem. Na obrázku jsou ukázány posuny dvou náhodných bodů. Jednoho blíže a jednoho dále od středu otáčení panelu. Je zřejmé, že horizontální posun obou bodů je identický. Vertikální posun bodů se mění v závislosti na vzdálenosti od středu otáčení panelu (tento obrázek je pouze schématický, nezahrnuje ohyb stěnového a stropního panelu a další vlivy)

V závislosti na umístění kotvy a její tuhosti v různých směrech je kotva zatížená buď dominantně tahem, smykem, nebo obojím, a ani jedno z těchto zatížení nedominuje. Kotvy se modelují pružinami. Pro modelaci kotev v modelu výztužné stěny jsou dva základní přístupy:

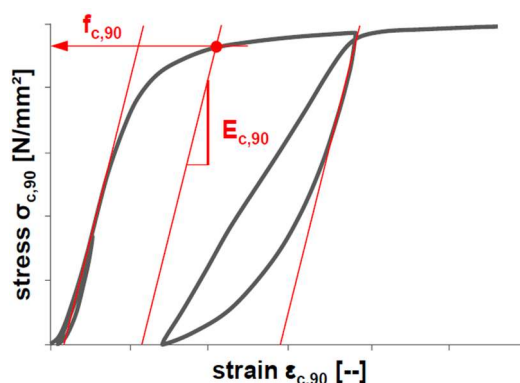
- 1) Kotvy se rozdělí na smykové a tahové. U tahové kotvy se uvažuje nenulová tuhost pouze ve vertikálním směru (v tahu), v horizontálním směru (ve smyku) se její tuhost uvažuje nulová. U smykové kotvy se uvažuje nenulová pouze horizontální tuhost, vertikální nulová. Jedná se, snad, o konzervativní přístup, který je využit i v této práci.
- 2) Uvažuje se tuhost kotev v obou směrech. Jedná se o přístup, který může v určitých případech tuhost kotev nadhodnocovat (viz další odstavec).

Problematické u modelace kotev je to, že tuhost kotev není v průběhu zatěžování konstantní. Tuhost kotvy v jednotlivých směrech je závislá nejen na míře zatížení (závislost tuhosti kotvy na míře zatížení je řešena rozdílnými moduly prokluzu pro mezní stav použitelnosti a únosnosti K_{ser} a K_u), ale i na zatížení v druhém směru jejího působení. Na experimentech se prokázalo, že tuhost tahové kotvy v tahu klesá s mírou zatížení kotvy smykem (experimenty byly prováděny na typu tahové kotvy, který je rozebírán v *kap. 3.1.1.3*). Na druhou stranu tuhost stejné kotvy ve smyku stoupá při větší míře zatížení tahem (při experimentech byla kotva zatěžována cyklicky) [14].

U tahových kotev rozebíraných v *kap. 3.1.1.3* by nemělo docházet k výrazným poklesům tuhosti v tahu v důsledku působení horizontální síly [5]. Zato u úhelníků (jejichž chování je rozebíráno v *kap. 3.1.1.4*) dochází, dle výsledků numerických modelací, k výraznějšímu ovlivnění [15]. Dle experimentů na tahových kotvách a úhelnících (viz [14] a [16]) se ukazuje, že vliv biaxiálního namáhání kotev hraje roli až při její větší deformaci.

Zatížení jednotlivých tahových kotev, a tudíž i jejich působení proti natočení stěnového panelu, je závislé hlavně na délce tlačené oblasti panelu. Tlačená oblast panelu je vymezena krajem panelu a středem otáčení panelu (viz *obr. 2.2.6*). Délka tlačené oblasti panelu není závislá pouze na působících silách, tuhosti a rozmístění tahových kotev. Roli hraje i tuhost samotného panelu a konstrukcí stěnový panel podpírajících. Poddajnost podpírajících

konstrukcí, která není zahrnuta v numerickém modelu samotnou modelací celé konstrukce pomocí plošných prvků, je poddajnost CLT stropních desek v tlaku kolmo na rovinu. Chování CLT v tlaku kolmo na rovinu popisuje *kap. 3.2*, a to jak z pohledu tuhosti, tak únosnosti. CLT v tlaku kolmo na rovinu vykazuje výrazný pokles tuhosti před dosažením jeho smluvní pevnosti (viz *obr. 2.4.2*) [17]. V této práci je tento pokles zanedbáván, a uvažuje se lineární chování CLT v tlaku kolmo na rovinu až do jeho porušení. Jedná se o zjednodušení na nebezpečné straně, bohužel v současné době neexistují dostupné studie, které by důkladněji popisovaly průběh vývoje tuhosti CLT před dosažením jeho smluvní pevnosti.



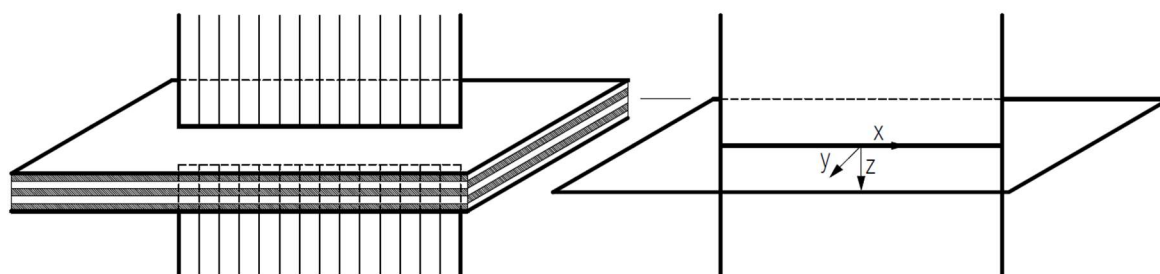
Obr. 2.4.2 Příklad experimentálně zjištěného pracovního diagramu celoplošně zatíženého výseku CLT v tlaku kolmo na rovinu (zatěžování probíhalo ve dvou cyklech) [17]

V následujících podkapitolách budou rozebrány různé způsoby numerické modelace vodorovného a svislého přípoje CLT panelu výztužné stěny.

2.4.1 Modelace vodorovného přípoje panelu výztužné stěny

Jedná se o připojení stěnového panelu ke stropní desce či základu. Tento přípoj přenáší jak síly ve své ose (smykové síly, působící ve směru osy x), tak síly kolmé na osu přípoje (tlakové a tahové síly působící ve směru osy z). Lokální souřadnicový systém přípoje stropní desky a stěnového panelu je na *obr. 2.4.3*.

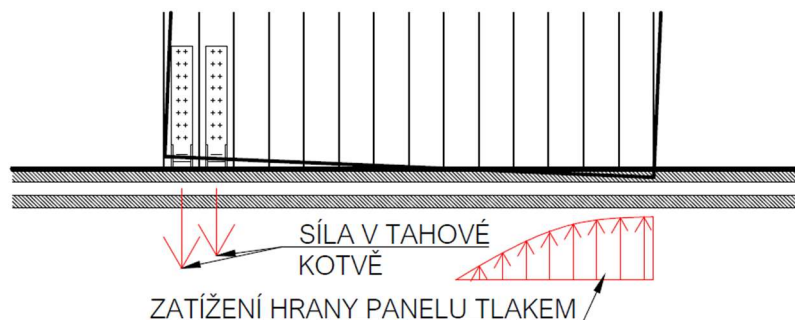
Oproti reálnému stavu sahá stěna v numerickém modelu až ke střednicové rovině stropní desky (viz *obr. 2.4.3*). V důsledku toho je stěna, oproti realitě, v numerickém modelu vyšší. To způsobuje mírně vyšší příčné zatížení styku stropu se stěnou, způsobeného větším ramenem horizontálního zatížení panelu. Rameno této síly se zvětší, oproti reálnému stavu, o polovinu tloušťky horní a polovinu tloušťky spodní stropní desky. Dále hraje protažení stěny roli ve výpočtu vzpěrné délky, ta je oproti realitě v modelu nadhodnocena, a je možné si ji při posudku opravit (tedy v případě, že je posudek prováděn metodou náhradního prutu).



Obr. 2.4.3 Na levém obrázku je výsek konstrukce, se stykem stropní desky a stěny. Na pravém obrázku je stejný výsek konstrukce, tak jak je modelován v numerickém modelu. Dále je na pravém obrázku nakreslen lokální souřadnicový systém spoje stěny a stropní desky.

2.4.1.1 Modelace přípoje pro přenos příčných sil pomocí liniových kloubů

Na styk stěnového panelu a stropní desky působí kombinace momentu a normálové síly. Zatížení se přenáší tahovými silami v kotvách a tlakem v části styku stěnového panelu a stropní desky (viz obr. 2.4.4).



Obr. 2.4.4 Na obrázku je styk stěnového a stropního panelu se schematicky zobrazenými působícím příčnými silami v tomto styku.

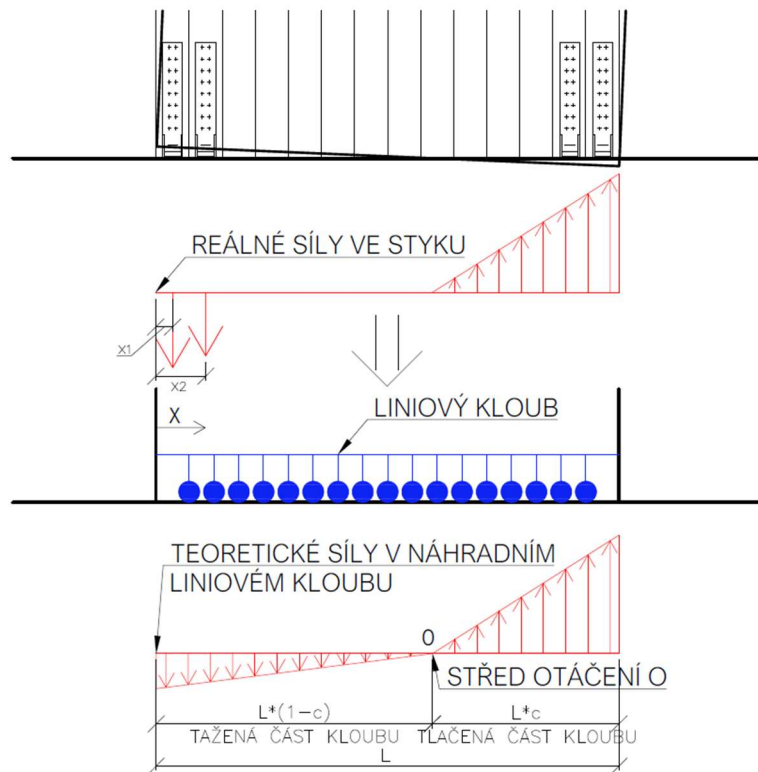
Autor této práce je toho názoru, že pro nejjednodušší a přesnou modelaci tohoto styku je vhodné použít liniových kloubů. Ty se jednoduše zadávají do modelů ve statických programech, neboť není nutné do modelu vnášet další spoje či pruty, tento spoj je v modelu přítomen přirozeně. Navíc tento přístup velmi dobře odpovídá realitě. V následujících podkapitolách budou představeny dva přístupy k modelaci styku využívající liniového kloubu, tyto postupy jsou vymyšleny autorem práce. Dále bude ukázán jeden přístup známý z inženýrské praxe, který nevyužívá liniového kloubu, ale virtuálních prutů.

Autorem této práce navržené přístupy pro modelaci styku jsou:

- 1) Modelace styku pomocí jednoho liniového kloubu
- 2) Modelace styku pomocí tří liniových kloubů

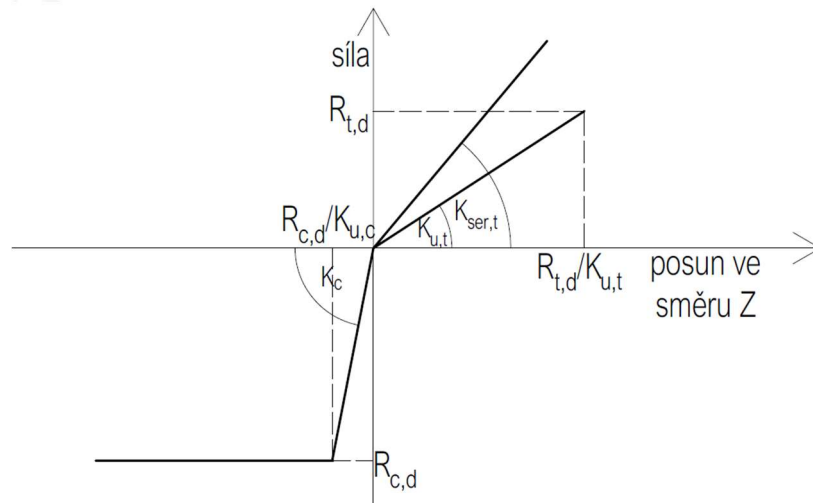
2.4.1.1.1 Modelace styku pomocí jednoho liniového kloubu

Liniový kloub je spojitou liniovou podporou, ale působení tahových kotev je bodové. Pokud chceme lokální působení tahových kotev nahradit působením náhradního liniového kloubu, musí tento kloub působit identicky proti natočení panelu jako lokální podpory (tahové kotvy) (viz obr. 2.4.5).



Obr. 2.4.5 Na horním obrázku je příklad zatížení styku stěnového panelu a stropní desky. Na spodním obrázku je schéma modelace styku panelu a stropní desky pomocí náhradního liniového kloubu s průběhem sil v liniovém kloubu.

Náhradní liniový kloub vykazuje nelineární chování. V tahu působí tažené kotvy. V tlaku působí stěnový panel na stropní panel kontaktem. Vlivem poddajnosti stropního panelu v tlaku kolmo na rovinu dochází k zatlačování stěnového panelu do panelu stropního. Tuhost náhradního liniového kloubu zastupující chování tahových kotev je popsána hodnotami $K_{ser,t}$ a $K_{u,t}$. První veličina popisuje chování kotev v mezním stavu použitelnosti, druhá únosnosti. Tuhost stropního panelu v tlaku kolmo na rovinu je označena K_c , tato tuhost je stejná pro výpočet obou mezních stavů. Zatížení CLT kolmo na rovinu je věnována *kap. 3.2*, pro výpočet tuhosti této komponenty a posudek únosnosti lze využít program v *příloze 5*. Pokud je stěnový panel podepřen železobetonovou, či například ocelovou konstrukcí, uvažuje se $K_c = \infty$. Pracovní diagram liniového kloubu pro mezní stav únosnosti a použitelnosti je na *obr. 2.4.6*.



Obr. 2.4.6 Výpočtový pracovní diagram náhradního liniového kloubu v příčném směru. (kladně je uvažována tahová síla, záporně síla tlaková)

Ačkoliv lze u tahových kotev rozebíraných v kap. 3.1.1 očekávat plastické chování po dosažení únosnosti [18], tento model ho není schopen popsat. Co ale je schopen popsat, je plastizace CLT zatíženého kolmo na rovinu (viz obr. 2.4.6).

Aby se náhradní liniový kloub choval při působení proti natočení identicky jako tažené kotvy, musí být moment od liniové síly v náhradním liniovém kloubu k bodu středu otáčení O stejný jako moment síly v tahových kotvách k bodu O .

Při zanedbání ohybové deformace panel (která dosahuje malých hodnot viz. kap. 2.2.1), se bude spodní hrana panelu při zatěžování pouze natáčet, ale zůstane přímá. Při předpokladu lineární závislosti síly v kotvě na jejím protažení a síly v náhradním kloubu na jeho protažení, jsou síly v náhradním liniovém kloubu a síly v kotvách přímo úměrné natočení panelu a vzdálenosti od bodu otáčení panelu O . Za tohoto předpokladu se, při jednotkovém natočení panelu, moment sil $M_{k,ser/u,t}$ v kotvách k bodu O vypočítá dle vzorce:

$$M_{k,ser/u,t} = \sum_{i=1}^n k_{ser/u,t,i} [L(1-c) - x_i]^2 \quad (1)$$

kde $M_{k,ser/u,t}$ moment k bodu O od sil působících v kotvách při jednotkovém natočení panelu kolem bodu O (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

$k_{ser/u,t,i}$ modul prokluzu v tahu i -té kotvy (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

L délka styku panelu a stropní desky či základu

c součinitel délky tlačené oblasti

x_i vzdálenosti i -té tahové kotvy od hrany panelu (viz obr. 2.4.5)

Zavedený součinitel délky tlačené oblasti c se vypočítá:

$$c = \frac{L_c}{L} \quad (2)$$

kde L_c délka tlačené oblasti spoje (viz obr. 2.4.5)

Moment od působící spojité síly v náhradním líniovém kloubu se při jednotkovém natočení panelu kolem bodu O vypočítá:

$$M_{lin,ser/u,t} = k_{lin,ser/u,t} \frac{1}{3} [L(1-c)]^3 \quad (3)$$

kde $M_{lin,ser/u,t}$ moment od síly působící v líniovém kloubu při jednotkovém natočení panelu kolem bodu O (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

$k_{lin,ser/u,t}$ tuhost náhradního kloubu v tahu (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

Pokud položíme oba momenty do rovnosti a rovnici upravíme, získáme vzorec pro výpočet tuhosti v tahu náhradního líniového kloubu:

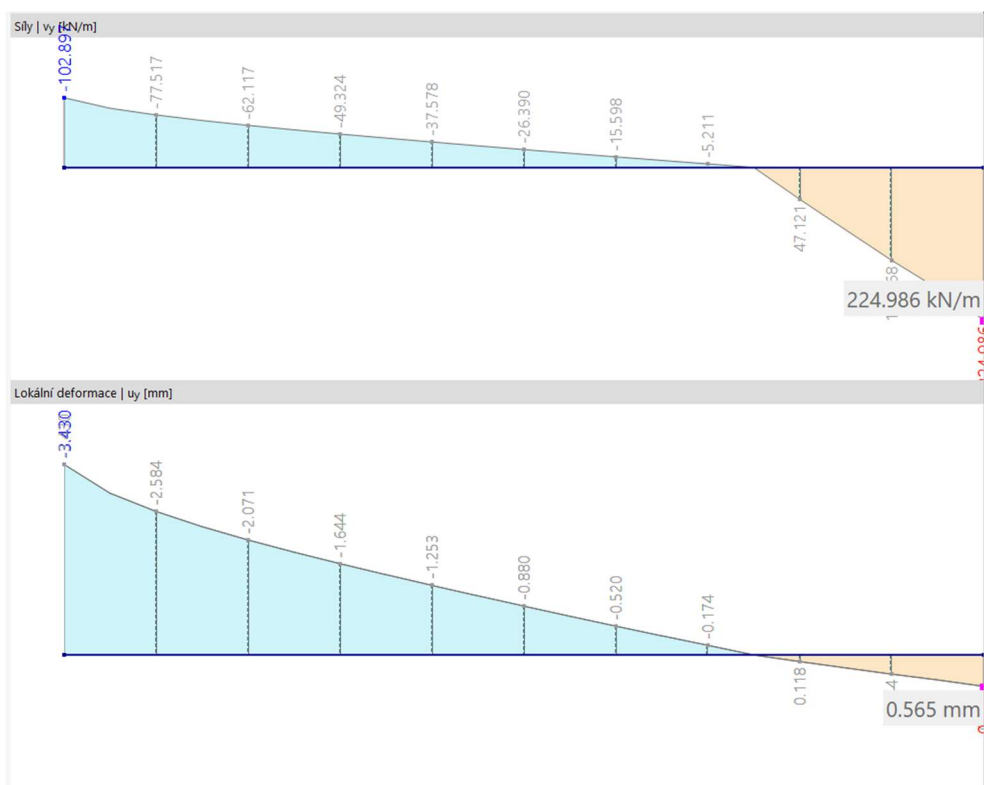
$$k_{lin,ser/u,t} = \frac{3}{[L(1-c)]^3} \sum_{i=1}^n K_{ser/ ,t,i} [L(1-c) - x_i]^2 \quad (4)$$

Zatížení jednotlivých kotev lze vypočítat z lokálního přetvoření kloubu ve směru z v místě kotvy dle následujícího vzorce (lokální systém spoje je na obr. 2.4.3, příklad výstupu ze statického programu na obr. 2.4.7):

$$F_{d,t,i} = k_{u,t,i} u_{z,i} \quad (5)$$

kde $k_{su,t,i}$ modul prokluzu v tahu i -té kotvy pro mezní stav únosnosti

$u_{z,i}$ lokální deformace náhradního líniového kloubu ve směru z v místě i -té kotvy



Obr. 2.4.7 Příklad výstupu z programu Dlubal RFEM 6, příčná síla v náhradním kloubu a lokální deformace náhradního líniového kloubu (v tomto statickém programu je jiný osový systém pro líniové klouby, souřadnice y v programu odpovídá souřadnici z v této práci). Z takového výstupu lze snadno vyčíst deformaci v místě kotvy.

Druhou možností, jak zjistit zatížení tahových kotev, je vycházet z momentové podmínky rovnováhy k bodu otáčení panelu. Moment tahové síly k bodu otáčení působící

v liniovém kloubu se musí rovnat momentu od sil v tahových kotvách. Při přítomnosti pouze jedné kotvy a za předpokladu lineárního průběhu tahové síly v liniovém kloubu lze odvodit vzorec pro výpočet zatížení v kotvě:

$$F_{d,t} = \frac{1}{3} \frac{f_{lin}[L(1-c)]^2}{L(1-c)-x} \quad (6)$$

kde f_{lin} maximální pořadnice liniové síly v náhradním kloubu

x vzdálenost tahové kotvy od kraje panelu (*viz obr. 2.4.5*)

V případě více tahových kotev lze, za předpokladu jejich pružného chování a lineárního průběhu svislé deformace kloubu, daný vzorec snadno rozšířit s využitím podobnosti trojúhelníků. Postupy výpočtu síly v tahové kotvě jsou porovnány v *kap. 4.1* na příkladu vícepodlažní dřevostavby.

Velkou předností této metody je jednoduchost modelace konstrukce. Ve všech stycích stěn se stropními deskami je možné zadat jeden liniový kloub. Vliv umístění kotev se zavede až v zadání tuhosti jednotlivých kloubů. Při jakékoliv změně návrhu kotev není třeba upravovat geometrii modelu, stačí pouze upravit hodnoty tuhostí náhradních kloubů. Výhodou využití liniového kloubu je i absence singularit v zatížení ploch, které vznikají při užití bodových podpor. V oblastech bodových podpor je pak nutné průměrovat výsledky a zahušťovat síť konečných prvků ploch. Zásadním problémem je ale to, že tuhost náhradního kloubu v tahu závisí na součiniteli délky tlačené oblasti c . Délka tlačené oblasti je různá nejen pro různé stěny v dané konstrukci, ale také pro různé kombinace zatížení. Pro její výpočet je nutné používat iteraci, opravovat tuhost náhradního liniového kloubu do situace, kdy se velikost součinitele c s dalšími iteracemi nemění. Proto by byl tento postup prakticky využitelným až při implementaci iterace do statického výpočetního programu. Vzhledem k tomu, že se tyto konstrukce chovají geometricky nelineárně, je stejně nutné používat nelineární iterativní výpočet, součástí jednotlivých iterací by mohla být i oprava tuhosti náhradního liniového kloubu v tahu.

Tuto metodu nelze využít u stěnových panelů s velkými otvory, u takových panelů nemusí platit předpoklad přibližně lineárního průběhu příčné deformace náhradního liniového kloubu. U panelů s velkými otvory je vhodnější využít metodu z *kap. 2.4.1.1.2*.

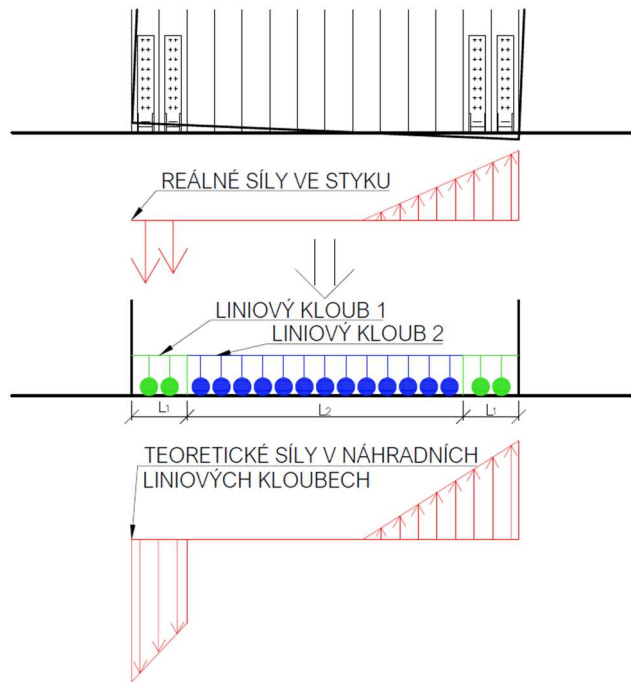
Postup určení osově (smykové) tuhosti náhradního kloubu se nachází v *kap. 2.4.1.2*.

2.4.1.1.2 Modelace styku pomocí tří liniových kloubů

První způsob modelace styku stěny a stropní desky má velké nevýhody v nutnosti iterativního výpočtu tuhosti kloubu, proto je pro „ruční výpočet“, bez implementace do softwaru, použitelný jen ve velmi omezené míře. Při mírném zesložiténí geometrie modelu se lze iteraci ve výpočtu tuhosti kloubu vyhnout.

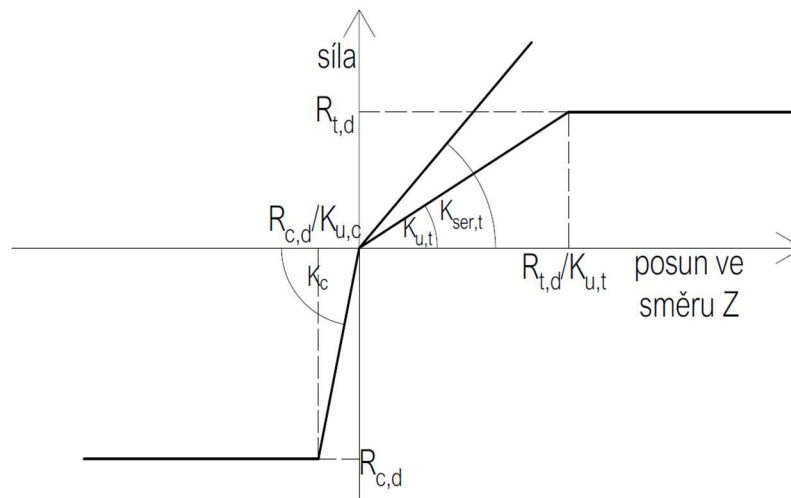
Místo modelace styku pomocí jednoho liniového kloubu se využije tři liniových kloubů (*viz obr. 2.4.8*). Ve styku stropní desky a stěny se objeví dva typy liniových kloubů:

- 1) Liniový kloub prvního typ (na *obr. 2.4.8* jako liniový kloub 1 nakreslený zeleně), tento kloub se nachází v místě tahových kotev na krajích stěnového panelu a zastupuje chování tahových kotev.
- 2) Liniový kloub druhého typu (na *obr. 2.4.8* jako liniový kloub 2 nakreslený modře), tento kloub zastupuje styk stěnového panel a stropní desky v místě, kde se nenachází tahové kotvy.



Obr. 2.4.8 Na horním obrázku je příklad panelu výztužné stěny a zatížení styku stěnového panelu a stropní desky. Na spodním obrázku je schéma modelace styku panelu a stropní desky pomocí tří náhradních liniových kloubů a přibližný průběh sil v liniových kloubech.

Pracovní diagram liniového kloubu prvního typu je na obr. 2.4.9. U tohoto způsobu je možné zahrnout do modelu i plastizaci tahové kotvy po dosažení její únosnosti.

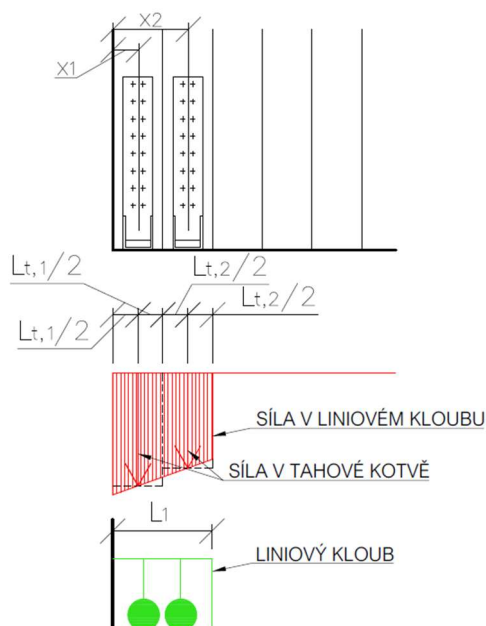


Obr. 2.4.9 Výpočtový pracovní diagram liniového kloubu typu 1 v příčném směru. (kladně je uvažována tahová síla, záporně síla tlaková)

Pro dosažení co největší přesnosti je vhodné, aby byla délka liniového kloubu L_1 rovna:

- v případě jedné tahové kotvy dvojnásobku vzdálenosti kotvy od hrany panelu (viz obr. 2.4.10)
- v případě více kotev vzdálenosti nejvzdálenější kotvy od hrany panelu sečtené s polovinou vzdálenosti této kotvy od kotvy sousední (viz obr. 2.4.10)

Za zjednodušeného předpokladu lineárního průběhu deformace styku (stejného jako u první metody popisované v *kap. 2.4.1.1.1*) dojde teoreticky k absolutní shodě v poloze těžiště výslednice síly v kotvách a náhradním kloubu.



Obr. 2.4.10 Na horním obrázku je detail kraje panelu se dvěma tahovými kotvami. Na prostředním obrázku je síla v tahových kotvách a teoretická síla v náhradním liniovém kloubu typu 1. Na spodním obrázku je liniový kloub typu 1 o zvolené délce dle stanovených pravidel

Pokud se použijí tahové kotvy o stejné tuhosti (ve většině případů se dokonce používá kotva pouze jedna) a bude se zjednodušeně uvažovat lineární průběh deformace ve styku stěny a stropu, vypočítá se tuhost liniového kloubu typu 1 v tahu dle následujícího vzorce:

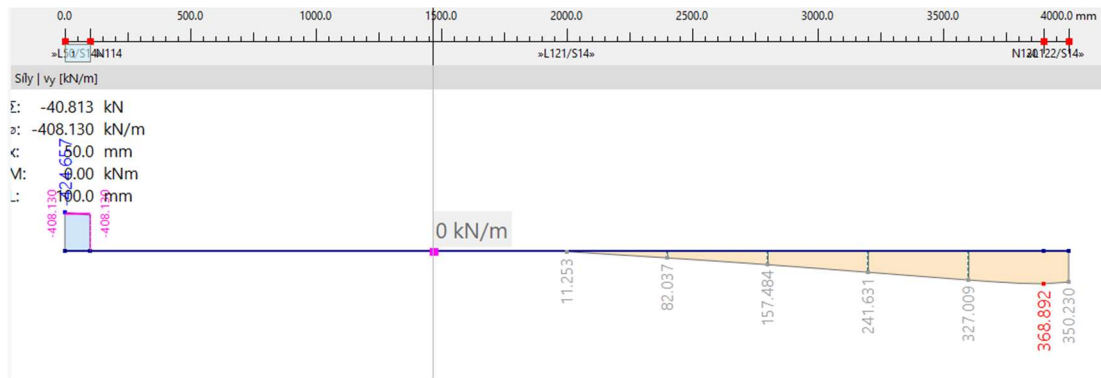
$$k_{lin,1,ser/u,t} = \frac{\sum k_{ser/u,t,i}}{L_1} \quad (7)$$

kde $k_{lin,1,ser/u,t}$ tuhost náhradního kloubu typu 1 v tahu (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

$k_{ser/u,t,i}$ modul prokluzu i -té kotvy v tahu (pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti)

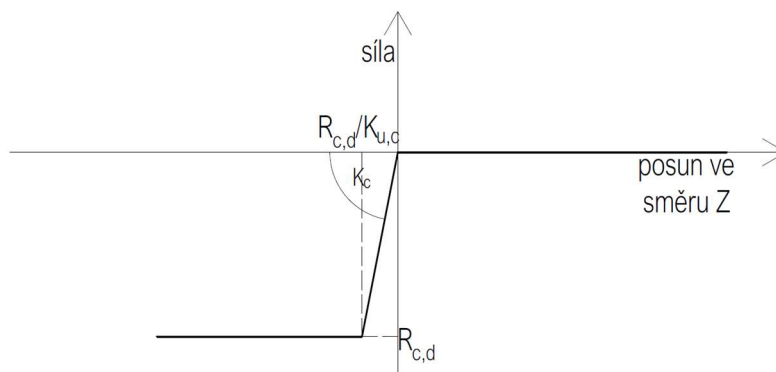
L_1 délka liniového kloubu typu 1

Zatížení tahových kotev lze z numerického modelu získat integrací liniové síly v příslušném kloubu. Integraci lze provést buď ručně, nebo přímo ve statickém programu (viz obr. 2.4.11).



Obr. 2.4.11 Příklad provedení integrace liniového zatížení kloubu typu 1 v programu Dlubal RFEM 6 (síla získaná integrací je na obrázku označena jako Σ)

U náhradního liniového kloubu typu 2 se uvažuje nulová tuhost v tahu. Jeho tuhost v tlaku je stejná, jakou u kloubu typu 1, a tudíž i náhradního kloubu představeného v kap. 2.4.1.1.1. Pracovní diagram náhradního kloubu typu 2 je na obr. 2.4.12.



Obr. 2.4.12 Výpočtový pracovní diagram náhradního liniového kloubu typu 2 v příčném směru. (kladně je uvažována tahová síla, záporně síla tlaková)

Představená metoda je efektivní, pokud se pro přenos zatížení tahem využívají kotvy na konci panelu. V případě využití kotev, které přenáší současně tahové i smykové zatížení, které se umísťují po celé délce panelu, se modelace zesložituje v důsledku nutnosti použití více liniových kloubů. Problematický je i případ, kdy se v průběhu návrhu mění poloha a počet kotev, v takovém případě musí dojít k úpravě geometrie modelu. Stále se ale jedná o přibližnou metodu a v případě malé úpravy polohy kotvy nedává, z praktického hlediska, smysl upravovat model.

Jak u způsobu modelace přenosu příčného zatížení 1, tak 2, se v situaci, kdy se nachází dvě stěny nad sebou (tedy stěna-stropní deska-stěna), modelují dva liniové klouby. Jeden liniový kloub spojuje spodní stěnu se stropní deskou, druhý liniový kloub spojuje stropní desku s horní stěnou. Některé často využívané tahové kotvy (viz kap. 3.1.1) ale spojují dva stěnové panely nad sebou přímo, nikoliv spodní stěnový panel se stropní deskou a stropní desku s horním stěnovým panelem. U těchto kloubů se může vyskytnout otázka, jakou tuhost v tahu přisoudit jednomu a druhému kloubu. Autor této práce je toho názoru, že je vhodné oběma kloubům přisoudit tuhost celé tahové kotvy, neboť dle zkušeností z modelací stěn, nabytých při tvorbě této práce, nedochází k situaci, ve které by stropní deska ani na jedné straně nedosedala na stěnu. Vždy je stropní deska na jedné straně v kontaktu se stěnou a na druhé případně také v kontaktu se stěnou, nebo nikoliv, a v takovém případě působí tahová kotva.

Postup určení osově (smykové) tuhosti náhradního kloubu se nachází v kap. 2.4.1.2.

2.4.1.2 Modelace přípoje pro přenos sil ve své ose (smykové síly) pomocí liniového kloubu

Proti síle v ose přípoje působí smykové kotvy a tření mezi panelem a podkladem (viz kap. 2.2.2.1). Vliv tření se v modelech představených v této práci zanedbává, jak je běžnou praxí i u dřevostaveb sloupkových systému. Uvažuje se působení pouze smykových kotev. Jedná se o konzervativní předpoklad, tření přenosu horizontální síly pomáhá.

Smykové kotvy, ačkoliv působí lokálně, lze pro větší efektivnost modelovat pomocí osově tuhosti liniového kloubu styku stěny s podkladem. Tuhost liniového kloubu se vypočítá dle následujícího vzorce:

$$k_{lin,ser/u,x} = \frac{1}{L} k_{ser/u,v} n_v \quad (8)$$

kde	$k_{lin,ser/u,x}$	liniová tuhost styku ve směru osy x (pro mezní stav použitelnosti nebo únosnosti)
	$k_{ser/u,v}$	modul prokluzu smykové kotvy (pro mezní stav použitelnosti nebo únosnosti)
	n_v	počet smykových kotev v modelovaném styku
	L	délka styku stěnového panelu s podkladem (většinou odpovídá délce panelu)

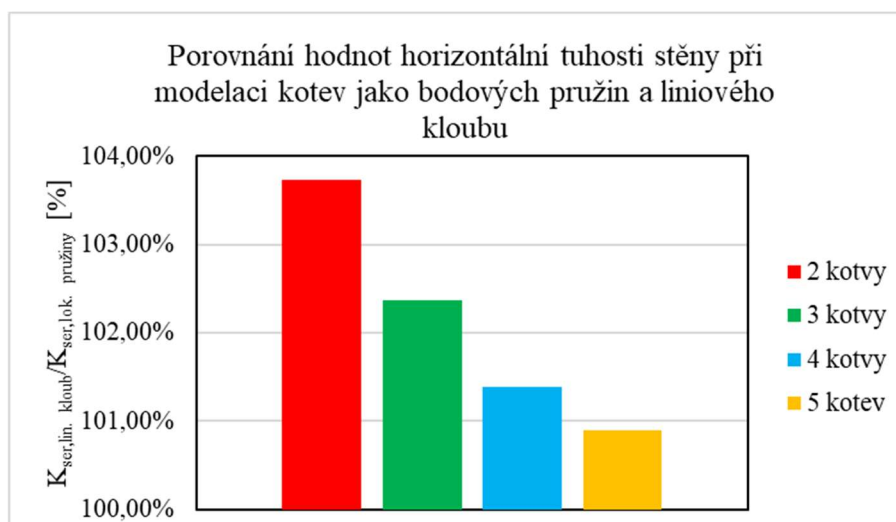
Zda je přípustné modelovat lokálně působící smykové kotvy pomocí liniového kloubu, bylo ověřeno na numerických modelech vytvořených v programu Dlubal RFEM 6. Kotvy byly modelovány jako bodové pružiny, nebo jako liniové klouby. Aby nedocházelo k ovlivnění výsledků v důsledku rotace panelu, byl panel podepřen v obou případech kloubem dokonale tuhým ve svislém směru (viz obr. 2.4.13).



Obr. 2.4.13 Na obrázcích jsou zobrazeny výseky z numerického modelu v Dlubal RFEM 6. Na horním obrázku je styk namodelován pomocí liniové kloubové podpory a lokálních podpor zastupujících jednotlivé smykové kotvy (v tomto případě tři smykové kotvy). Na dolním obrázku je styk modelován pomocí liniové kloubové podpory o definované osově tuhosti vypočítané dle vzorce (8).

Ověření bylo provedeno na příkladu 5 vrstvého panelu o tloušťce 200 mm, výšce 4 m a délce 3 m, kotveného pomocí smykových kotev Titan S-TCS od firmy Rothoblaas. Byly vymodelovány 4 stejné stěny kotvené rozdílným počtem smykových kotev, a to od dvou

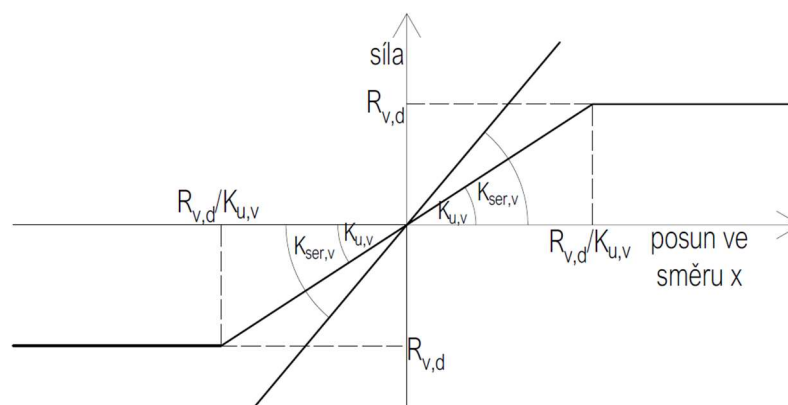
do pěti kotev. Následně byla vypočítána tuhost stěny z její horizontální deformace vypočítané statickým programem. Výsledky jsou shrnuty na *obr. 2.4.14*.



Obr. 2.4.14 Graf porovnává horizontální tuhost modelu výztužné stěny se smykovými kotvami namodelovanými pomocí liniové podpory a pomocí lokálních bodových podpor

Výsledky numerické modelace ukazují, že modelace smykových kotev pomocí liniového kloubu poskytuje mírně vyšší tuhost než modelace kotev jako lokálních podpor. S rostoucím počtem kotev se tento rozdíl zmenšuje, protože s vyšším počtem kotev se model lokálních podpor postupně přibližuje k modelu liniového kloubu.

Chování smykových úhelníků (detailněji rozebíraných v *kap. 3.1.2.1*), které se nejčastěji používají jako smykové kotvy, lze popsat jako pružno-plastické [18]. Plastizace kotev nastává při dosažení únosnosti kotvy. Ve směru kladného i záporného posunu lze očekávat stejné chování kotvy. Podle toho, zda se jedná o analýzu pro mezní stav použitelnosti, nebo únosnosti, je nutné pro modelaci kotvy používat modul prokluzu kotvy K_{ser} , nebo K_u . Výpočtový pracovní diagram smykové kotvy je na *obr. 2.4.15*.

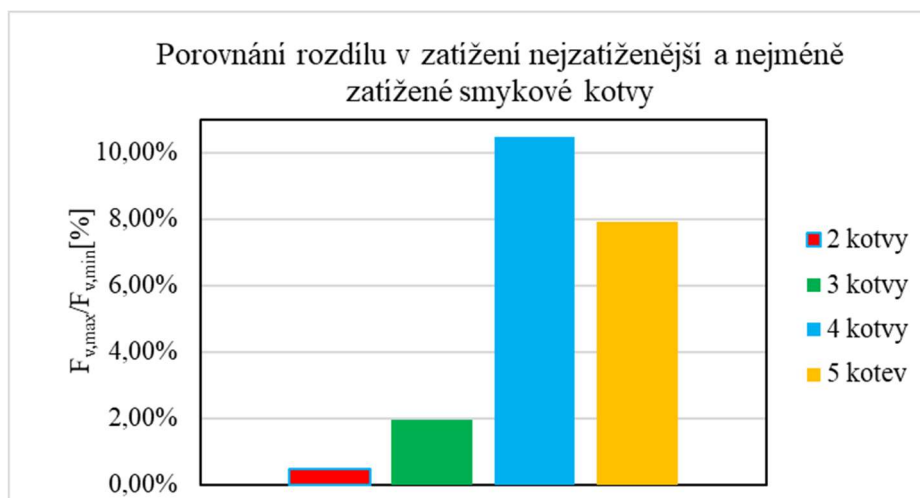


Obr. 2.4.15 Schéma výpočtového pracovního digramu smykové kotvy

Jednotlivé tuhosti smykových kotev lze získat buď z podkladů výrobců, kteří ale bohužel často tuhosti kotev neuvádějí, nebo, v případě smykových úhelníků, je možné tuhost úhelníku vypočítat postupem představeným v této práci v *kap. 3.1.2.1*.

Pro posudek únosnosti kotvy je nutné znát zatížení kotvy. Pro porovnání zjištění síly v kotvách přepočtem ze síly z liniového kloubu a z bodových podpor (které přesněji odráží realitu) byly použity identické numerické modely jako pro porovnání horizontální tuhosti

styku při různé modelaci. Z těchto numerických modelů bylo získáno zatížení jednotlivých kotev nacházejících se v pružném stavu. Ukazuje se, že při větším počtu smykových kotev začíná být pozorovatelný rozdíl v zatížení jednotlivých kotev (viz obr. 2.4.16).



Obr. 2.4.16 Na grafu je zobrazen procentuální rozdíl v zatížení nejvíce a nejméně zatížené smykové kotvy výztužné stěny.

Při uvažování plastického chování smykových kotev po dosažení únosnosti dojde po plastizaci nejzatíženějších kotev při dalším přitížení k rozdělení zatížení do méně zatížených kotev a postupnému vyrovnání zatížení v jednotlivých kotvách. Plastizace kotev umožní plné zatížení všech smykových kotev. Zatížení kotev se vypočítá ze sil v líniovém kloubu následujícím postupem:

- 1) Proveďte se integrace líniové síly v kloubu po délce panelu. Toto lze provést buď přibližně ručně, nebo přímo ve statickém výpočetním programu.

