

**ČESKÉ VYSOKÉ  
UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**FAKULTA  
STAVEBNÍ**



**DISERTAČNÍ  
PRÁCE**

**2018**

**ROBERT  
JÁRA**



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí**

**Kotvení nosných sendvičových panelů dřevostaveb**

**Anchoring of load-bearing sandwich panels of timber buildings**

**DISERTAČNÍ PRÁCE**

**Ing. Robert Jára**

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství

Studijní obor: Pozemní stavby

Školitel: doc. Dr. Ing. Jakub Dolejš

**Praha, 2018**



## **PROHLÁŠENÍ**

Jméno doktoranda: Ing. Robert Jára

Název disertační práce: Kotvení nosných sendvičových panelů dřevostaveb

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval/a samostatně pod vedením školitele doc.Dr.Ing. Jakuba Dolejše.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla v souvislosti s řešením projektu:

SGS12/121/OHK1/2T/11

SGS14/123/OHK1/2T/11

OP VaVpl č. CZ.1.05/2.1.00/03.0091 - Univerzitní centrum energeticky efektivních budov.

V Praze dne 26.2.2018

.....  
podpis

## **Poděkování**

Předkládaná disertační práce byla zpracována na Katedře ocelových a dřevěných konstrukcí fakulty stavební Českého vysokého učení technického v Praze v letech 2011-2018

Hlavní poděkování patří školiteli panu docentu Jakubu Dolejšovi za odborné vedení, cenné rady, věcné náměty a připomínky, ale hlavně v neposlední řadě podporu, kterou mi poskytl v průběhu celého doktorského studia. Další poděkování patří všem členům katedry ocelových a dřevěných konstrukcí, kteří mi během studia poskytli nejen zázemí, ale konstruktivní rady na pravidelných seminářích doktorandů.

Dále bych chtěl poděkovat panu Ing. Václavovi Moravcovi z firmy CZECH PAN s.r.o., který zajistil materiální podporu pro experimentální část disertační práce.

V neposlední řadě bych chtěl poděkovat své rodině, která mě v průběhu doktorského studia podporovala.

Tato práce byla finančně podpořena granty Studentské grantové soutěže SGS12/121/OHK1/2T/11, SGS14/123/OHK1/2T/11. Dále pak byla podpořena projektem Evropské unie OP Va Vpl č. CZ.1.05/21.00/03.0091 – Univerzitní centrum energeticky efektivních budov a grantem GA ČR 103/09/H066 Teorie smíšených konstrukcí.

## **Abstrakt**

Tématem disertační práce je kotvení nosných sendvičových panelů dřevostaveb. Dřevostavby jsou v České republice stále populárnější a mají rostoucí trend v rámci výstavby rodinných a bytových domů. Z hlediska návrhu nosné konstrukce, ale i následné výstavby, je systém prefabrikovaných sendvičových panelů specifický. Cílem disertační práce je vytvoření analytického modelu popisujícího deformace a stanovujícího únosnost výztužné stěny ze sendvičových panelů s ohledem na způsob kotvení výztužné stěny. Výstupem disertační práce je návrhová pomůcka zohledňující zatížení výztužné stěny a postupné aktivování jednotlivých kotevních bodů výztužných stěn ze sendvičových panelů při vzrůstajícím vodorovném zatížení.

**Klíčová slova:** sendvičový panel, výztužná stěna, kotvení, únosnost, vodorovná deformace, dřevo

## **Abstract**

The goal of doctoral thesis is the anchoring of sandwich panels of timber constructions. Wooden buildings popularity is increasing in the Czech Republic and it has a growing trend in the construction of family and apartment buildings. The system of prefabricated sandwich panels is specific in terms of the load-bearing structure as well as the erection on a building site. The goal of the thesis is to create an analytical model describing the deformations and determining the resistance of the sandwich panels shear wall with consideration to the method of anchoring the shear wall. The output of the doctoral thesis is design model taking into account the loading of shear wall and the gradual activation of the each anchor points with the increasing horizontal load.