- 2) Při uvažování stejného zatížení každé kotvy se zatížení jedné kotvy vypočítá jako:

$$F_{v,d} = \frac{F_{lin,v,d}}{n_v} \quad (9)$$

Kde $F_{v,d}$ návrhové zatížení smykové kotvy

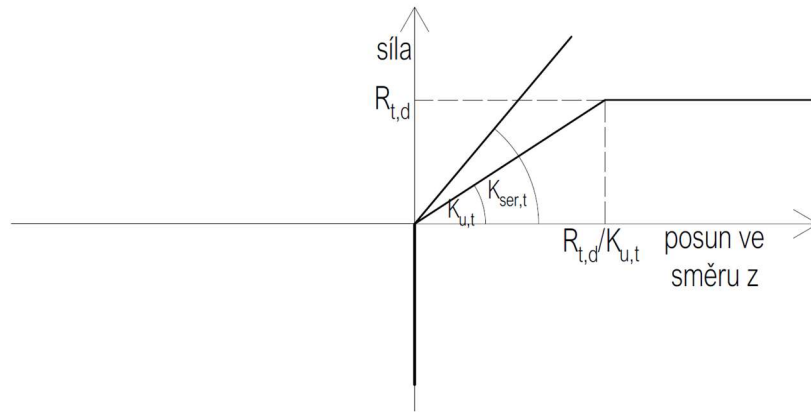
$F_{lin,v,d}$ návrhové zatížení kotev získané integrací líniového zatížení kloubu

Z numerických modelací lze učinit závěr, že modelovat smykové kotvy pomocí líniového kloubu o dané tuhosti je přípustné.

2.4.2 Modelace svislého spoje panelů výztužné stěny

Tento spoj je dominantně zatížen smykem, tedy ve své ose (schéma přípoje viz obr. 2.2.8). Ve výpočetních modelech se zohledňuje pomocí líniového kloubu. Tento spoj ve směru své osy působí stejně, jako již probíraný horizontální spoj, platí pro něj tudíž stejné principy a vzorce popsané v kap. 2.4.1.2. Oproti horizontálnímu spoji bývá tento spoj tvořen více kotvami, či osamocenými spojovacími prostředky, tudíž se více přibližuje chování líniového kloubu. Běžně se vyskytující varianty provedení tohoto spoje a principy jejich působení jsou popsány v kap. 3.1.2.2.

Co se týče přenosu příčné síly, která nebývá dominantní, chová se spoj nelineárně. V tlaku přenáší spoj zatížení přímým kontaktem stěnových panelů, tuhost spoje v tomto směru je tudíž nekonečná. V tahu dojde k zapojení mechanických spojovacích prostředků, tuhost spoje dosahuje konečných hodnot. Výpočtový pracovní digram působení příčné zatíženého líniového kloubu modelujícího svislý spoj je na obr. 2.4.17.



Obr. 2.4.17 Pracovní diagram chování liniového kloubu, modelujícího svislý spoj stěnových panelů, v příčném směru

Liniová tuhost spoje v tahu se vypočítá:

$$k_{ser/u,lin,t} = \frac{1}{H_s} K_{ser/u,z,t} n_v \quad (10)$$

kde $k_{ser/u,lin,t}$ liniová tuhost spoje v tahu příčném směru (pro mezní stav použitelnosti nebo únosnosti)

$K_{ser/u,z,t}$ modul prokluzu kotvy nebo spojovacího prostředku spojujícího panely, v příčném směru (pro mezní stav použitelnosti nebo únosnosti)

n_v počet kotev, či spojovacích prostředků

H_s délka styku stěnového panelu se sousedním panelem (většinou odpovídá výšce panelu)

2.5 Modelace výztužné stěny pomocí prutů

Stěnový panel lze modelovat pomocí dokonale tuhých prutů navzájem kloubově spojených. Dokonale tuhé pruty tvoří obrys panelu, tuhost panelu ve vlastní rovně je simulována diagonálním prutem o definované tuhosti (viz obr. 2.4.18).

V odborné literatuře (viz např. [5], jedná se o publikaci, ve které se nachází mimo jiné i shrnutí přístupů různých autorů) lze najít vzorce pro výpočet vodorovné deformace horní hrany stěnového panelu v jeho rovině od horizontálního zatížení působícího ve stejném místě v rovině panelu. Deformace CLT panelu je při jeho výztužném působení tvořena deformací ohybovou a smykovou. Ze vzorců (převzatých z knihy [5]) pro výpočet složek deformace lze odvodit vzorce pro výpočet složek tuhosti panelu.

Stěnový panel lze uvažovat jako svislou konzolu zatíženou na svém konci osamělou silou [5], z této představy vychází i vzorec pro výpočet horizontální tuhosti panel v ohybu:

$$K_{ohyb} = \frac{E_{0,mean} L^3 t_{ef}}{4H^3} \quad (11)$$

kde K_{ohyb} horizontální ohybová tuhost stěnového CLT panelu ve vlastní rovině v horní hraně stěnového panelu při působení horizontální síly v témže místě

$E_{0,mean}$ průměrný modul pružnosti vrstev CLT podélně s vlákny

t_{ef} součet tloušťky vrstev se svislou orientací lamel (konzervativně se uvažuje, že příčné vrstvy vlivem mezer nejsou schopny přenosu ohybového zatížení [5])

L délka stěnového panelu

H výška stěnového panelu

Horizontální smyková tuhost stěnového panelu vychází ze základního vzorce pro smyk a lze vypočítat (vzorec vychází ze vzorců v publikaci [5]):

$$K_{smyk} = \frac{D_{88}L}{H} \quad (12)$$

kde K_{smyk} horizontální smyková tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině v horní hraně panelu při působení horizontální síly v témže místě

D_{88} prvek matice tuhosti CLT (při řešení CLT jako ortotropní plochy) zodpovědný za jeho smykovou tuhost ve vlastní rovině (viz kap. 3.3)

Horizontální poddajnost stěnového panelu je součtem jeho smykové a ohybové poddajnosti. Celková horizontální tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině v jeho horní hraně při působení horizontální síly v témže místě se tudíž vypočítá:

$$K_h = \frac{K_{ohyb}K_{smyk}}{K_{ohyb} + K_{smyk}} \quad (13)$$

kde K_h horizontální tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině v horní hraně stěnového panelu při působení horizontální síly v témže místě

Pro převedení horizontální tuhosti stěnového panelu K_h na normálovou tuhost náhradní diagonály se využije transformační matice pro pruty v rovině. Normálová tuhost diagonálního prutu se vypočítá:

$$EA_d = L_d K_h \frac{1}{(\cos \alpha)^2} \quad (14)$$

kde L_d délka náhradní diagonály

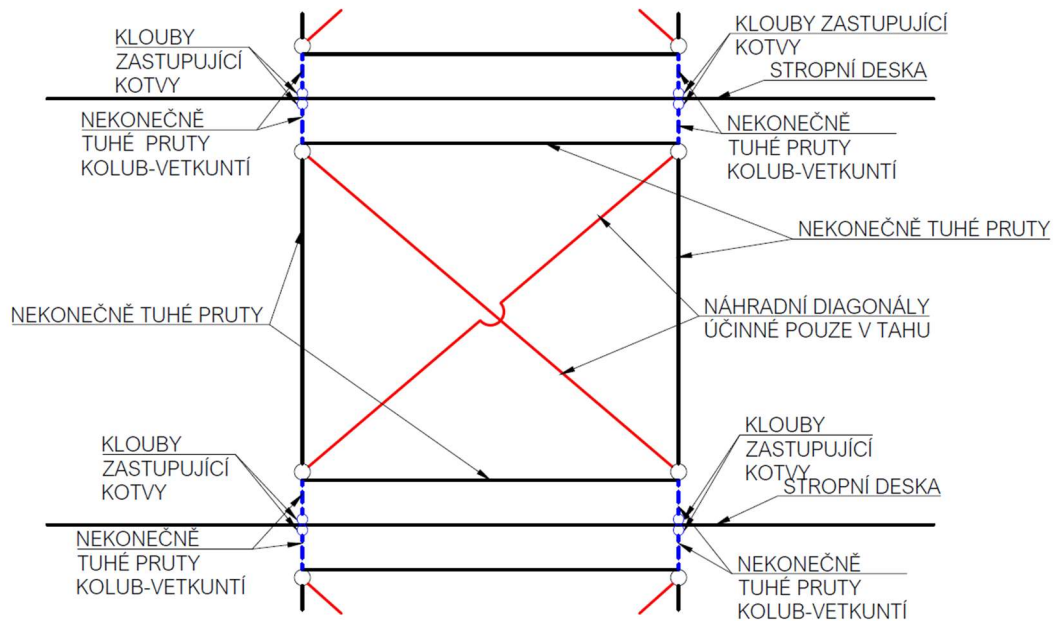
α úhel odklonu náhradní diagonály od vodorovné

Při vyjádření cosinu úhlu α a délky náhradní diagonály L_d podle Pythagorovy věty se získá finální vzorec pro výpočet normálové tuhosti náhradní diagonály:

$$EA_d = K_h \frac{(H^2 + L^2)^{1,5}}{L^2} \quad (15)$$

Aby ve výpočetním modelu docházelo ke správnému zapojení tahových kotev při horizontálním zatížení stěny jak z jedné, tak druhé stany, je nutné modelovat náhradní diagonály jako nelineárně se chovající pruty účinně pouze v tahu.

Kontakt stěnového panelu se stropní deskou, či základem lze modelovat například virtuálními dokonale tuhými pruty vetnutí-kloub. Pomocí kloubu je virtuální prut spojen se stropní deskou (viz obr. 2.4.18).



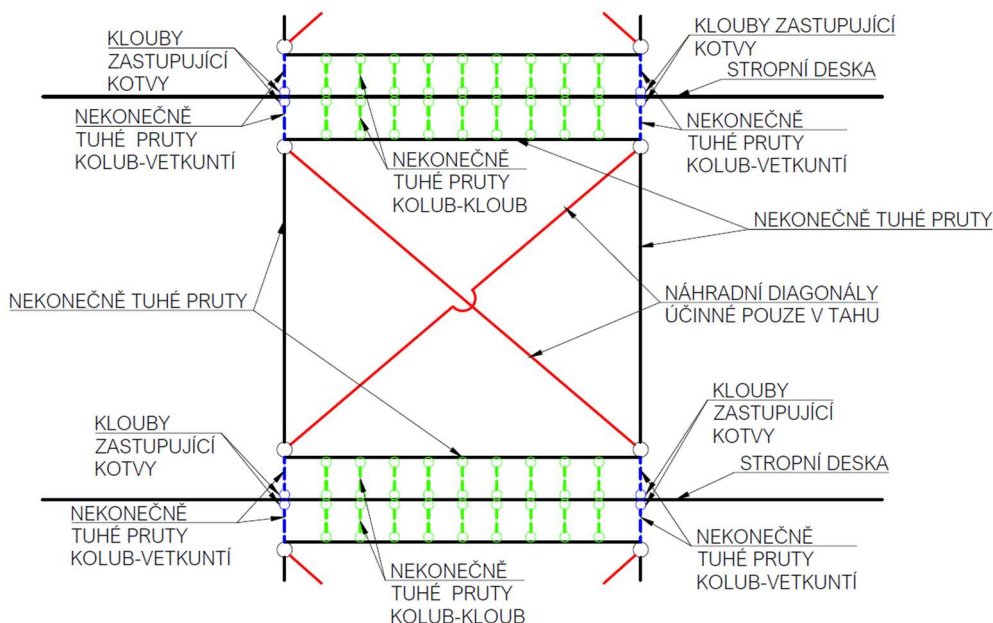
Obr. 2.4.18 Schéma modelace výztužné stěny pomocí prutů

V horizontálním směru má kloub tuhost rovnou polovině součtu tuhostí smykových kotev kotvicích daný panel. Ve vertikálním směru je v tlaku dokonale tuhý, v tahu jeho tuhost odpovídá tuhosti tahové kotvy.

Složitější možností, s ambicí do modelu částečně zahrnout vliv délky tlacené oblasti, je kontakt stěnového panelu se stropní deskou či základem modelovat virtuálními pruty dvou typů (viz obr. 2.4.19):

- 1) První typ prutů se nachází na krajích rámu. Tyto pruty jsou dokonale tuhé, vetknuté do stropní desky a kloubově připojené k rámu modelujícího stěnový panel. Kloub je poddajný v tahu ve vertikálním směru, jeho tuhost je rovna tuhosti příslušné tahové kotvy. V tlaku ve vertikálním směru je kloub dokonale tuhý. V horizontálním směru je tuhost kloubu rovna polovině součtu tuhosti smykových kotev v přípoji panelu (na obr. 2.4.19 tyto pruty nakresleny modře).
- 2) Druhým typem prutů jsou dokonale tuhé pruty kloub-kloub. Jedná se o kyvné stojky modelující liniové podepření stropní desky stěnou. Tyto pruty jsou neúčinné v tahu (na obr. 2.4.19 tyto pruty nakresleny zeleně).

Pakliže chceme do modelu zahrnout i poddajnost stropní desky v tlaku kolmo na rovinu, je možné těmto virtuálním prutům (či jejím kloubovým přípojmům) definovat poddajnost na základě kap. 3.2 zabývající se tlakem kolmo na rovinu CLT.



Obr. 2.4.19 Schéma modelace výztužné stěny pomocí prutů

Jednotlivé přístupy modelace chování výztužných stěn jsou na jednom příkladu porovnány z různých hledisek v *kap. 4*.

3 KOMPONENTY VÝZTUŽNÉ STĚNY

3.1 Kotevní prvky

Kotvení výztužné stěny má zásadní vliv na deformaci a únosnost výztužné stěny (*viz kap. 2.2*). Výrobci ve svých podkladech ke kotevním prvkům uvádějí jejich únosnosti při různém působení zatížení a různém prohřebíkování. Velmi často ale neuvádí informace o jejich tuhostech. Bohužel tuhosti kotev zásadně ovlivňují chování výztužných stěn.

Tato práce se v následujících kapitolách pokouší o rozbor nejpoužívanějších typů kotev a přibližný výpočet jejich tuhosti. Důraz je kladený na rychlost a jednoduchost výpočtu. Jen v situaci, kdy je výpočet dostatečně rychlý, je použitelný i v praxi. Protože chování kotev nelze často popsat jednoduchými analytickými vzorci, bylo přistoupeno částečně k numerickým metodám výpočtu. Aby se i při numerickém řešení stále zachovala rychlost výpočtu, není vhodné dílčí části modelovat. Výrazně rychlejší je číselné zadání stěžejních parametrů kotvy. Proto byl pro výpočet tuhostí kotev, u kterých bylo nutné využít numerických postupů, či složitějšího postupu pro parametrizaci výpočtu, využit program GNU Octave. Tento program je velmi podobný programu MATLAB. Jeho velkou výhodou je, že se jedná o volně stažitelný program, čímž se stává dostupný pro každého. Programy pro jednotlivé kotvy byly vytvořeny tak, aby bylo možné volně měnit geometrické a materiálové parametry.

Práce se drží nejčastěji využívaného rozdělení kotevních prvků na tahové a smykové kotevní prvky. U tahových kotev řeší tuhost kotvy v tahu, u smykových ve smyku (vliv biaxiálního chování kotev na jejich tuhost v horizontálním a vertikálním směru je rozebírána v *kap. 2.4*).

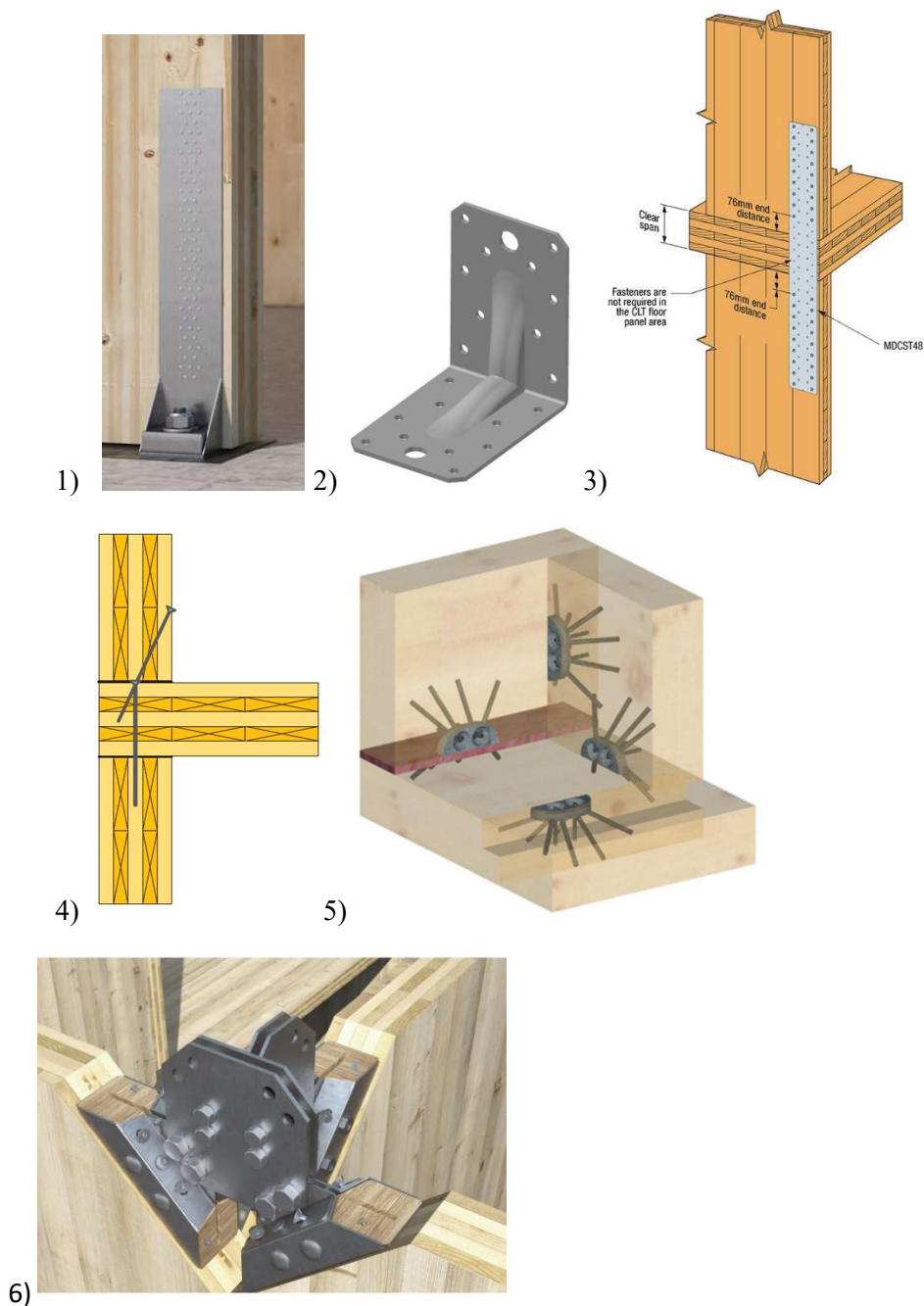
Všechny v této práci detailněji popisované kotvy se připojují ke konstrukci pomocí kovových mechanických spojovacích prostředků kolíkového typu. Tomuto připojení je věnována *kap. 3.1.1.1*, ze které vychází vytvořené programy pro výpočet tuhosti a únosnosti

spojovacích prostředků spojujících ocelovou kotvu a CLT. Tyto programy lze propojit s programy pro výpočet tuhostí kotev, či je používat samostatně.

3.1.1 Tahový kotevní prvek

Kotevní prvky přenášející tahové reakce výztužných stěny lze rozdělit do pěti skupin:

- 1) Úhelníky se šikmou výztuhou (*viz příklad 1 na obr. 3.1.1*)
- 2) Úhelníky „tradiční“ (*viz příklad 2 na obr. 3.1.1*)
- 3) Pásky (*viz příklad 3 na obr. 3.1.1*)
- 4) Šikmé vruty (*viz příklad 4 na obr. 3.1.1*)
- 5) Speciální systémy, jako např. X-RAD system (výrobce Rothoblaas), či SHERPA CLT-connector (*viz příklad 5 a 6 na obr. 3.1.1*)



Obr. 3.1.1 Příklady zmíněných typů tahových kotev: 1) WHT (Rothoblaas) [19] 2) úhelník BV/Ú (Bova Nail) [20] 3) MDCST Tension Strap (Simpson) [21] 4) Diagonální vruty [8] 5) Sherpa Connector [22] 6) X-rad Systém (Rothoblaas) [19]

První skupina kotev (úhelníky se šikmou výztuhou) je využitelná jak pro kotvení stěnového CLT panelu v prvním podlaží dřevostavby navazující na konstrukci z jiného materiálu, tak ke kotvení dvou stěn z CLT nad sebou. V takovém případě prochází stropní deskou závitová tyč spojující tahovou kotvu v patě horní stěny s tahovou kotvou v hlavě spodní stěny [19].

Druhá skupina kotev („tradiční“ úhelníky) se využívá ke kotvení stěnového CLT panelu k dřevěné konstrukci stropní desky nebo stěnového panelu ke konstrukci z jiného materiálu.

Třetí skupina (tahové pásy) se využívá jak ke kotvení dvou CLT stěn nacházejících se nad sebou, tak ke kotvení dřevostavby navazujících na konstrukci z jiného materiálu. U tohoto spoje je nutné, aby CLT stěna navazovala na svislou plochu, jinak nelze spoj realizovat. Při spojování dvou CLT stěn nad sebou lze u obvodových stěn spoj provést zvenčí (jako na *obr. 3.1.1*), u vnitřních stěn je nutné proříznout drážku ve stropním panelu, skrz kterou se pásek prostrčí.

Čtvrtou skupinou jsou šikmé vruty. Tento spoj je skryt do CLT panelů a nepřekáží při realizaci podlahy a opláštění stěny. Únosnost tohoto spoje je značně omezená, protože nelze klást spojovací prostředky do více řad nad sebou. Oproti předešlým způsobům spojování tento typ spoje také zaostává svou nízkou duktilitou [8].

Pátá skupina (speciální systémy) je velmi specifická, Jednotlivé speciální systémy nabízejí komplexní řešení všech spojů v konstrukci, často u těchto řešení není možné při návrhu zjednodušeně rozdělovat kotevní prvky na smykové a tahové (to platí například pro systémy Scherpa a X-rad, které jsou na *obr. 3.1.1*). Výrobci k těmto systémům poskytují kompletní návrhové postupy a často i asistenci. To ale bývá zpravidla vykoupeno vyšší cenou.

Tato práce se bude dále zabývat prvními třemi skupinami kotevních prvků. Tyto tři skupiny jsou nejčastěji používané, vyrábí je několik různých velkých výrobců v jen malých obměnách.

Všechny první tři skupiny kotevních prvků mají tři části:

- 1) mechanické spojovací prostředky spojující ocelový prvek (úhelník nebo pásek) se stěnovým panelem
- 2) mechanické spojovací prostředky připojující ocelový prvek ke stropní, či základové konstrukci
- 3) samotný ocelový prvek

3.1.1.1 Spojovací prostředky

Kotvy bývají spojeny se stěnovým panelem za pomoci ocelových spojovacích prostředků kolíkového typu. Ty bývají ve většině případů umístěny v horizontální poloze. V takovém případě jsou zatíženy dominantně příčnými silami, ale vznikají v nich i síly osově, v důsledku efektu sepnutí spoje při příčném zatížení (ten se uplatňuje až při větších deformacích spojovacího prostředku [23]). U úhelníků se k osově síle od sepnutí spoje přidává osová síla vzniklá ve spojovacích prostředcích vlivem příčné deformace svislého plechu úhelníku (*viz kap. 3.1.1.3 a 3.1.1.4*).

Pro připojování ocelových kotev se často využívají kroužkové hřebíky (doporučuje používat pro své výrobky např. firma Bova Nail) nebo vruty (doporučuje např. firma Rothoblaas). Tyto spojovací prostředky jsou schopny přenášet větší osově síly než klasické hladké hřebíky. Zvýšení osově únosnosti těchto spojovacích prostředků je dáno jejich profilací. Profilace těchto spojovacích prostředků má ale za následek také zmenšení jejich efektivního průřezu, který čelí ohybu [24]. V důsledku toho bude např. vrut o stejném nominálním průměru jako hřebík, dosahovat v příčném směru menší tuhosti a někdy i únosnosti (tomu nastává zejména v případech mechanismů porušení, u kterých nedochází k sepnutí spoje). Podle Eurokódu 5 lze při výpočtu únosnosti spojovacího prostředku uvažovat, že se část příčné síly zatěžující spojovací prostředek přenese osovou silou. Eurokód 5 ale zároveň omezuje maximální míru příspěvku osově únosnosti spojovacího prostředku, omezení je závislé na jeho typu. V tomto směru jsou nejučinnější vruty, u kterých lze přičítat až 100 % z Johansenovy části únosnosti spojovacího prostředku. Díky uvažování osově únosnosti lze tudíž navýšit únosnost vrutu na dvojnásobek oproti únosnosti vypočítané z Johansenovy teorie. U kroužkových hřebíků je to „pouze“ 25 % (u některých typů 50 %)

[24]. Nevýhodou vrutů oproti hřebíkům je náročnější realizace, musí se do konstrukcí šroubovat. (Chováním příčně zatížených spojovacích prostředků ve spoji CLT-kotevní prvek se detailněji zabývá *kap. 3.1.1.1.1 a 3.1.1.1.3.*)

Tahové kotevní prvky ze třetí skupiny (v této práci označené jako „tradiční“ úhelníky) bývají připevněny mechanickými spojovacími prostředky kolíkového typu také ke stropnímu CLT panelu. Tyto spojovací prostředky jsou zatíženy dominantně osovou silou (podrobněji v *kap. 3.1.1.4* zabývající se třetí skupinou kotevních prvků).

K navazujícím konstrukcím, které nejsou na bázi dřeva, bývají kotevní prvky připevněny pomocí mechanických či chemických kotev. Parametry těchto kotev lze vyhledat z technických listů výrobců. Návrh určitých kotev do betonových konstrukcí postihuje norma ČSN EN 1992-4. Tato práce se těmito kotvami dále nezabývá.

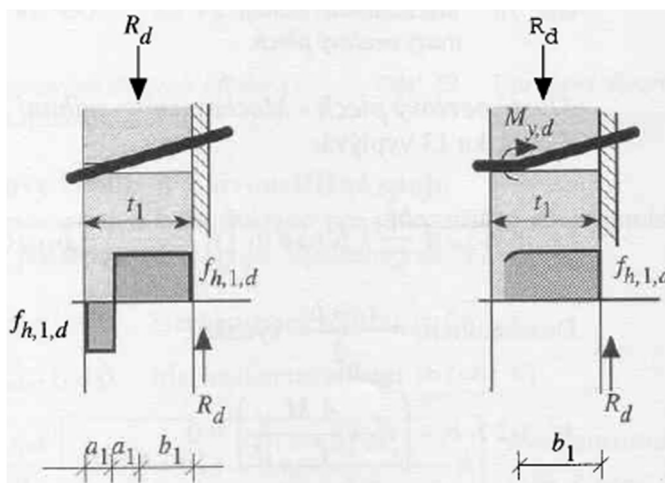
Pro výztužné stěny jsou zásadní dvě vlastnosti spojovacího prostředku, těmi jsou únosnost a tuhost. Únosnost má přirozeně vliv na mezní stav únosnosti celého systému. Tuhost ovlivňuje jak únosnost, tak deformaci celého systému. Nejmarkantnější je vliv tuhosti na únosnost u tahových kotev. Tuhost spojovacích prostředků ovlivňuje tuhost kotvy, ta ovlivňuje délku tlačené oblasti stěny. Délka tlačené oblasti ovlivňuje rameno sil v patě stěny. Velikost ramene sil v patě stěny v konečném důsledku ovlivňuje velikost síly, kterou musí kotva přenést. Deformace stěny není důležitá jen z ohledu mezního stavu použitelnosti (přípustných deformací), ale i únosnosti, neboť ovlivňuje rozdělení horizontálního zatížení ze stropních desek do jednotlivých výztužných stěn (*viz kap. 2.1*).

3.1.1.1.1 Únosnost příčně zatíženého spojovacího prostředku

Eurokód 5 využívá pro výpočet únosnosti příčně zatížených spojovacích prostředků Johansenovu teorii [24]. Ta uvažuje tuho-plastický pracovní diagram dřeva v otláčení. Spojovací prostředek je uvažován jako pružno-plastický prut. Plasticita se projevuje vznikem plastického kloubu ve spojovacím prostředku. Johansen sestavil možné mechanismy porušení pro základní typy spojů. Únosnost vychází z délek otláčovaných oblastí dřeva spojovacími prostředky. Délky těchto oblastí jsou vypočítány z podmínek rovnováhy spojovacího prostředku [2]. Očekává se, že dojde k porušení mechanismem s nejmenší vypočítanou únosností, tím je dána únosnost spojovacího prostředku. Tato metoda dosahuje dobré shody s experimenty, na rozdíl od metody, kterou nabízí Eurokód 5 pro výpočet tuhosti spojovacího prostředku [23].

Přípoj ocelových kotev k CLT pomocí spojovacích prostředků lze nejčastěji klasifikovat dle Eurokódu 5 jako jednostřížný spoj ocel-dřevo, a to buď s tenkou deskou, nebo jako spoj na pomezí mezi spojem s tenkou a tlustou deskou, u kterého lze únosnost získat interpolací mezi únosností spoje s tenkou a tlustou ocelovou deskou. V této práci byl rozebírán pouze spoj ocel-dřevo s tenkou deskou. Zvolený přístup je na straně bezpečné, neboť jak z pohledu pevnosti, tak tuhosti je lepší spoj s tlustou deskou. To, jestli je ocelová deska klasifikována jako tlustá, nebo tenká, je dáno poměrem její tloušťky a průměru spojovacího prostředku: tlustá deska musí mít tloušťku větší než jeden průměr spojovacího prostředku, tenká deska menší než polovina průměru spoj. prostředku. U tlusté desky je dále požadováno, aby byla tolerance rozměru otvoru pro spojovací prostředek menší než desetina průměru spoj. prostředku [24]. Pokud je deska dostatečně tlustá a s dostatečně malými otvory, uvažuje se, že zabraňuje natočení spojovacího prostředku. Spojovací prostředek je do desky vetknut. Naopak, u tenké desky se předpokládá, že umožňuje volné natočení spojovacího prostředku. Spojovací prostředek je k desce připojen kloubově [2].

U porušení jednostřížného spoje ocel-dřevo s tenkou deskou lze očekávat dva různé způsoby porušení označené v Eurokódu 5 jako „a“ a „b“ (*viz obr. 3.1.2*).



Obr. 3.1.2 Na levém obrázku je schéma mechanismu porušení „a“, na pravém obrázku schéma mechanismu „b“. Graf ve spodní části obrázků znázorňuje průběh zatížení spojovacího prostředku při dosažení únosnosti. [2]

U mechanismu porušení „a“ dochází k plastizaci dřeva v otláčení po celé délce spojovacího prostředku (viz levý obr. 3.1.2). Spojovací prostředek se ve dřevěném prvku rozeprže, tím je schopen přenášet jak posouvací sílu, tak moment vzniklý vlivem excentricity spoje. V důsledku nutnosti přenést moment od excentricity, působí část dřeva v otláčení ve směru působící síly, místo toho, aby působila proti působící síle a zvyšovala únosnost spoje. U mechanismu porušení „b“ dochází k plastizaci spojovacího prostředku v jednom místě (viz pravý obr. 3.1.2), v tomto místě vzniká plastický kloub schopný přenášet moment o velikosti plastického momentu únosnosti spojovacího prostředku. Moment v místě plastického kloubu vyvažuje moment od excentricity spoje, celá otláčovaná část dřeva působí proti směru zatížení a přispívá k únosnosti spoje.

Plastický moment únosnosti spojovacího prostředku lze určit buď ze zkoušek spoj. prostředků nebo dle vzorců v Eurokódu 5. Vzorec, který poskytuje Eurokód 5, se liší od teoretického výpočtu podle teorie plasticity ve velikosti mocniny průměru spojovacího prostředku v důsledku toho, že Eurokód 5 zohledňuje nárůst pevnosti u spojovacích prostředků menších průměrů, způsobený procesem jejich výroby [23].

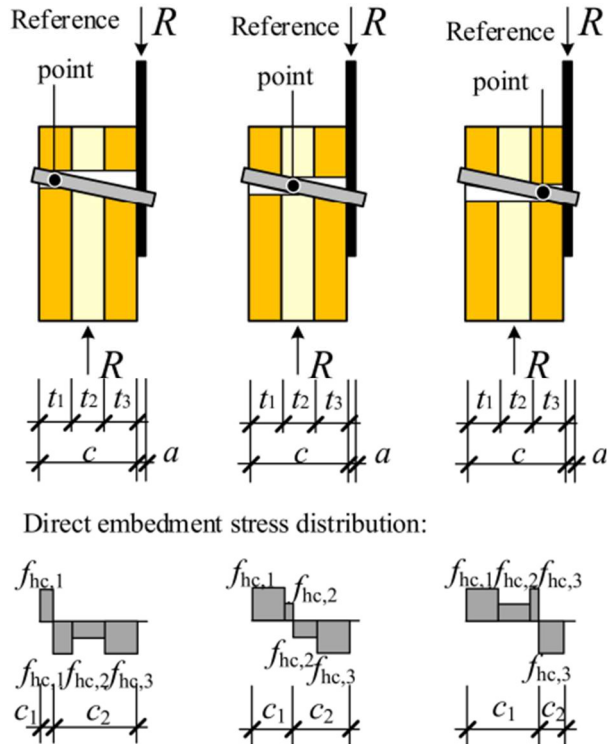
Pevnost v otláčení spojovacího prostředku se dle Eurokódu 5 uvažuje pro spojovací prostředky do průměru 8 mm nezávislá na odklonu vláken dřeva [24]. Přesnost tohoto přístupu budí otázky. Neboť spočítáme-li si charakteristickou pevnost v otláčení spojovacího prostředku právě o průměru 8 mm například ve dřevě GL 24 h (o charakteristické hustotě 380 kg/m^3). Zjistíme, že pevnost v otláčení dřeva kolmo na vlákna vyjde dle vzorce neuvažujícího úhel odklonu vláken o necelých 50 % větší, než dle vzorce odklon vláken uvažujícího.

Nejlepší variantou, jak zjistit pevnost dřeva v otláčení, je provést zkoušky lamel tvořících CLT panel podle normy EN 383:2007. Zkouška samotná je velmi nenáročná, proto pokud se jedná o velký objekt a malou variabilitu spojovacích prostředků (malá variabilita je vhodná i pro realizaci), bude se jednat o zanedbatelnou položku v rozpočtu. Zkoušku je nutné provést pro směry odklonu vláken $\alpha = 0^\circ$ a $\alpha = 90^\circ$. Při této zkoušce lze zjistit i tuhostní parametry dřeva v otláčení, které lze využít při výpočtu modulu prokluzu spojovacího prostředku (viz kap. 3.1.1.1.4) a následně využít v globálních modelech konstrukce.

3.1.1.1.2 Výpočet únosnosti příčně zatíženého spojovacího prostředku v CLT

U CLT dochází k tomu, že při zatížení spojovacího prostředku dochází k zatížení dřeva v jednotlivých vrstvách v různém směru vzhledem k vláknům. Jak bylo řečeno v *kap. 3.1.1.1.1*, pevnost dřeva v otláčení se může v závislosti na směru vláken měnit.

Při výpočtu únosnosti spojovacího prostředku dle Johansenovy teorie (tedy teorie kterou používá i Eurokód 5) s uvažováním různých pevností vrstev v závislosti na jejich směřování, narazíme na problém s vytvořením vzorců pro jednotlivé mechanismy porušení. Počet možných mechanismů porušení bude s počtem vrstev neustále narůstat (*viz obr. 3.1.3*). S každou další vrstvou CLT naroste počet vzorců o dva. O jeden pro mechanismus „a“ a jeden pro mechanismus „b“. Navíc z tohoto postupu vychází složité a dlouhé rovnice.



Obr. 3.1.3 Příklad nárůstu počtu možných mechanismů porušení. U třívrstvého CLT může porušení typu „b“ nastat ve třech variantách. Na horních obrázcích je schematicky naznačeno zatlačení spojovacího prostředku do CLT, na spodních obrázcích odpovídající průběh zatížení spojovacího prostředku dle Johansenovy teorie [25].

Jsou dva přístupy, jak se s tímto vypořádat. V literatuře lze najít vzorec pro pevnost CLT v otláčení $f_{h,CLT,k}$. Tato pevnost v sobě přibližně zahrnuje i vliv vrstevnaté skladby CLT (vzorce pro $f_{h,CLT,k}$ lze nalézt například v publikaci [26], většina dalších dostupných zdrojů se na ni odkazuje (publikace [26] je v němčině, anglické shrnutí lze najít v [23])). Následně lze použít běžné vzorce z Eurokódu 5. Tato metoda je jednoduchá, ale není obecná. Je očekávatelné, že bude dosahovat různých shod s reálnými hodnotami v závislosti na skladbě CLT. Druhou možností je uvažovat různé pevnosti pro různé vrstvy a provádět výpočet pomocí numerických metod, tím by měla být zajištěna podobná přesnost pro různé skladby CLT panelu.

V této práci bylo přistoupeno k numerickému řešení. Byl vytvořen program v GNU Octave, ve kterém lze, po zadání potřebných geometrických a materiálových parametrů, vypočítat únosnost spoje CLT panelu s tenkou ocelovou deskou. Program lze použít pro výpočet únosnosti spojovacího prostředku v CLT panelu libovolné skladby.

Program rozdělí spojovací prostředek v CLT na jednotlivé konečné prvky (velikost prvků je volitelná). Každému prvku se přisoudí příslušná pevnost v otláčení podle místa v CLT panelu, kde se konečný prvek nachází (viz obr. 3.1.4 (a)). Následně, po diskretizaci spojovacího prostředku po jeho délce, provádí program výpočet jeho únosnosti pro mechanismy porušení „a“ a „b“.

Mechanismus porušení „a“:

U tohoto mechanismu porušení je nutné najít místo změny směru zatížení spojovacího prostředku. Nejdříve se vytvoří vektor momentů od kladného zatížení jednotlivých konečných prvků k místu O (místu kloubové podpory viz obr. 3.1.4). Protože používáme tuho-plastický model chování dřeva v otláčení, odpovídá absolutní hodnota zatížení pevnosti dřeva v otláčení.

Vzorce pro výpočet momentu k bodu O od zatížení i -tého konečného prvku (viz obr. 3.1.4 (b)):

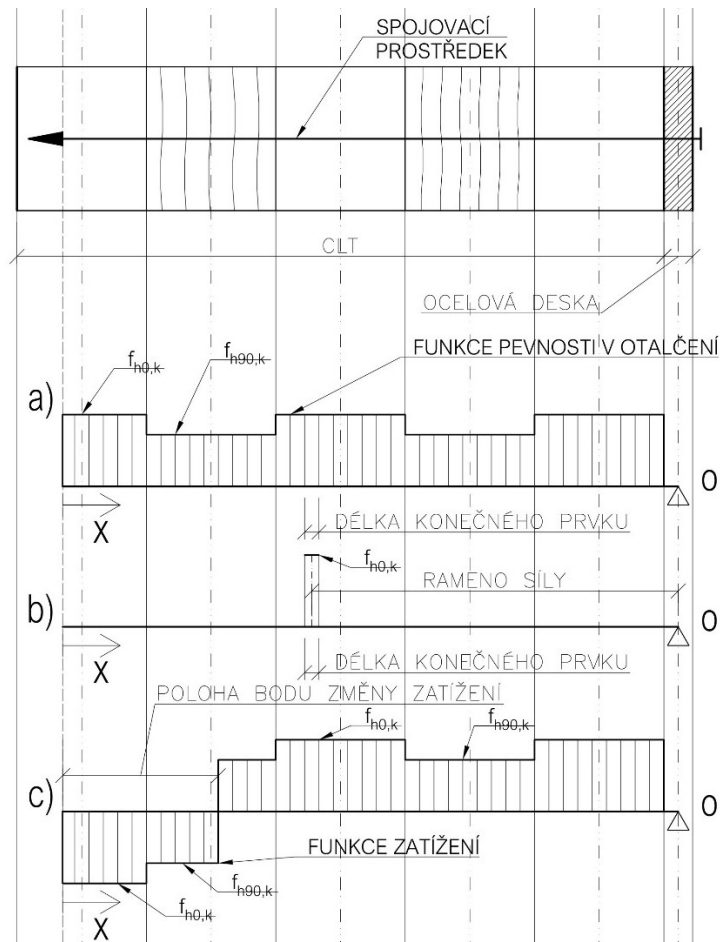
$$M_i = f_{h,i,k} l (l_{CLT} - x_i - 0,5l + 0,5t_p + t_m) \quad (15)$$

kde	M_i	moment k bodu O od zatížení i -tého konečného prvku
	$f_{h,i,k}$	charakteristická pevnost dřeva v otláčení příslušící i -tému konečnému prvku
	l	délka konečného prvku
	l_{CLT}	délka vniku spojovacího prostředku do CLT panelu
	x_i	souřadnice i -tého konečného prvku
	t_p	tloušťka ocelové desky
	t_m	tloušťka případné pružné mezivrstvy mezi CLT a ocelovou deskou (nachází se hlavně u smykových kotev)

(Poznámka 1: Jde o výpočet virtuálního momentu. Pro zjištění skutečného momentu by bylo nutné vynásobit rovnici průměrem spojovacího prostředku d . Při následném výpočtu podmínky rovnováhy by se ale průměr d vykrátily, proto s ním není počítáno ani zde.)

(Poznámka 2: Členy nacházející se ve vzorci (15) v závorce slouží pro výpočet ramene síly označeném na obr. 3.1.4.)

Po výpočtu tohoto virtuálního momentu od kladného zatížení konečných prvků se spustí cyklus o délce kroku shodné s délkou konečného prvku. Cyklus začíná u hrotu spojovacího prostředku (nulové souřadnice x). V tomto cyklu se mění znaménko zatížení podle místa, v jakém se zrovna cyklus nachází (viz obr. 3.1.4 (c)). Následně se, s takto upraveným zatížením, počítá momentová podmínka rovnováhy k bodu O . Cyklus se ukončí v momentě, kdy je tato podmínka splněna. Místo, kde se podařilo podmínku splnit je místo, kde se mění směr zatížení spojovacího prostředku (na obr. 3.1.3 označeno jako „point“).



Obr. 3.1.4 Schéma jednotlivých kroků výpočtu únosnosti při mechanismu porušení „a“ na příkladu pětivrstvého CLT: a) přisouzení funkce pevnosti v otláčení jednotlivým konečným prvkům b) výpočet momentu k bodu O od jednoho konečného prvku (takto provedeno pro všechny konečné prvky) c) nalezení bodu změny zatížení z momentové podmínky rovnováhy k bodu O

Únosnost spojovacího prostředku při mechanismu porušení „a“ $F_{v,a,Rk}$ odpovídá svislé reakci v kloubové podpoře nacházející se v bodě O . Ta se vypočítá integrací funkce zatížení spojovacího prostředku. Protože se jedná o po částech konstantní funkci, integrace se, bez ztráty přesnosti, zjednoduší na prostou sumu:

$$F_{v,a,Rk} = \sum_{i=1}^n f_{h,i,k,z} dl \quad (16)$$

kde $F_{v,a,Rk}$ charakteristická únosnost spojovacího prostředku při mechanismu porušení „a“

$f_{h,i,k,z}$ charakteristická pevnost v otláčení s příslušným znaménkem odpovídající i -tému konečnému prvku

d průměr (či efektivní průměr) spojovacího prostředku

n počet konečných prvků v konstrukci

Mechanismus porušení „b“:

U tohoto mechanismu porušení je nutné najít místo, ve kterém dojde k dosažení momentové únosnosti spojovacího prostředku a následnému vzniku plastického kloubu. Výpočet probíhá směrem od hlavičky (bod O) k hrotu spojovacího prostředku. Krok cyklů

odpovídá rozměru konečných prvků. Nejdříve se vypočítá moment od kladného zatížení jednotlivých konečných prvků k bodu O (viz obr. 3.1.5 (b)) dle následujícího vzorce:

$$M_{s,i} = f_{h,i,k} l d (t_{CLT} - x_{s,i} - 0,5l + 0,5t_p + t_m) \quad (17)$$

kde $M_{s,i}$ moment k bodu O od zatížení i -tého konečného prvku

$x_{s,i}$ Souřadnice i -tého konečného prvku

Následně se provádí cyklus výpočtů momentové podmínky rovnováhy k bodu O . Do této podmínky vstupuje součet vypočítaných momentů od zatížení konečných prvků do místa konečného prvku s číslem odpovídajícím číslu cyklu. Dále pak charakteristický plastický moment únosnosti spojovacího prostředku, který se nachází na konci konečného prvku s číslem odpovídajícím číslu cyklu.

Momentová podmínka rovnováhy v j -tém bodě (viz obr. 3.1.5 (b)):

$$0 = M_{y,Rk} - \sum_{i=1}^j M_{s,i} \quad (18)$$

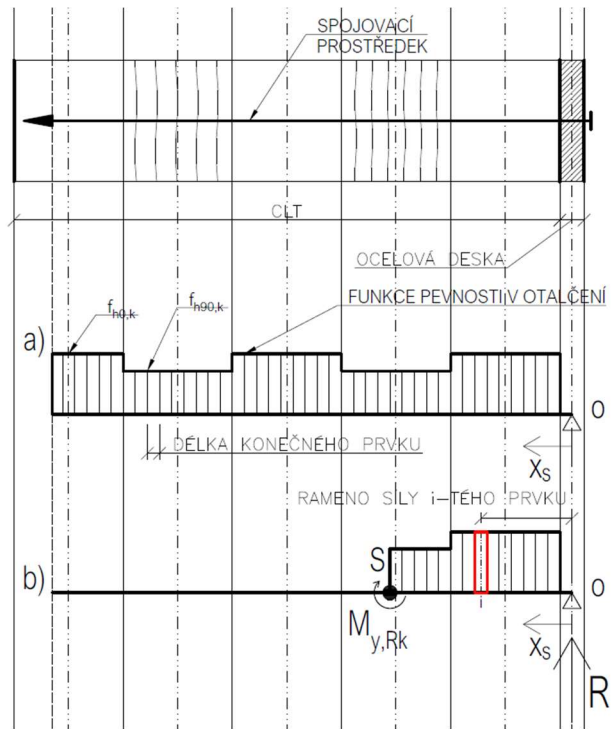
kde $M_{v,Rk}$ charakteristický plastický moment únosnosti spojovacího prostředku

Bod, ve kterém je tato podmínka rovnováhy splněna je bodem, kde dojde k plastizaci spojovacího prostředku (v této práci je tento bod označen písmenem S).

Následně se vytvoří funkce zatížení spojovacího prostředku. Tato funkce je nulová v intervalu od hrotu spojovacího prostředku do bodu S . V intervalu od bodu S ke kraji CLT se tato funkce rovná kladné funkci zatížení jednotlivých konečných prvků (tedy únosnosti dřeva v otlacení v daném místě vynásobené průměrem spojovacího prostředku). Johansenova část únosnost spojovacího prostředku $F_{v,b,Joh,Rk}$ odpovídá svislé reakci R v kloubové podpoře. Výpočet reakce vychází ze svislé podmínky rovnováhy a rovná se integraci funkce zatížení po délce prutu, kterou lze, stejně jako u mechanismu prosušení „a“, vyjádřit jako sumu:

$$F_{v,b,Joh,Rk} = \sum_{i=1}^n f_{h,i,k} dl \quad (19)$$

kde $F_{v,b,joh,Rk}$ Johansenova část charakteristické únosnosti spojovacího prostředku pro mechanismus porušení „b“



Obr. 3.1.5 Schéma kroků výpočtu únosnosti spojovacího prostředku při mechanismu porušení „b“. a) funkce pevnosti v otláčení jednotlivých vrstev b) zatížení při výpočtu momentové podmínky rovnováhy s vyznačením náhodného *i*-tého konečného prvku s ramenem jeho síly

U mechanismu porušení „b“ se očekává duktilnější chování spoje, než u mechanismu „a“. Spoj je v tomto případě schopen větších deformací. Při větších deformacích začíná ve spojovacím prostředku narůstat osová síla, to má za následek zvýšení jeho únosnosti [2]. Tento jev zohledňují i vzorce v Eurokódu 5 [24]. Výsledný vzorec pro únosnost spojovacího prostředku pro mechanismus porušení „b“ s uvažováním příspěvku jeho osové únosnosti bude mít tvar:

$$F_{v,b,Rk} = F_{v,b, Joh,Rk} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (20)$$

Kde $F_{v,b,Rk}$ Charakteristická únosnost spojovacího prostředku pro mechanismus porušení „b“

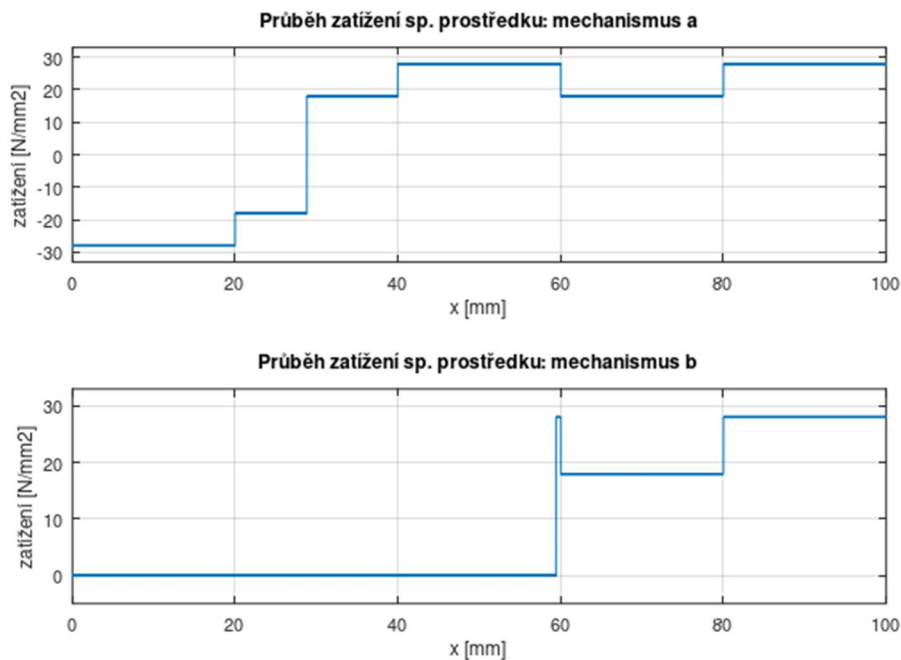
$F_{ax,Rk}$ Charakteristická osová únosnost spojovacího prostředku (v závislosti na spojovacím prostředku je dovolen jen určitý procentuální příspěvek od osové únosnosti spojovacího prostředku k únosnosti spojovacího prostředku vypočítané dle Johansenovy teorie [24])

Charakteristická únosnost spojovacího prostředku je minimem z únosnosti při mechanismech porušení „a“ a „b“:

$$F_{v,Rk} = \min(F_{v,a,Rk}; F_{v,b,Rk}) \quad (21)$$

kde $F_{v,Rk}$ charakteristická únosnost spojovacího prostředku

Pro možnost vizuální kontroly, optimalizace, a celkově poskytnutí lepší představy o porušení, vyobrazuje vytvořený program zatížení spojovacího prostředku při obou mechanismech porušení (viz obr. 3.1.6). Program pro výpočet únosnosti spojovacího prostředku ve spoji CLT-tenká ocelová deska je v příloze 1.



Obr. 3.1.6 Příklad Vykreslení zatížení spojovacího prostředku v programu GNU Octave. V tomto příkladu je spojovací prostředek umístěn v celé tloušťce pětivrstvého CLT o vrstvách 20-20-20-20-20 (krajní vrstvy směřují ve směru zatížení). Charakteristické pevnosti vrstev v otláčení jsou $f_{h,0,k} = 28 \text{ N/mm}^2$ a $f_{h,90,k} = 18 \text{ N/mm}^2$

Při znalosti průběhu zatížení spojovacího prostředku je možné spojovací prostředek do jisté míry optimalizovat. Únosnost spojovacího prostředku určuje mechanismus s nižší únosností. Pokud se plastický kloub vzniklý ve spojovacím prostředku při mechanismu prosušení „b“ nachází výrazně dále než bod změny směru zatížení u mechanismu „a“, je spojovací prostředek zbytečně dlouhý. Jeho délka nebude pro únosnost využita. Pokud by do výpočtu nevstupovala osová síla, nacházel by se optimální bod plastizace spojovacího prostředku při mechanismu „b“ v místě dvojnásobku vzdálenosti bodu změny zatížení v mechanismu „b“ od hrotu spojovacího prostředku. V takovéto situaci by z obou mechanismů porušení vycházela stejná únosnost. Pro nejbezpečnější návrh je vhodné, aby o únosnosti rozhodoval mechanismus „b“, neboť se jedná o mechanismus s větší duktilitou [2].

(Poznámka: V tomto textu byly popsány pouze základní rovnice, tak aby byl představen princip fungování vytvořeného programu. V samotném programu jsou další dílčí kroky, pomocí kterých se dojde k finálnímu výsledku. Tyto kroky zde nejsou rozbírány, neboť jde o technické spojení s numerickým provedením výpočtu. Program je vytvořen tak, aby byl proces výpočtu co nejvíce lineární a nevznikaly v něm například cykly v cyklech. Díky tomu lze počítat se tisícovkami konečných prvků a výpočet probíhá v řádu desetin vteřiny (i pro rozdělení spojovacího prostředku na konečné prvky o délce desetin milimetru). Numerické řešení se stále jen přibližně řešení, ale se zvyšujícím se počtem konečných prvků se přibližuje stále více přesnému výpočtu. Numerický výpočet byl kontrolován porovnáním s ručním výpočtem na několika příkladech.)

3.1.1.1.3 Tuhost příčně zatíženého spojovacího prostředku

Průběh deformace spojovacího prostředku v závislosti na zatížení zásadně ovlivňuje chování celé kotvy.

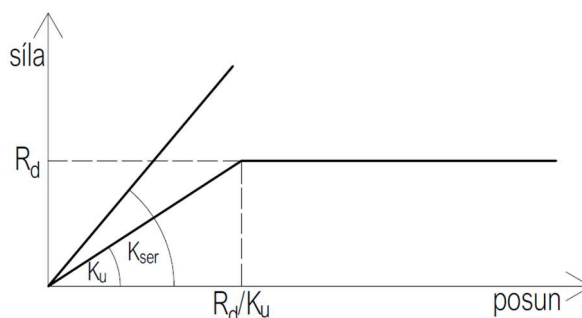
Pro účely výpočtů se běžně zjednodušeně uvažuje lineární závislost deformace spojovacího prostředku na jeho zatížení. Směrnice této funkce se nazývá modul prokluzu spojovacího prostředku. Ocelové spojovací prostředky kolíkového typu se ale při větších silách výrazně odkloňují od lineárního chování. Nelineární chování spojovacího prostředku se zohledňuje rozdílnými moduly prokluzu pro mezní stav použitelnosti a mezní stav únosnosti. U mezního stavu únosnosti se uvažuje s většími silami, a tudíž i větší mírou plastizace spojovacího prostředku. Vztah mezi jednotlivými moduly je následující [24]:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser} \quad (22)$$

kde K_u modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav únosnosti

K_{ser} modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav použitelnosti

U spojovacích prostředků kolíkového typu se, při dodržení předepsaných roztečí (pro CLT např. v knize [27]), očekává duktilní chování projevující se malým úbytkem síly ve spojovacím prostředku při zatěžování po dosažení jeho únosnosti. Výpočtový pracovní diagram spojovacího prostředku pro mezní stav únosnosti zohledňuje duktilitu spojovacího prostředku plastickou větví po dosažení jeho únosnosti (viz obr. 3.1.7) [2].



Obr. 3.1.7 Výpočtový pracovní diagram spojovacího prostředku pro mezní stav použitelnosti a únosnosti

Eurokód 5 poskytuje vzorce pro výpočet K_{ser} . Pro spojovací prostředky kolíkového typu jsou poskytnuty tři vzorce [24]:

1. pro zavrtávané spojovací prostředky, vkládané či zarážené s předvrtáním
2. pro zarážené spoj. prostředky bez předvrtání (hřebíky)
3. pro sponky

Pro kotvení CLT jsou zajímavé první dva vzorce:

$$1. \quad K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23} \quad (23)$$

kde ρ_m průměrná hustota dřeva

d průměr spojovacího prostředku

$$2. \quad K_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d^{0,8}}{30}$$

Pozadí vzorců v Eurokódu 5 je následující:

Četnými testy byl vytvořen empirický vzorec pro výpočet deformace $u_{0,4}$ při zatížení o velikosti 40 % únosnosti spojovacího prostředku. Následně byl odhadnut nejčastěji se vyskytující mechanismus porušení pro jednostřížný spoj dřevodřevo, jedná se o mechanismus „f“ (při tomto mechanismu porušení dochází ve

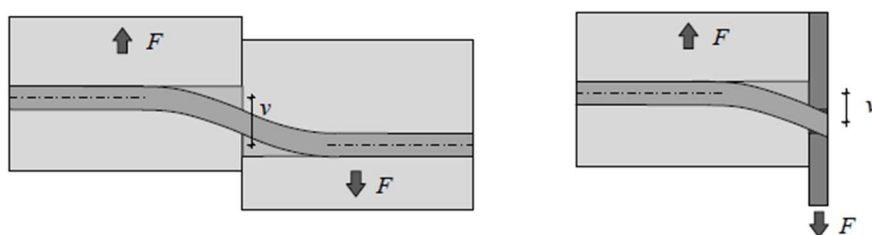
spojovacím prostředku ke vniku dvou plastických kloubů (viz obr. 3.1.8). Únosnost spojovacího prostředku byla vypočítána podle Johansenovy teorie. Za pevnost v otláčení dřeva byl dosazen empirický vzorec z Eurokódu 5. V Eurokódu 5 se pro kolíkové spojovací prostředky malých průměrů (do 8 mm) nachází dva vzorce pro výpočet pevnosti dřeva v otláčení. Jeden je pro spojovací prostředky bez předvrtání, druhý s předvrtáním. Proto jsou v Eurokódu 5 dva vzorce pro výpočet K_{ser} (a ještě jeden pro sponky, ty mají ale velmi rozdílný průřez). Po experimentálním zjištění $u_{0,4}$ a výpočtu únosnosti spojovacího prostředku byl následně vyjádřen modul prokluzu K_{ser} jako [23]:

$$K_{ser} = \frac{0,4 \cdot F_{v,f,Rk}}{u_{0,4}} \quad (24)$$

kde $F_{v,f,Rk}$ únosnost spojovacího prostředku při módu porušení „f“, vypočítaná s hodnotou pevnosti v otláčení dle vzorců z Eurokódu 5

$u_{0,4}$ experimentálně zjištěný posun při dosažení 40 % síly $F_{v,f,Rk}$

Pokud chceme vzorce z Eurokódu 5 aplikovat pro výpočet spoje typu ocel-dřevo, je nutné tímto vzorcem vypočítaný modul prokluzu vynásobit dvěma. Prokluz ve spoji ocel-dřevo se očekává poloviční oproti spoji typu dřevo-dřevo o identické geometrii. Toto je důsledkem předpokladu nepoddajného ukotvení spojovacího prostředku do ocelové desky. V ocelové části spoje se nepředpokládá žádný posun spojovacího prostředku. Prokluz nastane jen v důsledku otláčení v dřevěné části spoje (viz obr. 3.1.8) [23].



Obr. 3.1.8 Na levém obrázku je schematicky znázorněn prokluz spoje dřevo-dřevo, při mechanismu porušení „f“. Na pravém obrázku je schematicky zobrazen prokluz spoje ocel-dřevo, při mechanismu porušení „b“. Je patrné, že je prokluz na prvním obrázku dvojnásobný [23].

Vzorce v Eurokódu 5 vynikají svou jednoduchostí, jejich zásadním problémem je ale nízká přesnost [23]. Tyto vzorce, vyjma typu spojovacího prostředku, zohledňují pouze průměrnou hustotu dřeva otláčovaného spojovacím prostředkem a průměr spojovacího prostředku. Nezohledňují směr vláken dřeva, skutečný způsob porušení spojovacího prostředku, délku spojovacího prostředku ani osovou sílu vznikající ve spojovacím prostředku. Alespoň odklon vláken zohledňuje ve výpočtech modulu prokluzu například švýcarská návrhová norma SIA 265:2012 [23]. Ta očekává poloviční tuhost u spojovacího prostředku zatěžujícího dřevo kolmo na vlákna, oproti spojovacímu prostředku působícímu podélně s vlákny dřeva. Pro lepší přiblížení realitě je vhodné volit jinou cestu výpočtu.

3.1.1.1.4 Výpočet tuhosti příčně zatíženého spojovacího prostředku

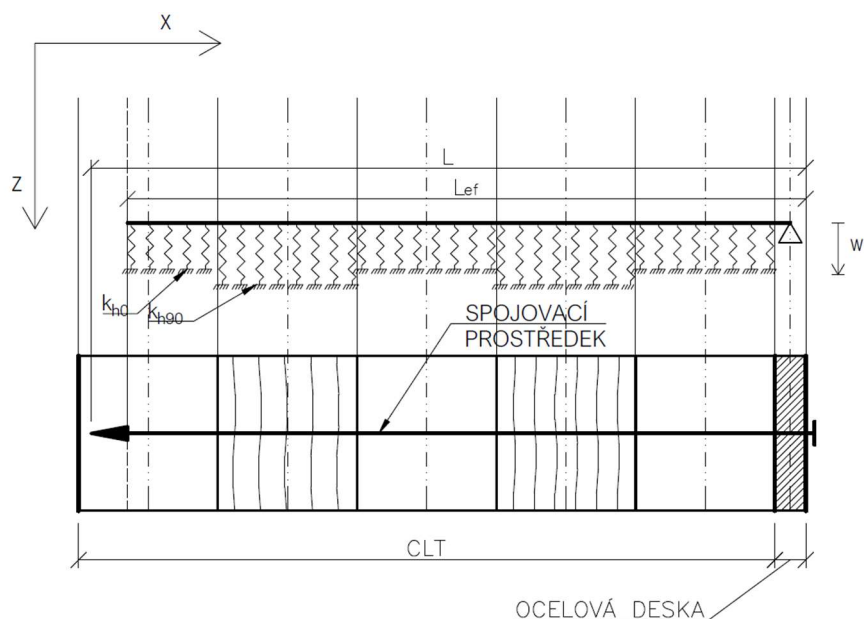
Pro přesnější ohodnocení tuhosti je spojovací prostředek v této práci modelován jako prut na pružném podloží.

Zásadním negativem těchto modelů je pracnost. Pokud projektant zvolí tento přístup, musí standardně vymodelovat prut ve statickém softwaru, namodelovat pružné podpory, navolit jejich tuhosti, vygenerovat síť konečných prvků a zatížení, to vše pro výpočet jedné

hodnoty. Díky měnící se skladbě CLT panelů by ani nebylo jednoduché si ve statickém programu vytvořit jeden model, který by se pro různé projekty pouze lehce obměňoval. Eurokód 5 nabízí jako alternativu jeden jednoduchý vzorec, kterým se dojde zdánlivě (s výrazně menší přesností) ke stejnému cíli.

Aby se pracnost výpočtu K_{ser} pomocí modelu prutu na pružném podloží snížila na minimum, byl autorem vytvořen program v GNU Octave, který vypočítá modul prokluzu spojovacího prostředku po číselném zadání základních geometrických a materiálových parametrů bez nutnosti jakékoliv modelace. Tento program je určen čistě pro výpočet kolíkových spojovacích prostředků spojujících ocelové kotvy s panelem CLT. Program je použitelný pro CLT panel o libovolné skladbě, libovolné hloubce vniku spojovacího prostředku, průměru a mechanických vlastnostech. Konzervativně je uvažován spoj typu ocel-dřevo s tenkou deskou (stejně jako program pro výpočet únosnosti spojovacího prostředku (viz kap. 3.1.1.1.2)). Tento program lze spojit s programem pro výpočet únosnosti spojovacího prostředku a vytvořit kompletní program pro výpočet jak únosnosti, tak tuhosti spojovacího prostředku spojujícího ocelovou kotvu s CLT panelem.

Spojité pružné podloží je v programu modelováno pomocí lokálních pružin (viz obr. 3.1.9). Vzdálenost jednotlivých pružin je volitelná uživatelem a je rovna délce konečného prvku. S menší vzdáleností pružin se model lokálních pružin přibližuje modelu pružin s pružnou podporou. Dle [23] je efektivní modelovat konečné prvky o délce rovné průměru spojovacího prostředku. Tuto hodnotu lze brát jako horní mez délky konečného prvku, vytvořený program je schopen počítat rychle i s výrazně hustším dělením.



Obr. 3.1.9 V dolní části je schématický obrázek spoje. V horní části statický model tohoto spoje tak, jak ho vytvoří program v GNU Octave. (zde zobrazeno na příkladu pětivrstvého panelu)

Tuhost lokálních pružin $k_{0/90}$ (viz obr. 3.1.9) se určí dle následujícího vzorce:

$$k_{h,0/90} = k_{p,0/90} dl \quad (25)$$

kde $k_{h,0/90}$ tuhost pružiny, index určuje, zda se jedná o pružinu modelující tuhost dřeva kolmo na vlákna (v takovém případě je dolní index 90), nebo podélně s vlákny (v takovém případě je dolní index 0)

$k_{p,0/90}$ tuhost dřeva v otláčení

- d efektivní průměr spojovacího prostředku
 l délka konečného prvku

Určení tuhosti dřeva v otláčení lze nejlépe zjistit zkouškou. Existuje databáze již provedených zkoušek různých spojovacích prostředků, ze které lze čerpat (databáze k nalezení v [23]). Jednoduchý postup, jak určit tuhost dřeva v otláčení, je pomocí vzorce [23]:

$$k_{p,0/90} = \frac{f_{h,k}}{1\text{mm}} \quad (26)$$

kde $f_{h,k}$ pevnost dřeva v otláčení v daném místě v N/mm^2

Tento vzorec předpokládá, že ve dřevu vznikne napětí rovné jeho pevnosti v otláčení při zatlačení spojovacího prostředku do dřeva o 1 mm. Do té doby očekává lineární závislost napětí ve dřevě na deformaci dřeva v otláčení.

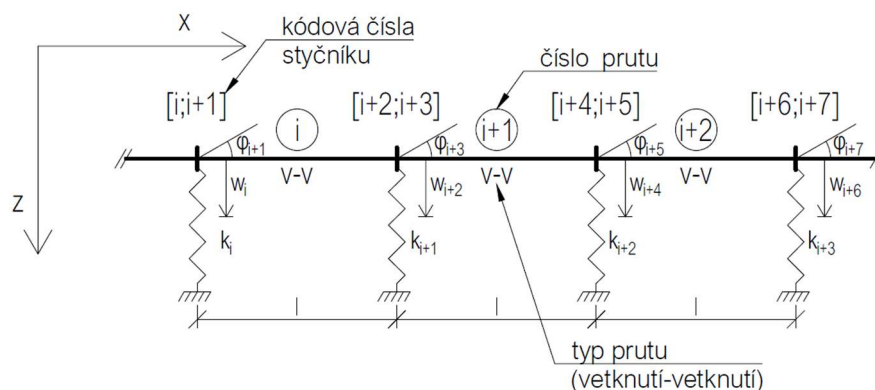
(Poznámka: Napětí při otláčování dřeva spojovacím prostředkem, o kterém bylo mluveno v předešlém odstavci, není reálným napětím vznikajícím v dřevěném prvku. Jedná se o jakési virtuální napětí vzniklé vydělením síly, kterou působí spojovací prostředek na dřevo, průmětem jeho plochy.)

V oblastech deformací, při kterých se určuje K_{ser} (při deformaci při zatížení o velikosti 40 % únosnosti spojovacího prostředku [28]), lze očekávat, že nebudou v příčně zatíženém spojovacím prostředku vznikat osové síly, proto budou při výpočtu zanedbány.

Prut na pružných podporách je mnohonásobně staticky neurčitá konstrukce. Proto je nutné použít metodu výpočtu, která pracuje jak se statickými, tak s přetvárnými podmínkami. Pro co nejsnazší parametrizaci výpočtu se nejlépe hodí deformační metoda. V deformační metodě se konstrukce rozděluje na jednotlivé pruty a styčnický. Styčnick se v této konstrukci nachází vždy v místě pružiny (viz obr. 3.1.10). U rovinné úlohy, jako je tato, má každý styčnick tři stupně volnosti (při výpočtu je uvažován pravotočivý souřadný systém, konstrukce se nachází v rovině x - z):

1. u posun ve směru x
2. w posun ve směru z
3. φ natočení kolem osy y

Protože jsou při výpočtu zanedbávány osové síly, není potřeba deformaci ve směru osy spojovacího prostředku sledovat. Lze tedy použít zjednodušenou deformační metodu, u které jsou v každém bodě uvažovány pouze dvě neznámé: posun w a natočení φ (viz obr. 3.1.10).



Obr. 3.1.10 Detail statického modelu spojovacího prostředku s číslováním jednotlivých prvků. (kódová čísla označují jednotlivé neznámé posuny a pootočení v daných bodech)

Základní rovnicí deformační metody, a tudíž i této úlohy je:

$$K \cdot r = f \quad (27)$$

kde K matice tuhosti konstrukce
 r vektor posunů (vektor ve kterém se nachází posuny a natočení styčniců)
 f vektor zatížení

Pro zjištění modulu prokluzu spoje K_{ser} se konstrukce zatíží posunem podpory, ze vzniklé reakce v zatížené podpoře se vypočítá modul prokluzu spojovacího prostředku dle následujícího vzorce:

$$K_{ser} = \frac{R}{w_p} \quad (28)$$

Kde R svislá reakce v kloubové podpoře
 w_p předepsaný posun kloubové podpory (při výpočtech se jedná o posun označený kódovým číslem $(m-1)$ (m označuje počet neznámých))

Prvky rovnice (27) se sestaví následujícím způsobem:

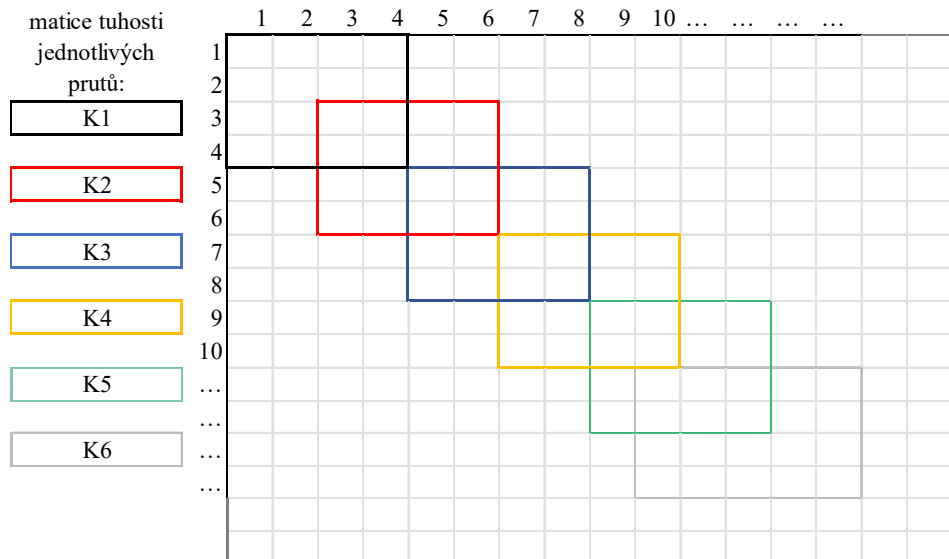
a) Matice tuhosti konstrukce

Matice tuhosti konstrukce se skládá z matic tuhosti prutů a příspěvku tuhosti pružin.

Příspěvek tuhosti prutů do matice tuhosti konstrukce je tvořen lokalizovanými maticemi tuhosti jednotlivých prutů (viz obr. 3.1.11) do matice tuhosti konstrukce (viz obr. 3.1.12). Všechny pruty jsou uvažovány jako pruty vetknutí-vetknutí (a to i pruty na koncích, které by se daly označit jako pruty kloub-vetknutí, či vetknutí-kloub. Kloub je u nich vytvořen prostřednictvím nulového momentového zatížení ve vektoru f). Všechny pruty nacházející se v CLT mají stejnou délku, pojmenovanou jako délka konečného prvku. Jediný prut má jinou délku, a to je prut nacházející se mezi poslední pružinou v CLT a kloubovou podporou, kterou je modelován plech. Kloubová podpora je umístěna do osy plechu.

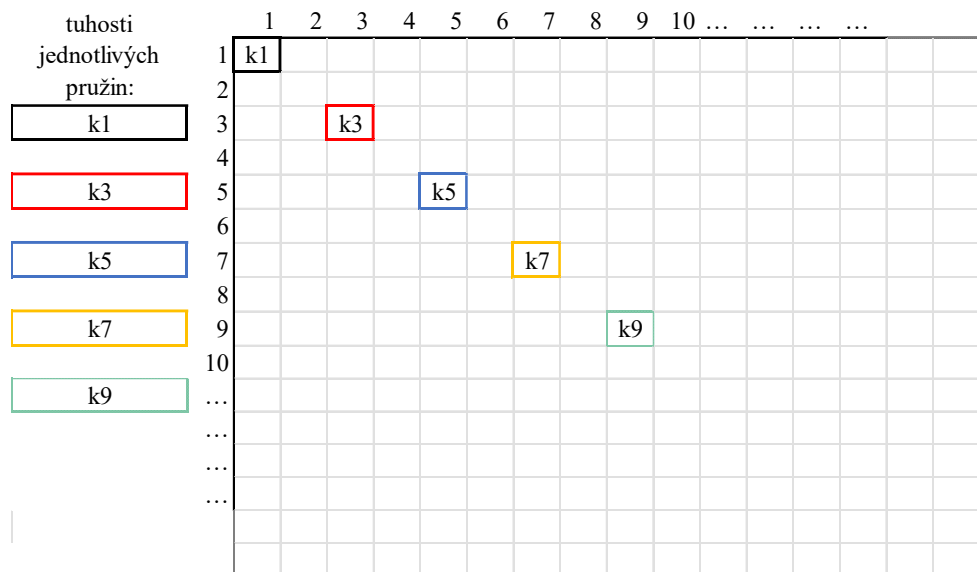
$$2(EI)/l \cdot \begin{array}{|c|c|c|c|} \hline s/l & c/l & s/l & c/l \\ \hline 6 & -6 & -6 & 6 \\ \hline -6 & 6 & 6 & -6 \\ \hline -6 & 6 & 6 & -6 \\ \hline 6 & -6 & -6 & 6 \\ \hline \end{array} \begin{array}{l} s/l \\ c/l \\ s/l \\ c/l \end{array}$$

Obr. 3.1.11 Matce tuhosti prutu (EI – ohybová tuhost průřezu prutu, l – délka prutu (konečného prvku), s – sinus odklonu prutu v rovině $x-z$ od osy x (pro tuto úlohu je vždy $s = 0$), c – cosinus odklonu prutu v rovině $x-z$ od osy x (pro tuto úlohu je vždy $c = 1$))



Obr. 3.1.12 Schéma lokalizace matic tuhosti prutů (prvních 6 prutů) do matice tuhosti konstrukce (jednotlivé matice tuhosti prutů se skládají za sebe na hlavní diagonálu matice tuhosti konstrukce)

Dále se do matice tuhosti konstrukce lokalizují příspěvky pružin (viz obr. 3.1.13). Ty přidávají konstrukci tuhost ve směru svislého posunu jednotlivých styčniců.



Obr. 3.1.13 Schéma lokalizace tuhostí pružin do matice tuhosti konstrukce

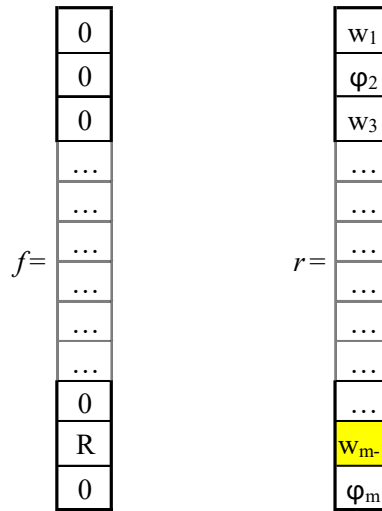
b) Vektor zatížení

Na konstrukci působí pouze styčnicová zatížení, žádná mimostyčnicová. Prakticky všechna styčnicová zatížení jsou nulová, jediným nenulovým zatížením je svislá reakce v kloubu podpírajícího prut v ose ocelového plechu (schéma vektoru zatížení na obr. 3.1.14).

c) Vektor posunutí

Tento vektor obsahuje neznámé posuny a potočení v jednotlivých styčnicích. Jeden posun je známý, při výpočtu se přepisuje, a způsobuje vznik sil v konstrukci.

Jedná se o svislý posun v místě kloubové podpory (ve vektoru posunů je na předposledním místě) (viz obr. 3.1.14).

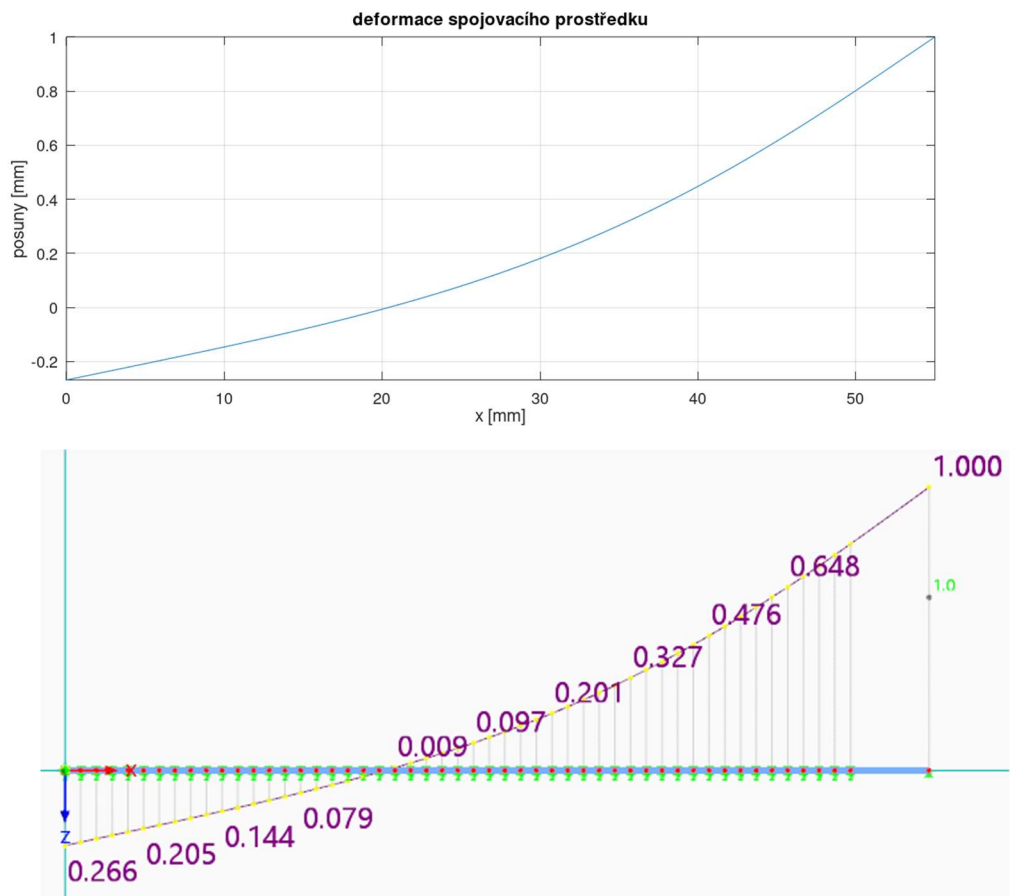


Obr. 3.1.14 Na levém obrázku je schematicky zobrazený vektor zatížení, který obsahuje jednu nenulovou hodnotu, a to neznámou svislou reakci R v kloubové podpoře. Na pravém obrázku je schematicky znázorněn vektor posunů r se žlutě vyznačeným známým (předepisovaným) svislým posunem v místě kloubové podpory.

Při výpočtu rovnice (27) nastává komplikace s umístěním neznámých. Na levé straně se nachází neznámé posuny ve vektoru r , na pravé straně neznámá reakce ve vektoru f . Výpočet se v důsledku toho rozdělí. Vytvoří se dílčí matice tuhosti pro neznámé posuny a vektor konstant vzniklý vynásobením příslušného sloupce matice tuhosti známým posunem. První se vypočítají neznámé posuny. Pomocí vypočtených neznámých posunů se lze následně dopočítat k neznámé reakci R . Pomocí ní lze podle vzorce (28) dojít k hodnotě modulu prokluzu K_{ser} .

Program následně, pro možnost vizuální kontroly výpočtu, vykreslí z vypočítaných posunů přibližný průběh ohybové čáry spojovacího prostředku (průběh ohybové čáry je přibližný v oblastech mezi přesně vypočítanými posun styčniců). Vytvořený program je v příloze 2.

Funkce programu, z pohledu správného sestavení rovnic, byla ověřována na jednom příkladu, který byl počítán vytvořeným programem a namodelován ve statickém programu Dlubal RFEM 6. Shoda byla prakticky stoprocentní (viz obr. 3.1.15).

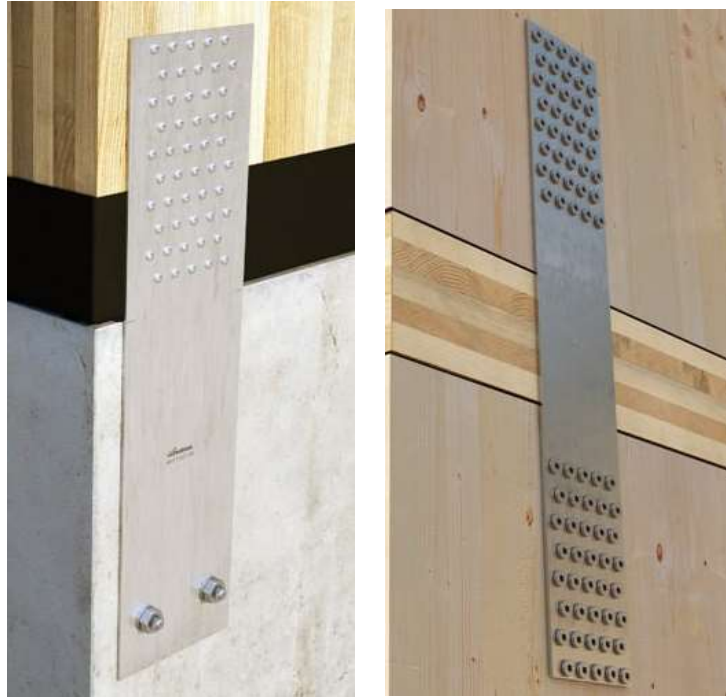


Obr. 3.1.15 Na horním obrázku je deformace spojovacího prostředku vypočítaná vytvořeným programem, na dolním obrázku je deformace modelu spojovacího prostředku v programu Dlubal RFEM 6 (jedná se o svislou deformaci v mm). Jednalo se o spojovací prostředek o průměru 6 mm, s hloubkou vniku do CLT 50 mm, konečné prvky byly dlouhé 1 mm). Vypočítaný modul prokluzu K_{ser} se lišil o 0,7 %.

3.1.1.2 Kotevní prvek 1

Jedná se o kotvu s nejjednodušším mechanickým působením z probíraných kotev. Je v této práci rozebírána jako první, protože veškeré komponenty této kotvy jsou, v jen nepatrně upravené podobě, komponentami kotev probíraných v dalších kapitolách. Existují dva základní typy této kotvy:

- 1) kotva pro spoj železobetonové stěny (nebo základového prahu) s CLT stěnovým panelem (obě spojované části musí být vždy svislé a lícovat) (viz obr. 3.1.16)
- 2) kotva pro spojení dvou CLT stěnových panelů nacházejících se nad sebou (viz obr. 3.1.16)

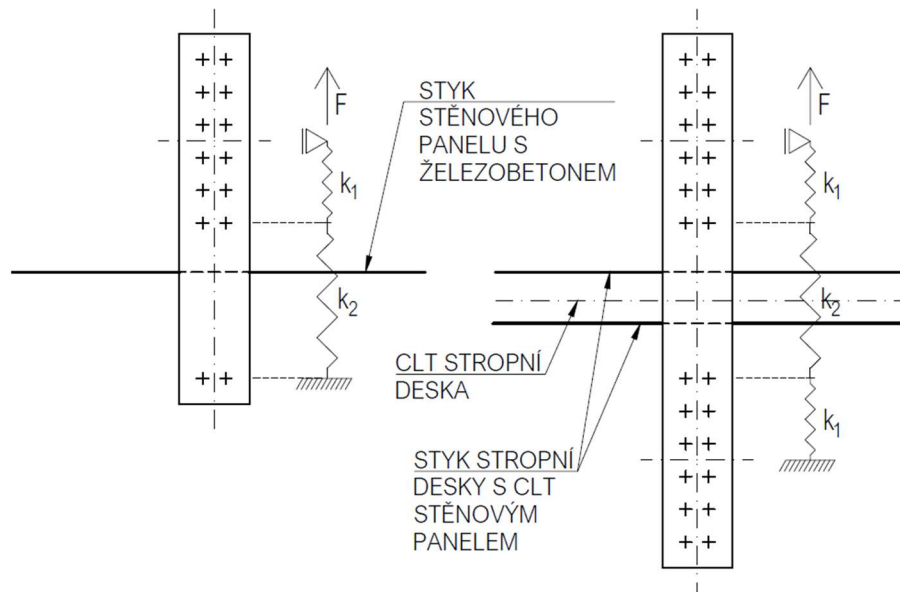


Obr. 3.1.16 Vlevo kotva pro spoj železobeton-CLT, vpravo kotva pro spoj CLT-CLT [19]

Do kotvy se zatížení ze stěnového panelu vnáší přes mechanické spojovací prostředky (rozebírány v kap. 3.1.1.1). Mechanické spojovací prostředky působí otláčením na ocelový plech. V ocelovém plechu vzniká v důsledku toho tahová síla. Prostřednictvím ocelového plechu je zatížení přeneseno do spojovacích prostředků kotvených do druhé spojované části.

Pro výpočet tuhosti se kotva rozdělí na tři části (viz obr. 3.1.17):

- 1) ocelový pásek se spojovacími prostředky, této části odpovídá tuhost k_1
- 2) ocelový pásek bez otvorů spojující oblasti se spojovacími prostředky, z této části odpovídá tuhost k_2 .
- 3) Ocelový pásek se spojovacími prostředky, protože musí být dodržena rovnováha sil, musí se v části 1 a části 3 přenést stejná síla. Lze tedy očekávat, že budou použity stejné spojovací prostředky v obou částech. Proto lze očekávat, že tuhost této části bude rovna tuhosti první části, tedy tuhosti k_1 .



Obr. 3.1.17 Nalevo kotva CLT-beton, napravo kotva CLT-CLT. Na obrázcích jsou nakreslena statická schémata kotev, sloužící pro výpočet jejich tuhosti, s pružinami modelujícími tuhosti jednotlivých komponent kotev.

U spojovacích prostředků umístěných do betonu se v této práci zjednodušeně uvažuje jejich nulová poddajnost, proto je kotva beton-CLT pro výpočet tuhosti tvořena pouze dvěma komponentami. Pro smykově zatížené kotvy do betonu se používají často mechanické kotvy.

Jednotlivé tuhosti komponent kotev jsou v soustavě zapojeny sériově. Výpočet celkové tuhosti kotev se provede dle následujících vzorců:

- 1) Pro kotvy CLT-beton:

$$K_{CLT-beto} = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (29)$$

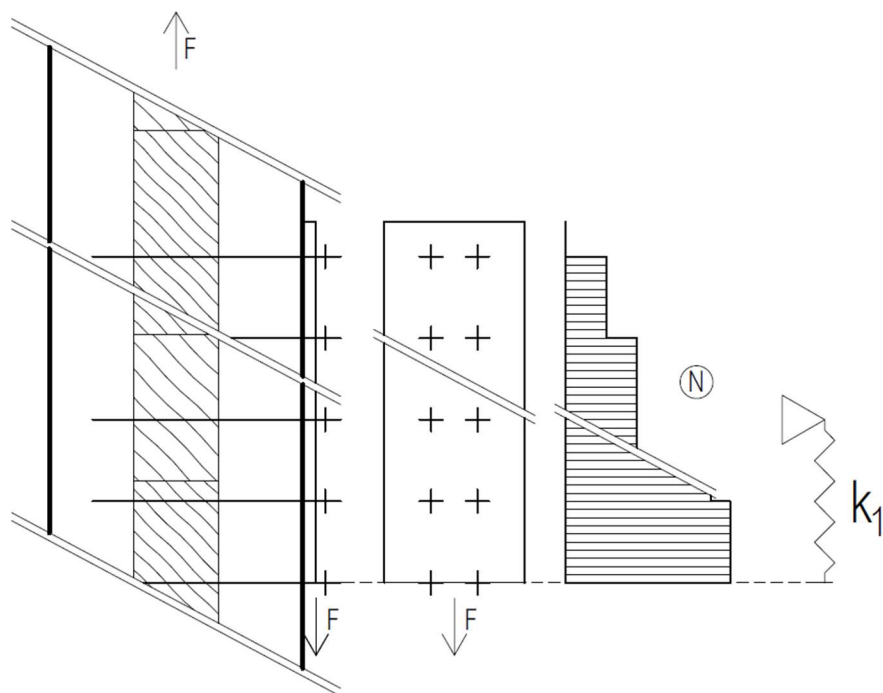
- 2) Pro kotvy CLT-CLT:

$$K_{CLT-CLT} = \frac{k_1 k_2 k_3}{k_1 k_2 + k_1 k_3 + k_2 k_3} \quad (30)$$

V následujících odstavcích bude rozebrán výpočet tuhostí jednotlivých komponent.

Výpočet tuhosti k_1

Komponenta o tuhosti k_1 je tvořena ocelovým plechem a spojovacími prostředky připojujícími ocelový plech ke stěnovému panelu (viz obr. 3.1.18).