**Keywords:** sandwich panel, reinforcing walls, anchoring, load bearing capacity, horizontal deformation, timber

# Obsah

<b>1</b>	<b>ÚVOD1</b>	
<b>2</b>	<b>SOUČASNÝ STAV PROBLEMATIKY</b>	<b>3</b>
<b>2.1</b>	<b>Konstrukční systém sendvičových panelů</b>	<b>3</b>
<b>2.2</b>	<b>Výztužné stěny</b>	<b>6</b>
2.2.1	Kotvení výztužných panelů	6
<b>2.3</b>	<b>Postupy stanovení únosnosti výztužných stěn</b>	<b>9</b>
2.3.1	Výpočtové modely – normový přístup dle ČSN EN 1995-1-1	9
2.3.2	Analýza výztužných stěn podle Källsnera a Girhammara [6] [7]	12
<b>2.4</b>	<b>Ohybová tuhost sendvičových panelů</b>	<b>17</b>
2.4.1	Doplnění výpočtu ALLEN [10]	17
2.4.2	Analytický model Kreuzingera [12]	19
<b>2.5</b>	<b>Tlakové namáhání panelu</b>	<b>23</b>
<b>2.6</b>	<b>Zkoušky výztužných stěn</b>	<b>23</b>
<b>2.7</b>	<b>Monotónní a cyklické namáhání spojů výztužných stěn</b>	<b>23</b>
<b>3</b>	<b>CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE</b>	<b>26</b>
<b>4</b>	<b>EXPERIMENTY</b>	<b>27</b>
<b>4.1</b>	<b>Zkouška výztužné stěny ze sendvičových panelů</b>	<b>27</b>
4.1.1	Popis zkoušky	28
4.1.2	Způsob porušení zkušebních vzorků	32
4.1.3	Grafická interpretace výsledků zkoušek	33
<b>4.2</b>	<b>Zkouška kotevní hlavy</b>	<b>35</b>
4.2.1	Popis zkoušky	35
4.2.2	Výsledky zkoušek	36
4.2.3	Závěr ze zkoušek kotevní hlavy	43
<b>4.3</b>	<b>Materiálové zkoušky</b>	<b>43</b>
4.3.1	Zkoušky lepeného spoje	43
4.3.2	Nedestruktivní zkoušky modulu pružnosti lemovacích prvků sendvičových panelů	45
4.3.3	Zkoušky dřevěných vzorků v tahu	46
<b>5</b>	<b>NUMERICKÝ MODEL</b>	<b>49</b>
<b>5.1</b>	<b>Materiálové charakteristiky</b>	<b>50</b>

<b>5.2 Velikost sítě a použité kontakty</b>	<b>52</b>
<b>5.3 Validace numerického modelu</b>	<b>54</b>
<b>6 ANALYTICKÝ MODEL</b>	<b>57</b>
<b>6.1 Stanovení počáteční tuhosti komponenty <math>K_1</math></b>	<b>59</b>
<b>6.2 Stanovení tuhosti komponent <math>K_2</math> a <math>K_4</math></b>	<b>62</b>
<b>6.3 Stanovení tuhosti komponenty <math>K_3</math></b>	<b>64</b>
6.3.1 Výpočet tuhosti komponenty $K_5$ – závitová tyč	65
6.3.2 Výpočet tuhosti komponenty $K_6$ – základový práh	65
6.3.3 Výpočet tuhosti komponenty $K_7$ – ocelový roznášecí plech	65
<b>6.4 Výpočet celkové výztužné tuhosti stěny</b>	<b>66</b>
<b>6.5 Analytický model - stanovení únosnosti výztužné stěny</b>	<b>69</b>
6.5.1 Stanovení únosnosti kotevní hlavy	69
6.5.2 Stanovení únosnosti lepené spáry	70
6.5.3 Stanovení únosnosti spodního lemujícího prvku a základového prahu v tlaku	72
<b>6.6 Grafické znázornění výsledku analytického modelu</b>	<b>75</b>
<b>6.7 Kotevní hlava – porovnání s experimentem</b>	<b>76</b>
6.7.1 Stanovení únosnosti výztužné stěny podle EC5	77
6.7.2 Zavedení analytického modelu do inženýrské praxe	79
<b>7 PARAMETRICKÁ STUDIE</b>	<b>81</b>
7.1.1 Výztužná stěna s jedním panelem	81
7.1.2 Výztužná stěna složená ze dvou sendvičových panelů	82
<b>8 ZÁVĚR</b>	<b>84</b>
<b>8.1 Možnosti dalšího vývoje</b>	<b>85</b>
Spoje výztužných panelů	85
<b>9 LITERATURA</b>	<b>86</b>