Obr. 3.1.18 Vlevo zobrazeno spojení komponenty ocelového plechu a spojovacích prostředků se stěnovým panelem. Uprostřed je pohled na ocelový plech se spojovacími prostředky. Vpravo je schématický průběh normálové síly v plechu.

Při experimentech se ukazuje, že tuhost řady spojovacích prostředků neodpovídá prostému součtu tuhostí jednotlivých spojovacích prostředků ve spoji [29], která by se vypočítala:

$$k_{ser} = K_{ser} n_s n_r n_{st} \quad (31)$$

kde k_{ser} modul prokluzu spoje pro mezní stav použitelnosti

K_{ser} modul prokluzu jednoho stříhu jednoho spojovacího prostředku

n_s počet spojovacích prostředků v jedné řadě

n_r počet řad spojovacích prostředků

n_{st} počet stříhů jednoho spojovacího prostředku

Současná návrhová norma Eurokód 5 bohužel neposkytuje žádný vzorec, kterým by se tuhost řady spojovacích prostředků měla počítat. Vzorec, jenž norma poskytuje pro výpočet efektivního počtu spojovacích prostředků podélně s vlákny dřeva n_{ef} [24], a který by mohl evokovat, že k tomuto účelu slouží, je vhodný pouze pro výpočet únosnosti spoje. Při dosažení mezního stavu únosnosti se teoreticky uvažuje s plastizací všech spojovacích prostředků. Aby bylo při ztěžování dosaženo plné únosnosti všech spojovacích prostředků ve spoji, musí dojít k velikým deformacím spoje. S počtem spojovacích prostředků se míra nutné deformace zvětšuje. Při velkých deformacích hrozí křehké porušení dřeva, jeho rozštípnutí vlivem klínového působení jednotlivých spojovacích prostředků na dřevěnou část spoje. Součinitel n_{ef} zohledňuje právě to, že u spojů s větším počtem spojovacích prostředků ve směru vláken a malými vzdálenostmi mezi nimi může dojít k rozštípnutí dřeva před dosažením plné únosnosti všech spojovacích prostředků [30]. U CLT hraje pozitivní roli efekt vyztužování

podélných vrstev příčnými vrstvami. Příčné vrstvy zamezí rozšíření vrstvy podélné s řadou spojovacích prostředků, proto se doporučuje při výpočtu únosnosti spoje uvažovat [23]:

$$n_{ef} = n \quad (32)$$

kde n_{ef} efektivní počet spojovacích prostředků

n celkový počet spojovacích prostředků

Při výpočtu tuhosti spoje pro globální analýzu konstrukce se počítá s pružným chováním spojovacích prostředků při mezním stavu použitelnosti, definované modulem prokluzu spojovacího prostředku K_{ser} . Při mezním stavu únosnosti se počítá s pružno-plastickým chováním spojovacích prostředků (viz kap. 3.1.1.1.3). Vliv jisté míry plastické deformace, v důsledku větší míry namáhání spojovacích prostředků při mezním stavu únosnosti, se zohledňuje i v oblasti deformací před plastizací spojovacího prostředku, a to nižší hodnotou modulu prokluzu spojovacího prostředku značenou K_u (viz kap. 3.1.1.1.3).

Pokud uvažujeme pružné chování spojovacích prostředků a spojovaných prvků, nebudou spojovací prostředky zatíženy rovnoměrně. Zatížení spojovacích prostředků ovlivňuje nerovnoměrné deformace spojovaných prvků v místě mezi spojovacími prostředky. V tomto případě se jedná o CLT panel a ocelový plech.

Aby byl výpočet proveditelný bez složitých modelací, uvažují se spojované prvky jako prutové. U plechu lze prutové chování očekávat, CLT se bude chovat výrazně složitěji, lze u něj očekávat plošné působení. Modelacemi je možné ověřit, že plech bude dosahovat, díky subtilnímu průřezu a přibližně prutovému působení, výrazně vyšších deformací v porovnání s CLT panelem, který má větší průřez a působí jako stěna. Přesto je vhodné neuvažovat CLT panel jako dokonale tuhý prvek. CLT panel je v této práci představeném modelu uvažován jako prutový prvek o efektivní šířce, které by měla reflektovat jeho plošné chování. Díky výrazně vyšší tuhosti CLT oproti ocelovému plechu ovlivňuje případná chyba v určení tuhosti CLT výpočet minimálně. To, zda je uvažována efektivní tloušťka CLT panelu dvojnásobná oproti reálné, nehraje takovou roli, ale to, jestli je dvojnásobná, nebo nekonečná, již roli hraje. Protože pro výsledek výpočtu není tolik důležité, jakou přesně hodnotu tloušťky zvolíme, není efektivní její hodnotu složitě hledat. Nabízí se ji určit například pomocí následujícího vzorce:

$$b_{ef,CLT} = (n_f - 1)a_2 + 2a_{3,c} \quad (33)$$

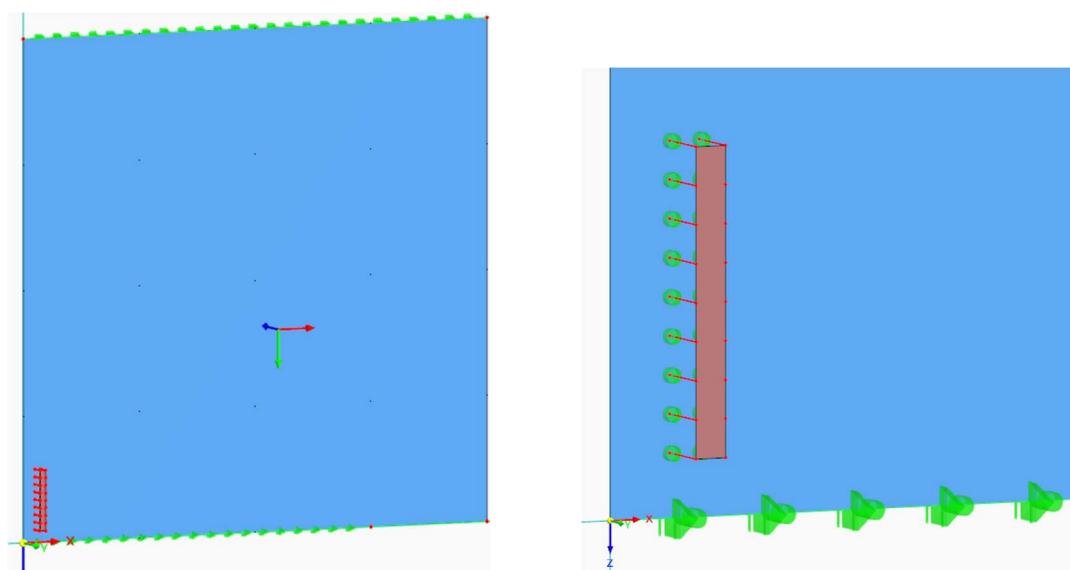
kde $b_{ef,CLT}$ efektivní šířka CLT

a_2 rozteč mezi řadami spojovacích prostředků

$a_{3,c}$ předepsaná vzdálenost spojovacích prostředků od nezatíženého okraje panelu (například dle [12])

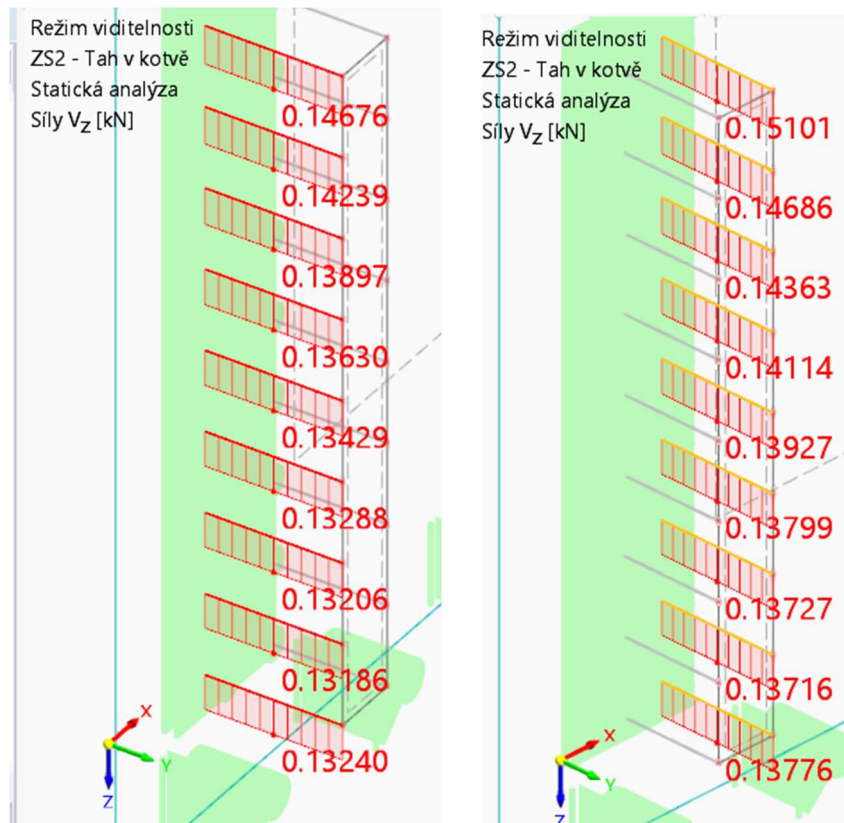
Vzorce pro doporučené vzdálenosti by měly reflektovat tok napětí v prvku, proto byly zvoleny právě tyto hodnoty.

V modelu představeném v této práci se uvažuje pouze jednoosá deformace plechu a CLT panelu, jako prutových prvků. Aby bylo ověřeno, zda se stěnový panel, který je plošným prvkem, chová v místech přípoje přibližně podobně jako prutový prvek zatížený normálovou silou, byl vytvořen numerický model stěny s tahovou kotvou v programu Dlubal RFEM 6 (viz obr. 3.1.19). Stěna byla v dolní hraně z části svisle podepřena, tímto způsobem se namodelovala tlačaná část stěny. Dále byla stěna v dolní a horní hraně podepřena proti vodorovnému posunu, podepření v tomto směru je v reálné konstrukci prováděno pomocí smykových kotev. Samotná kotva byla modelována pomocí dokonale tuhé plochy, a to z toho důvodu, aby nedocházelo k ovlivnění výsledků deformací jí samotné. Spojovací prostředky, spojující tahovou kotvu se stěnovým panelem, byly modelovány pomocí prutů o definované tuhosti (viz obr. 3.1.19).



Obr. 3.1.19 Na levém obrázku je pohled na celý numerický model stěnového panelu. Na pravém obrázku je detail modelu kotvy jako dokonale tuhé plochy propojené se stěnovým panelem pomocí spojovacích prostředků modelovaných pruty o definované tuhosti.

Kotva byla zatížena svislou silou působící v kladném směru osy z globálního souřadného systému modelu (viz obr. 3.1.19). Následně byla zjišťována velikost svislé posouvací síly v jednotlivých spojovacích prostředcích (viz obr. 3.1.20).



Obr. 3.1.20 Na levém obrázku je svislá příčná síla ve spojovacích prostředcích v levé řadě, na pravém obrázku v řadě pravé.

Z výsledků modelace se ukazuje, že se síly ve spojovacích prostředcích, nacházejících se ve stejné výšce, mírně liší. Změna velikosti síly ve spojovacích prostředcích v závislosti na jejich svislé poloze ale sleduje obdobný trend pozorovatelný u prutových prvků (viz obr. 3.1.27 a 3.1.28). Na základě těchto výsledků a s přihlédnutím k vlivu tuhosti CLT na tuhosti kotvy je, dle názoru autora této práce, přibližná modelace CLT jako prutu pro model výpočtu tuhosti kotvy přípustná.

Osová deformace náhradního prutu z CLT a plechu je přímo úměrná velikosti normálové síly. V důsledku působení spojovacích prostředků, působících jako pružiny spojující dva pruty, se mění normálová síla v prutech po délce spoje (viz obr. 3.1.18). Protože je normálová deformace prutů přímo úměrná normálové síle, dochází v různých částech plechu a CLT k různým protažením. Protože je síla ve spojovacích prostředcích v pružném stavu přímo úměrná posunu, dochází v důsledku různé velikosti protažení jednotlivých částí ke vzniku různých sil v jednotlivých spojovacích prostředcích [2].

V předešlém odstavci je nastíněno chování teoretického bezvadného spoje. U reálného spoje hrají vliv další faktory. Jedním z nich je přesnost montáže [2]. Lze očekávat vznik jisté mezery mezi spojovacím prostředkem a hranou otvoru v ocelovém plechu. Tyto mezery budou u každého spojovacího prostředku ve spoji mírně odlišné, to způsobí, že aby došlo k zatížení jednotlivých spojovacího prostředků, musí nejdříve dojít k počátečnímu prokluzu. Velikost nutného prokluzu bude závislá na velikosti mezery mezi spojovacím prostředkem a příslušnou hranou otvoru. Dalším, nejspíše méně významným, faktorem je rozdílnost vlastností dřeva po délce prvku [2]. Bohužel se autorovi této práce nepodařilo dohledat způsob kterým by bylo možné tyto jevy zanést do výpočtu, proto s nimi není při výpočtu uvažováno.

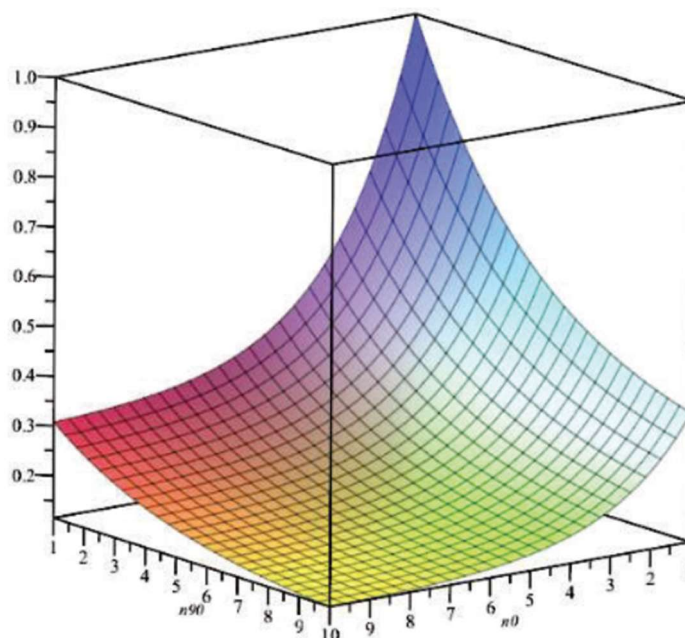
Protože nejsou všechny spojovací prostředky ve spoji zatíženy stejně, některé jsou přetíženy a jiné zase málo využity. Není plně využita ani tuhost všech spojovacích prostředků ve spoji. Pro vyjádření tohoto jevu lze definovat veličinu s názvem efektivní modul prokluzu spojovacího prostředku [29]:

$$K_{ser,ef} = \frac{k_{ser}}{K_{ser}n_s n_f n_{st}} \quad (34)$$

kde $K_{ser,ef}$ efektivní modul prokluzu jednoho stříhu jednoho spojovacího prostředku

k_{ser} modul prokluzu spoje

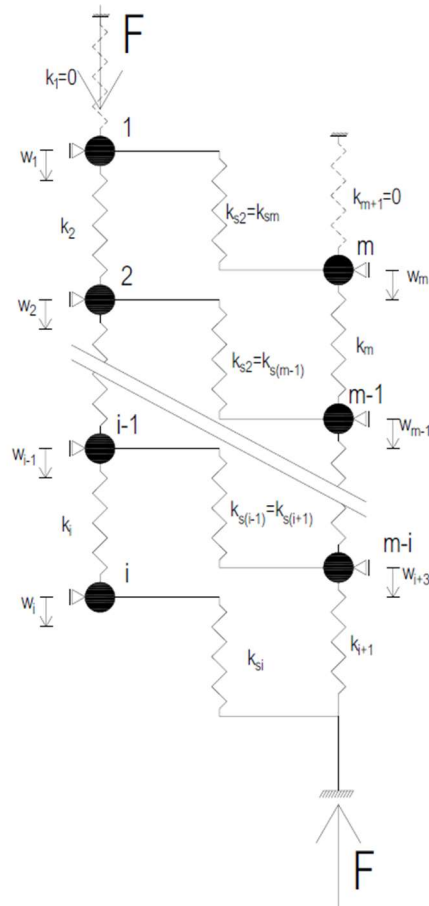
Ukazuje se, že velikost $K_{ser,ef}$ klesá s rostoucím počtem spojovacích prostředků v řadě i s rostoucím počtem řad spojovacích prostředků. Efektivní tuhost spojovacího prostředku neklesá lineárně, ale přibližuje se asymptoticky určité kladné hodnotě, nikdy nemůže klesnout na nulu [29]. Příklad vývoje hodnoty $K_{ser,ef}$ se zvyšujícím se počtem spojovacích prostředků ve spoji je na obr. 3.1.21 (Tento obrázek pochází ze studie, ve které byly zkoušeny kolíkové spoje prutových prvků z lepeného lamelového dřeva s vkládanou ocelovou deskou [29].).



Obr. 3.1.21 Obrázek ukazující vývoj $K_{ser,ef}$ s rostoucím počtem spojovacích prostředků ve spoji. Na svislé ose je poměr ($K_{ser,ef}/K_{ser}$), na jedné horizontální ose je počet spojovacích prostředků v řadě za sebou podélně s vlákny (značeno n_0), na druhé počet řad spojovacích prostředků (značeno n_{90}). [29]

V této práci je, pro výpočet tuhosti k_l pro mezní stav použitelnosti, zvolen pružný výpočetní model, ve kterém jsou zohledněny jak pružné deformace (normálové protažení) plechu a CLT, tak pružné deformace spojovacích prostředků ve spoji umístěných. Pro výpočet tuhosti pro mezním stavu únosnosti je zvolen pružný model chování plechu a CLT a pružno-plastický model spojovacích prostředků. K plastizaci spojovacích prostředků dochází po dosažení jejich únosnosti.

Výpočetní model v této práci zanedbává pokles hodnoty $k_{ser,ef}$ při nárůstu počtu řad spojovacích prostředků. Vzhledem k charakteru spoje, který je takový, že spoj obsahuje nejčastěji výrazně menší počet řad spojovacích prostředků než spojovacích prostředků v jedné řadě, by nemělo jít o zjednodušení, které má velký vliv na přesnost výpočtu. Výpočetní model je tvořen soustavou hmotných bodů spojených pružinami (viz obr. 3.1.22).



Obr. 3.1.22 Výpočetní model pro výpočet tuhosti k_1 pro spoj, v jehož jedné řadě je i spojovacích prostředků (matematicky vyjádřeno: $n_s=i$).

Počet neznámých posunů je v modelu značen číslem m , počet neznámých posunů současně odpovídá počtu hmotných bodů. Vztah mezi počtem neznámých posunů a počtem spojovacích prostředků v jedné řadě je následující:

$$m = 2n_s - 1 \quad (35)$$

kde m počet neznámých posunů (a tudíž neznámých v soustavě rovnic (39))

Výpočetní model obsahuje tři typy pružin (viz obr. 3.1.22):

- 1) Pružiny modelující normálovou poddajnost připojovaných prvků (v tomto případě CLT a ocelového plechu). Jednotlivé pružiny se vypočítají:

$$k_i = \frac{E_p b_p t_p}{a_1} \quad (36)$$

kde E_p modul pružnosti připojovaného prvku
 b_p šířka připojovaného prvku
 t_p tloušťka připojovaného prvku
 a_1 rozteč spojovacích prostředků v řadě

- 2) Pružiny modelující tuhost spojovacích prostředků, tyto pružiny se vypočítají:

$$k_{s,i} = n_r K_{ser}/U \quad (37)$$

kde $k_{s,i}$ tuhost i -té pružiny modelující spojovací prostředky

$K_{ser/U}$ modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti (lze vypočítat pomocí vytvořeného programu představeného v *kap. 3.1.1.1.3* a nacházejícího se v *příloze 2*)

- 3) Virtuální pružiny o nulové tuhosti sloužící pro lepší možnost parametrizace výpočtu (na *obr. 3.1.22* zobrazeny čárkovaně)

Tuhost je definována jako síla při jednotkové deformaci, lze vypočítat:

$$k_1 = \frac{F}{w_1} \quad (38)$$

kde F síla zatěžující konstrukci v bodě 1 (*viz obr. 3.1.22*)

w_1 svislý posun v bodě 1 při zatížení konstrukce silou F (*viz obr. 3.1.22*)

Pro výpočet tuhosti je tedy nutné znát závislost posunů na zatížení, ta lze vyjádřit rovnicí:

$$K \cdot r = f \quad (39)$$

kde K matice tuhosti konstrukce

r vektor posunů (obsahuje i potřebnou hodnotu w_1)

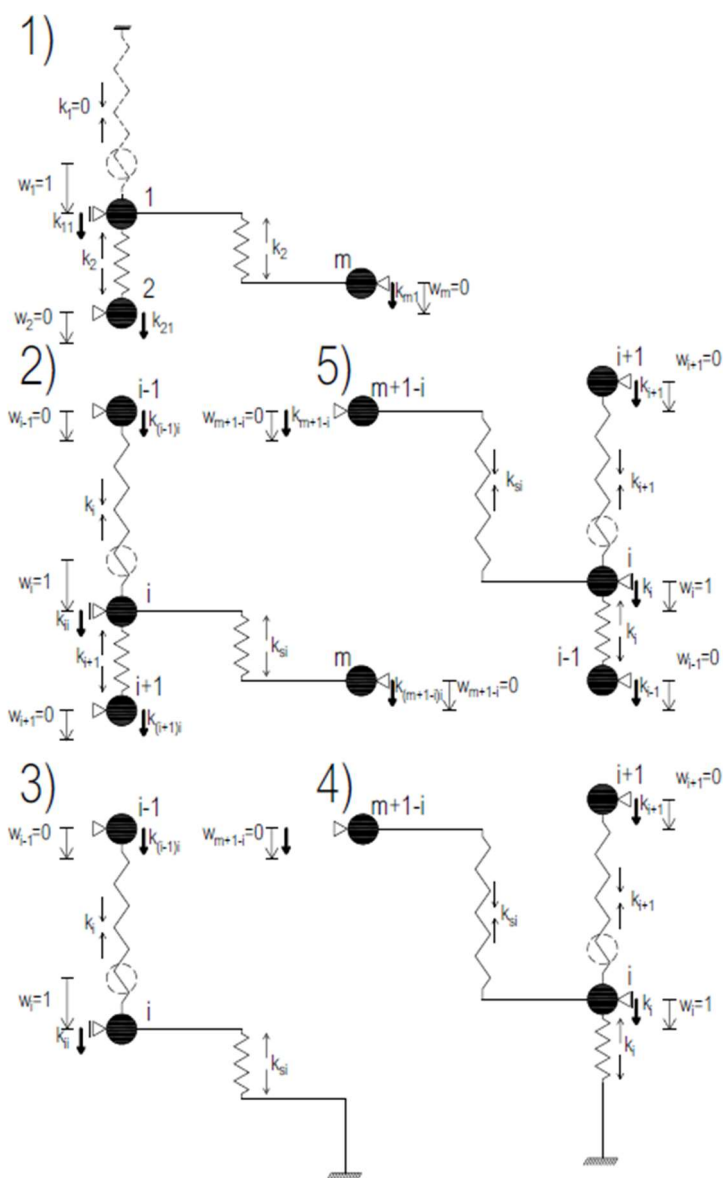
f vektor zatížení (vyjma prvního řádku se jedná o nulový vektor)

Pro výpočet tuhosti kotvy pomocí tohoto modelu je vytvořen výpočetní program v softwaru GNU Octave. Program je vytvořen tak, aby byl použitelný pro spoje s různým počtem spojovacích prostředků. Variabilní je i modul prokluzu spojovacích prostředků, jejich podélné rozteče a parametry spojovaných prvků. Program uvažuje vždy jen s jedním typem spojovacího prostředku v rámci spoje, nelze tedy pomocí tohoto programu počítat spoj obsahující několik různých spojovacích prostředků.

Prvky rovnice (39) se ve vytvořeném programu sestavují následujícím způsobem:

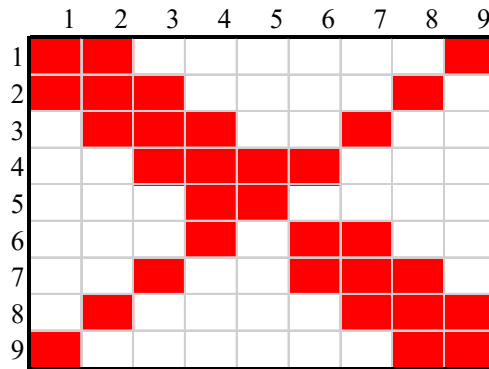
a) Matice tuhosti konstrukce

Výpočet této matice je proveden metodou konstant tuhosti. Jednotlivé prvky matice tuhosti odpovídají silám nutným k vyvození jednotkových deformačních stavů. Pro výpočet jednotlivých prvků matice tuhosti se tedy na konstrukci vyvodí jednotkové deformační stavy a zjistí se vyvozené síly působící na jednotlivé hmotné body soustavy. Při jednotkových deformačních stavech je vždy jeden hmotný bod zatížen jednotkovým posunem, ostatní hmotné body mají nulový posun. Pro výpočet matice tuhosti konstrukce je nutné se zaměřit na pět rozdílných deformačních stavů (*viz obr. 3.1.23*), ostatní stavy jsou jen některým z těchto stavů s jinými indexy tuhostí a hmotných bodů.



Obr. 3.1.23 Pět deformačních stavů principiálně se opakujících i v ostatních částech konstrukce. První obrázek zobrazuje síly při deformačním stavu 1 (tedy jednotkovém posunutí hmotného bodu 1). Na druhém obrázku je deformační stav odpovídající jednotkovému posunutí jednoho z hmotných bodů z intervalu bodů s číslem $\langle 2; n_s - 1 \rangle$. Na třetím obrázku je deformační stav odpovídající jednotkovému posunutí hmotného bodu s číslem n_s . Na čtvrtém obrázku je deformační stav odpovídající jednotkovému posunutí hmotného bodu s číslem $n_s + 1$. Na pátém obrázku je deformační stav odpovídající jednotkovému posunu jednoho z hmotných bodů z intervalu bodů s číslem $\langle n_s + 2; m \rangle$.

Konkrétní vzorce pro výpočet jednotlivých prvků matice tuhosti lze najít v příloze 3, která obsahuje program pro výpočet tuhosti tahové kotvy typu 1. Na obr. 3.1.24 lze vidět principiální umístění nenulových hodnot v matici tuhosti na konkrétním příkladu spoje.



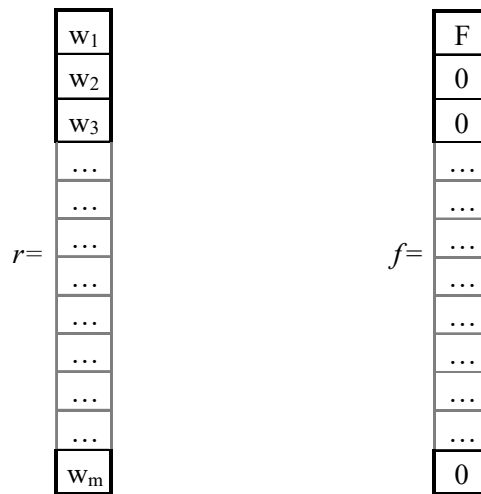
Obr. 3.1.24 Rozmístění nenulových prvků v matici tuhosti spoje o pěti spojovacích prostředcích v jedné řadě (prvky o nenulové hodnotě zobrazeny červeně).

b) Vektor posunů

Tento vektor obsahuje neznámé posuny, jeho velikost odpovídá počtu hmotných bodů v soustavě (viz obr. 3.1.25).

c) Vektor zatížení

Tento vektor obsahuje zatížení jednotlivých hmotných bodů. Pro výpočet tuhosti se zatěžuje pouze hmotný bod 1. V ostatních hmotných bodech je zatížení nulové (viz obr. 3.1.22 a 3.1.25).



Obr. 3.1.25 Nalevo je schématický obrázek vektoru posunů, napravo vektoru zatížení.

Veškeré neznámé v rovnici (39) se nachází ve vektoru r . Neznámé se vypočítají z upravené rovnice (39):

$$r = K^{-1}f \tag{40}$$

kde K^{-1} inverzní matice k matici tuhosti K

Následně se z vektorů posunů vypočítá tuhost komponenty k_I , dle rovnice (38).

Při mezním stavu použitelnosti se u spojovacích prostředků uvažuje pružné chování dané modulem prokluzu spojovacího prostředku K_{ser} (viz obr. 3.1.7), v takovém případě lze použít představený výpočetní model bez jakýchkoliv úprav. V mezním stavu únosnosti se uvažuje pro spojovací prostředek pružno-plastické chování. Sklon pracovního diagramu spojovacího prostředku v pružné oblasti je dán modulem prokluzu K_u (viz obr. 3.1.7). Plastické

chování vykazuje spojovací prostředek po dosažení jeho návrhové únosnosti. Pro uvážení plastizace spojovacích prostředků je nutné provést iterační výpočet. V prvním kroku se vypočítá zatížení do jednotlivých spojovacích prostředků s uvažováním jejich pružného chování. Zatížení jednotlivých spojovacích prostředků lze určit pomocí vzorce:

$$F_{s,i} = \frac{k_{s,i}}{n_f} |w_i - w_{m+1-i}| \quad (41)$$

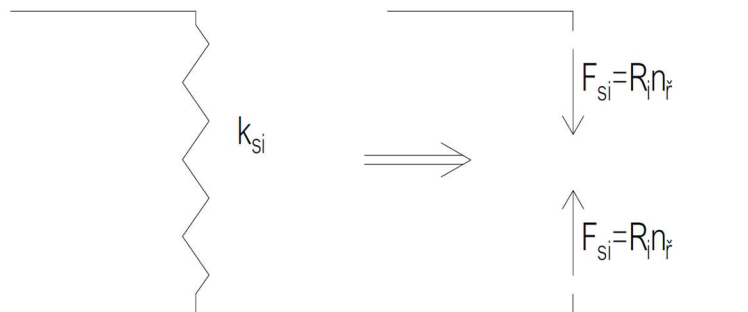
kde $k_{s,i}$ tuhost i -té pružiny modelující spojovací prostředky
 $F_{s,i}$ síla v i -tém spojovacím prostředku v řadě
 w_i posun hmotného bodu s číslem i
 w_{m+1-i} posun hmotného bodu s číslem $(m+1-i)$

Výjimkou jsou poslední spojovací prostředky v řadě, síla v nich se vypočítá dle vzorce:

$$F_{s,ns} = \frac{k_{s,ns}}{n_f} |w_{ns}| \quad (42)$$

Kde $F_{s,ns}$ síla v posledním spojovacím prostředku v řadě
 $k_{s,ns}$ tuhost poslední pružiny modelující spojovací prostředky

Pokud vypočítaná síla ve spojovacím prostředku přesáhne jeho únosnost, opraví se matice tuhosti konstrukce tak, že se tuhost pružiny, modelující tuhost daných spojovacích prostředků, položí rovna nule. Dále se upraví vektor zatížení f . V hmotných bodech, které jsou spojovány spojovacími prostředky, u kterých došlo k plastizaci, figuruje po úpravě síla o velikosti návrhové únosnosti spojovacích prostředků (viz obr. 3.1.26). Takto se jednoduše namodeluje plastizace v jednotlivých spojovacích prostředcích.

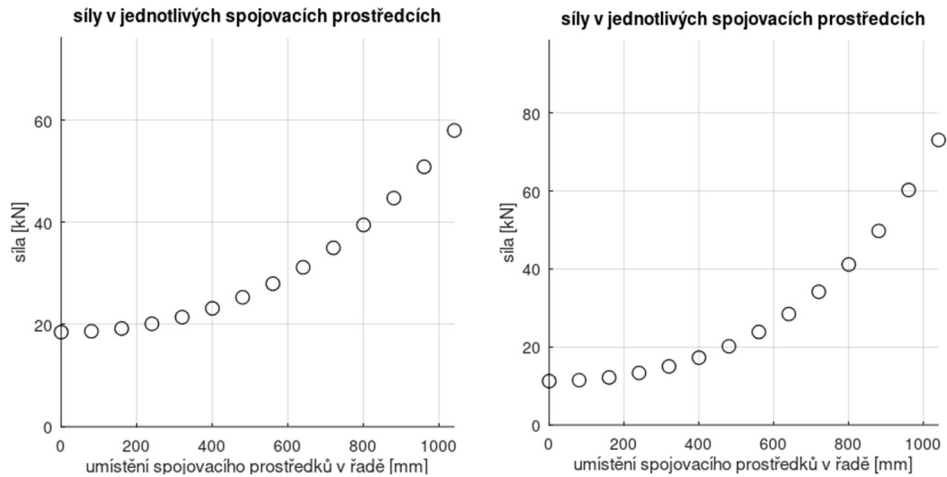


Obr. 3.1.26 Schéma principu modelace plastizace spojovacích prostředků pomocí náhrady pružiny zastupující spojovací prostředky dvojicí sil o velikosti jejich únosnosti.

Po opětovném výpočtu konstrukce s upravenou maticí tuhosti K a vektorem zatížení f se znovu zjistí síly ve spojovacích prostředcích. Spojovací prostředky, které přenášely v první iteraci (pružném výpočtu) zatížení větší, než je jejich únosnost, v této iteraci zplastizovaly a přenášejí zatížení rovné jejich únosnosti. Zatížení, které nebyl schopny zplastizované spojovací prostředky převzít, se rozdělí do ostatních nezplastizovaných spojovacích prostředků. Může se stát, že díky tomu přesáhne zatížení dalších spojovacích prostředků jejich únosnost. Aby byla výpočtem podchycena i tato možnost, provede se další iterace. V té se provede, stejně jako v první iteraci, oprava matice tuhosti K a vektoru posunutí f . Je experimentálně ověřeno, že druhá oprava matice tuhosti a vektoru zatížení je, pro modelaci přerozdělení zatížení v důsledku plastizace spojovacích prostředků, pro běžné případy dostačující. Z vypočtených posunů z druhé iterace se vypočítá tuhost spoje v mezním stavu únosnosti stejným postupem, jako při pružném výpočtu.

Díky znalosti sil v jednotlivých spojovacích prostředcích, lze vyvodit několik zajímavých závěrů o vlivu různých parametrů na teoretické rozdělení zatížení do spojovacích prostředků v pružném stavu:

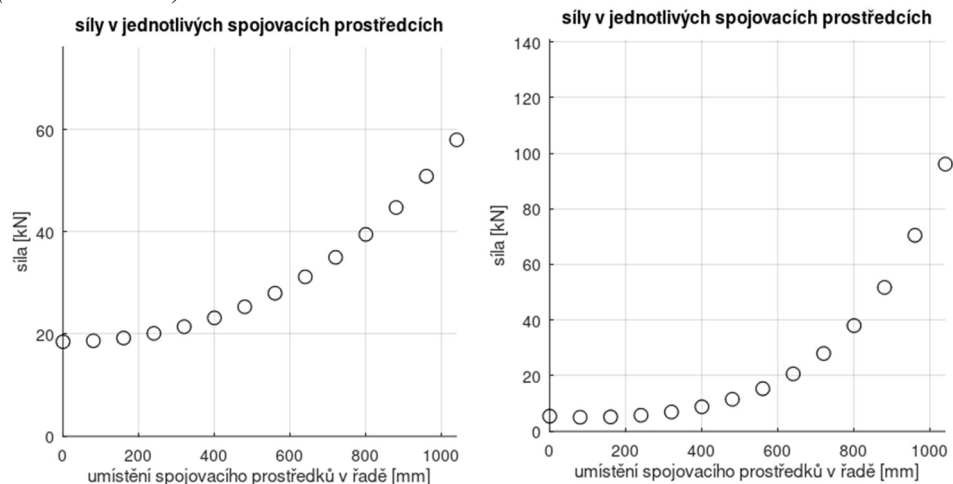
- 1) Na rozdělení zatížení do spojovacích prostředků má vliv tuhost spojovaných částí, díky rozdílným tuhostem nebude rozdělení sil ve spojovacího prostředcích v jedné řadě symetrické (viz obr. 3.1.27). CLT panel bývá zpravidla výrazně tužší než tenký ocelový plech. Se snižováním rozdílu v tuhostech připojovaných částí dochází k více symetrickému rozdělení sil.



Obr. 3.1.27 Příklad ukazující vliv tuhosti spojovaných prvků na rozdělení zatížení ve spojovacích prostředcích, u příkladu na pravém grafu došlo k ztenčení připojovaného plechu na polovinu oproti příkladu na levém grafu. (jedná se o výstup z autorem vytvořeného programu)

Stejný efekt, jako snižování tuhosti plech, má i zvětšení roztečí v podélném směru.

- 2) Na rozdělení zatížení má vliv samotná tuhost spojovacích prostředků. Se zvyšující se tuhostí spojovacích prostředků dochází k méně rovnoměrnému rozložení zatížení (viz obr. 3.1.28).



Obr. 3.1.28 Na příkladu je ukázána změna rozdělení zatížení při změně modulu prokluzu spojovacího prostředku. Na obrázku vpravo je ukázána změna rozdělení zatížení při pětinasobném zvýšení modulu prokluzu spojovacího prostředku oproti konstrukci na levém obrázku. (jedná se o výstup z autorem vytvořeného programu)

Tuhost spojovacích prostředků se v čase snižuje v důsledku dotvarování dřeva. To přispívá k rovnoměrnějšímu přerozdělení zatížení do spojovacích prostředků. Celková tuhost spoje se v důsledku toho snižuje.

Výpočet tuhosti k_2

Tažený pásek bez otvorů se uvažuje jako prutový prvek (viz obr. 3.1.29). Jeho tuhost odpovídá tuhosti taženého prutu a vypočítá se:

$$k_2 = \frac{Eb_p t_p}{L_2} \quad (43)$$

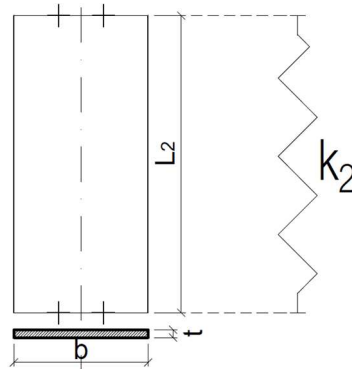
kde k_2 tuhost komponenty 2

E modul pružnosti oceli

b_p šířka plechu (viz obr. 3.1.29)

t_p tloušťka plechu (viz obr. 3.1.29)

L_2 délka ocelového pásku mezi místy se spojovacími prostředky (viz obr. 3.1.29)



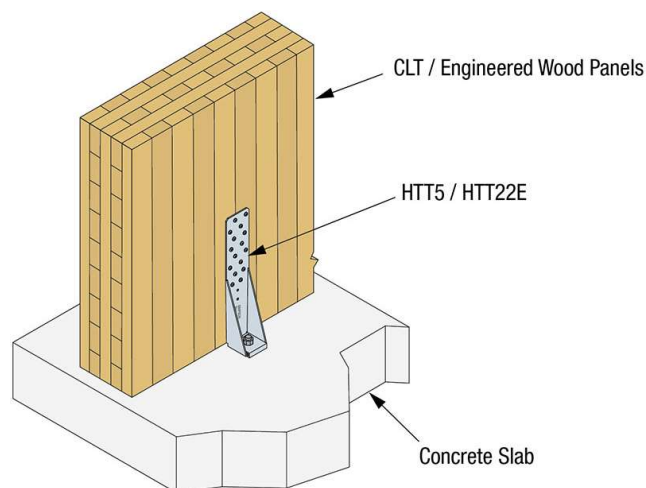
Obr. 3.1.29 Schéma komponenty k_2

Funkčnost vytvořeného výpočetního programu byla ověřována na jednom příkladu. Ověření funkčnosti vytvořeného programu bylo provedeno pomocí statického programu Dlubal RFEM 6. Tuhost vyšla z obou programů prakticky identická. Program pro výpočet tuhosti kotvy typu 1 je v příloze 3.

3.1.1.3 Kotevní prvek 2

Tato kotva se používá primárně pro kotvení stěnových panelů k železobetonu, může se jednat jako o základ, tak o spodní železobetonové patro. Objevuje se u různých výrobců v jen minimálních obměnách (viz obr. 3.1.1, 3.1.30).

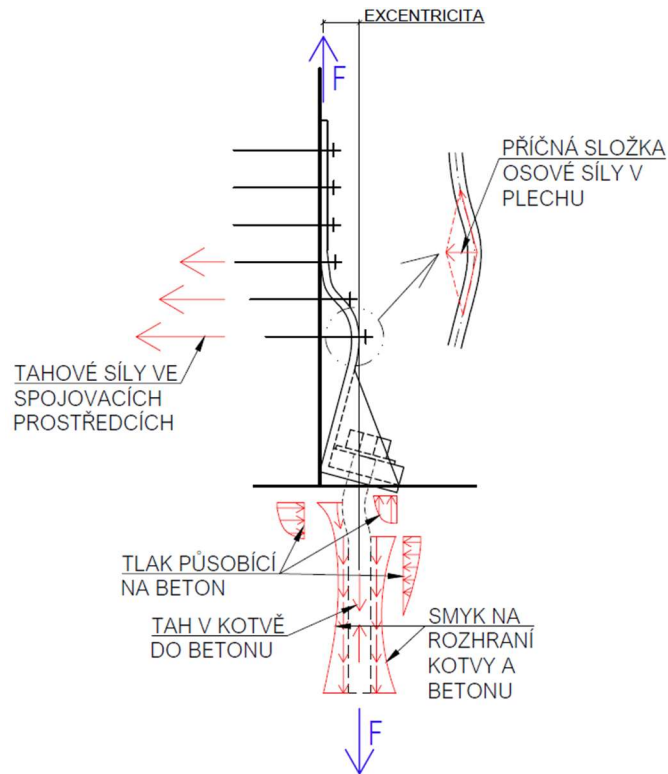
Kotva se skládá ze svislého ocelového plechu připojeného spojovacími prostředky k stěnovému CLT panelu. Ke spodní hraně svislého plechu je připojena horizontální část kotvy. Jedná se nejčastěji o plech o velké tloušťce nebo o tenčí plech, na kterém je položen velmi tlustý plech tvořící podložku. Velká tloušťka plechu zajišťuje, že se samotný vodorovný plech chová prakticky jako tuhé těleso. Spoj obou plechů je zesílen trojúhelníkovými výztuhami. Horizontální plech je připevněn k podkladu pomocí kotvy do betonu (viz obr. 3.1.30). Kotva do betonu je zatížená tahem, proto je vhodné použít chemickou kotvu.



Obr. 3.1.30 Kotevní prvek typu 2 od výrobce Simpson [31]

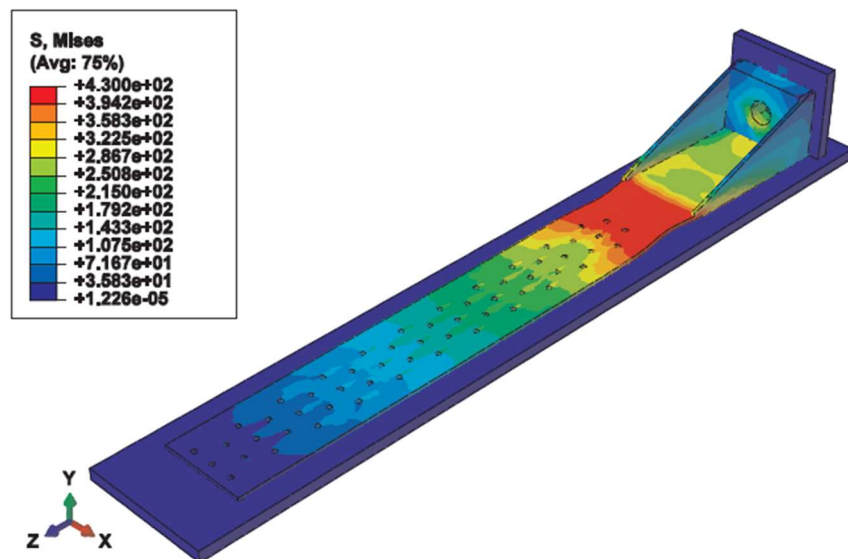
Do kotvy je zatížení ze stěnového panelu vnášeno prostřednictvím příčně zatížených spojovacích prostředků. Spojovací prostředky zatěžují svislý ocelový plech kotvy. Ze svislého plechu je zatížení přenášeno do horizontální části kotvy. Z horizontální části se zatížení přeneso do tažené kotvy do betonu.

Vlivem excentrického umístění kotvy do betonu vůči ose svislého plechu kotvy, vzniká moment působící jak na horizontální, tak vertikální plech. Minimalizace vzájemného natočení horizontálního a svislého plechu vlivem působení momentu je dosaženo trojúhelníkovými výztuhami. Trojúhelníkové výztuhy dále snižují ohybovou deformaci samotného svislého a vodorovného plechu. I přes pozitivní působení trojúhelníkových výztuh, dochází, v důsledku působení momentu na svislý plech, k jeho ohybu (viz obr. 3.1.31) a zatěžování části spojovacích prostředků, kotvicích plech k stěnovému panelu, osovou silou. Proti ohybu svislého plechu působí společně se spojovacími prostředky i membránová (neboli osová tahová) síla v něm. Vliv této tahové síly (na obr. 3.1.31 nakreslené modře) se zvětšuje s růstem příčné deformace plechu. Část momentu může být dále přenesena ohybem kotvy do betonu, tuto kotvy by bylo možné považovat za vetknutou, či částečně vetknutou do tlustého horizontálního plechu. Míra vetknutí je dána tloušťkou horizontálního plechu a rozdílem v rozměrech otvoru a kotvy v něm. Pokud je kotva do betonu dostatečně osově tuhá, nedojde k plnému nadzdvížení plechu od betonové konstrukce, v takovém případě lze předpokládat působení dvojice přídatných vertikálních sil přenášejících další část momentu. Bude se jednat o přídatnou tahovou sílu v kotvě do betonu a příčnou sílu v horizontálním plechu vzniklou vlivem zatlačování části plechu do betonu (viz obr. 3.1.31). Pokud je kotva do betonu méně tuhá, může dojít k úplnému nadzdvížení horizontálního plechu z podkladu, a tento mechanismus přenosu momentu způsobeného vlivem excentricity nebude fungovat. Takovou situaci lze s velkou pravděpodobností očekávat například v případě, kdy se kotví nikoliv do betonu, ale přes stopní desku z CLT do další kotvy [5]. V takovém případě je místo kotvy do betonu použít svorník procházející stropní deskou. Se zvyšující se délkou svorníku se snižuje jeho tuhost. Vlivem působení síly ve svorníku, dochází k posunu druhé kotvy a jejímu zatlačování do stropní desky, toto zapříčiní další posun tažené kotvy.



Obr. 3.1.31 Možné přídavné síly vzniklé v důsledku působení momentu způsobeného vlivem excentricity. Vznik a velikost těchto sil závisí na tuhosti jednotlivých komponent kotvy (červeně jsou nakresleny přídavné síly, modře primární tahová síla, která je do kotvy vnášena spojovacími prostředky).

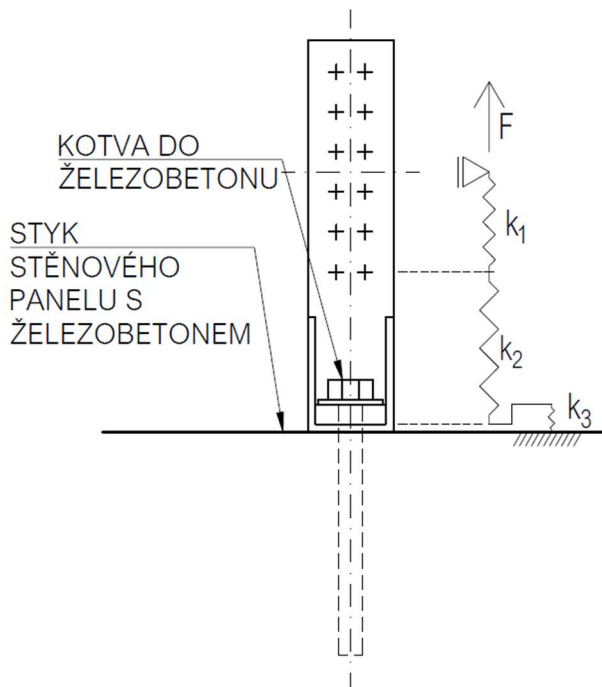
Vliv deformace kotvy v důsledku působení excentricity je, v porovnání s vlivem prokluzu ve spojovacích prostředcích, velmi malý [18] (toto je patrné i z deformace kotvy modelované numericky viz obr. 3.1.32). V této práci je proto zanedbáván. To výrazně usnadní výpočet, neboť působení jednotlivých komponent proti vznikajícímu momentu je velmi složité. Závisí mimo jiné na jejich tuhostech, které jsou jen těžce zjistitelné.



Obr. 3.1.32 Deformace kotvy WHT 260 (od výrobce Rothoblaas) s barevně vyznačeným napětím vypočítaným dle interakčního vzorce od Misesa. Na obrázku je patrná ohybová deformace svislého plechu a minimální natočení horizontálního plechu [18]

Pro výpočet tuhosti se kotva rozdělí na tři části (viz obr. 3.1.33):

- 1) Část s plechem s tvory spojeným se stěnovým panelem prostřednictvím spojovacích prostředků. Této části odpovídá tuhost k_1 .
- 2) Část s plechem neoslabeným otvory, tuhost této části je dána tuhostí k_2 .
- 3) Kotva do betonu s možností volného protažení, její tuhost je pojmenována k_3 .



Obr. 3.1.33 Schématické zobrazení kotvy 2 a výpočetního modelu pro výpočet její tuhosti

U představovaného výpočetního modelu se, stejně jako u modelu pro kotvu 1, zanedbává případný prokluz kotvy v betonu. Dále se zanedbává stlačení ocelové podložky vyztužující horizontální plech. Díky jejímu robustnímu průřezu, lze očekávat, že bude mít zanedbatelný vliv na celkovou tuhost kotvy.

Dílní tuhosti jsou zapojeny sériově, celková tuhost kotvy K se vypočítá:

$$K = \frac{k_1 k_2 k_3}{k_1 k_2 + k_1 k_3 + k_2 k_3} \quad (44)$$

Při výpočtu jednotlivých tuhostí lze postupovat následujícím způsobem:

Tuhost k_1

Tato hodnota se vypočítá stejně jako u první rozebírané kotvy, tedy dle kap. 3.1.1.2.

Tuhost k_2

Tuhost k_2 se vypočítá identicky jako u první rozebírané kotvy, tedy dle vzorce (36) v kap. 3.1.1.2. Pro zjednodušení je zanedbán pozitivní vliv trojúhelníkových výztuh.

Tuhost k_3

Jedná se o taženou ocelovou kotvu do betonu. Její tuhost je závislá na materiálu, průřezu a volné délce, vypočítá se dle vzorce:

$$k_3 = \frac{E_t A_{ef}}{L_3} \quad (45)$$

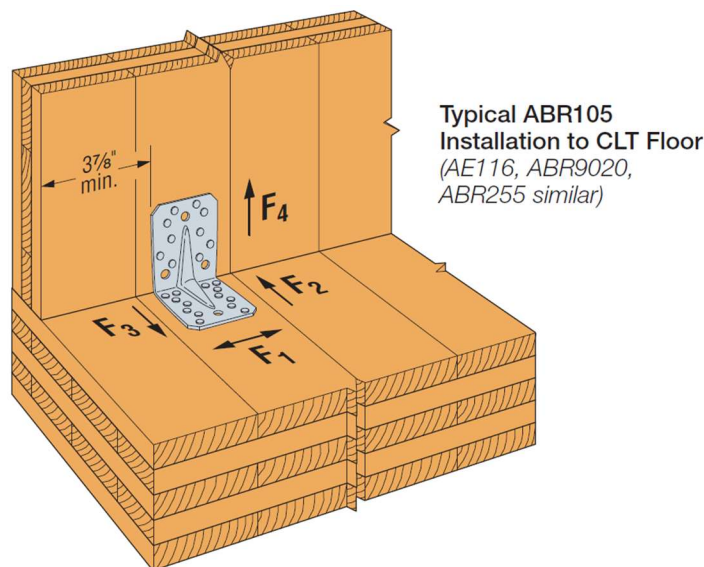
kde	E_t	modul pružnosti materiálu kotvy do betonu
	A_{ef}	efektivní plocha průřezu kotvy do betonu
	L_3	volná délka kotvy do betonu, tedy délka, po kterou ji není bráněno v protažení.

Stejně jako pro kotvu 1, byl i pro tento typ tahové kotvy vytvořen program pro výpočet její tuhosti v GNU Octave, který je v příloze 4.

3.1.1.4 Kotevní prvek 3

Jedná se o velmi běžný druh kotvení dřevěných konstrukcí, a to nejen u konstrukcí z CLT. U konstrukcí z CLT se tato kotva (v této práci dále nazývána jako úhelník) využívá pro spojování dvou na sebe kolmých panelů.

Úhelník je tvořen plechem ohnutým do tvaru L. V rohu bývá úhelník často vyztužen, to zvyšuje ohybovou tuhost jeho horizontální i vertikální části. Vertikální část úhelníku je připojena spojovacími prostředky ke stěnovému CLT panelu, horizontální část je připojena, také spojovacími prostředky, ke stropnímu CLT panelu (viz obr. 3.1.34). Spojovací prostředky ve vertikální části jsou dominantně zatíženy příčně. Některé, hlavně ty umístěné nejbliže k horizontální části úhelníku, jsou navíc přitíženy osovou silou (její vznik je rozebírán v dalším odstavci). Spojovací prostředky v horizontální části úhelníku jsou zatíženy dominantně osovou silou. V případě velkých deformací, může docházet i k výraznějšímu zatížení příčnou silou vlivem membránového působení horizontálního plechu (patrně na pravém obr. 3.1.36).



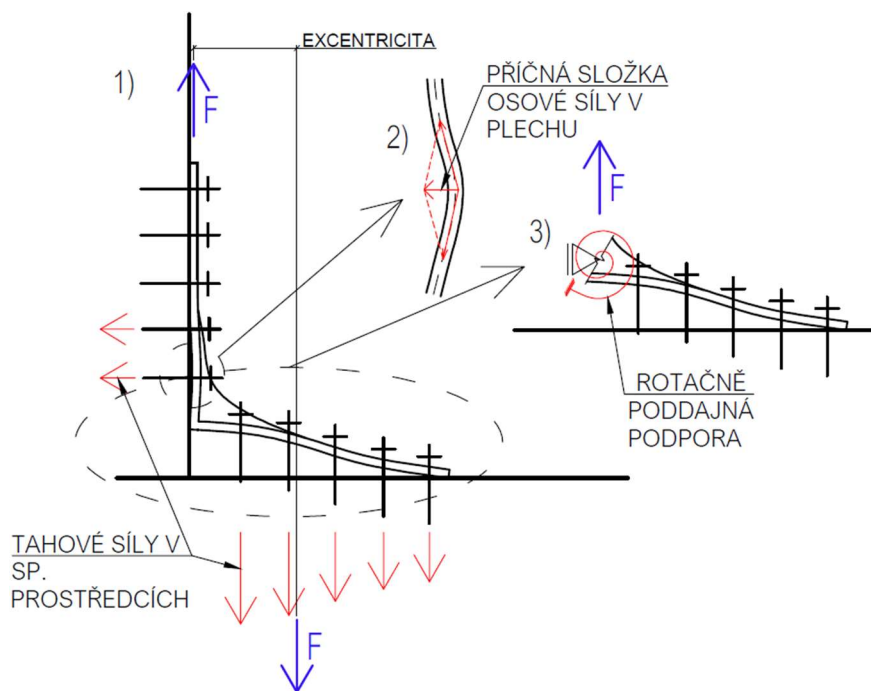
Obr. 3.1.34 Úhelník od firmy Simpson spojující stropní a stěnový CLT panel [21]

U úhelníků vzniká stejný problém s excentrickým působením síly, stejně jako u kotvy typu 2 (viz kap. 3.1.1.3). Zatížení se ze stěnového panelu do úhelníku přenáší prostřednictvím příčně zatížených spojovacích prostředků. Tyto spojovací prostředky zatěžují svislý plech úhelníku, v důsledku zatížení v něm vzniká osová síla. Přes spoj horizontálního a vertikálního plechu a přes výtuhu se osová síla ve vertikálním plechu přenáší do horizontálního plechu. Horizontální plech je touto silou zatížen příčně. Příčně zatížený horizontální plech roznáší zatížení do jednotlivých spojovacích prostředků kotvicích tento plech ke stropní desce. Tyto spojovací prostředky jsou zatíženy osovou tahovou silou.

Míra rozdělení zatížení z horizontálního plechu do jednotlivých spojovacích prostředků je dána jak jeho tuhostí, tak tuhostí spoje horizontálního a vertikálního plechu a v konečném důsledku i příčnou tuhostí vertikálního plechu kotveného spojovacím prostředky (dále rozebráno v pasáži o tuhosti úhelníku). Rozdělení zatížení do spojovacího prostředků dále ovlivňují rozteče spojovacích prostředků a jejich osová tuhost.

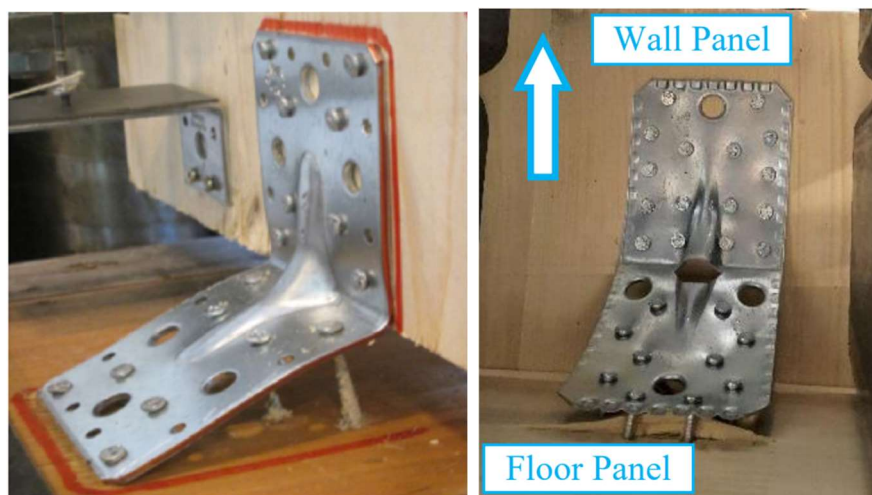
Deformaci spoje s využitím úhelníku lze rozdělit na dvě základní části:

- 1) Deformace vlivem prokluzu příčně zatížených spojovacích prostředků a protažení svislého plechu (obdobný mechanismus jako u předešlých dvou rozebíraných kotev (viz kap. 3.1.1.2 a 3.1.1.3)).
- 2) Deformace v důsledku prokluzu osově zatížených spojovacích prostředků kotvících horizontální plech a následného ohybu horizontálního plechu. Deformaci plechu lze rozdělit na dvě části: natočení plechu v napojení na svislý plech a ohyb samotného plechu. Pokud horizontální plech vyjmeme z konstrukce, lze si ho představit jako prut o proměnném průřezu, na jehož začátku se nachází pružná podpora o určité rotační tuhosti (viz obr. 3.1.35). Rotační tuhost této podpory je závislá na tuhosti výztuhy, příčné tuhosti vertikálního plechu a osové tuhosti spojovacích prostředků kotvících vertikální plech do stěnového panelu. Příčná tuhost vertikálního plechu není dána pouze jeho průřezem, ale také velikostí osové síly v něm působící, míra příspěvku této síly k příčné tuhosti plechu je dána mírou příčné deformace plechu (viz obr. 3.1.35).



Obr. 3.1.35 Na prvním obrázku je schéma deformace úhelníku vlivem vzniklého momentu s vyznačením osových sil ve spojovacích prostředcích (červeně osové síly ve spojovacích prostředcích, modře primární zatížení). Na druhém obrázku je vysvětlení vzniku příspěvku osové síly ve vertikálním plechu k příčné tuhosti tohoto plechu. Na třetím obrázku je model horizontální části úhelníku, jako prut proměnného průřezu s rotačně poddajnou podporou.

Dle provedených testů, popsanych v různých publikacích, bývá velmi významná deformace horizontální části úhelníku (viz obr. 3.1.36).



Obr. 3.1.36 Příklady dvou mechanických zkoušek a deformace dvou různých úhelníků. (První obrázek je z publikace [18], druhý z [15])

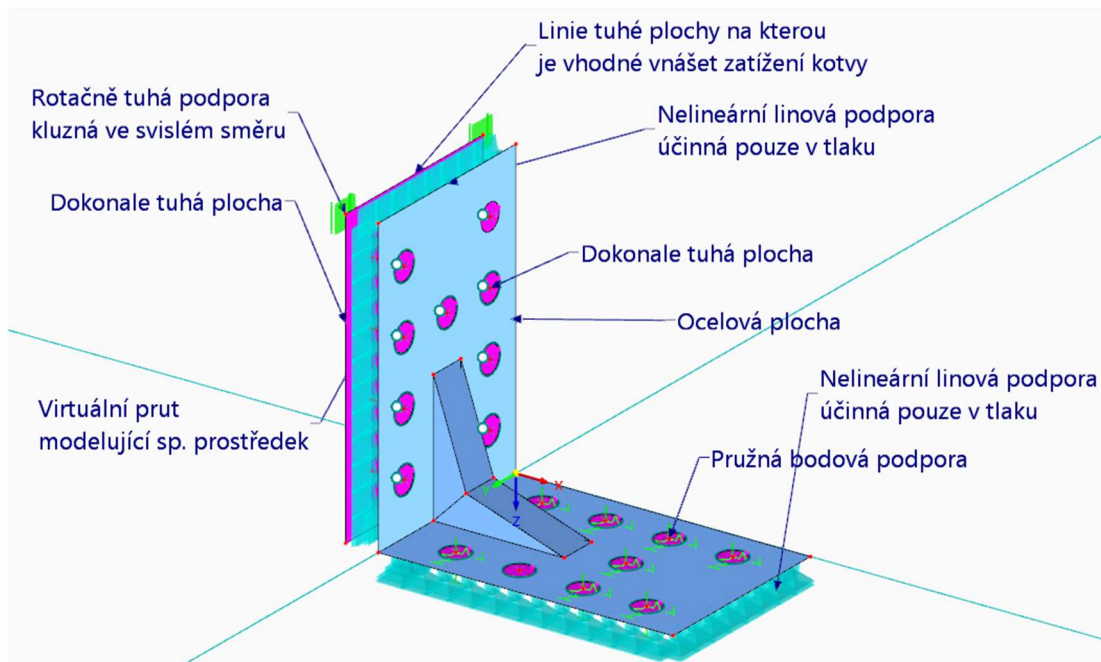
Vzhledem k složitosti působení úhelníku: složitému tvaru výztuhy, nelinearitě podpor a výraznému geometricky nelineárním chování svislého plechu (vlivem osové síly), je velmi těžké vytvořit přibližný model pro odhad tuhosti úhelníku. Velmi pracné by bylo i zadávání geometrie úhelníku, hlavně výztuhy, do takového programu.

Autor této práce je toho názoru, že efektivnějším přístupem je modelace úhelníku pomocí plošných prvků ve statickém výpočetním programu (viz obr. 3.1.37 a 3.1.38).

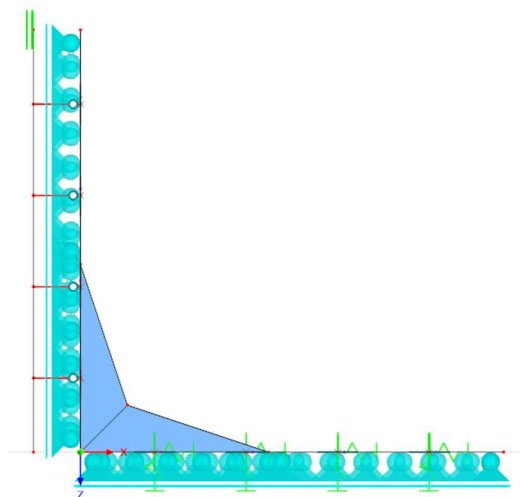
Kontakt úhelníku s dřevěnými prvky lze modelovat nelineárními plošnými podporami, jejich nelinearita spočívá v účinnosti pouze v tlaku (účinek tření mezi ocelí a dřevem se zanedbává).

Spojovací prostředky v horizontálním plechu lze modelovat jako pružné kloubové bodové podpory dokonale tuhých ploch, vyplňujících otvory v plechu (přes tyto plochy se zatížení přenesou rovnoměrněji a nebudou vznikat nereálně velké extrémy napětí v plechu [4]). Při výpočtu tuhosti pro mezní stav použitelnosti by se měly podpory v horizontálním směru chovat pružně, pro mezní stav únosnosti by měly být, po dosažení únosnosti, schopny zplastizovat (souvisejí s obr. 3.1.7). Ve svislém směru nelze plastizaci připouštět, porušení osově zatížených spojovacích prostředků bývá křehké [32].

Spojovací prostředky ve svislém plechu je vhodnější modelovat jako virtuální pruty vetknutí-kloub o definované tuhosti (o výpočtu tuhostí v další části textu). Tyto pruty jsou kloubově připojeny k dokonale tuhým plochám vyplňujícím otvory ve svislém plechu a vetknuty do svislé dokonale tuhé plochy. Při výpočtu tuhosti pro mezní stav použitelnosti by se tyto pruty měly chovat lineárně, pro mezní stav únosnosti by měly mít nelineární chování vyznačující se plastizací při dosažení únosnosti. Dokonale tuhá plocha modeluje CLT panel (lze očekávat, že v důsledku vysoké tuhosti CLT, bude vliv deformace CLT na chování kotev zanedbatelný). Tuto plochu je nutné podepřít rotačně tuhými podporami kluznými ve svislém směru. Svislé zatížení kotvy je vhodné vnášet do horní, či spodní linie této plochy (viz obr. 3.1.37 a 3.1.38).



Obr.3.1.37 Ukázka modelace úhelníku ve statickém programu Dlubal RFEM 6



Obr. 3.1.38 Boční pohled na stejný model

U virtuálního prutu je nutné definovat jeho ohybovou tuhost, která zastupuje příčnou tuhost spojovacího prostředku, a normálovou tuhost, která zastupuje osovou tuhost spojovacího prostředku. Příčně zatížený virtuální prut působí jako konzola. Tuhost virtuálního prutu zatíženého na jeho konci bodovou silou v místě působení této síly se musí rovnat modulu prokluzu spojovacího prostředku. Ohybová tuhost virtuálního prutu se tudíž vypočítá podle vzorce:

$$EI_v = \frac{K_{ser}/U L_v^3}{3} \quad (46)$$

kde EI_v ohybová tuhost virtuálního prutu

K_{ser}/U modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav únosnosti, či použitelnosti (lze vypočítat s pomocí autorem vytvořeného programu, který je v příloze 2)

L_v délka virtuálního prutu

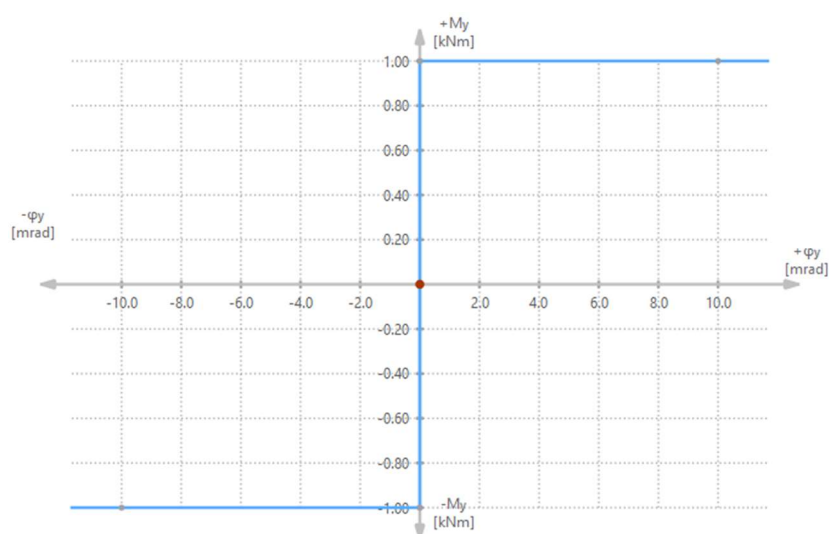
Při mezním stavu únosnosti může dojít k plastizaci příčně zatíženého spojovacího prostředku, tento jev lze modelovat plastizací virtuálního prutu. K plastizaci prutu dojde v místě největšího momentu, toto místo se nachází v místě vetknutí prutu do dokonale tuhé plochy modelující CLT panel. Nejjednodušším způsobem, jak modelovat plastizaci prutu, je pomocí plastizace tohoto spoje. Tento spoj by měl zplastizovat při dosažení momentu:

$$M_{pl} = L_v F_{v,Rd} \quad (47)$$

kde M_{pl} moment na mezi plastizace spoje

$F_{v,Rd}$ návrhová příčná únosnost spojovacího prostředku (lze vypočítat s pomocí autorem vytvořeného programu nacházejícího se v příloze I)

Diagram rotační tuhosti spoje virtuálního prutu s dokonale tuhovou plochou zastupující CLT panel, při výpočtu tuhosti pro mezní stav únosnosti, je na obr. 3.1.39.



Obr. 3.1.39 Ukázka diagramu rotační tuhosti spoje v programu Dlubal RFEM. Rotační tuhost spoje je nekonečná do dosažení momentu M_{pl} , poté se vytvoří plastický kloub. Po vytvoření plastického kloubu je schopen spoj přenášet moment pouze o hodnotě M_{pl} (v příkladu na obrázku je $M_{pl}=1 \text{ kNm}$).

Osovou tuhost virtuálního prutu lze spočítat podle vzorce:

$$EA_v = K_{ax} L_v \quad (48)$$

kde EA_v normálová tuhost virtuálního prutu

K_{ax} modul prokluzu spojovacího prostředku ve své ose. Tento modul prokluzu nelze vypočítat dle žádné současně platné návrhové normy. Lze jej zjistit ze zkoušek (výrobci jej bohužel ve svých dokumentech neuvádí), výpočty. Pro určité typy spojovacích prostředků, se nachází v odborné literatuře. Například vzorce pro vruty lze najít v [33].

Analogický postup modelace lze použít pro všechny, v této práci rozebírané, kotvy. Bohužel jsou takové modelace časově náročnější. Vytvořit takovýto model může trvat, dle zkušenosti autora, řádově desítky minut.

3.1.2 Smykový kotevní prvek

Smykové spojení panelu CLT s navazujícími částmi konstrukce se nachází ve dvou variantách:

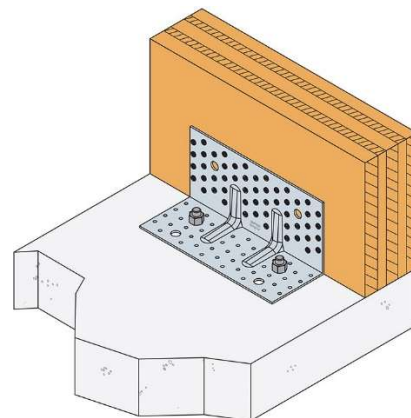
- 1) Horizontální přípoj stěnového panelu ke stropní konstrukci, či základu. Stropní konstrukce může být jak z CLT, tak jiného materiálu, například železobetonu.
- 2) Svislý přípoj sousedních stěnových panelů.

V následujících dvou kapitolách jsou ukázány základní způsoby smykového spojení stěnových CLT panelů. U nejčastějšího typu smykového přípoje bude rozebráno jeho působení a možnost výpočtu jeho tuhosti.

3.1.2.1 Horizontální smykový přípoj stěnového panelu

Tento spoj se v praxi řeší nejčastěji třemi způsoby:

- 1) Pomocí ocelových úhelníků, jedná se nejspíše o nejčastější variantu. Tyto úhelníky jsou, oproti úhelníkům sloužícím k přenosu svisle působící tahové síly (viz v kap. 3.1.1.3), nižší a širší. Díky rozdílnému přenosu síly ve smykovém úhelníku oproti úhelníku tahovému, není v takové míře namáhán roh smykového úhelníku momentovým zatížením, jak je tomu u úhelníku tahového. Díky tomu není nutné roh smykového úhelníku vyztužovat tak významně, jak se to dělá u úhelníků tahových. Výztuhy rohu smykových úhelníků bývají výrazně subtilnější, či někdy dokonce úplně chybí. (příklady úhelníků viz obr. 3.1.40)
- 2) Pomocí šikmých vrtů, tyto vruty působí i proti svislé síle (nadzdvižení panelu). V závislosti na úhlu vpravení vrutu do panelu jsou vruty při přenosu horizontální smykové síly namáhány příčně, osově, či kombinací osově a příčné síly. (příklad na obrázku 4 na obr. 3.1.1)
- 3) Pomocí speciálních kotevních systémů, ty jsou často tvořeny prvky schopnými přenášet kombinaci tahového a smykového zatížení. (příklady na obrázcích 5 a 6 na obr. 3.1.1)



Obr. 3.1.40 Nalevo je příklad smykového úhelníku od firmy Rothoblaas, který připojuje stropní a stěnový CLT panel [19], napravo je obrázek smykové kotvy od firmy Simpson spojující CLT stěnový panel s železobetonovým základem, či stropní deskou [34].

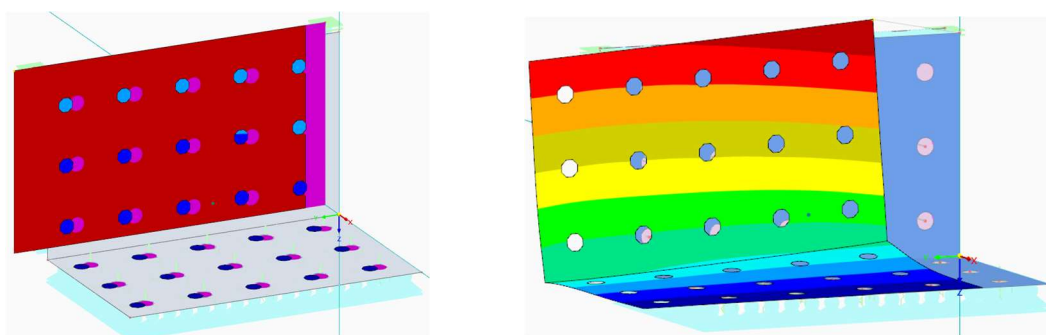
Dále bude rozebráno chování a zjednodušený způsob výpočtu tuhosti smykového úhelníku. Tuto kotvu vyrábí několik různých firem jen v malých obměnách (viz obr. 3.1.40).

Tyto kotvy působí dominantně proti horizontálnímu posunu stěny vůči stropní desce, či základu.

Horizontální zatížení se ze stěnového panelu do smykového úhelníku, přenáší pomocí příčně zatížených spojovacích prostředků. Lze očekávat, že všechny spojovací prostředky budou podobně zatíženy. Přes spojovací prostředky se dostává zatížení do vertikální části ocelového úhelníku, zatížení je přes roh ocelového úhelníku přeneseno do jeho horizontální části (horizontálního plechu). Z horizontálního plechu se zatížení přenáší do spojovacích prostředků v horizontální připojované konstrukci. Znovu lze očekávat přibližně rovnoměrný roznos zatížení do jednotlivých spojovacích prostředků. Přes tyto příčně zatížené spojovací prostředky se zatížení přenáší do horizontální konstrukce.

Deformace smykového úhelníku se skládá ze dvou hlavních částí:

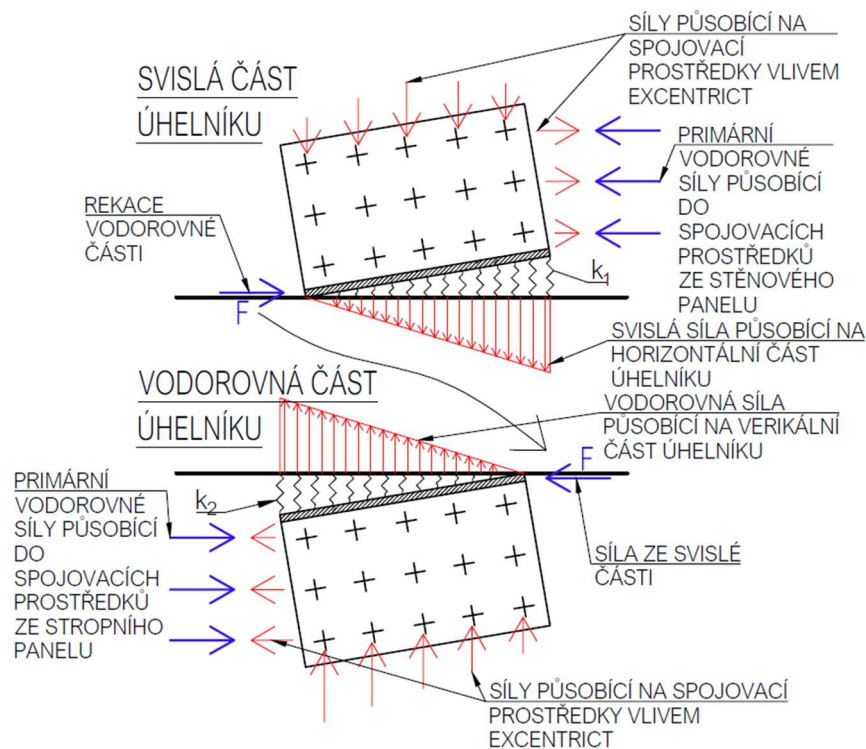
- 1) Prokluz příčně zatížených spojovacích prostředků (viz obr. 3.1.41)
- 2) Deformace ocelového plechu (viz obr. 3.1.41)



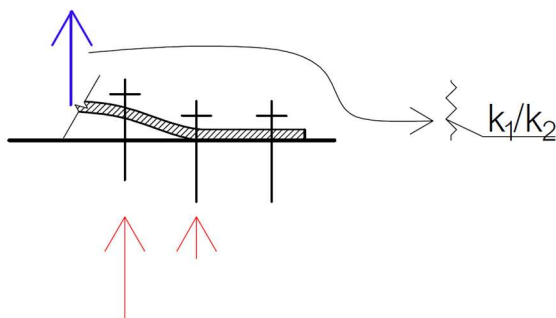
Obr. 3.1.41 Nalevo je, na numerickém modelu smykového úhelníku, zobrazen prokluz spojovacích prostředků vlivem působení horizontální síly (růžová kolečka značí původní polohu otvorů v plechu, modrá polohu po zatížení), vpravo je zobrazena celková deformace kotvy (na tomto obrázku je viditelná deformace plechu). (numerický model byl vytvořen v programu Dlubal RFEM 6)

Pro představu o způsobu deformace ocelového plechu, zapříčiňující snížení smykové tuhosti kotvy, je možné deformaci rozdělit na dvě části:

- 1) Smyková a ohybová deformace plechu
- 2) Natočení horizontální a vertikální části úhelníku ve vlastní rovině (viz obr. 3.1.42). Natačení je způsobeno excentrickým působením horizontální síly ze stěnového panelu. Tato síla působí na svislou část úhelníku prostřednictvím spojovacích prostředků. Působící sílu přeneše ocelový úhelník do spojovacích prostředků v jeho horizontální části. Protože spojovací prostředky v horizontální části úhelníku nemohou být v těžišti vnášeného zatížení do úhelníku ze stěnového panelu, vzniká přídavný moment. Proti natáčení jednotlivých částí úhelníku vlivem momentového zatížení působí spojovací prostředky v dané části, v důsledku toho vznikají v těchto spojovacích prostředcích přídavné síly. Proti natáčení jedné části úhelníku ve vlastní rovině působí také druhá část úhelníku a spojovací prostředky v ní (vliv druhé části úhelníku je zobrazen schematicky na obr. 3.1.42 jako liniové pružiny k_1 a k_2). Druhá část úhelníku je, v důsledku natáčení první části, zatížena příčnou silou, která způsobuje její příčné deformace a vznik osových sil ve spojovacích prostředcích v této části (viz obr. 3.1.43).



Obr. 3.1.42 Schématické vyobrazení deformace kotvy vlivem natočení jednotlivých částí. Červeně jsou zobrazeny přídavné síly vzniklé působením excentrické síly do jednotlivých částí úhelníku.

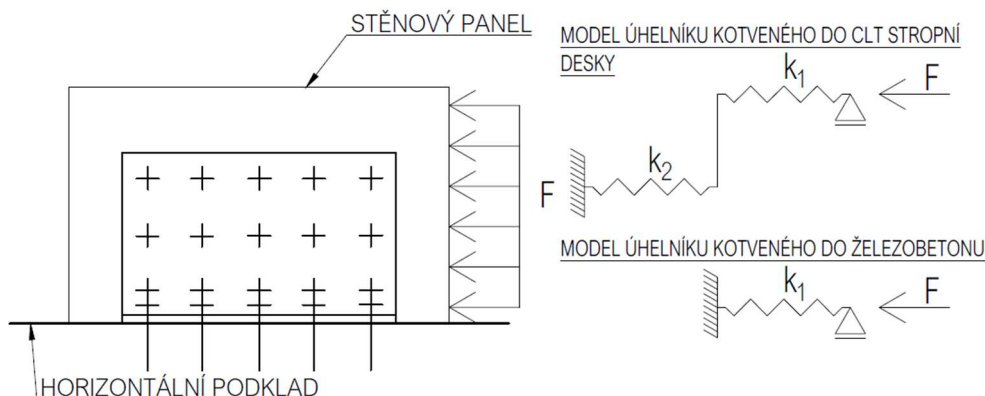


Obr. 3.1.43 Na obrázku je schématicky nakresleno zatížení plechu druhé části úhelníku příčnou silou (nakreslenou modře) a zatížení spojovacích prostředků v tomto plechu osovou silou (nakresleno červeně). (Toto působení druhé části úhelníku proti natočení jeho první části ve vlastní rovině je na obr. 3.1.42 zobrazeno jako líniový kloub o tuhosti k_1 a k_2)

Zjednodušený analytický model deformace kotvy, představený v této práci, se skládá pouze z prokluzů spojovacích prostředků, zanedbává deformaci úhelníku. Lze očekávat, že horizontální síla bude ze stěnového panelu přenášena rovnoměrně do spojovacích prostředků ve svislé části úhelníku. V důsledku příčného zatížení dojde k jejich prokluzu. Následně se síla přenesou přes úhelník, také přibližně rovnoměrně, do spojovacích prostředků ve stropní desce. Tyto spojovací prostředky přenesou sílu z úhelníku do stropní desky, či jiného horizontálního prvku. Pokud bude úhelník kotven do stropní desky z CLT, lze očekávat prokluz těchto spojovacích prostředků v důsledku jejich příčného zatížení. V případě úhelníku kotveného do železobetonového podkladu, se prokluz kotev do betonu v této práci zanedbává.

Výpočetní model tuhosti kotvy se skládá z následujících komponent:

- 1) Spojovací prostředky propojující stěnový panel s úhelníkem, tuhost komponenty je označena k_1 (viz obr. 3.1.44).
- 2) Spojovací prostředky připojující úhelník k horizontálnímu podkladu, CLT stropní desce (viz obr. 3.1.44). Tuhost komponenty je označena k_2 .



Obr. 3.1.44 Schématické vyobrazení smykového úhelníku a modely pro výpočet jeho tuhosti

Stropní a stěnový panel budou mít nejspíše různou skladbu, proto lze očekávat, že tuhost k_1 se nebude rovnat tuhosti k_2 (viz kap. 3.1.1.1.4 o výpočtu prokluzu spojovacího prostředku). Výpočet obou tuhostí je ale principiálně stejný, lze postupovat dle následujícího vzorce:

$$k_{1/2} = K_{ser/U} n_f n_s \quad (48)$$

kde $K_{ser/U}$ modul prokluzu spojovacího prostředku pro mezní stav použitelnosti, či únosnosti (pro výpočet lze použít autorem vytvořený program v příloze 2)

n_s počet spojovacích prostředků v jedné řadě

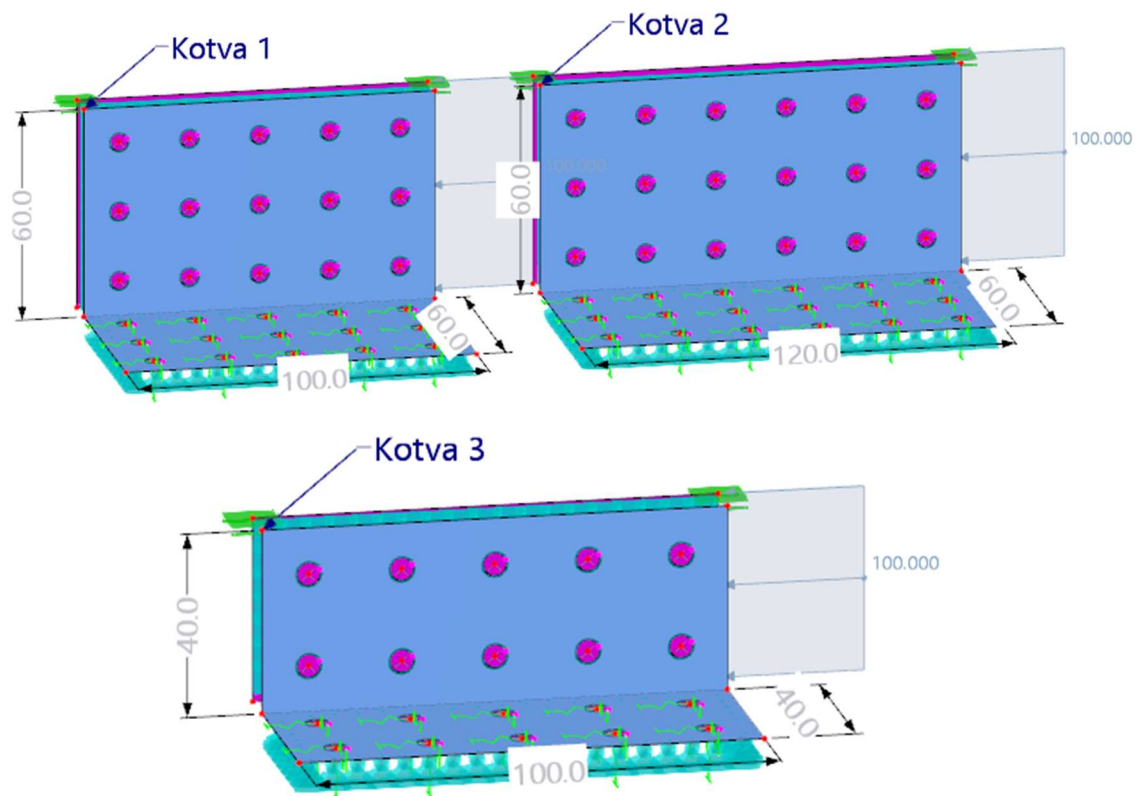
n_f počet řad spojovacích prostředků

Jednotlivé komponenty smykové kotvy spojující stropní panel s CLT stropní deskou jsou zapojeny sériově, tuhost kotvy se vypočítá:

$$k_{ser/U} = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (49)$$

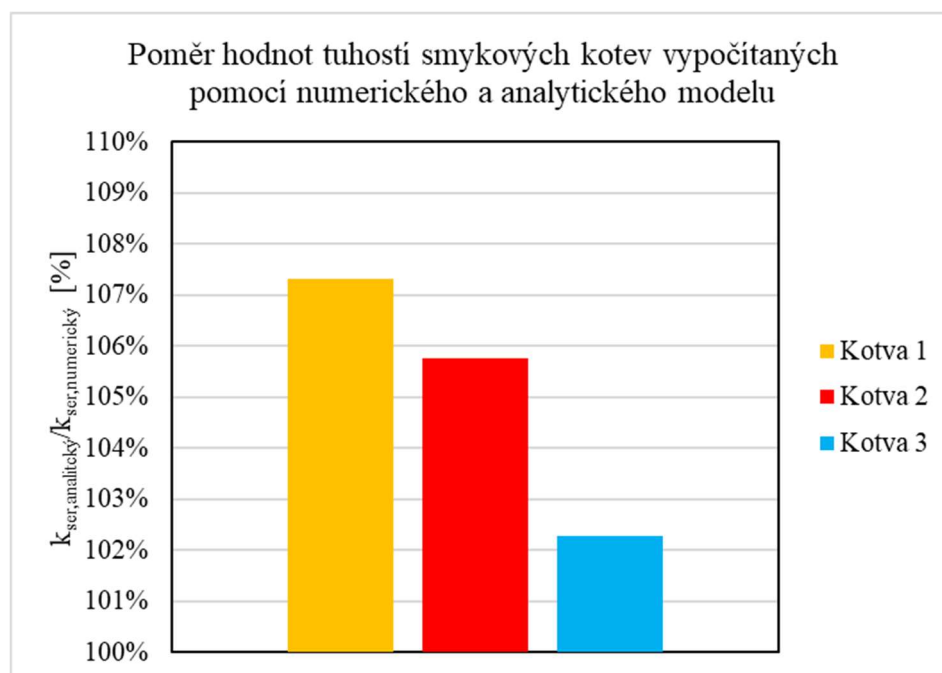
kde $k_{ser/U}$ tuhost smykové kotvy pro mezní stav použitelnosti nebo únosnosti

Ověření přesnosti zjednodušeného analytického modelu kotvy bylo provedeno prostřednictvím tří numerických modelů tří úhelníků BV/Ú od firmy Bova Nail vytvořených v programu Dlubal RFEM 6 (viz obr. 3.1.45). Modely byly vytvořeny způsobem, který je popsán v kap 3.1.1.4.