## Seznam obrázků

Obr. 1 Přenos vodorovného zatížení výztužnými stěnami [1] .....	2
Obr. 2 Schéma sendvičového panelu .....	3
Obr. 3 Spoj panelů – vložený hraněný profil (80x140) [2] .....	4
Obr. 4 a) Základní spoj s OSB pery b) Spoj JOINT ( integrovaný vložený panel) [2].....	5
Obr. 5 Spoj panelů – vložený I-nosník [2] .....	5
Obr. 6 Síly působící na: a) panel; b) stěny; c) plášť [4] .....	6
Obr. 7 Standartní kotvení senvičových panelů [2].....	7
Obr. 8 Typy přikotvení panelu [5].....	8
Obr. 9 Rozmístění otvorů ve stěně [5] .....	8
Obr. 10 Redukce únosnosti výztužné stěny [3].....	9
Obr. 11 Schématické znázornění chování budovy [7].....	12
Obr. 12 Redistribuce přenosu síly z opláštění panelu na dřevěný rám [8].....	13
Obr. 13 Elastický model výztužné stěny [6] .....	14
Obr. 14 Elastický model výztužné stěny [6] .....	15
Obr. 15 Geometrie modelu výztužné stěny [7].....	16
Obr. 16 Rozdělení sil při částečném vetknutí výztužné stěny a) bez přenosu sil mezi jednotlivými panely b) s přenosem sil mezi panely c) s přenosem sil mezi panely a zapojení mezilehlého sloupku [9].....	17
Obr. 17 Geometrie sendvičového panelu [11].....	18
Obr. 18 Geometrie sendvičového panelu [11].....	19
Obr. 19 Model sendvičového panelu podle EOTA TR 019 [12].....	19
Obr. 20 Model sendvičového panelu s žebry [12] .....	20
Obr. 21 Sendvičový panel – model s virtuálním nosníkem [12].....	21
Obr. 22 Statické schéma a průběh vnitřních sil [8].....	21
Obr. 23 Průběh napětí na průřezu sendvičového panelu [8].....	22
Obr. 24 Uspořádání zkušebního zařízení [1] .....	24
Obr. 25 Zkouška únosnosti spojovacích prostředků použitých u výztužných stěn [1]..	24
Obr. 26 Zkouška únosnosti u výztužných stěn s cyklickým zatížením [11] .....	25
Obr. 27 Přehled typových zkoušek .....	27
Obr. 28 Kotvení výztužné stěny-kotevní hlava .....	29
Obr. 29 Řez výztužnou stěnou .....	29
Obr. 30 Zkouška výztužné stěny: a) schéma; b) experiment .....	30
Obr. 31 Zatěžovací diagram (vodorovná, svislá síla).....	31
Obr. 32 Průběh zkoušky výztužné stěny.....	31
Obr. 33 Porušení spodního lemujícího prvku výztužné stěny .....	33