Obr. 3.1.45 Numerické modely tří kotev vytvořené pro ověření analytického modelu

Byla zjištěna dobrá shoda představeného zjednodušeného analytického modelu s modelem numerickým. Z analytického modelu vychází větší tuhost, rozdíl ve vypočtených tuhostech se ale pohyboval do 7,3 % (viz obr. 3.1.46). To, že budou z analytického modelu vycházet větší tuhosti je očekávatelné, neboť se v tomto modelu zanedbává deformace plechu úhelníku.



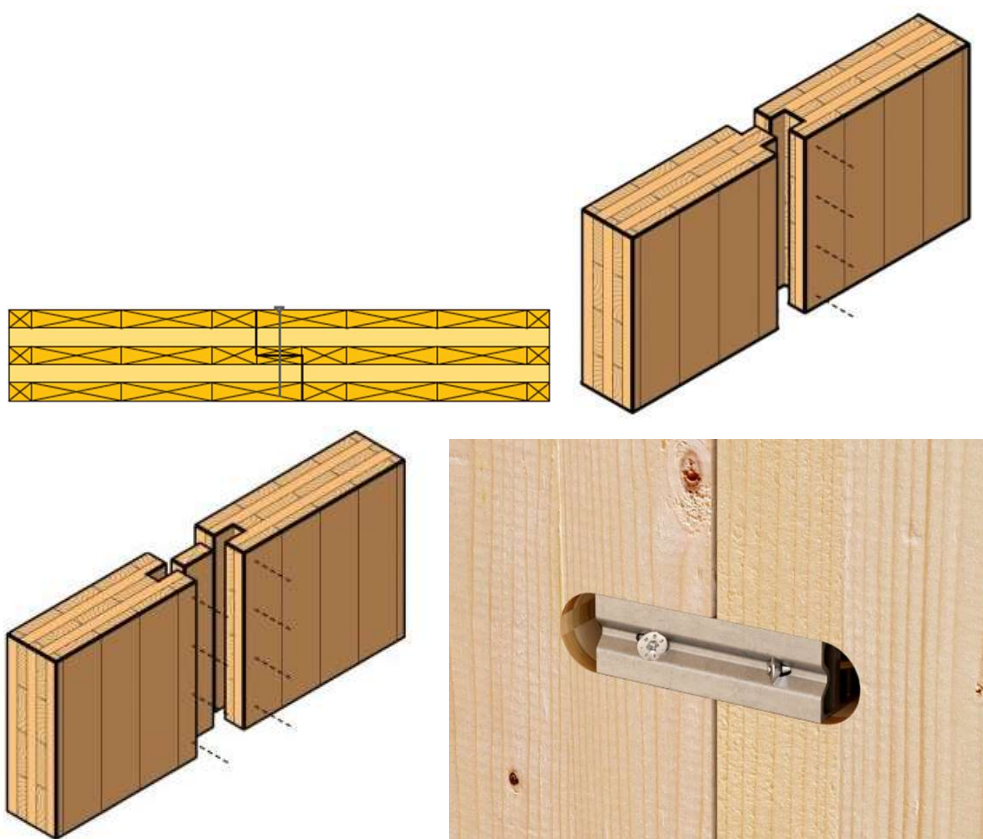
Obr. 3.1.46 Poměr analytických a numerických výpočtů tuhosti tří smykových kotev

3.1.2.2 Vertikální smykový přípoj stěnových panelů

Úkolem svislého spoje stěnových panelů je zajistit jejich maximální spolupůsobení a tím co největší tuhost výztužné stěny. Jedná se o montážní přípoje, používají se v případě, kde je nutné, z důvodu výroby či přepravy, stěnové panely ve vodorovném směru rozdělit na více částí.

Je několik základních způsobů, jak tento spoj realizovat:

- 1) Spojení stěnových panelů s tvarovanými čely pomocí kolíkových spojovacích prostředků. Čela bývají tvarována pro spoj pero-drážka, či polodrážka [8]. (viz obr. 3.1.47)
- 2) Spojení pomocí kolíkových spojovacích prostředků a profilů z LVL, či překližky. (viz obr. 3.1.47)
- 3) Spojení stěnových panelů pomocí vkládaných ocelových přípravků. (viz obr. 3.1.47)



Obr. 3.1.47 Na levém horním obrázku je příklad spoje stěnových panelů s polodrážkou [8], na pravém horním obrázku s pero-drážkou [35]. Na levé dolním obrázku je příklad spoje s deskovým materiálem na bázi dřeva [35]. Na pravém dolním obrázku je příklad spoje pomocí vkládaných ocelových přípravků, zde se jedná o výrobek SLOT od firmy Rothoblaas [36].

U první skupiny spojů lze očekávat, že bude větší tuhost a únosnost poskytovat spoj pero-drážka oproti spoji na polodrážka, a to díky tomu, že spoj pero-drážka je dvojstrážný. Nevýhodou spoje pero-drážka je náročnější realizace, panely se do sebe musí zasunovat, nelze je k sobě přikládat z boku.

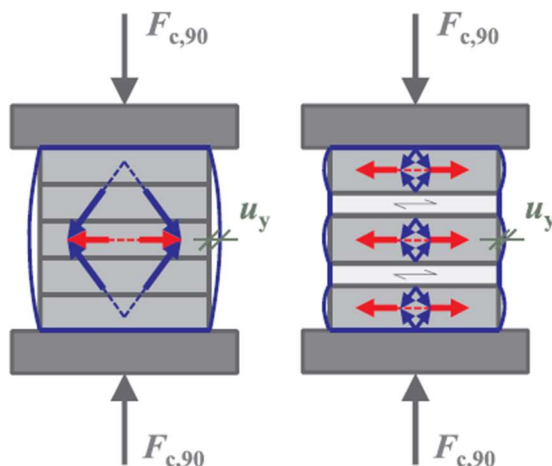
Lze očekávat, že spoj z druhé skupiny, tedy spoj realizovaný pomocí desky z LVL, či překližky, bude vykazovat nižší tuhost, než přímý spoj CLT na pero-drážku. A to díky tomu, že v tomto spoji jsou dvě řady spojovacích prostředků, jejichž poddajnost se bude počítat.

Dominantní deformací, určující tuhost prvních dvou skupin spojů, je prokluz příčně zatížených spojovacích prostředků.

Ve třetí skupině se nachází specifické výrobky od jednotlivých firem. Zatížení je přenášeno pomocí ocelových přípravků, spojovací prostředky mívají funkci pouze konstrukční.

3.2 Otláčení stropní desky

Tuhost a únosnost dřeva v tlaku kolmo na vlákna je výrazně nižší než podélně s vlákny. Tato základní vlastnost dřeva, daná jeho stavbou, se projevuje i u CLT. Oproti rostlému a lepenému lamelovému dřevu je CLT v tomto směru zatížení výrazně tužší a únosnější (v literatuře se uvádí až přibližně o 70 % vyšší tuhosti a 30 % vyšší únosnosti CLT oproti LLD [17]). Lepších mechanických vlastností dosahuje CLT díky tomu, že se jednotlivé sousední rozdílně orientované vrstvy navzájem vyztužují. A to tak že vrstva, ve které dochází k roznosu zatížení ve směru podélně s vlákny, omezuje příčnou deformaci přilehlé vrstvy, ve které dochází k roznosu zatížení ve směru kolmo na vlákna (viz obr. 3.2.1). Aby bylo dosaženo co nejlepších mechanických vlastností stropního panelu v tlaku kolmo na vlákna, je vhodné mít průřez složený z co nejvíce tenkých vrstev stejné velikosti, v takovém případě mají jednotlivé vrstvy největší schopnost se navzájem vyztužit [17].

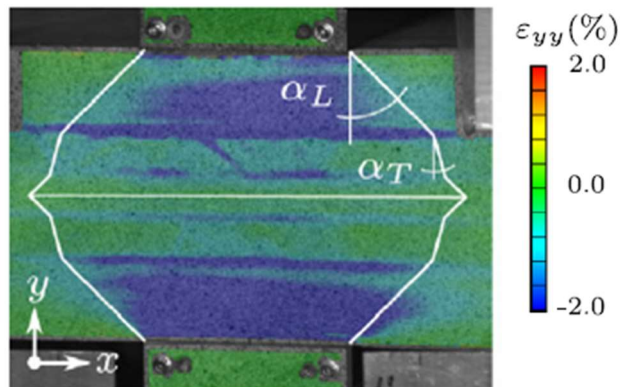


Obr. 3.2.1 Porovnání příčné deformace prvku lepeného lamelového dřeva a CLT, zatíženého tlakem kolmo na vlákna. V obrázku je schematicky modře nakreslen roznos svislé síly a z něj vycházející i působení příčných sil (ty jsou nakresleny červeně). [37]

Dalším velmi důležitým parametrem je orientace krajní vrstvy stropního panelu, která je v kontaktu se stěnou zatěžující stropní panel. Z pohledu mechanických vlastností je příznivější orientace krajní vrstvy stropního panelu ve směru kolmém na stěnu. Pokud je krajní vrstva orientována rovnoběžně se stěnou, hrozí riziko porušení lamel, které jsou přímo v kontaktu se stěnovým panelem, valivým smykem [37].

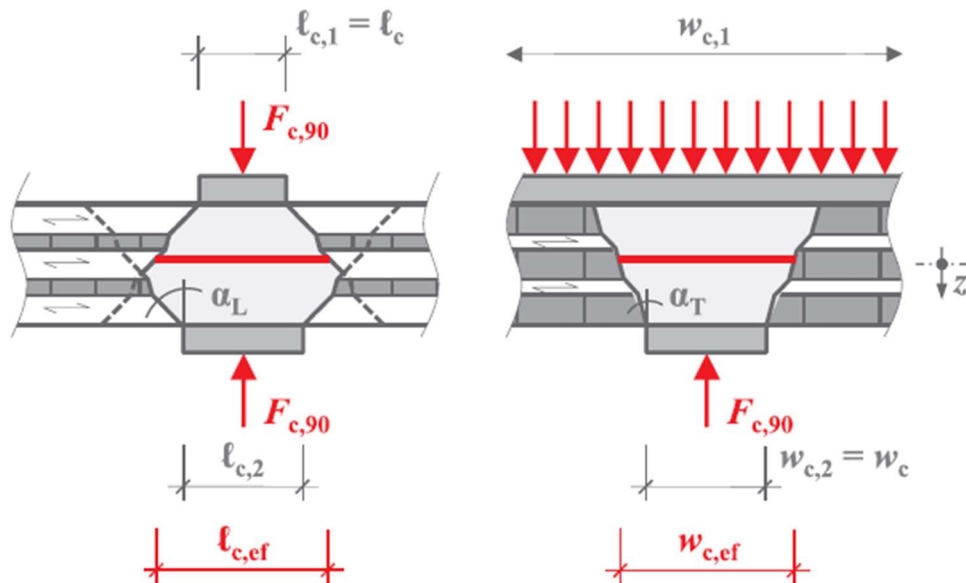
Pro výpočet únosnosti a tuhosti CLT kolmo na rovinu byl R. Brandnerem adaptován model Van der Puta zaměřený na roznos zatížení kolmo na vlákna v tyčových prvcích. Van der Put určil úhly roznosu zatížení ve směru podélně s vlákny a kolmo na vlákna. Ve směru podélně s vlákny je dřevo schopno lépe roznášet zatížení, úhel zatížení se uvažuje $\alpha_L = 45^\circ$. Ve směru kolmo na vlákna se uvažuje úhel roznášení zatížení menší, a to $\alpha_T = 15^\circ$ (viz obr. 3.2.2) [37]. V případě CLT vytvořeného z na bocích neslepovaných lamel a stěny umístěné rovnoběžně s lamelami krajní vrstvy, je vhodné úhel roznášení v krajní vrstvě uvažovat jako $\alpha_{T1} = 0^\circ$ [37].

Při znalosti těchto úhlů lze vypočítat rozměry efektivní zatěžované plochy (na obr. 3.2.2 je délka této plochy vyobrazena žlutě, na obr. 3.2.3 je délka této plochy vyobrazena červeně).



Obr. 3.2.2 Roznos tlakového zatížení působícího kolmo na rovinu panelu. Fotka byla pořízena při zkoušce výseku CLT panelu. Pomocí metody digitální korelace obrazu je vyobrazeno poměrné přetvoření na zkoušeném vzorku (zde přetvoření ve svislém směru). [38]

V konstrukci může nastat situace, kdy stropní panel zatěžuje buď stěna pouze z jedné strany, nebo dvě stěny z obou stran (viz obr. 3.2.3). Stropní desky v jednotlivých patrech jsou většinou zatěžovány z obou stran. Pouze z jedné strany bývají zatíženy střešní desky, tato situace může nastat také u stropních desek. A to, pokud není stěna přímo podepřena další stěnou ve spodním patře.



Obr. 3.2.3 Na obou obrázcích je zobrazeno schéma výpočetního modelu roznášení tlakového zatížení v CLT stropním panelu kolmo na jeho rovinu. Na levém obrázku je schéma pro situaci, kdy stropní panel zatěžují stěny z obou stran, na druhém schématu zatěžuje stropní panel stěna pouze z jedné strany. Červenou kótou je na obrázcích vyznačena velikost délky efektivní zatěžované plochy. [37]

Únosnost stropního panelu v tlaku kolmo na vlákna se (podle Brandnera) posoudí dle stejného vzorce jako v Eurokódu 5 [24]:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (50)$$

kde $\sigma_{c,90,d}$ normálové tlakové napětí v místě kontaktu stěnového a stropního panelu

$k_{c,90}$ součinitel roznášení zatížení ve stropním panelu

$f_{c,90,d}$ pevnost CLT v tlaku kolmo na rovinu zkoušená na vzorcích zatížených po celých obou plochách (*viz obr. 3.2.1*) (Při takovémto uspořádání zkoušky neexistují žádné nezatížené části vzorku, tudíž nemůže dojít k přerozdělení zatížení v příčném směru.) Únosnost v otlacení je pouze virtuální hodnota, napětí v prvku při zatěžování stále roste. Jako únosnost se udává napětí při smluvně dané velikosti přetvoření [17].

Normálové napětí v místě kontaktu stěnového a stropního panelu se vypočítá:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_c} \quad (51)$$

kde A_c plocha stropního panelu v kontaktu se stěnou

$F_{c,90,d}$ návrhová tlaková síla ve styku stěny a stropu (Pokud uvažujeme liniový kontakt, bude vycházet síla liniová. Při uvažování liniové síly je nutné plochám A_c a $A_{c,ef}$ přiřknout jednotkovou šířku.)

Plocha A_c se vypočítá dle vzorce:

$$A_c = l_c \cdot b_c \quad (52)$$

kde l_c délka tlačené oblasti (ve směru kolmém na panel)

b_c šířka tlačené oblasti (ve směru rovnoběžném se stěnovým panelem, v případě liniového zatížení je uvažována jako jednotková)

Součinitel roznášení zatížení $k_{c,90}$ je poměrem pevnosti vzorku, u kterého dochází k roznosu zatížení, ku vzorku, u kterého nedochází k roznosu zatížení (zatížení takového vzorku je aplikováno na celé jeho vnější ploše, jako u zkoušek prováděných pro určení $f_{c,90,d}$). Součinitel $k_{c,90}$ může nabývat minimálně hodnoty 1. Pro jeho výpočet se použije vzorec [17]:

$$k_{c,90} = \sqrt{\frac{A_{c,ef}}{A_c}} \quad (53)$$

kde $A_{c,ef}$ efektivní plocha stropního panelu čelící zatížení

Efektivní plocha stropního panelu $A_{c,ef}$ se vypočítá:

$$A_{c,ef} = l_{c,ef} \cdot b_{c,ef} \quad (54)$$

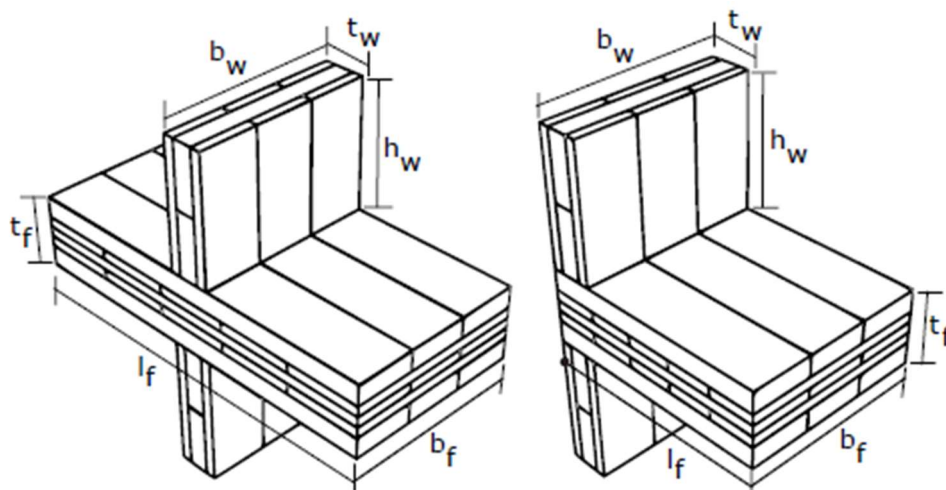
kde $l_{c,ef}$ efektivní délka tlačené oblasti (*viz obr. 3.2.3*)

$b_{c,ef}$ efektivní šířka tlačené oblasti, pro zjednodušení lze brát konzervativně $b_{c,ef} = b_c$. Pokud tak učiníme, zanedbáváme vliv roznosu zatížení ve směru stěny. Tedy v místech na konci a na začátku tlačené oblasti styku stěny a stropu. S narůstající délkou tlačené oblasti se bude vliv roznášení v tomto směru zmenšovat.

Z uvedeného postupu výpočtu je nejnáročnější vypočítat délku efektivní plochy $l_{c,ef}$. Ta se nemění pouze se změnou délky zatěžované plochy l_c , ale i se změnou skladby panelu. Dalším důležitým parametrem ovlivňujícím velikost $l_{c,ef}$ je umístění stěny v rámci stropní desky. Rozlišují se dva případy (viz obr. 3.2.4):

1. Stěna je uložena uvnitř plochy stropní desky
2. Stěna je uložena na kraji stropní desky

V druhém případě na jedné straně nedochází k roznosu zatížení, to způsobí zmenšení efektivní délky tlačené oblasti.



Obr. 3.2.4 Na levém obrázku je schéma případu 1, na pravém obrázku schéma případu 2. [39]

Pro výpočet tuhosti stěnového panelu v tlaku kolmo na vlákna, která ovlivňuje délku tlačené oblasti stěnového panelu, velikost horizontálních i vertikálních deformací stěnového panelu a v konečném důsledku celého objektu, lze v principu provést obdobně, jako výpočet únosnosti [37]. Tedy určit součinitel $k_{c,90}$ zohledňující roznos zatížení z místa jeho působení a následně pomocí něho vypočítat tuhost komponent stropní desky dle vzorce:

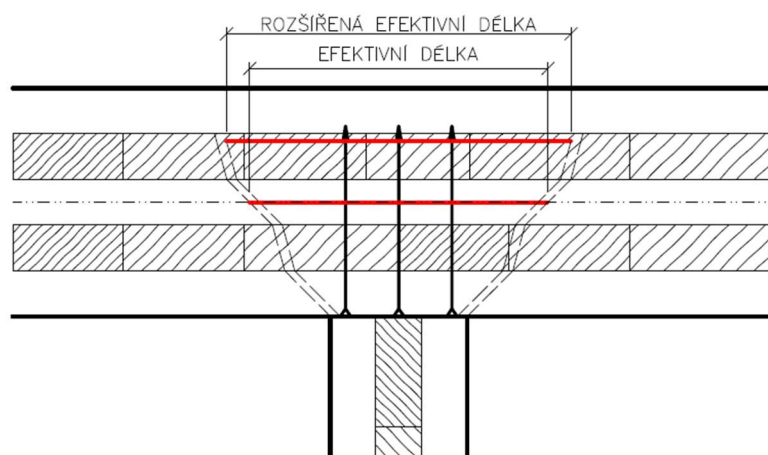
$$K_{c,90} = \frac{k_{c,90} \cdot A_c E_{90,mean}}{h_{CLT}} \quad (55)$$

kde	$K_{c,90}$	tuhost CLT v tlaku kolmo na rovinu
	$E_{90,mean}$	modul pružnosti CLT v tlaku kolmo na rovinu (zjištěna při zkoušce pevnosti CLT v tlaku kolmo na rovinu)
	h_{CLT}	tloušťka stropní desky

Experimenty ukazují, že součinitel $k_{c,90}$ má rozdílnou hodnotu pro výpočet únosnosti a tuhosti. Navíc součinitel roznosu zatížení $k_{c,90}$ pro tuhost dosahuje někdy vyšších, někdy nižších, někdy velmi podobných hodnot jako součinitel roznosu zatížení pro únosnost [38]. Do budoucna bude nutné vytvořit speciální vzorec pro $k_{c,90}$ pro výpočet tuhosti. V současné době neexistuje v dostupné literatuře výpočetní postup, kterým by šlo $k_{c,90}$ pro tuhost zjistit. V této práci je proto pro výpočty tuhosti využit stejný součinitel $k_{c,90}$, jak pro výpočet únosnosti. Autor je toho názoru, že je rozhodně lepší znát alespoň přibližnou poddajnost stropní desky v tlaku kolmo na vlákna, než žádnou, a uvažovat v tomto směru stropní desku jako dokonale tuhou. Při výpočtech konstrukcí se ukazuje, že není takový rozdíl pro výpočet vnitřních sil, zda je výpočtová tuhost i několikrát nadhodnocená či podhodnocená, ale je velký rozdíl mezi tím, jestli se uvažuje výpočtová tuhost nekonečná, nebo konečná.

Nezanedbatelný vliv na tuhost mají akustické izolační pásy [38]. Je proto vhodné je při výpočtu uvažovat. Jejich tuhost lze spočítat, při znalosti modulu pružnosti materiálu pásy, jako tuhost tlačенého prutu. Jejich poddajnost se poté přičte k poddajnosti stropní desky (tyto dvě tuhosti jsou zapojeny v sérii).

Pro zvýšení únosnosti CLT v tlaku kolmo na vlákna lze využít metody vyztužování, známé z návrhu rostlého dřeva. Zavrtáním celozávrtových vrutů lze rozšířit efektivní délku tlačенé oblasti $l_{c,ef}$ (viz obr. 3.2.5), a tím zvětšit součinitel $k_{c,90}$. Principiálně se výpočet provádí tak, že se určuje efektivní plocha nikoliv v místě těžiš'ové roviny stropní desky, ale v místě konců vrutů. Protože se zesiluje vruty delšími, než je vzdálenost kraje desky od jejich středu, je výsledná efektivní plocha větší. Únosnost vyztužené CLT stropní desky je poté součtem únosnosti nevyztužené desky v tlaku kolmo na rovinu (s uvažováním zvětšené efektivní plochy) a únosnosti tlačенých vrutů [40]. Při výpočtu je nutné, vyjma CLT v tlaku kolmo na rovinu, posoudit také samotné tlačенé vruty. Únosnost vrutu je dána únosností vrutu na vytažení (únosnost spojení vrutu a CLT) a únosností vrutu na vzpěrný tlak (počítáno jako tlačенý prut na pružném podloží). Rozhoduje menší únosnost z těchto dvou [41].



Obr. 3.2.5 Schéma ukazující rozšíření efektivní plochy vlivem vyztužení

Pro výpočet tuhosti a únosnosti CLT v tlaku kolmo na rovinu nelze, z důvodu náročnosti určení délky efektivní tlačенé oblasti $l_{c,ef}$ (viz výše), vytvořit žádný jednoduchý obecný vzorec fungující pro různé skladby CLT. Výpočet lze ale velmi jednoduše naprogramovat. Program pro výpočet tuhosti a únosnosti CLT v tlaku kolmo na rovinu byl v rámci této práce vytvořen v programu GNU Octave (viz příloha 5). Tento program funguje pouze pro CLT o symetrické skladbě vrstev. Standardně se nesymetrické panely nevyrobí. Nesymetrická skladba panelů ale může vzniknout v důsledku působení požáru. V požární situaci se ale posudek únosnosti v tlaku kolmo na vlákna nemusí dle Eurokódu 5 provádět [42].

3.3 Smyk v rovině CLT panelu

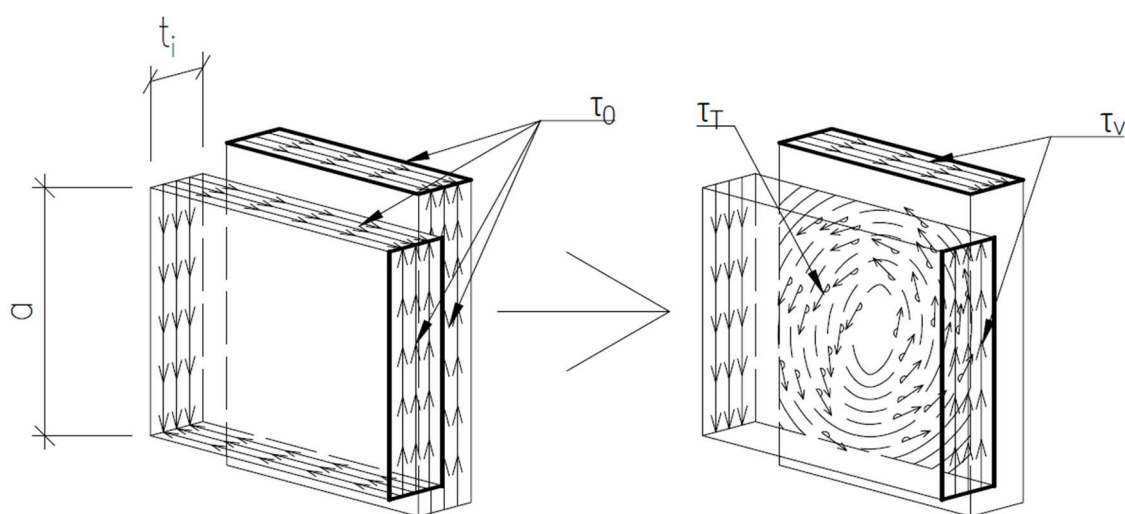
Horizontální deformace stěnového panelu při výztužném působení se skládá ze dvou složek: ohybové deformace a deformace smykové. Dominantní složkou deformace je u stěn složka smyková. To je dáno tvarem stěn, konkrétně poměrem výšky a délky stěny. Se zmenšující se délkou stěny může vliv ohybové deformace narůstat. V běžných případech ji ale lze zanedbat [5].

Smykové zkosení (neboli smykové deformace) stěny ve vlastní rovině je označované γ_{xy} (v této práci je střednicová rovina stěny uvažována identická s rovinou x - y). Toto zkosení je způsobeno smykovou silou n_{xy} .

Pokud se CLT panel při výpočtu konstrukce modeluje jako plošný prvek, je nutné ho, z důvodu různých vlastností CLT v různých směrech, modelovat jako ortotropní plochu. Prvek matice tuhosti ortotropní plochy zodpovídající za smykovou tuhost ve vlastní rovině je označován D_{88} (indexy značí, že se nachází v osmém řádku, osmém sloupci matice tuhosti plochy).

Pokud se výztužná tuhost CLT panelu při výpočtu modeluje pomocí náhradní diagonály, lze její tuhost jednoduše vypočítat pomocí hodnoty D_{88} (viz vzorec (12)).

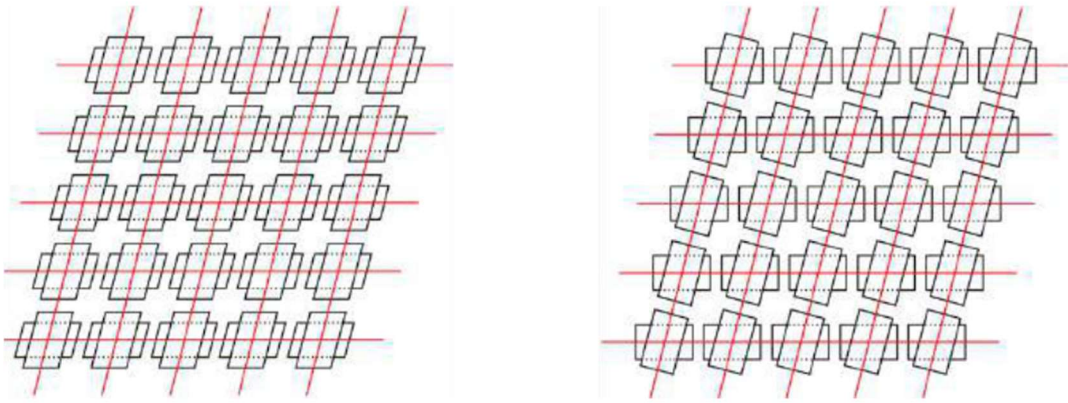
Při výpočtech je vhodné konzervativně předpokládat, že vrstvy CLT jsou vždy v jednom směru nespojitě, a to jak u CLT s na bocích vzájemně neslepenými, tak slepeným lamelami. U CLT s na bocích vzájemně slepenými lamelami mohou vznikat trhliny v důsledku zabránění smršťování dřeva ve směru kolmo na vlákna sousední příčnou vrstvou. Vrstva se díky trhlinám stane též nespojitou. Na bocích lamel, či trhlín nemůže vznikát smykové napětí. Aby byla zachována rovnováha, musí se napětí přenést do sousední vrstvy, to je zajištěno torzním smykem na styku lamel, či prvků oddělených trhlinou jednotlivých vrstev [43] (viz obr. 3.3.1).



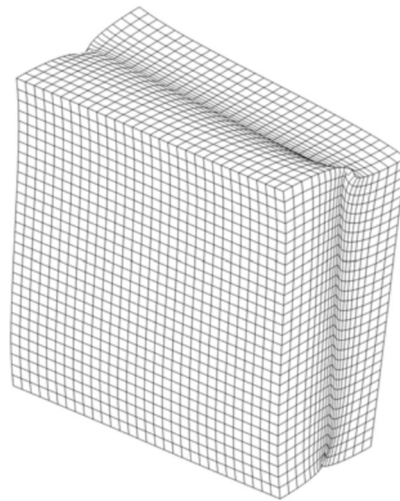
Obr. 3.3.1 Schématické působícího napětí na RVSE elementu (RVSE elementy popisovány v dalších odstavcích) při působení smykové síly v rovině CLT panelu. Na prvním obrázku je smykové napětí v ideálním případě dokonalé spojitosti vrstev, na druhém obrázku je smykové napětí v reálném CLT s nespojitými vrstvami (objevuje se smykové napětí podélně s vlákny τ_v a torzní smykové napětí na styku vrstev τ_T).

Přenos vnitřní síly n_{xy} je zajištěn dvěma mechanismy (viz obr. 3.3.2) [48]:

- 1) Smykovým působením podélně s vlákny v jednotlivých lamelách (napětí τ_v). Smykové napětí způsobuje smykové zkosení jednotlivých lamel.
- 2) Působením torzního momentu (který je integrací smykového napětí τ_T) na styku sousedních vrstev. Tento torzní moment způsobuje deformaci lamel vlivem valivého smyku (viz obr. 3.3.3). Lepidlo spojující jednotlivé vrstvy se pro výpočty uvažuje jako dokonale tuhé.



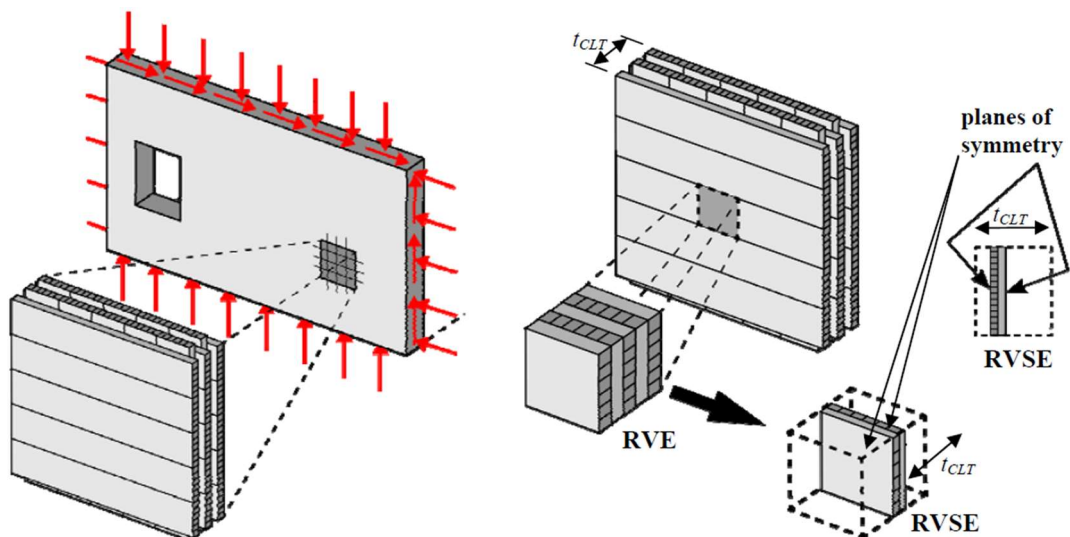
Obr. 3.3.2 Na levém obrázku je schéma deformace v důsledku působení smykového napětí podélně s vlákny jednotlivých lamel (mechanismus 1). Na pravém obrázku je schéma deformace způsobené torzním momentem figurujícím na styku vrstev (mechanismus 2). [44]



Obr. 3.3.3 Deformace elementu RVSE (RVSE elementy popisovány v dalších odstavcích) vlivem působení torzního smyku [45]

Oba tyto mechanismy přispívají ke smykovému zkosení stěny, součtem deformací z obou mechanismů se získá výsledné zkosení stěny.

Jedním z přístupů k výpočtu smykového působení CLT ve vlastní rovině je rozdělení CLT na elementy nazývané RVSE (zkratka anglického názvu representative volume sub-element) (viz obr. 3.3.4). Jedná se o nejmenší element použitelný pro výpočet smykového působení [43].



Obr. 3.3.4 Schéma ukazující vyjmutí RVSE elementu ze stěnového panelu [43]

Celý panel CLT lze složit z jednotlivých RVSE elementů. Každý RVSE element zastupuje jeden spoj vrstev v průřezu panelu, proto počet elementů RVSE tvořících průřez odpovídá počtu styků vrstev v průřezu panelu. Tloušťka vnitřních RVSE elementů se vypočítá [43]:

$$d_{i,RVSE} = \min(d_{i-1}; d_i) \quad (56)$$

kde $d_{i,RVSE}$ tloušťka i -tého elementu RVSE

d_i tloušťka i -té vrstvy panelu

Tloušťka vnějších RVSE elementů se vypočítá [43]:

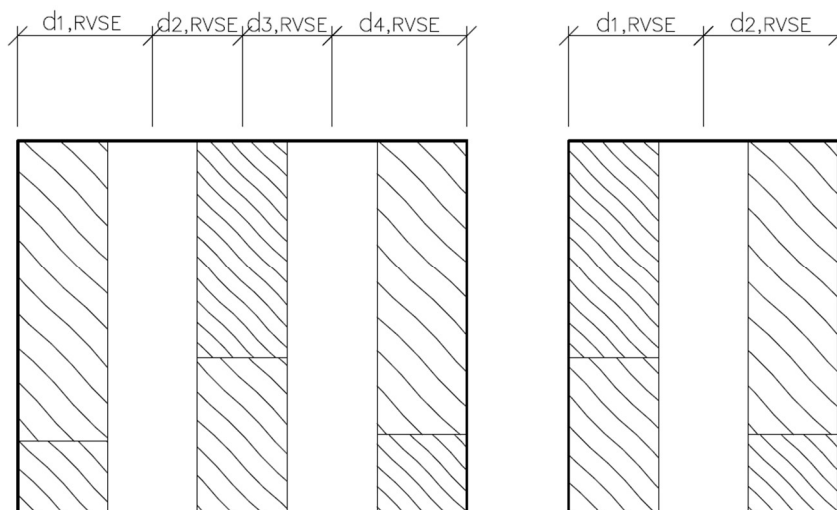
$$d_{1,RVSE} = \min(2d_1; d_2) \quad (57)$$

kde $d_{1,RVSE}$ tloušťka krajního elementu RVSE

d_1 tloušťka krajní vrstvy

d_2 tloušťka druhé vrstvy od kraje

Při výpočtu tloušťky RVSE elementů se konzervativně uvažuje vždy menší tloušťka z dvojice sousedních lamel. Ukázka rozdělení průřezu CLT na RVSE elementy je na obr. 3.3.5.



Obr. 3.3.5 Na levému je obrázku je rozdělení průřez pětivrstvého CLT na elementy RVSE, na obrázku vpravo rozdělení třívrstvého průřezu CLT na elementy RVSE.

Výška a šířka elementu RVSE je rovna šířce lamel, ze kterého je CLT složeno, či vzdálenosti mezi trhlinami (v takovém případě je dle [43] vhodné uvažovat šířku 80 mm).

Při znalosti rozměrů jednotlivých RVSE elementů, lze vypočítat náhradní smykový modul pružnosti RVSE elementu dle vzorce [43]:

$$G_{xy,i,RVSE} = \frac{G_{0,mean}}{1+6\alpha_{FE-FIT,ortho}\left(\frac{d_{i,RVSE}}{a}\right)^2} \quad (58)$$

- kde
- $G_{xy,i,RVSE}$ smykový modul pružnosti i -tého elementu RVSE
 - $G_{0,mean}$ průměrný smykový modul pružnosti lamel podélně s vlákny
 - $d_{i,RVSE}$ tloušťka i -tého elementu RVSE
 - a šířka lamely nebo vzdálenost mezi trhlinami
 - $\alpha_{FE-FIT,ortho}$ korekční faktor

Korekční faktor $\alpha_{FE-FIT,ortho}$ opravuje teoretické hodnoty. Jeho velikost vychází z numerických modelací RVSE elementu. Vzorec pro jeho výpočet se mírně liší v závislosti na použité publikaci, například v práci [45] je uveden faktor:

$$\alpha_{EF-FI,ortho} = 0,3117 \left(\frac{d_{i,RVSE}}{a}\right)^{-0,7474} \quad (59)$$

Prvek matice tuhosti D_{88} se vypočítá dle vzorce [43]:

$$D_{88} = \sum_{i=1}^n G_{xy,i,RVSE} d_{i,RVSE} \quad (60)$$

Výhodou postupu přímého výpočtu jednotlivých RVSE elementů je možnost počítat tuhost CLT panelů s různými průřezy různých tlouštěk vrstev se stále podobnou přesností.

Výpočet smykové tuhosti bez přímého použití RVSE elementů lze najít v normě ČSN 73 1702 [13] a také v rakouské verzi Eurokódu 5, a to konkrétně v národní příloze K [46]. Výpočet dle obou norem probíhá v principu stejně. Vypočítá se smyková tuhost D_{88} bez vlivu diskontinuity vrstev v příčném směru dle teorie pružnosti:

$$D_{88,teor} = \sum G_{0,mean,i} d_i \quad (61)$$

kde $D_{88,teor}$ prvek matice tuhosti D_{88} bez vlivu diskontinuity vrstev v příčném směru

Takto vypočítaná tuhost se vynásobí opravným součinitelem k_{88} , tím se získá hodnota prvku matice tuhosti D_{88} . Norma ČSN 73 1702 uvádí jeden opravný součinitel pro všechny skladby CLT panelů:

$$k_{88} = 0,25 \quad (62)$$

kde k_{88} opravný součinitel vlivu diskontinuity vrstev ve směru kolmo na vlákna (v ČSN 73 1702 nemá žádné označení, toto označení je použito v této práci, pro přehlednost, identické jako v příloze rakouského Eurokódu 5)

Rakouská norma poskytuje pro výpočet k_{88} vzorec, který je velmi podobný vzorci pro výpočet tuhosti RVSE elementů. Vzorec je použitelný pro CLT o průřezu tvořeném ze 3, 5, 7 vrstev. Vzorec pro výpočet k_{88} je následující [46]:

$$k_{88} = \frac{1}{1+6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a}\right)^{q_s}} \quad (63)$$

kde t_{max} tloušťka nejtlustší vrstvy CLT

p_s opravný součinitel (jedná se o tabulkovou hodnotu (viz obr. 3.3.6))

q_s opravný součinitel (jedná se o tabulkovou hodnotu (viz obr. 3.3.6))

	počet vrstev		
	3	5	7
p_s	0,53	0,43	0,43
q_s	1,21	1,21	1,21

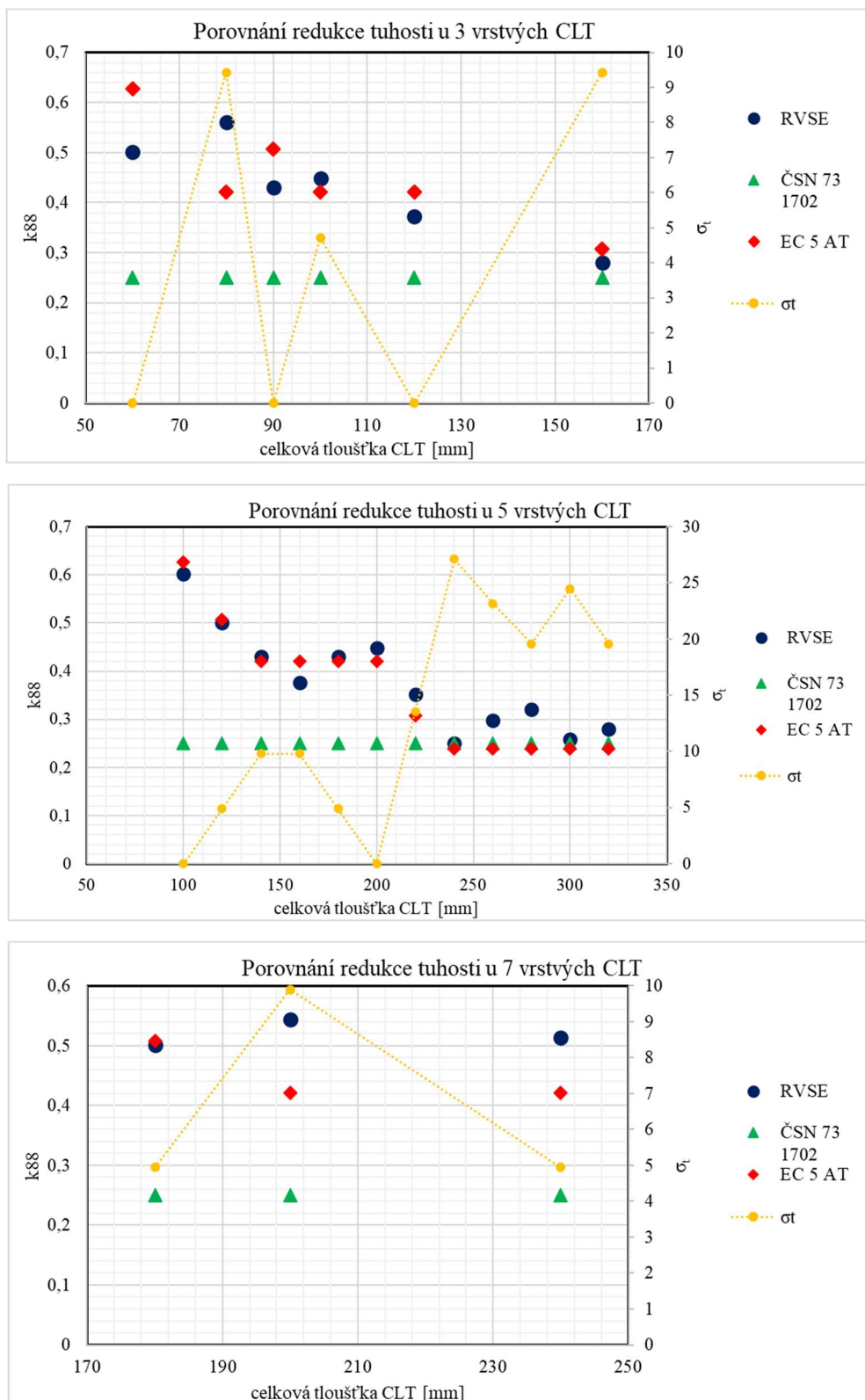
Obr. 3.3.6 Tabulka opravných součinitelů [46]

Pro porovnání postupů výpočtu prvku matice tuhosti D_{88} na reálných panelech CLT byl vybrán sortiment velkého výrobce CLT Stora Enso [10] (viz obr. 3.3.7).

číslo	Počet vrstev	Tloušťka vrstev panelu [mm]							celková tloušťka [mm]
		1	2	3	4	5	6	7	
1	3	20	20	20	0	0	0	0	60
2	3	20	40	20	0	0	0	0	80
3	3	30	30	30	0	0	0	0	90
4	3	30	40	30	0	0	0	0	100
5	3	40	40	40	0	0	0	0	120
6	3	60	40	60	0	0	0	0	160
7	5	20	20	20	20	20	0	0	100
8	5	30	20	20	20	30	0	0	120
9	5	40	20	20	20	40	0	0	140
10	5	40	20	40	20	40	0	0	160
11	5	40	30	40	30	40	0	0	180
12	5	40	40	40	40	40	0	0	200
13	5	60	30	40	30	60	0	0	220
14	5	80	20	40	20	80	0	0	240
15	5	80	30	40	30	80	0	0	260
16	5	80	40	40	40	80	0	0	280
17	5	80	30	80	30	80	0	0	300
18	5	80	40	80	40	80	0	0	320
19	7	30	20	30	20	30	20	30	180
20	7	20	40	20	40	20	40	20	200
21	7	30	40	30	40	30	40	30	240

Obr. 3.3.7 Tabulka výpočtových tloušťek průřezů CLT používaných pro porovnání chování při zatížení smykem v rovině panelu.