Obr. 34 Porušení v místě kotevní hlavy (vlevo), porušení v tlačené oblasti (vpravo) ....	33
Obr. 35 Výsledky zkoušek únosnosti výztužné stěny.....	35
Obr. 36 Zkouška kotevní hlavy .....	36
Obr. 37 Porušení zkušební vzorku A1 .....	37
Obr. 38 Pracovní diagram zkušební tělesa A1 .....	37
Obr. 39 Porušení zkušební tělesa A2 .....	38
Obr. 40 Pracovní diagram zkušební tělesa A2.....	38
Obr. 41 Zkouška kotevní hlavy zkušební tělesa A3 .....	39
Obr. 42 Pracovní diagram A3 .....	40
Obr. 43 Zkouška kotevní hlavy sendvičového panelu – rozmístění tenzometrů .....	41
Obr. 44 Pracovní diagram zkušební tělesa A4.....	41
Obr. 45 Charakteristické porušení zkušební tělesa v dřevěném lemovacím prvku...	42
Obr. 46 Pracovní diagram zkušební tělesa A5.....	42
Obr. 47 Pracovní diagram kotevní hlavy výztužné stěny.....	43
Obr. 48: Zkouška lepeného spoje.....	44
Obr. 49: Charakteristické porušení vzorku smykem v OSB desce .....	44
Obr. 50 Charakteristické porušení vzorku smykem v OSB desce .....	45
Obr. 51 Zkouška pevnosti dřeva v tahu .....	47
Obr. 52 Geometrie výztužné stěny ze dvou sendvičových panelů .....	50
Obr. 53 Geometrie elementu SOLID 186 [22].....	52
Obr. 54: Detail sítě se zjemněním v místě prahu .....	53
Obr. 55: Detail zhuštění sítě .....	53
Obr. 56: Vodorovná deformace ve směru osy x.....	54
Obr. 57 Validace numerického modelu výztužné stěny.....	54
Obr. 58 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna (Ansys) .....	55
Obr. 59 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna a OSB pláště ..	56
Obr. 60 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna .....	56
Obr. 61 Analytický model - geometrie výztužné stěny .....	57
Obr. 62 Analytický model - komponenty .....	58
Obr. 63 Schéma komponenty $K_3$ .....	59
Obr. 64 Schéma nahrazení smyková a ohybová tuhosti stěny komponentou $K_1$ .....	61
Obr. 65 Schéma komponenty $K_2$ .....	62
Obr. 66 Schéma komponent spodního lemujícího prvku a základového prahu.....	63
Obr. 67 Rozmístění kotevních hlav s tuhostí $K_3$ .....	66
Obr. 68 Mezní vodorovná síla $H_0$ , pro $z \in b + z; \infty$ .....	67
Obr. 69 Rotační tuhost výztužné stěny .....	68

Obr. 70 Tlak kolmo k vláknům [4] .....	70
Obr. 71 Zatížení lepené spáry .....	71
Obr. 72 Průběh sil v lepené spáře a kotevních bodech.....	72
Obr. 73 Průběh napětí po délce spodního lemujícího prvku .....	73
Obr. 74 Výsledky z analytického modelu. ....	75
Obr. 75 Pracovní diagram kotevní hlavy .....	77
Obr. 76 Únosnost výztužné stěny ze sendvičových panelů podle EC5.....	79
Obr. 77 Zavedení bezpečnostního součinitele pro analytický model.....	80
Obr. 78 Parametrická studie – geometrie výztužné stěny s jedním panelem .....	81
Obr. 79 Parametrická studie – únosnost výztužné stěny s jedním panelem.....	82
Obr. 80 Parametrická studie – geometrie výztužné stěny se dvěma panely .....	83
Obr. 81 Parametrická studie – únosnost výztužné stěny se dvěma panely.....	83
Obr. 82 Spojení panelů výztužných stěn .....	85

## Seznam tabulek

Tab. 1: Výsledky zkoušek výztužné stěny .....	32
Tab. 2: Výztužná tuhost sendvičového panelu.....	32
Tab. 3 Dynamický modul pružnosti – naměřená data .....	46
Tab. 4 Pevnost v tahu – naměřená data.....	46
Tab. 5 Třídy pevnosti – Charakteristické hodnoty [19] .....	48
Tab. 6 Porovnání vztahů pro pevnostní třídy podle ČSN EN 338 [20].....	48
Tab. 7: Materiálové charakteristiky .....	51
Tab. 8 Iniciační konstanty porušení .....	52
Tab. 9 Hodnoty sil a napětí v založení výztužné stěny.....	74
Tab. 10 Porovnání výstupu z modelů vodorovného posunutí horního prahu.....	82

## Seznam symbolů

$b$	šířka panelu
$B_2$	liniová komponenta $K_2$
$c_i$	redukční součinitel zohledňující poměr šířky panelu k jeho výšce
$D$	celková ohybová tuhost
$E_c$	modul pružnosti jádra panelu
$E_f$	modul pružnosti v tlaku/tahu opláštění panelu
$F_{i,c,ED}$	kotevní síla v tlaku na kraji výztužného panelu
$F_{i,t,ED}$	kotevní síla v tahu na kraji výztužného panelu
$f_f$	pevnost lepeného spoje
$F_{f,d}$	návrhová pevnost příčně namáhaného spojovacího prostředku
$F_{v,d}$	smyková únosnost panelu
$H$	vodorovné zatížení výztužné stěny
$H_0$	mezní vodorovné zatížení výztužné stěny
$k_A$	součinitel zohledňující míru přikotvení taženého sloupku k prahu
$K_1$	tuhost výztužné stěny v ohybu a ve smyku
$K_2$	liniová tuhost v příčném ohybu spodního dřevěného lemujícího prvku
$K_3$	výsledná tuhost kotevního bodu
$K_4$	liniová tuhost dřevěného lemujícího prvku a základového prahu v tlaku
$K_5$	tuhost závitové tyče v tahu
$K_6$	tuhost dřevěného lemujícího prvku v tlaku pod ocelovou podložkou
$K_7$	tuhost v ohybu ocelové podložky pod kotevní matkou
$K_\varphi$	rotační tuhosti kolem osy otáčení $O$
$R_{i(z)}$	reakce komponenty $K_i$
$s$	rozteč spojovacích prostředků
$V$	svislé zatížení výztužné stěny
$w_{(H,V,z)}$	funkce vodorovného posunutí
$z$	vzdálenost středu otáčení od levé hrany výztužné stěny



# 1 Úvod

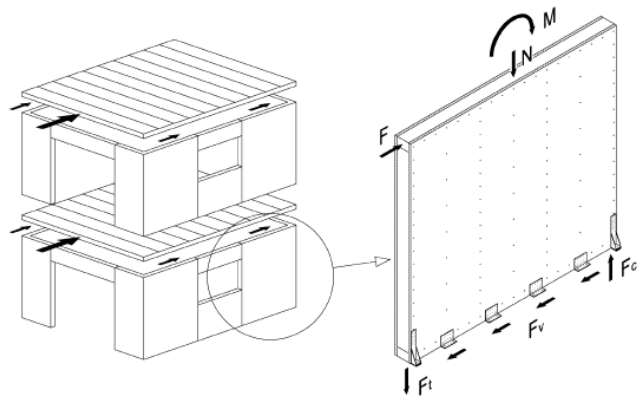
Disertační práce je zaměřena na problematiku kotvení výztužných stěn a s ní spojené posuzování prvního mezního stavu únosnosti a druhého mezního stavu použitelnosti. Předmětem řešení jsou sendvičové panely s polystyrénovým jádrem, které jsou alternativním stavebním systémem vůči sloupkovému systému při realizaci dřevostaveb ČR. Každé systémové řešení vyžaduje podpůrné metody k efektivní realizaci návrhu a posuzování staveb. Stejně tak tomu je i v případě prefabrikovaného systému sendvičových panelů, kde na základě spolupráce mezi soukromým sektorem a akademickou sférou vyvstal požadavek na vytvoření výpočetního modelu pro posuzování výztužných stěn.