Byly porovnávány hodnoty redukčního součinitele k_{88} vypočítané podle teorie RVSE elementů, podle ČSN 73 1702 a dle rakouské přílohy Eurokódu 5 (viz obr. 3.3.8). Součinitel k_{88} lze, dle autora, brát jako vyjádření efektivity využití dřeva v panelu. Výrobce Stora Enso vyrábí panely o tloušťkách od 60 do 240 mm složených ze 3 až 7 vrstev. Výpočtová tloušťka vrstev se pohybuje od 20 do 80 mm. Dvě sousední vrstvy s identicky orientovanými lamelami byly při výpočtu uvažovány jako vrstva jedna.



Obr. 3.3.8 Na třech grafech je zobrazena hodnota součinitele k_{88} vypočítaného dle teorie RVSE elementů, dle ČSN 73 1702 a dle rakouské přílohy Eurokódu 5 (pojmenováno EC 5 AT). Dále je na grafech zobrazena směrodatná odchylka (σ_i) tloušťek jednotlivých vrstev, která ukazuje míru rozdílnosti tloušťek jednotlivých vrstev v rámci konkrétního panelu.

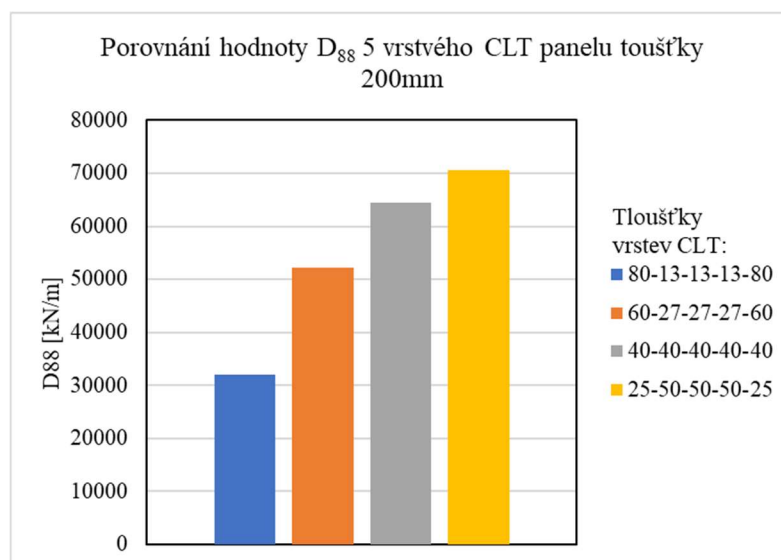
Z grafů je patrné, že jak výsledky dle teorie RVSE elementů, tak dle přílohy K rakouského Eurokódu 5, sledují stejný trend poklesu hodnoty součinitele k_{88} s nárůstem

tloušťky vrstev. Výpočet dle teorie RVSE elementů podává podobné výsledky jako výpočet dle rakouského Eurokódu 5. Součinitel k_{88} , který poskytuje ČSN 73 1702 je ve všech počítaných případech na straně bezpečnosti. Hlavně při menších tloušťkách panelů je norma ČSN 73 1702 silně konzervativní.

Rozdílnou tloušťku vrstev v rámci jednoho panelu zohledňuje pouze výpočet dle teorie RVSE elementů. Z grafů (na obr. 3.3.8) není patrné, že by se více lišily hodnoty k_{88} u panelů s větší směrodatnou odchylkou tlouštěk vrstev σ_t .

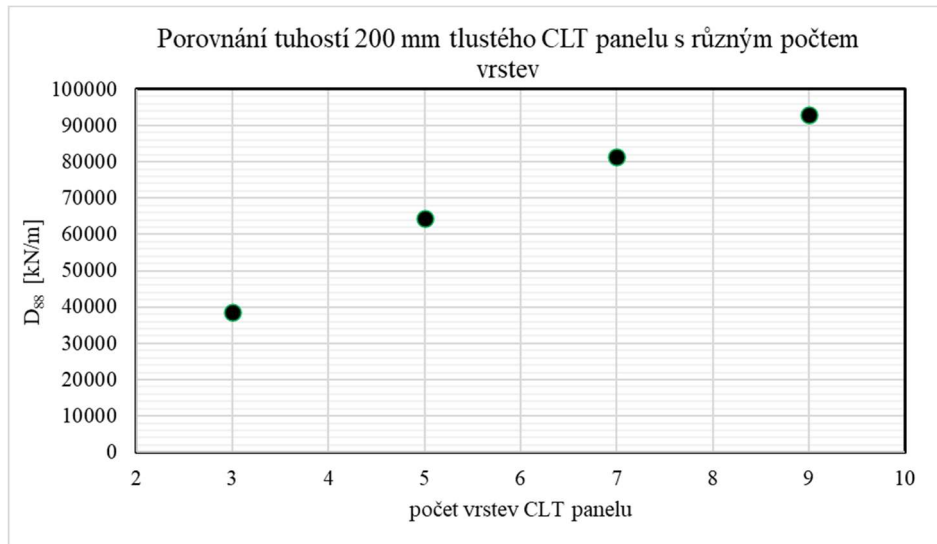
V grafech jsou patrné lokální propady ve velikosti součinitele k_{88} při výpočtu dle teorie RVSE elementů i dle přílohy K. Při výpočtu k_{88} dle teorie RVSE elementů má velký vliv hodnota tloušťky krajní vrstvy CLT, nejvyšších hodnot k_{88} lze dosáhnout s krajní vrstvou poloviční tloušťky vrstvy sousední. Toto vychází ze vzorce pro výpočet tloušťky krajních RVSE elementů (vzorec (57)). Na rozdíl od vnější vrstvy, kterou je nejefektivnější mít poloviční tloušťky oproti vrstvě sousední, u vnitřních vrstev je nejefektivnější, aby měly všechny stejnou tloušťku. Toto je důsledkem toho, že v teorii RVSE elementu se konzervativně uvažuje vždy minimum z tlouštěk sousedních vrstev (viz vzorce (56) a (57)).

Vliv rozdělení tlouštěk vrstev na výztužnou tuhost panelu, vypočítanou dle teorie RVSE elementů, je ilustrován na obr. 3.3.9. Pro ilustraci byl použit pětivrstvý panel o tloušťce 200 mm v různých variantách lišících se tloušťkou jednotlivých vrstev.



Obr. 3.3.9 Na grafu je hodnota prvku D_{88} matice tuhosti pro čtyři varianty pětivrstvého panelu CLT o celkové tloušťce 200 mm

Výztužná tuhost CLT také závisí na počtu vrstev, ze kterých se průřez CLT panelu skládá. Pro ilustraci byl vypočítán prvek matice tuhosti D_{88} dle teorie elementů RVSE na CLT panelech o stejné tloušťce, a to 200 mm s různým počtem vrstev. Je zřejmé, že s větším počtem vrstev hodnota D_{88} roste (viz obr. 3.3.10). Toto se projevilo i u grafů na obr. 3.3.8, u tří a pětivrstvých panelů je vidět pokles hodnoty součinitele k_{88} s rostoucí tloušťkou vrstev za konstantního počtu RVSE elementů.



Obr. 3.3.10 Výztužná tuhost panelů o stejné tloušťce s různými počty vrstev

Posudek smykové únosnosti CLT se skládá ze dvou dílčích posudků. Jedná se o důsledek toho, že je přenos smyku v rovině panelu realizován pomocí dvou mechanismů (viz obr. 3.3.2):

- 1) Smyk podélně s vlákny lamel (viz obr. 3.3.1). Toto smykové napětí se vypočítá, v případě použití metody výpočtu podle teorie RVSE elementů, následujícím způsobem [43]:

$$\tau_v = \frac{2n_{xy}}{\sum d_{i,RVSE}} \quad (64)$$

Kde τ_v smykové napětí podélně s vlákny
 n_{xy} smyková síla v rovině panelu

Pokud nepočítáme dle teorie RVSE elementů, ale například dle normy ČSN 73 1702, norma nabízí tento vzorec [13]:

$$\tau_v = G_{0,mean} \frac{n_{xy}}{D_{88}} \quad (65)$$

Podle přílohy K rakouského Eurokódu 5 se smykové napětí podélně s vlákny lamel vypočítá:

$$\tau_v = \frac{2n_{xy}}{\min(A_x, A_y)} \quad (66)$$

kde A_x plocha průřezu CLT, do které se počítají pouze vrstvy rovnoběžné se směrem x
 A_y plocha průřezu CLT, do které se počítají pouze vrstvy rovnoběžné se směrem y

U všech přístupů se očekává, že je smykové napětí stejně veliké ve všech vrstvách CLT panelu.

- 2) Torzní smyk vlivem torzního momentu (viz obr. 3.3.1). Dle teorie RVSE elementů se vypočítá [43]:

$$\tau_T = \frac{3}{2} \tau_v \frac{d_{max,RVSE}}{a} \quad (67)$$

kde τ_T torzní smyk (deformace RVSE elementu vlivem tohoto působení je vidět na obr. 3.3.3)
 $d_{max,RVSE}$ tloušťka nejtlustšího RVSE elementu
 a šířka lamely nebo vzdálenost mezi trhlinami

Největší torzní smyk lze, dle této teorie, očekávat v nejtlustším elementu RVSE, proto je napětí posuzováno právě v něm.

Podobný vzorec pro výpočet τ_T uvádí i příloha K rakouského Eurokódu 5:

$$\tau_T = \frac{3\tau_v t_{max}}{a} \quad (68)$$

Podle normy ČSN 73 1702 lze vypočítat torzní moment M_T působící na lamely dle vzorce [13]:

$$M_T = \frac{a^2 n_{xy}}{n-1} \quad (69)$$

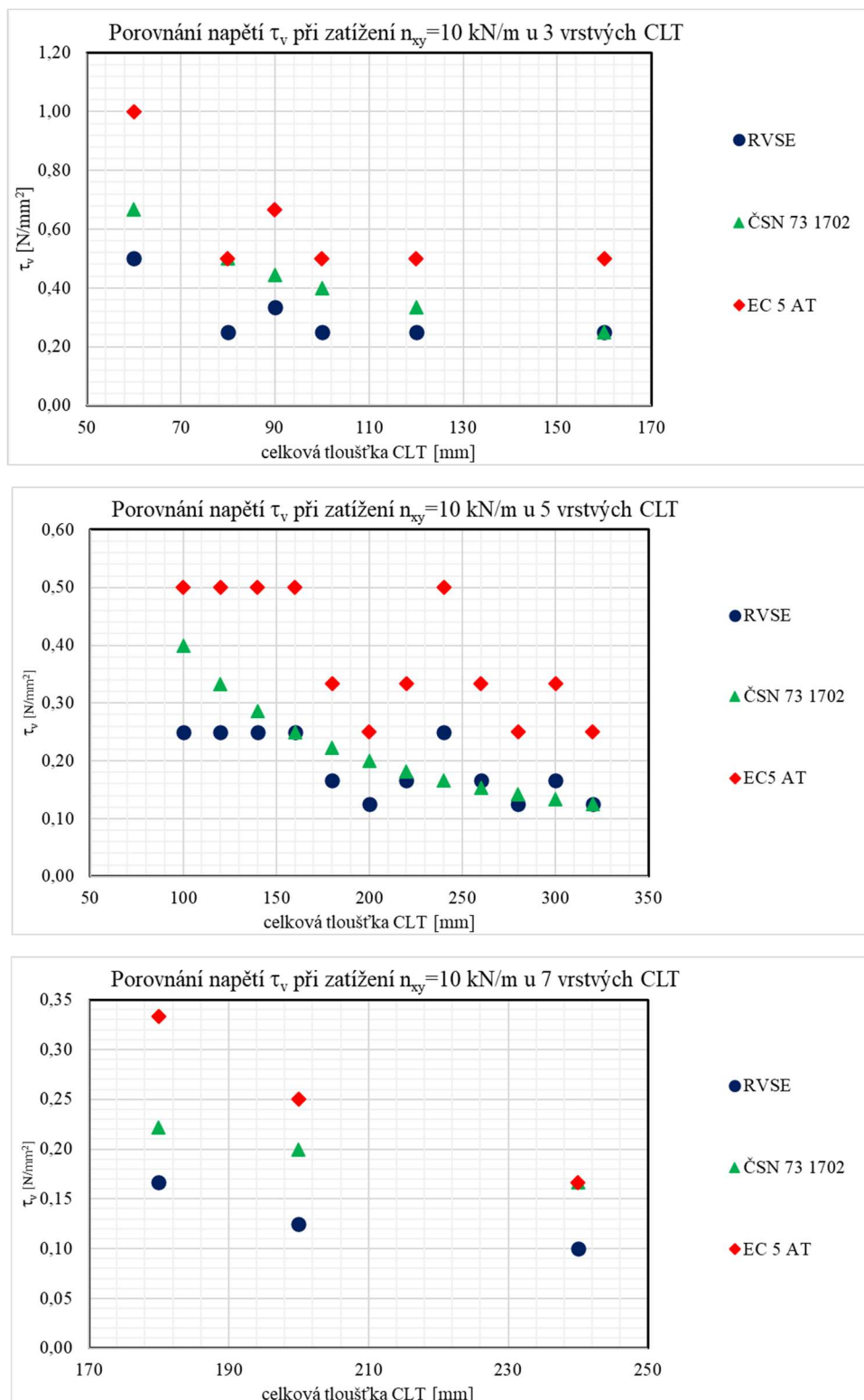
kde M_T torzní moment
 n počet vrstev CLT panelu

Po zjištění torzního momentu se vypočítá torzní smykové napětí [27]:

$$\tau_T = \frac{3M_T}{a^3} \quad (70)$$

Na stejném vzorku CLT panelů (viz obr. 3.3.7), na kterém byla porovnávána hodnota k_{88} , byla porovnávána i výpočtová hodnota smykového napětí při působení vnitřní síly $n_{xy} = 10$ kN/m získaná různými postupy výpočtu.

Nejdříve byly porovnávány hodnoty vypočítaného smykového napětí podélně s vlákny lamel τ_v (viz obr. 3.3.11).

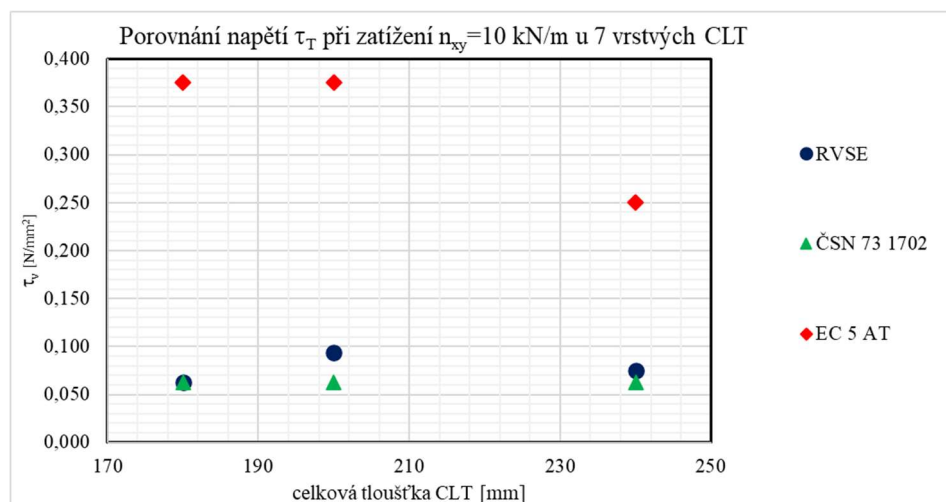
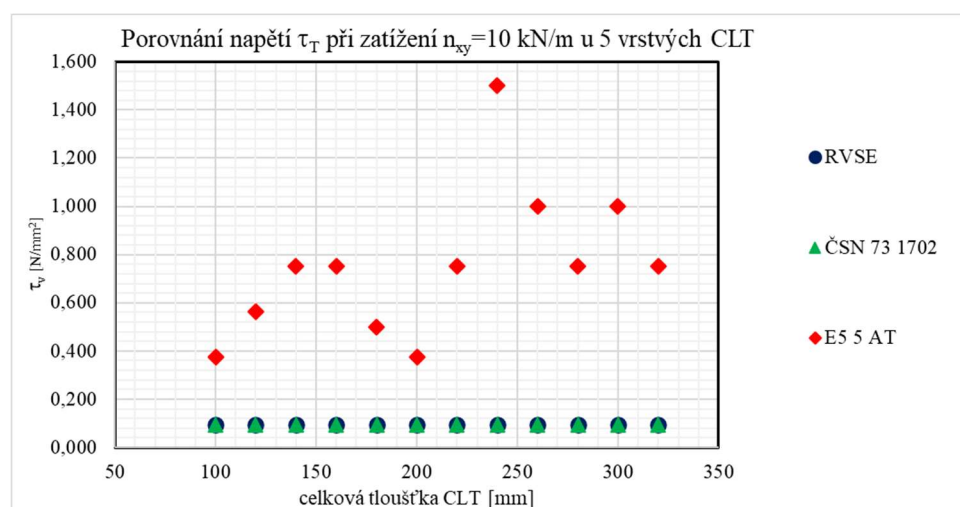
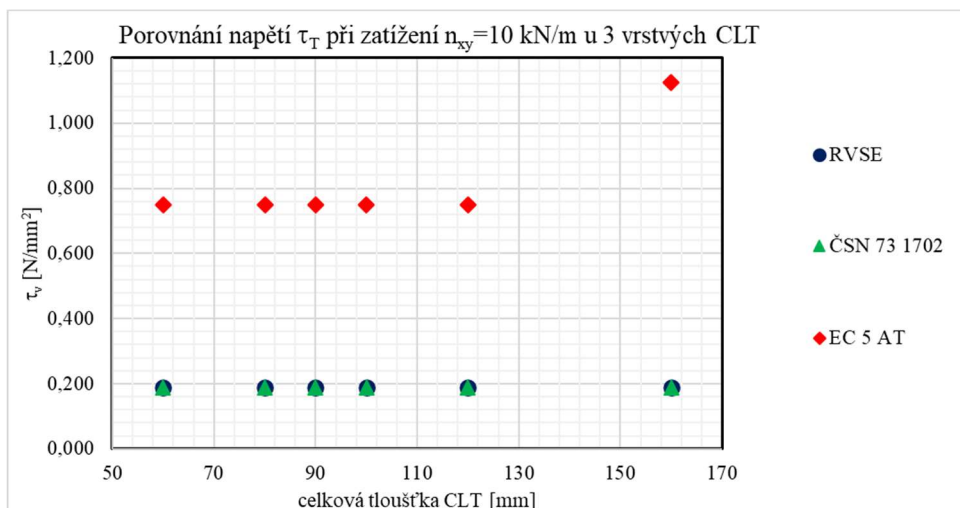


Obr. 3.3.11 Napětí τ_v na vzorku 3, 5 a 7 vrstvých panelů, vypočítané dle tří různých postupů: metodou elementů RVSE, dle normy ČSN 73 1702, dle přílohy K rakouského Eurokódu 5.

Z grafů na obr. 3.3.11 lze učinit závěr, že za nejkonzervativnější přístup pro výpočet τ_v lze označit postup podle rakouského Eurokódu 5. Nejméně konzervativní je přístup dle teorie RVSE elementů. Výsledky mezi těmito dvěma krajními hodnotami poskytuje výpočet dle ČSN EN 73 1702.

Vypočítaná velikost τ_v s rostoucí tloušťkou panelu neklesá plynule, ale skokově. V některých případech s narůstající tloušťkou panelu dokonce roste, a to u všech přístupů. Tento jev je důsledkem měnícího se rozložení vrstev v rámci panelu. Lepší výsledky poskytují panely s podobnými tloušťkami vrstev v obou směrech.

Dále byly porovnávány hodnoty vypočítaného torzního smykového napětí τ_T (viz obr. 3.3.12) při působení vnitřní síly $n_{xy} = 10$ kN/m.



Obr. 3.3.12 Napětí τ_T na vzorku 3, 5 a 7 vrstevých panelů, vypočítané dle tří různých postupů: metodou elementů RVSE, dle normy ČSN 73 1702, dle přílohy K rakouského Eurokódu 5.

Při porovnávání výpočtu torzního smykového napětí τ_T se ukazuje, že oba přístupy, jak výpočet metodou RVSE elementu (viz vzorec (67)), tak výpočet dle ČSN 73 1702 (viz vzorec (69)), poskytují identické výsledky. Jiné, a výrazně konzervativnější výsledky, poskytuje příloha K rakouského Eurokódu 5. Tento velký rozdíl je způsoben tím, že ačkoliv jsou vzorce podobné, ve vzorci dle teorie RVSE elementů se vyskytuje konstanta (3/2),

zatímco ve vzorci dle přílohy K rakouského Eurokódu 5 se vyskytuje konstanta 3. Další rozdíl vychází z rozdílu hodnoty vypočítaného smykového napětí podélně s vlákny lamel τ_v (viz obr. 3.3.11).

U žádného postupu není pozorovatelný trend poklesu velikost τ_T s rostoucí tloušťkou panelu. To je způsobeno tím, že torzní smyk je závislý na integraci napětí τ_v po průřezu lamel. Ačkoliv může být napětí τ_v působící v lamelě relativně malé, díky integraci po tloušťce lamely vzniká velká síla. V důsledku toho napětí τ_T neklesá s rostoucí tloušťkou průřezu, ale rostoucím počtem vrstev. Protože se předpokládá konstantní rozdělení τ_v po průřezu, v situaci, kdy je tloušťka vrstev po průřezu rozdělena nerovnoměrně, vzniká velké napětí na styku vrstev s vysokou tloušťkou, toto místo určuje únosnost panelu.

Pro zjištění pevností CLT jsou pro oba mechanismy přenosu, a z nich vniklá napětí τ_v a τ_T , vyvinuty zkušební postupy [43]. Hodnoty pevností uvádí například příloha K rakouského Eurokódu 5 [46].

Pro rychlý výpočet nenulových prvků matice tuhosti CLT libovolné skladby byl vytvořen program v GNU Octave, který se nachází v příloze 6. Tento program vychází z normy ČSN EN 73 1702 [13]. Vliv specifického chování CLT ve smyku ve vlastní rovině je v programu zohledněn součinitelem k_{88} , jehož hodnotu si uživatel volí sám. Pro jeho výpočet může využít některý z přístupů představených v této kapitole.

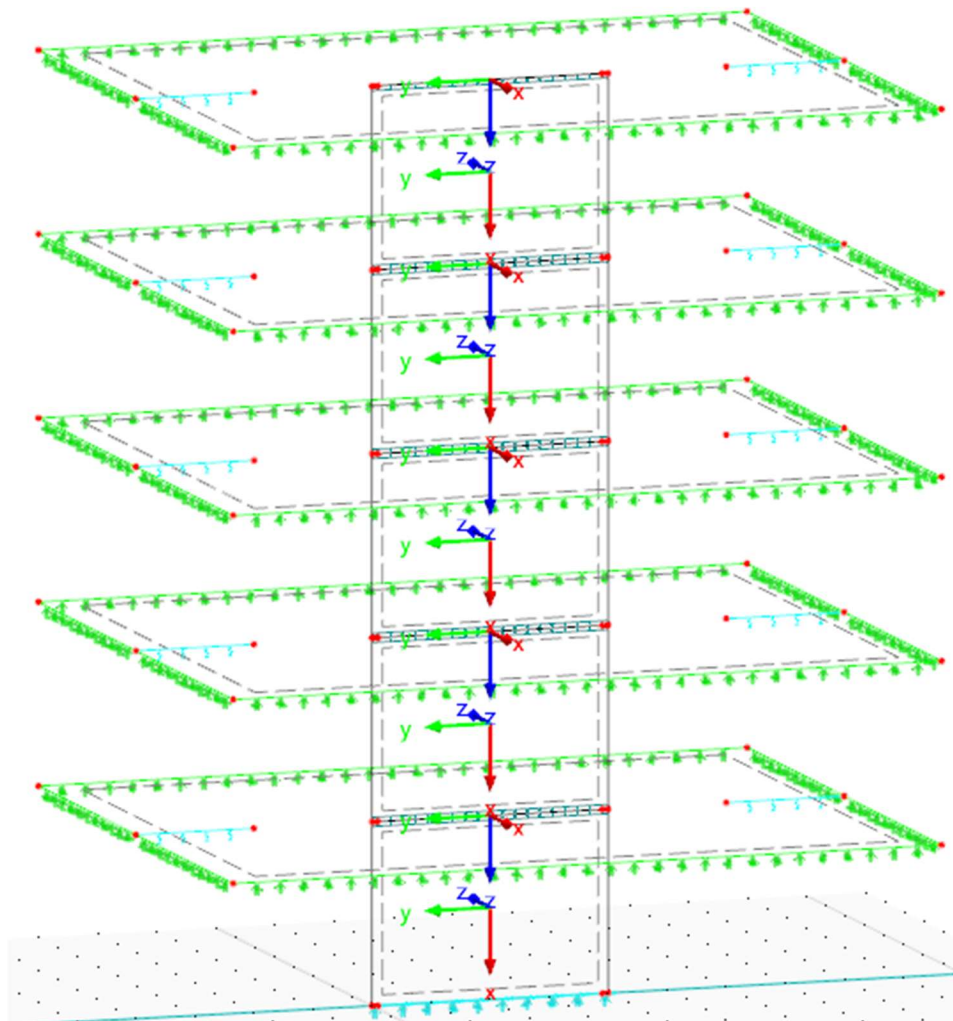
(POZN: V programu si uživatel volí hodnotu ještě jednoho součinitele, který se netýká přímo chování výztužných stěn, ale spíše desek, jedná se o součinitel k_{33} . Tento součinitel redukuje tuhost desky v kroucení. Jeho hodnotu lze zjistit například pomocí postupu v příloze K rakouského Eurokódu 5 [46].)

4 POROVNÁNÍ POSTUPŮ MODELACE VÝZTUŽNÝCH STĚN

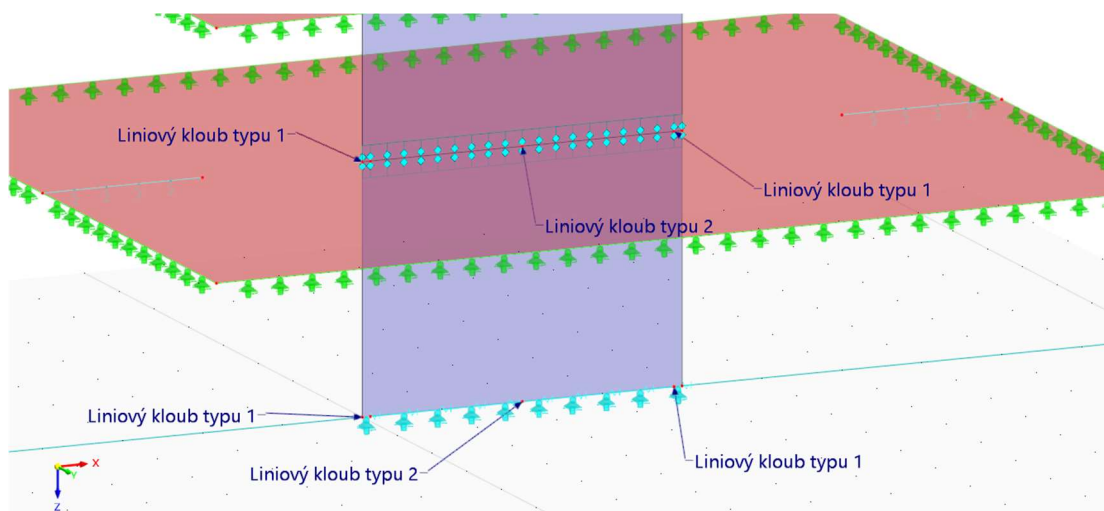
S pomocí statického programu Dlubal RFEM 6 byly porovnávány tři postupy modelace výztužných stěn v konstrukci vícepodlažní dřevostavby. Jedná se o dva autorovy způsoby představené v této práci (viz kap. 2.4.1.1) a jeden přístup známý z praxe (viz kap. 2.5):

- 1) Modelace výztužné stěny jako plošného prvku s ortotropními vlastnostmi (zadanými do výpočetního programu pomocí matice tuhosti). Styk stěnového a stropního panelu byl modelován pomocí dvou typů liniových kloubů, jeden typ kloubu zastupoval chování tahové kotvy, druhý kloub chování styku v oblasti bez tahových kotev (dle kap. 2.4.1.1.2). Tento způsob je v této práci označován jako varianta 1 (viz obr. 4.2).
- 2) Modelace výztužné stěny jako plošného prvku s ortotropními vlastnostmi. Styk stěnového a stropního panelu byl modelován pomocí jednoho liniového kloubu (dle kap. 2.4.1.1.1). Tento způsob je v této práci označován jako varianta 2 (viz obr. 4.3).
- 3) Modelace výztužné stěny pomocí dokonale tuhých kloubově připojených prutů a diagonálního prutu o definované tuhosti zastupujícího tuhost stěnového panelu ve vlastní rovině (dle kap. 2.5). Kontakt stěnového panelu se stropní deskou byl modelován dvěma způsoby. Pomocí dvojice virtuálních prutů na kraji stěnového panelu, jejichž kloubové připojení zastupovalo působení tahových a smykových kotev a virtuálních prutů mezi těmito pruty popisujícími kontakt stěnového a stropního panelu (viz obr. 2.4.19). Tento způsob je v práci označován jako varianta 3.1

(viz obr. 4.4). Druhý způsob modelace kontaktu stěnového a stropního panelu byl proveden pomocí dvojice virtuálních prutů na krajích panelu s kloubovými přípoji zastupujícími působení smykových a tahových kotev (viz obr. 2.4.18), tento způsob je v této práci označen jako varianta 3.2 (viz obr. 4.5).



Obr. 4.1 Celý numerický model výseku konstrukce (obrázek zachycuje variantu 1)



Obr. 4.2 Část numerického modelu varianty 1

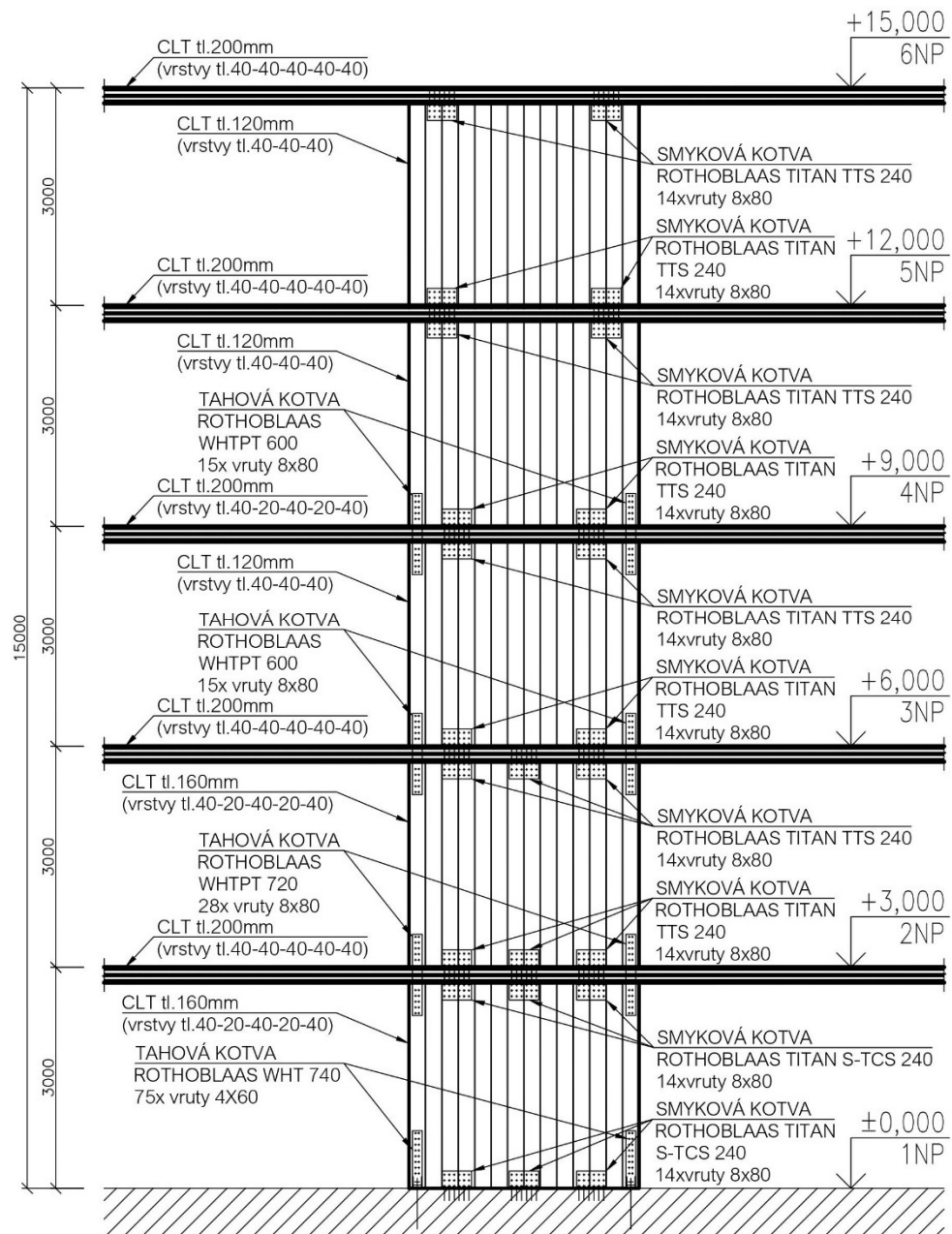
střešní. Konstrukce je vysoká 15 m, požární výška konstrukce je 12 m. Jedná se o největší povolenou výšku objektu dřevostavby povolenou současnou požární normou ČSN 73 0802 [47] (v rámci této konstrukce musí být chráněná úniková cesta). Konstrukční výška jednotlivých pater je 3 m. Stropní deska je v místě napojení výztužné stěny uvažována jako spojitá. Na krajích je kloubově uložena, v hlavním směru pnutí se deska chová jako dvoupolový nosník. Rozpětí jednotlivých polí je 5 m.

Díky tomu, že byla modelována i stropní deska, byl do výpočtu zahrnut její vliv na deformace a zatížení jednotlivých stěnových panelů. Při jednoduchých modelech chování výztužných stěn se tento vliv často zanedbává a stěny se uvažují jako konzoly, ke kterým je kloubově připojena stropní deska (viz [27] nebo [5]).

Aby byly porovnávány reálné hodnoty, byl modelový objekt zatížen dle Eurokódů řady ČSN EN 1991-1 pro zatížení stavebních konstrukcí. Pro užité zatížení stropní konstrukce byla uvažována kategorie zatěžovaných ploch A. Pro střechu nebylo uvažováno žádné užité zatížení, a to z toho důvodu, že by se stejně, při kombinaci zatížení s dominantním zatížením větrem, vynásobilo součinitelem $\psi = 0$. Objekt byl situován do 2. větrové oblasti, kategorie terénu III. Maximální dynamický tlak větru činil $0,77 \text{ kN/m}^2$. Zatížení sněhem nebylo uvažováno, neboť pro návrh výztužných stěn, a hlavně jejich kotvení, je méně příznivá situace s menším vertikálním přitížením. Jako stálé zatížení bylo, vyjma vlastní tíhy, uvažováno zatížení stropních desek skladbou podlahy ($0,5 \text{ kN/m}^2$) a střešní desky skladbou střešního pláště ($0,7 \text{ kN/m}^2$).

Uvažováním reálných hodnot zatížení bylo snahou dosáhnout reálného poměru svislého a vodorovného zatížení a v důsledku toho i reálného návrhu jednotlivých nosných prvků konstrukce. V konečném důsledku i reálného vlivu jednotlivých komponent na chování konstrukce.

V závislosti na zatížení byla navržena skladba jednotlivých CLT panelů a také smykové a tahové kotvy připojujících stěnové panely ke stropním deskám a stěnový panel v prvním podlaží k základové konstrukci (viz obr. 4.6).



Obr. 4.6 Pohled na výsek konstrukce s navrženými kotvami a skladbami CLT panelů

Na třech vytvořených modelech byla porovnávána velikost veličin, jejichž výsledek se může lišit v závislosti na odlišnostech modelace, a které je nutné znát pro správný návrh výztužných stěn. Jedná se o:

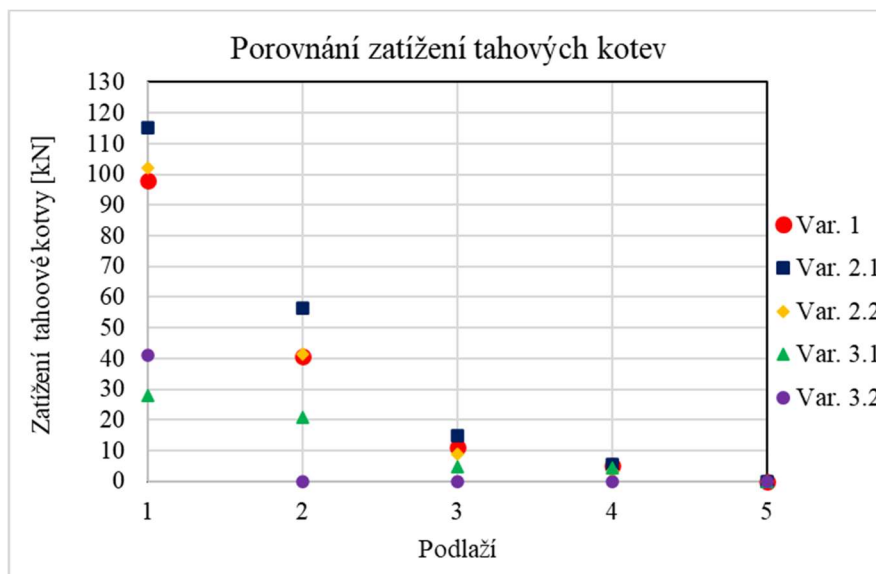
- 1) Zatížení tahových kotev, na základě zatížení se tahové kotvy navrhují. Zároveň v závislosti na zatížení kotvy dochází k jejímu prokluzu a v důsledku toho natočení stěnového panelu. Velikost natočení stěnového panelu ovlivňuje délku tlačené oblasti panelu, a tudíž i zatížení stropní desky tlakem kolmo na rovinu a maximální normálovou sílu ve stěnovém panelu.
- 2) Délku tlačené oblasti, ta ovlivňuje natočení stěnového panelu, velikost zatížení tahových kotev a maximálního tlakového napětí zatěžujícího stropní desku tlakem kolmo na rovinu.

- 3) Horizontální posun podlaží. Tato veličina je přímo úměrná horizontální tuhosti systému výztužných stěn. Zjistit správnou tuhost výztužné stěny není důležité pouze pro její návrh z hlediska mezních deformací, ale i pro zatížení jednotlivých výztužných stěn v konstrukci. Stropní tabuli z CLT lze uvažovat, pro roznos zatížení ve své rovině, jako polotuhou (její poddajnost je dána hlavně poddajností spojů jednotlivých stropních panelů [4]), některé zjednodušené přístupy ji uvažují dokonce jako tuhou [12]. U takovýchto stropních tabulí je roznos zatížení do jednotlivých výztužných stěn, i mimo jiné, závislý na jejich tuhosti. Při nesprávném ohodnocení tuhosti může dojít k podhodnocení zatížení stěny a následně k jejímu poddimenzování při návrhu.
- 4) Maximální smyková a normálová síla ve stěně. V závislosti na posudku vzpěrné a smykové únosnosti v rovině stěny se navrhuje stěnový panel.
- 5) Výpočetní čas. Při modelaci celých několikapatrových konstrukcí, nutnosti nelineárního výpočtu, vysokém počtu kombinací zatížení a iterativním postupu návrhu konstrukce, je výpočetní čas nezanedbatelným parametrem. Výpočetní čas ovlivňuje celkový čas nutný pro návrh konstrukce, a tudíž i cenu projektu.
- 6) Vliv stropní desky na deformaci výztužných stěn. Stropní deska brání deformaci výztužné stěny, zjednodušené modely pozitivní vliv tuhosti stropní desky neuvažují.

4.1 Zatížení tahových kotev

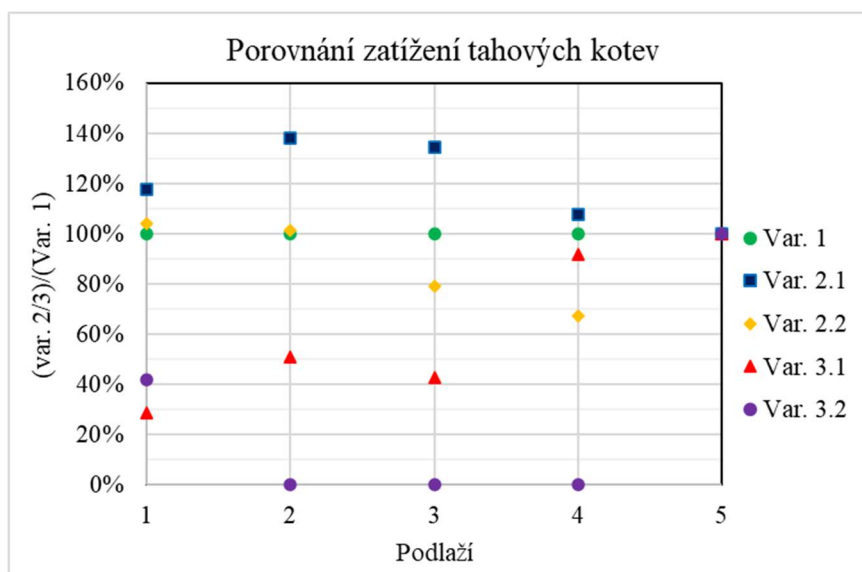
Zatížení jednotlivých kotev bylo z numerického modelu získáno, v případě prvních varianty, integrací liniové síly v kloubech (*viz kap. 2.4.1.1.2*). V případě druhé varianty byly porovnávány dva postupy. Prvním je zjištění síly v kotvě v závislosti na svislém posunu v liniovém kloubu v místě kotvy a vztahu tuhosti, posunu a síly (*podrobněji v kap. 2.4.1.1.1*) (v grafech označena jako varianta 2.1). Druhým postupem je zjištění síly v kotvě pomocí momentové podmínky: moment od síly v kotvě k bodu otáčení panelu se musí rovnat momentu do liniové tahové síly v liniovém kloubu (*podrobněji v kap. 2.4.1.1.1*) (v grafech označena jako varianta 2.2). U třetí varianty odpovídá zatížení tahové kotvy normálové síle v prutu, který tahovou kotvu modeluje.

Zatížení tahových kotev v jednotlivých podlažích je na *obr. 4.1.1*. Porovnání jednotlivých zatížení v patrech je na *obr. 4.1.2*. jako srovnávací bylo bráno zatížení získané z varianty 1. Tato varianta byla vybrána z toho důvodu, že by se, dle názoru autora této práce, mělo jednat o model nejlépe vystihující skutečnost.



Obr. 4.1.1 V grafu jsou zaznamenána zatížení tahových kotev v jednotlivých podlažích v jednotlivých variantách výpočtu.

Zatížení tahových kotev klesá s rostoucí výškou podlaží. Nejvíce je zatížena tahová kotva v 1NP. Nárůst zatížení kotev v nižších podlažích je důsledkem působení momentu od horizontálního zatížení větrem.



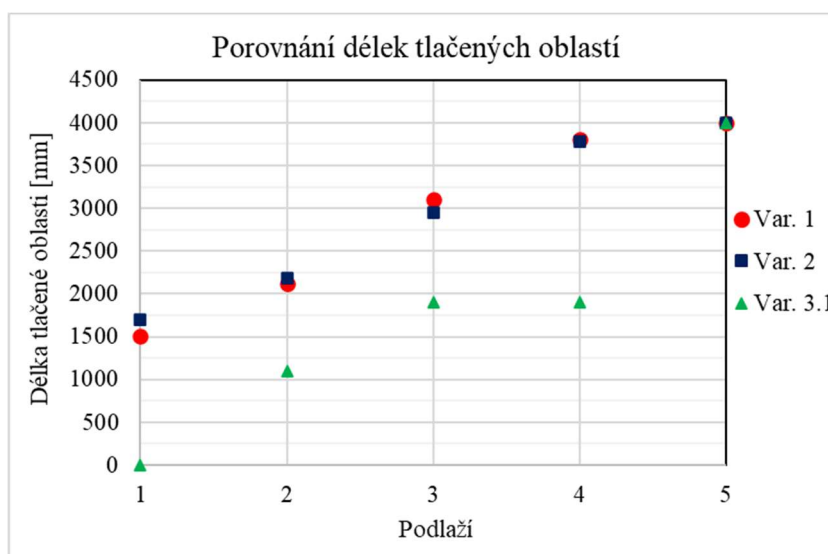
Obr. 4.1.2 V grafu jsou porovnány zatížení tahových kotev v jednotlivých podlažích v jednotlivých variantách výpočtu.