Sendvičové panely s OSB pláštěm a polystyrénovým jádrem se využívají pro konstrukce nízkoenergetických a pasivních objektů a zažívají svůj vzestup nejen v České republice, ale i v dalších evropských státech. Sendvičové panely plní současně funkci statickou i tepelně izolační. Namáhány mohou být příčně (například stropní panely) i ve své rovině (stěnové prvky). Pokud jsou sendvičové panely namáhány ohybem, slouží polystyrenové jádro k přenosu smykových sil a také jako distanční prvek k zajištění polohy OSB desek na vnějších lících panelu. U stěnových prvků, kde převažuje namáhání panelů v jejich rovině, připadá statická funkce téměř výhradně na OSB plášť a polystyrénové jádro pouze zajišťuje spolupůsobení obou plášťových OSB desek.

Zatížení v rovině panelů je vnášeno do panelu jednak svislými reakcemi stropů a konstrukcí ve vyšších podlažích, jednak vodorovnými účinky větru, zemětřesení apod. Zejména přenos vodorovných sil se v praktických aplikacích podceňuje, což může zvláště u vyšších objektů způsobit až porušení celé stavby.

Nedostatečná znalost fyzikálně mechanických vlastností a parametrů tuhosti spojů panelů a jejich komponent mohou vést k neefektivnímu návrhu konstrukce. Pro vytvoření přiléhavého numerického modelu výztužných stěn je potřeba experimentálně ověřit tuhosti sendvičového panelu jako celku v rovině a kolmo na rovinu panelu a je nezbytné definovat okrajové podmínky vzájemného spojení panelů a především jeho kotvení k základové konstrukci. Cílem práce je vytvořit doporučení pro tvorbu numerického modelu a posuzování výztužných stěn ze sendvičových panelů. Tato práce se proto zaměřuje na informace o výzkumu prostorové tuhosti konstrukce s důrazem na

přenos vodorovných sil do základů výztužných stěn dřevostaveb a výzkum provedený v této oblasti. Součástí práce je i informace o již provedených experimentech výztužných stěn ze sendvičových panelů.



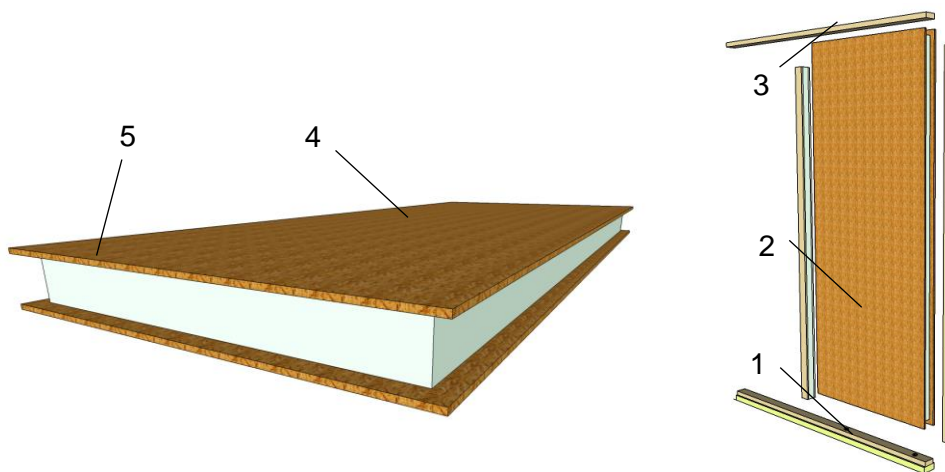
Obr. 1 Přenos vodorovného zatížení výztužnými stěnami [1]

## 2 Současný stav problematiky

Tato kapitola se věnuje dosaženým výsledkům prezentovaných v literatuře k dané problematice tuhosti výztužných stěn ze sendvičových panelů. Nejprve bude blíže představen konstrukční systém se sendvičových panelů včetně nejběžnějších detailů, které objasňují napojení jednotlivých panelů a opisují způsob kotvení panelů. Je potřeba podotknout, že konstrukční systém ze sendvičových panelů je velmi blízký k rámové konstrukci (sloupkovému systému) a některé poznatky ze zahraniční literatury lze bezpečně aplikovat na oba konstrukční systémy.

### 2.1 Konstrukční systém sendvičových panelů

Základním stavebním prvkem sendvičového konstrukčního systému je panel tvořený dvěma komponentami - polystyrénovým jádrem a pláštěm z OSB desek. Spolupůsobení obou komponent je zajištěno plošným lepeným spojem na bázi polyuretanu. Polystyrénové jádro panelu je při výrobním procesu naformátováno tak, aby bylo možné jednotlivé panely vzájemně napojit případně opatřit konec stěny nebo otvory ve stěně dřevěnými lemujícími prvky, jak je patrné na (obr. 2). Teprve při montáži na stavbě je panel opatřen spodním, horním lemováním, které z pravidla probíhá přes více stěnových dílců, a svislé napojení panelu je voleno podle jeho umístění v konstrukci.



Obr. 2 Schéma sendvičového panelu

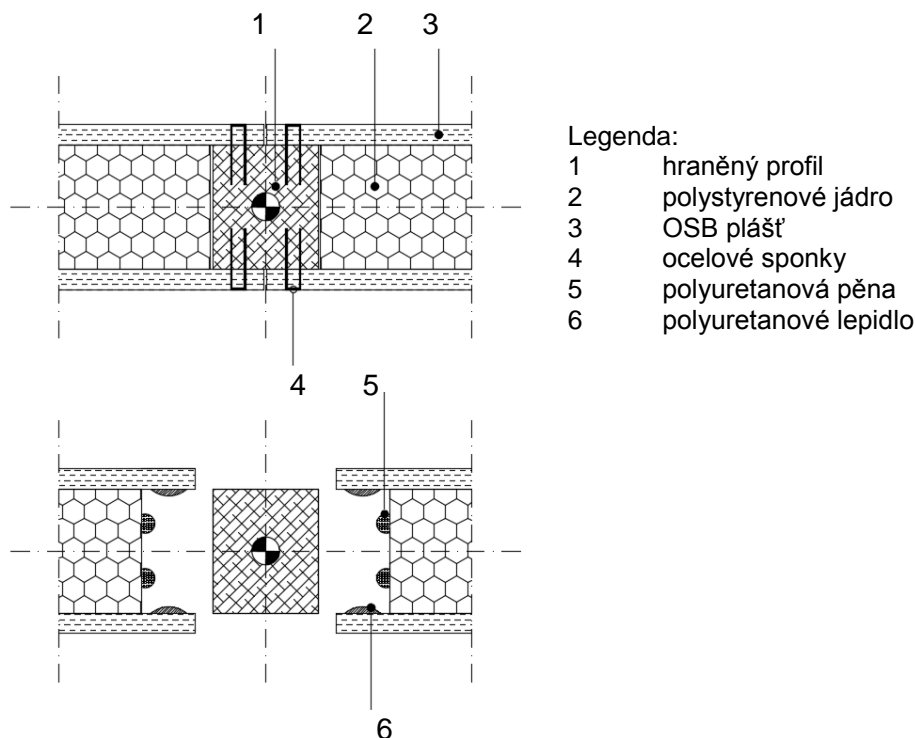
Legenda:

- 1 – spodní lemovací prvek a základový práh
- 2 – svislé lemující prvky, spoj panelů
- 3 – horní lemovací prvek a základový práh
- 4 – OSB plášť panelu
- 5 – EPS jádro panelu