Varianta 2.1, v tomto příkladu, nadhodnocuje zatížení kotev, oproti variantě 1. Varianta 2.2 se v patrech s menší délkou tlačené oblasti více přibližuje výsledkům z varianty 1, než varianta 2.1. Varianty 3.1 a 3.2 výrazně podhodnocují zatížení kotev. Nejspíše je to způsobeno podceňováním délky tlačené oblasti panelu (porovnáním tlačných oblastí se zabývá *kap. 4.2*). Nejméně přesně popisuje tlačnou oblast varianta 3.2, u této varianty se předpokládá tlačná oblast o nulové délce, stěnový panel se u této varianty otáčí kolem svého rohu, či v oblasti mimo panel.

4.2 Délka tlačené oblasti

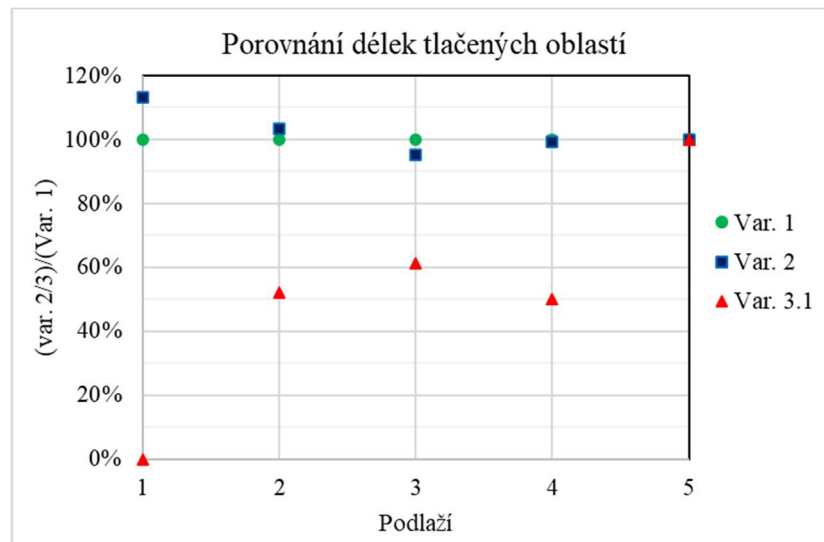
Zjištění délky tlačené oblasti bylo v případě variant 1 a 2 velmi přímočaré, a to z délky oblasti, ve které jsou liniové klouby modelující styk stěnového a stropního panelu zatíženy tlakovou silou. Délky tlačných oblastí ve variantě 3.1 byly zjišťovány z normálové síly ve virtuálních prutech, délka tlačné oblasti se v této variantě skokově mění v závislosti na vzdálenosti virtuálních prutů. Vzdálenost virtuálních prutů byla 100 mm. Z varianty 3.2 nelze získat délku tlačné oblasti.

Délky tlačné oblasti v jednotlivých patrech jsou na *obr. 4.2.1*. Porovnání jednotlivých variant je na *obr. 4.2.2*. Jako u všech porovnávaných veličin, i zde je uvažována jako srovnávací, hodnota z varianty 1.



Obr. 4.2.1 V grafu jsou zaznamenány délky tlačných oblastí stěn v jednotlivých podlažích a variantách výpočtu.

Délka tlačné oblasti s výškou podlaží narůstá. Změna délky tlačné oblasti závisí na poměru momentového zatížení od větru, ku centrickému přitížení svislou silou, dále pak na tuhosti tahových kotev. Nárůst délky tlačné oblasti ve vyšších podlažích je způsoben poklesem momentového zatížení od větru.



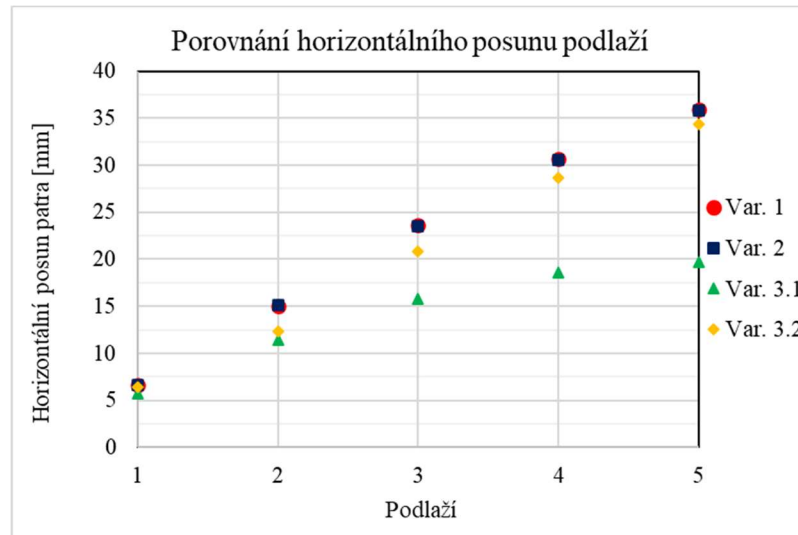
Obr. 4.2.2 V grafu jsou porovnány délky tlačných oblastí stěn v jednotlivých podlažích v jednotlivých variantách výpočtu.

U variant 1 a 2 vychází přibližně stejné hodnoty délek tlačných oblastí v jednotlivých podlažích. To ukazuje, že působení liniového kloubu v tahu ve variantě 2 velmi dobře odpovídá působení liniového kloubu typu 1 ve variantě 1. U varianty 3.1 vychází délka tlačné oblasti výrazně menší. Oproti variantám 1 a 2, varianta 3 nepostihuje svislou ohybovou deformaci stěnového panelu. Z tohoto lze učinit závěr, že deformace stěnového panelu ve vertikálním směru má velký vliv na vypočtené hodnoty a není vhodné ji zanedbávat. Jak již bylo řečeno, délka tlačné oblasti ovlivňuje zatížení kotev. Výrazné podhodnocení zatížení tahových kotev ve variantě 3, oproti variantám 1 a 2 (viz kap. 4.1), lze považovat hlavně za důsledek podhodnocení délek tlačných oblastí stěnových panelů.

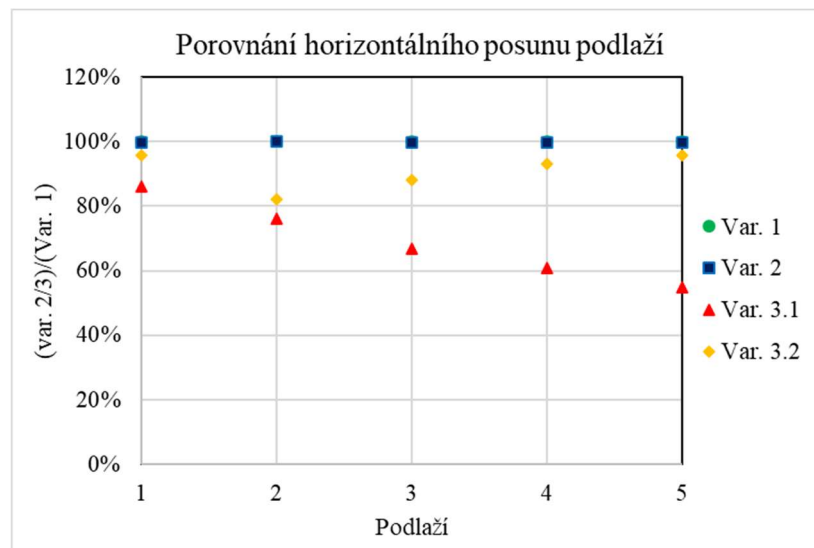
4.3 Horizontální posun podlaží

Pro porovnání byla použita průměrná hodnota posunu daného podlaží. Průměrná hodnota byla vytvořena zprůměrováním maximálního a minimálního vypočítaného horizontálního posunu podlaží.

Průměrný horizontální posunu podlaží vypočtený v jednotlivých variantách modelů je na obr. 4.3.1. Porovnání hodnot vypočítaných posunů je na obr. 4.3.2. Znovu byla jako srovnávací hodnota uvažována hodnota z varianty 1.



Obr. 4.3.1 V grafu jsou zaznamenány velikosti průměrného horizontálního posunu jednotlivých podlaží v jednotlivých variantách výpočtu.



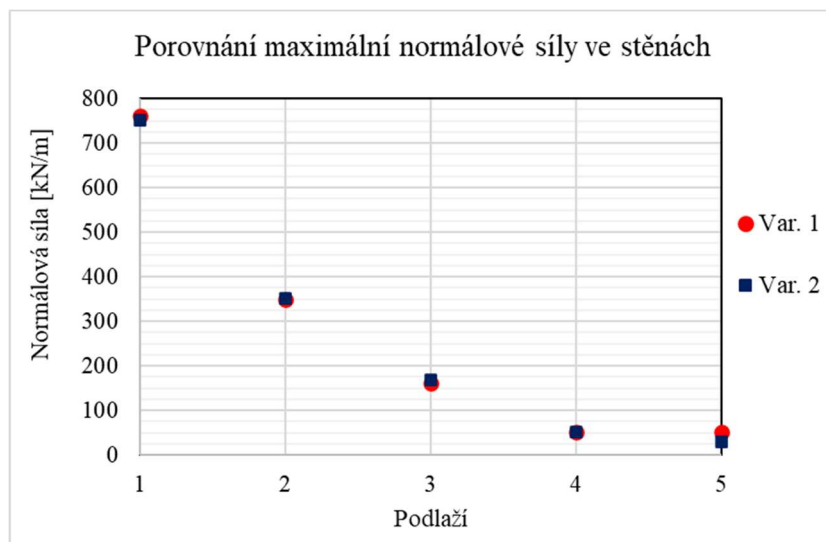
Obr. 4.3.2 V grafu jsou porovnány velikosti průměrného horizontálního posunu jednotlivých podlaží v jednotlivých variantách výpočtu.

Velikost horizontálního posunu patra narůstá s výškou podlaží přibližně lineárně. Hodnoty posunů jednotlivých podlaží z variant 1 a 2 jsou prakticky identické, velmi podobné výsledky poskytuje i varianta 3.2. Varianta 3.1 výrazně podhodnocuje velikosti posunů. Míra relativní odlišnosti výsledků z varianty 3.1 a ostatních variant s výškou patra narůstá.

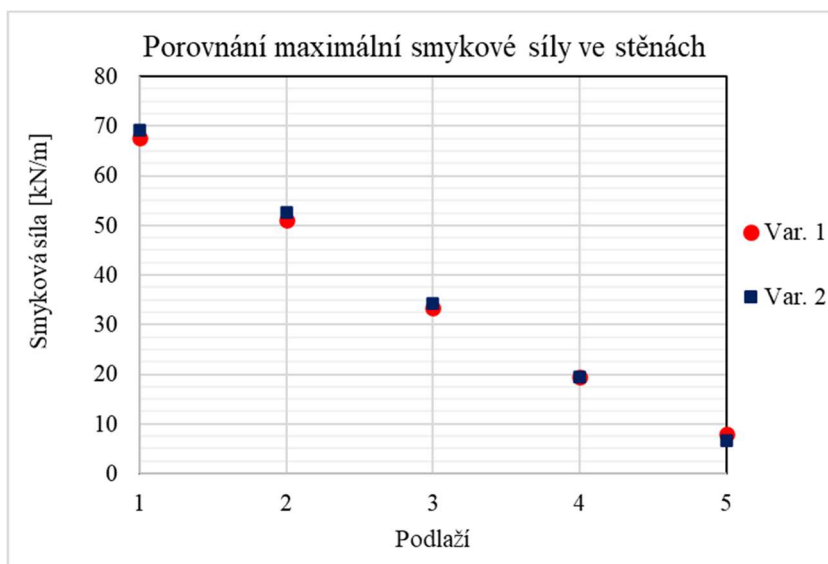
4.4 Vnitřní síly ve stěnových panelech

V každém podlaží byla zjištěna maximální hodnota vnitřní síly n_{xy} (smykové síly v rovině stěny) a n_x (normálové síly působící rovnoběžně se svislou osou stěny). Maximální síla byla získána z vypočtených hodnot v bodech sítě konečných prvků. Při zjišťování maximální hodnoty dané síly byla snaha se vyhnout singularitám, získaná data mohou být tudíž do jisté míry ovlivněna čtením dat z výpočetního modelu.

Vnitřní síly lze zjistit pouze z varianty 1 a 2. Na obr. 4.4.1 jsou maxima síly n_x působící ve stěnách v jednotlivých podlažích, na obr. 4.4.2 jsou maxima síly n_{xy} působící ve stěnách v jednotlivých podlažích.



Obr. 4.4.1 V grafu jsou zaznamenány velikosti maximální síly n_x ve výztužných stěnách v jednotlivých podlažích v jednotlivých variantách výpočtu.



Obr. 4.4.2 V grafu jsou zaznamenány velikosti maximální síly n_{xy} ve výztužných stěnách v jednotlivých podlažích v jednotlivých variantách výpočtu.

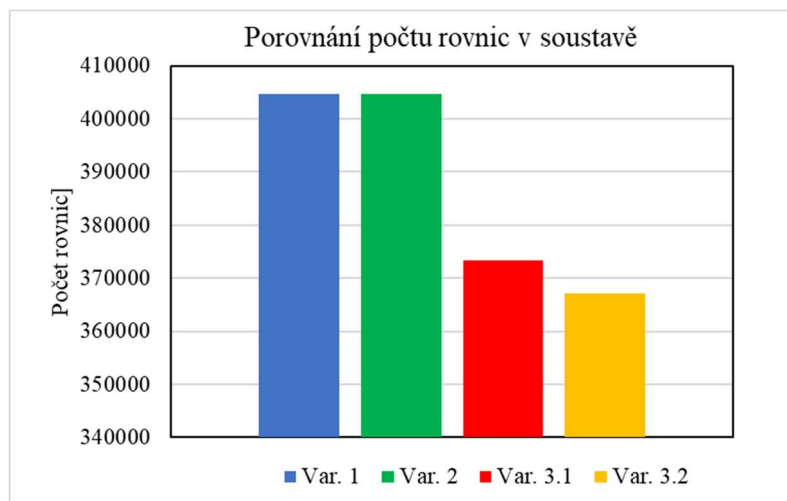
Výsledky vyšlé z obou variant jsou prakticky identické.

4.5 Výpočetní čas

Všechny modely byly počítány druhým řádem metodou Newton-Raphson iterativním procesem řešení rovnic. Základní rozměr konečného prvku je zvolen 100 mm. Minimální počet konečných prvků dělicích prut je 10. Desky jsou modelovány podle Mindlinovy teorie desek, dle této teorie je při výpočtu brány v potaz deformace desky od posouvací síly. Toto řešení bylo zvoleno z toho důvodu, že CLT vykazuje ve smyku kolmo na rovinu nízkou tuhost vlivem působení valivého smyku v příčných vrstvách.

Výpočet byl prováděn na notebooku HP Pavilion Power 15 - bc512nc s procesorem Intel Core i5-9300H a výpočetní pamětí 16GB DDR4.

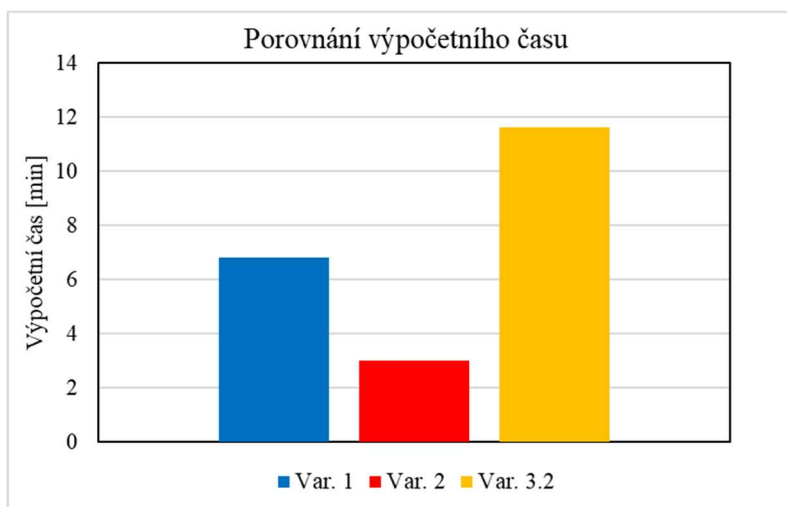
Na obr. 4.5.1 je porovnání počtu rovnic při řešení jednotlivých variant. Jedná se o relativní hodnoty, jako referenční byla brána varianta 1.



Obr. 4.5.1 Porovnání počtu rovnic v jednotlivých variantách

Modely s prutovými prvky (varianty 3.1 a 3.2) se popisují při výpočtu méně rovnicemi. Mírně více rovnic má varianta 3.1 oproti var. 3.2, je to způsobeno menším počtem prutů ve variantě 3.2. Varianty 1 a 2 popisuje stejný počet rovnic.

Pro rychlost výpočtu není důležité pouze to, kolik obsahuje rovnic, ale i to, jak rychle konverguje. Neznamená, že část výpočtu musí odpovídat počtu rovnic v soustavě, porovnání jednotlivých časů výpočtu je na obr. 4.5.2. Čas výpočtu byl porovnáván na kombinaci zatížení pro mezní stav únosnosti.



Obr. 4.5.2 Porovnání času výpočtu u jednotlivých variant

Na obr. 4.5.2 není zobrazen výpočetní čas varianty 3.1 a to z důvodu přehlednosti. Výpočetní čas této varianty je přibližně 16x větší než u varianty 3.2. Vysokým výpočetním časem je nejspíše způsoben velkým počtem nelineárně se chovajících prutů.

Nejmenší výpočetní čas poskytuje varianta 2. Je to nejspíše tím, že se v konstrukci vyskytuje nejmenší počet nelineárně se chovajících prvků. V této variantě popisuje spoj panelů pouze jeden kloub s nelineárním chováním. Nevýhodou přístupu varianty 2 je nutnost iterace vstupů do modelu, v důsledku toho se rychlost výpočtu konstrukce výrazně sníží.

4.6 Vliv stropní desky

Stropní deska se, v důsledku působení výztužných stěn, deformuje ohybem. Působí tak proti natočení stěnového panelu. Ohyb desky v důsledku deformace ztužujících stěn nastává často ve vedlejším směru panelu. Panely z CLT mívají v druhém směru výrazně nižší tuhost, než v primárním směru pnutí.

Prostřednictvím varianty 1 numerického modelu byl zkoumán vliv stropní desky na působení výztužných stěn. Byly zkoumány dvě veličiny: zatížení tahových kotev (viz obr. 4.6.1) a horizontální posun pater (viz obr. 4.6.2). Měnicím se parametrem byla skladba stropní desky, byly vybrány tři skladby CLT panelu:

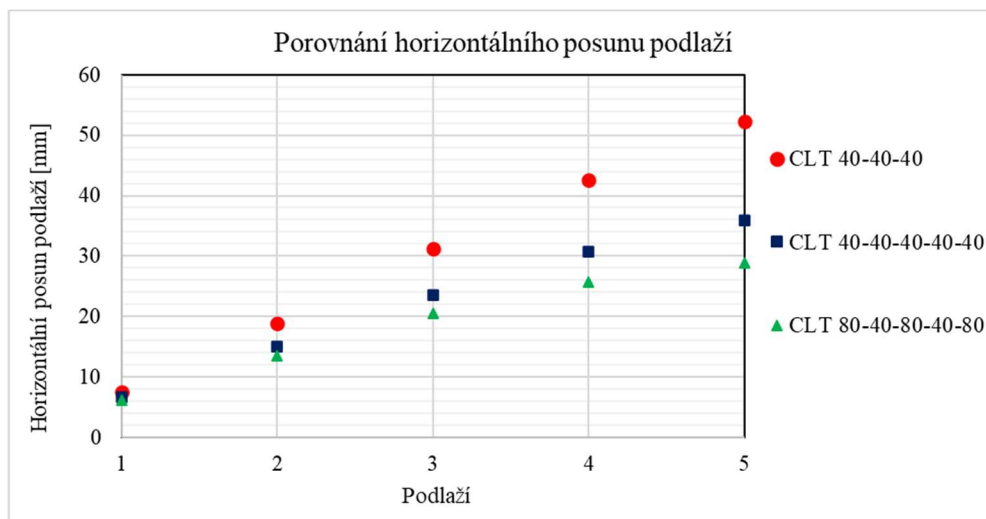
- 1) Třívrstvý panel s celkovou tloušťkou 120 mm, tloušťky jednotlivých vrstev jsou: 40-40-40 mm.
- 2) Pětivrstvý panel s celkovou tloušťkou 200 mm, tloušťky jednotlivých vrstev jsou: 40-40-40-40-40 mm.
- 3) Pětivrstvý panel s celkovou tloušťkou 320 mm, tloušťky jednotlivých vrstev jsou: 80-40-80-40-80 mm.

Jedná se o skladby panelů na trhu běžně dostupných.



Obr. 4.6.1 V grafu jsou zaznamenány velikosti zatížení tahových kotev v jednotlivých patrech při různých tloušťkách stropních desek.

Z grafu (viz obr. 4.6.1) je vidět, že stropní deska výrazně ovlivňuje zatížení tahových kotev. U tlustších, tudíž i tužších, stropních desek dochází k menšímu zatěžování tahových kotev. Tlustší desky působí lépe proti natočení stěnového panelu.

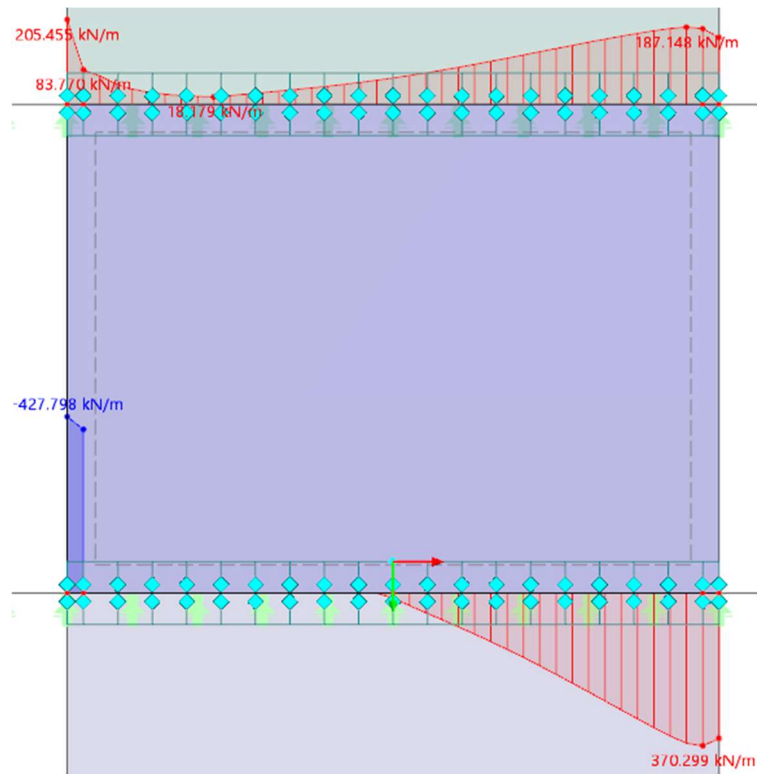


Obr. 4.6.2 V grafu jsou zaznamenány velikosti průměrného horizontálního posunu jednotlivých pater při různých tloušťkách stropních desek.

S nárůstem tloušťky stropních desek odchází k poklesu vodorovné deformace jednotlivých pater. Tento jev lze znovu přisoudit lepšímu působení tlustších stropních desek proti natáčené stěnových panelů.

4.7 Další postřehy

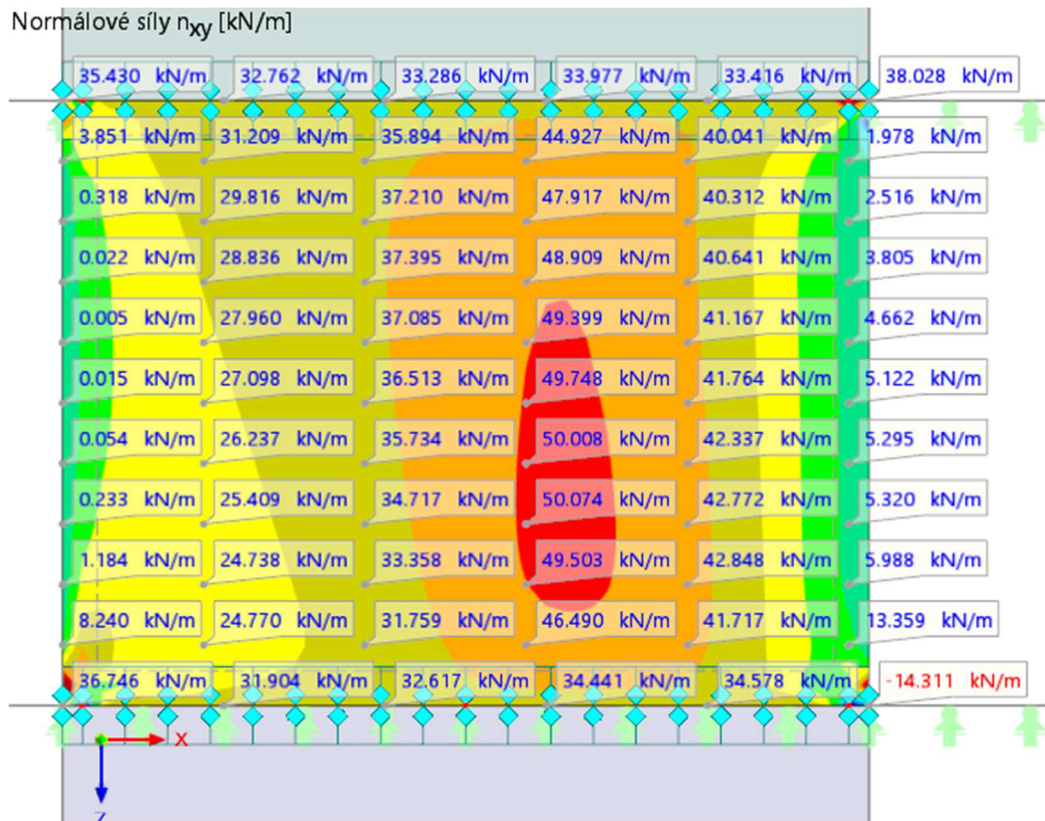
Průběh svislého zatížení stěnového panelu se ve velké části podlaží lišil od konstantního (viz obr. 4.7.1). Konstantní průběh zatížení je běžně uvažován ve zjednodušených výpočtech výztužných stěn, také při experimentálním určení výztužné únosnosti je vnášeno na horní hranu panelu svislé zatížení konstantního průběhu. Těžiště působení konstantního svislého zatížení je ve středu délky panelu, těžiště zatížení získané z numerického modelu je ze středu délky panelu výrazně posunuto.



Obr. 4.7.1 Průběh liniového svislého zatížení vodorovných hran panelu v 2NP ve variantě 1. (pozorovatelné odchylky od liniového průběhu zatížení a vysoké zatížení v pravém horním rohu panelu je způsobeno deformací stropní desky. Vysoká napětí mohou být částečně způsobena i singularitami, které se v místech těchto styků často vyskytují. Vysoká hodnota tahového napětí v levém spodním rohu je způsobena tahovou kotvou.

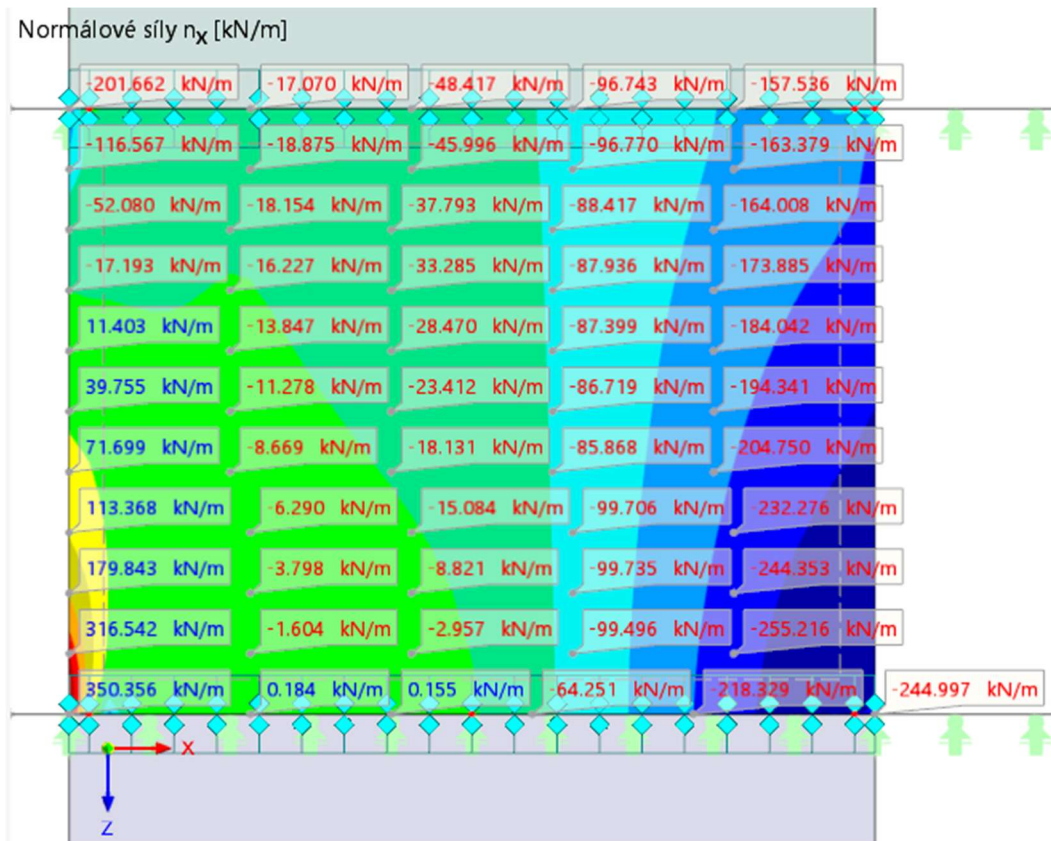
Svislé zatížení působí stabilizačně proti překlopní panelu, rameno stabilizační síly při konstantním zatížení je výrazně větší než rameno této síly vypočítané z numerického modelu. Z této skutečnosti lze učinit závěr, že v některých případech (jako například v případě v této práci) může být zjednodušený předpoklad konstantního svislého zatížení stěnového panelu na nebezpečné straně.

Největší hodnoty síly n_{xy} (viz obr. 4.7.2) se nachází v ploše panelu, v horizontálním směru blíže k těžišti tlačené oblast panelu. Síla v horizontálním směru narůstá od svislých okrajů panelu k nejzatíženější oblasti. Průběh síly určuje hlavně svislé zatížení panelu vnášené v jeho horizontálních hranách (viz obr. 4.7.1). Panel si lze ve svislém směru zjednodušeně představit jako krátkou konzolu. Z levé strany narůstá její zatížení (svislé zatížení směrem dolů) až k místu vetknutí, vetknutí je realizováno dvěma tlakovými proti sobě působícími silami. V důsledku působení těchto sil klesá v pravém kraji i síla n_{xy} .



Obr. 4.7.2 Vnitřní síla n_{xy} působící ve stěnovém panelu v 2NP ve variantě 1

Největší hodnoty n_x vychází ve spodní části stěnového panelu (viz obr. 4.7.3). Jeden lokální extrém se nachází v místě tažené kotvy. Tato extrémní tahová síla je způsobena vlivem lokálního působení kotvy. Na tuto sílu by se panel nenavrhoval. Pokud by se toto místo posuzovalo, jednalo by se posudek blokového smyku. CLT není na blokový smyk náchylné a běžně se na něj neposuzuje [12]. Další extrém síly se nachází v místě přilehlém spodní tlačené oblasti panelu.



Obr. 4.7.3 Vnitřní síla n_x působící ve stěnovém panelu v 2NP ve variantě 1.

4.8 Závěr porovnání modelace

Ukazuje se, že z variant modelace 1 a 2 vychází velmi podobné výsledky. Lze je považovat za vhodné pro výpočet jak zatížení kotev, stěn a stropní desky, tak deformací. Varianty 3.1 a 3.2 se od výsledků variant 1 a 2 výrazně odlišují, a to na nebezpečnou stranu. Návrh tahových kotev pomocí těchto dvou variant by mohl být nebezpečný. Nicméně pro výpočet horizontální deformace objektu je možné modelovat výztužné stěny dle varianty 3.2, výsledky se velmi podobají variantám 1 a 2.

Nejen že výsledky z varianty 3.1 a 3.2 se liší od jiných variant, v rámci těchto variant není přímo možné zjistit extrémní zatížení stěnových panelů a také zatížení stropních desek tlakem kolmo na rovinu.

Z výsledků vychází, že varianta 2, která popisuje spoj panelu jedním liniovým kloubem, se přesností vyrovná variantě 1, která popisuje spoj panelů pomocí tří liniových kloubů. Varianta 2 má oproti variantě 1 nižší čas výpočtu, ale bohužel je u ní nutné iterovat pro zjištění správných vstupů do modelu.

Ukazuje se, že nejvhodnějšími způsoby modelace výztužných stěn z CLT jsou varianty 1 a 2. Málo vhodné jsou varianty 3.1 a 3.2. Variantu 3.2 by bylo nejspíše možné použít při výpočtu horizontální deformace konstrukce. Varianty 3.1 a 3.2 nezaostávají pouze v přesnosti výsledků a nemožnosti přímých posudků plošných prvků, ale také v požadavcích na výpočetní čas (viz kap. 4.5).

Na závěr je důležité připomenout, že byla tato studie prováděna na jednom výseku objektu o jedné kombinaci zatížení, je možné že v jiných situacích by výsledky porovnání vypadaly jinak. Nejspíše by se ale změnilo pouze velikosti odlišností, nikoliv odlišnosti samotné. Například lze očekávat, že varianty 3.1 a 3.2 budou podhodnocovat zatížení tahových

kotev oproti variantám 1 a 2 i v jiných případech, je ale možné, že je budou podhodnocovat méně. V jiných případech by mohly být dominantnější jiné prvky než v tomto. Například u řešení vlivu stropní desky (*viz kap. 4.6*) je možné, že při jiném umístění stěny by stropní deska nehrála takovou roli, ale stále lze očekávat, že by její vliv nebyl zanedbatelný.

Pro korektní zjištění velikosti odlišností jednotlivých variant by bylo nutné vytvořit co nejvíce modelových příkladů.

5 ZÁVĚR

V práci bylo popsáno globální chování výztužných stěn z CLT ve vícepodlažních dřevostavbách. Následně byly představeny možné postupy modelace tohoto chování. V jednotlivých kapitolách bylo rozebráno chování jednotlivých komponent, ze kterých jsou výztužné stěny složeny. Při rozboru byl kladen důraz na matematický popis jejich chování. Pro určité složitější případy byly vytvořeny výpočetní programy nacházející se v přílohách, jako praktické pomůcky pro navrhování.

Na konci práce bylo provedeno porovnání jednotlivých matematických popisů globálního chování výztužných stěn pomocí několika kritérií. Díky vytvořeným programům a představeným vzorcům, které zajišťují vstupy do globálních modelů, by měly být přestavené postupy při návrzích prakticky využitelné.

Seznam zdrojů

- [1] KOBL, Josef. Dřevostavby Systém nosných konstrukcí, obvodové pláště. Grada Publishing a.s. Praha, 2008. ISBN 978-80-247-2275-7
- [2] KOŽELOUH, Bohumil. Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5 STEP 1. KODR. Zlín, 1998
- [3] NI, Chun, POPOVSKI, Marjan. Mid-rise Wood-Frame Construction Handbook. FPInnovations. Québec, 2015. ISBN 978-0-86488-567-8
- [4] KARACABEYLI, Erol, TUNG, Dorian, CHEN, Zhiyong. Modeling Guide for Timber Structures. FPInnovations. Québec, 2022. ISBN 978-0-86488-612-5
- [5] FLATSCHER, Georg. Evaluation and approximation of timber connection properties for displacement-based analysis of CLT wall systems. Verlag der Technischen Universität Graz. Gratz, 2017. ISBN 978-3-85125-557-7
- [6] CASAGRANDE, Daniele, FANTI, Riccardo, GRECO, Marco, GAVRIC, Igor, POLASTRI, Andrea. On the distribution of internal forces in single-storey CLT symmetric shear-walls with openings. *Structers* 33 (2021) 4718-4742. 2020. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.084>
- [7] BRANDNER, Reinhrad, TOMASI, Roberto, MOOSBRUGGER, Thomas, SERRANO, Erik, DIETSCH, Philipp. Properties, Testing and Design of Cross Laminated Timber : A state-of-the-art report by COST Action FP1402 / WG 2. Verlag Aachen. 2018. ISBN 978-3-8440-6143-7
- [8] KARACABEYLI, Erol, DESJARDINS, Richard a kol. CLT Handbook: cross-laminated timber. FPInnovations. Québec, 2011. ISBN 978-0-86488-547-0
- [9] KLH CROSS-LAMINATED TIMBER. KLH Massivholz GmbH
- [10] CLT by Stora Enso Technická brochure. Stora Enso. 2023
- [11] CASAGRANDE, Daniele, ROSSI, Simone, TIZIANO, Sartori, TOMASI, Roberto. Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls. *Construction and Building Materials* 102 (2016) 1101–1112. 2014. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.114>
- [12] WALLNER-NOVAK, Markus, KOPPELHUBER, Josef, POCK, Kurt. Cross-Laminated Timber Structural Design. proHolz Austria. 2014. ISBN 978-3-902926-03-6
- [13] ČSN 73 1702 Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Český normalizační institut. 2007
- [14] LIU, Jingjing, LAM, Frank. Experimental test of coupling effect on CLT hold-down connections. *Engineering Structures* 178 (2019) 586-602. 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.063>
- [15] REZVANI, Saeed. Experimental and numerical analyses of angle bracket connections in cross laminated timber structures. Universty of Victoria. 2021

- [16] LIU, Jingjing, LAM, Frank. Experimental test of coupling effect on CLT angle bracket connections. *Engineering Structures* 171 (2018) 862-873. 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.05.013>
- [17] BRANDNER, Reinhard, SCHICKHOFER, Gerhard. Properties of Cross Laminated Timber (CLT) in Compression Perpendicular to Grain. 1st International Network on Timber Engineering Research (INTER) Meeting. Bath, 2014
- [18] IZZI, Tatteo, POLASTRI, Andrea, FRAGIACOMO, Massimo. Modelling the mechanical behaviour of typical wall-to-floor connection systems for cross-laminated timber structures. *Engineering Structures* 162 (2018) 270-282. 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.045>
- [19] CLT and Mass Timber – Solutions to design and build with solid wood panel systems. Rothoblaas. 2023
- [20] Katalog únosností – Úhelník BV/Ú 05-01. BOVA Nail
- [21] Connectors and Fasteners for Mass Timber Construction C-C MASSTIMBER20. Simpson Strong-Tie Company Inc. 2020
- [22] TECHNISCHE DATEN SHERPA CLT-CONNECTOR. SHERPA Connection. 2017
- [23] SANDHAAS, Carmen, MUNCH-ANDERSEN Jørgen, DIETSCH Philipp. Design of Connections in Timber Structures. A state-of-the-art report by COST Action FP1402/WG3. Shaker Verlag Aachen, 2018. ISBN 978-3-8440-6144-4
- [24] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby. Český normalizační institut. 2006
- [25] HUO, Liangliang, ZHU, Enchun a kol. Analysis and Tests of Lateral Resistance of Bolted and Screwed Connections of CLT. *Forests*. 2022. <https://doi.org/10.3390/f13030375>
- [26] BLAß, Hans Joachim, UIBEL, Thomas. Tragfähigkeit von stiftförmigen Verbindungsmitteln in Brettsperrholz. Universitätsverlag Karlsruhe. Karlsruhe, 2007. ISBN: 978-3-86644-129-3
- [27] WALLNER-NOVAK, Markus, KOPPELHUBER, Josef, POCK, Kurt. Cross – Laminated Timber Structural Design. proHolz Austria. 2014. ISBN 978-3-902926–03-6
- [28] ČSN EN 383 (731762) Dřevěné konstrukce – Zkušební metody – Stanovení pevnosti stěny otvoru a charakteristik stlačitelnosti pro kolíkové spojovací prostředky. Český normalizační institut. 2007
- [29] MALO, Kjell Arne, STAMATOPOULOS, Haris, MASSARO, Francesco Mirko, TULEBEKOVA, Saule. Serviceability Stiffness of Timber Connections with Dowels and Slotted-in Steel Plates. Proceedings. World Conference on Timber Engineering. Oslo, 2023. <https://doi.org/10.52202/069179-0156>

- [30] LARSEN, Hans Jorgen, MUNCH-ANDERSEN, Jorgen. CIB-W18 Timber Structures – A review of meeting 1-43 Part 4: Connections. Danish Timber Information. 2011
- [31] TECHNICAL DATA SHEET: HTT-Tension Tie and Holdown. Simpson Strong-Tie Company Inc. 2021
- [32] KHAN, Mehsam Tanzim, NI, Chun, WANG, Jieying, CHUI, Ying Hei. Numerical Investigation of the Axial Stress Distribution of Self-Tapping Screws in Mass Timber Products during Wetting or Drying. *Buildings* 2023, 13, 623. 2023. <https://doi.org/10.3390/buildings13030623>
- [33] MIRDADE, Md Abdul Hamid, NIEDERWESTBERG, Jan, JUCUTAN, Arman, CHUI, Ying Hei. Prediction of Withdrawal Stiffness of Self-Tapping Screws. World Conference on Timber Engineering. Oslo, 2023. <https://doi.org/10.52202/069179-0153>
- [34] <https://strongtie.co.nz/products/abr255-holdown-angle-bracket>
- [35] DESTEFANO, Jim. Detailing Cross-Laminated Timber (CLT) Connections. 2021. <https://www.structuremag.org/?p=17879>
- [36] TECHNICAL DATA SHEET: SLOT Connector for Structural Panels. Rothoblaas
- [37] BRANDNER, Reinhard. Cross laminated timber (CLT) in compression perpendicular to plane: Testing, properties, design and recommendations for harmonizing design provisions for structural timber products. Institute of Timber Engineering and Wood Technology. Graz University of Technology. Gratz, 2018. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.076>
- [38] SCHWEIGLER, Michael, AKTER, Shaheda, SABAA, Stephen, BADER, Thomas. An experimental study of the stiffness and strength of cross-laminated timber wall-to-floor connections under compression perpendicular to the grain. *Engineering Structures* 271 (2022) 114850. 2022. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114850>
- [39] AKTER, Shaheda, SCHWEIGLER, Michael, SERRANO, Erik, BADER, Thomas. A Numerical Study of the Stiffness and Strength of Cross-Laminated Timber Wall-to-Floor Connections under Compression Perpendicular to the Grain. *Buildings* 2021, 11, 442. 2021. <https://doi.org/10.3390/buildings11100442>
- [40] Point support of CLT – Analysis sample and theoretical background. Stora Enso. 2014
- [41] European Technical Assessment ETA-11/0030 of 2019/10/08. ETA-Danmark A/S. 2019
- [42] ČSN EN 1995-1-2 Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí-Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru. Český normalizační institut. 2006
- [43] BOGENSPERGER, Thomas, MOOSBRUGGER, Thomas, SILLY, Gregor. Verification of CLT-plates under loads in plane. World Conference on Timber Engineering. Riva del Garda, 2010
- [44] HARRIS, Richard, RINGHOFER, Andreas, SCHICKHOFER, Gerhard. COST Action FP1004 with TU Gratz Focus Solid Timber Solutions-European Conference on Cross Laminated Timber (CLT). University of Bath. 2014. ISBN 1 85790 181 9

- [45] SILLY, Gregor. Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettspertholz (BSP). TU Graz. Graz, 2010
- [46] ÖNORM B 1995-1-1 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau – Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1. Austria Standards Institute. 2014
- [47] ČSN 73 0802 ad.2:2023 Požární bezpečnost staveb – Nevýrobní objekty. Český normalizační institut. 2023
- [48] VELEBIL, Lukáš, KUKLÍK, Petr. Konstrukce z křížem vrstveného dřeva. Časopis stavebnictví. 2014

Seznam příloh

- 1 Program pro výpočet únosnosti spojovacího prostředku v CLT pro spoj ocel-CLT s tenkou deskou
- 2 Program pro výpočet tuhosti spojovacího prostředku v CLT pro spoj ocel-CLT s tenkou deskou
- 3 Program pro výpočet tuhosti kotvy typu 1
- 4 Program pro výpočet tuhosti kotvy typu 2
- 5 Program pro výpočet únosnosti a tuhosti CLT při zatížení kolmo na rovinu
- 6 Program pro výpočet prvků matice tuhosti libovolného CLT