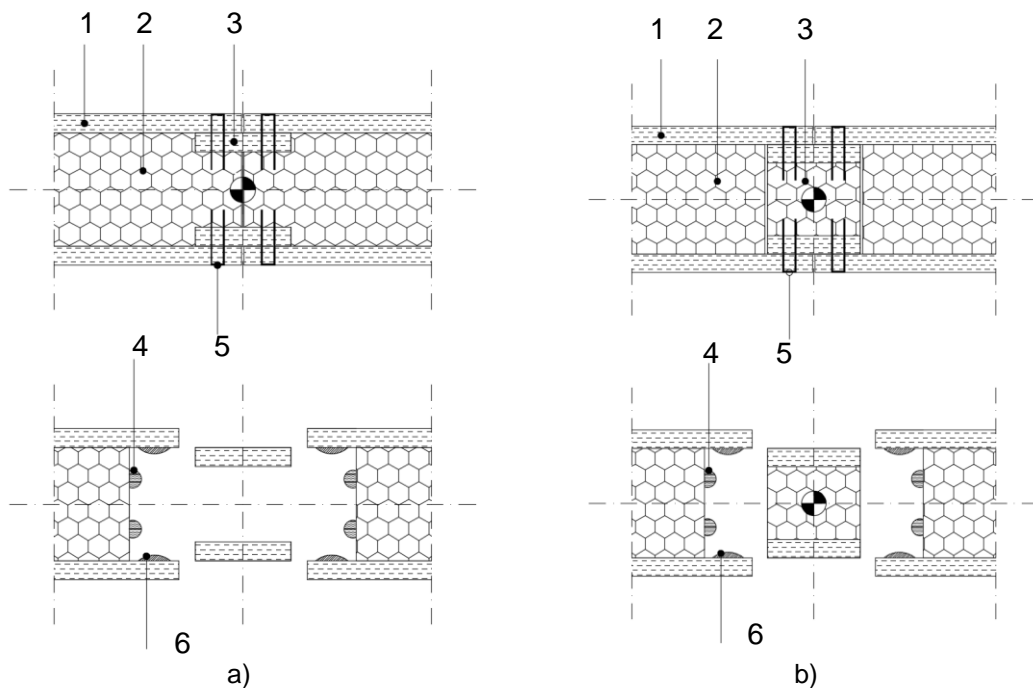
Spoje sendvičových panelů lze rozdělit do tří skupin. **Prvním typem** je spoj provedený pomocí vloženého hraněného profilu (obr. 3). Toto řešení je vhodné zejména v místech bodového zatížení konstrukce, např. uložení dřevěného průvlaku atd., protože hraněný profil současně vytváří sloupek napomáhající přenesení svislé reakce. Polystyrenové jádro panelu je vůči plášti z OSB desek po obvodu panelu zapuštěné o polovinu tloušťky propojovacího prvku a do vzniklého prostoru se vloží prvek z masivního dřeva. Kontaktní plochu OSB desky a spojovacího prvku tvoří lepený spoj. Přítlak lepeného spoje je obvykle zajištěn ocelovými sponkami s předepsanou vzdáleností. Kontakt mezi polystyrenovým jádrem a spojovacím prvkem je zajištěn polyuretanovou pěnou. Tento typ spoje se také používá pro olemování panelu, např. u okenních a dveřních otvorů. Podstatnou informací je eliminace spoje mezi svislým lemujícím prvkem a spodním lemovacím prvkem. Jak je prokázáno dále, tento fakt má nezanedbatelný vliv na chování panelu v případě vodorovného zatížení.

Další varianty spoje jsou určeny převážně pro svislé spoje panelů. **Druhá varianta** spoje využívá malý, vložený panel (obr. 4). Tento spoj je obdobou předchozího typu, hraněný profil je nahrazen vloženým panelem o stejných rozměrech. Tato varianta představuje inovaci klasického spojení panelu prováděného pouze OSB pery (obr. 4a), kdy se spojení provádělo pomocí dvou OSB prvků (per) částečně vložením do jednoho panelu a propojením navazujícího panelu. Výhodou tohoto řešení je omezení tepelného mostu v místě spoje, protože se vrstva polystyrenového jádra nepřerušuje.



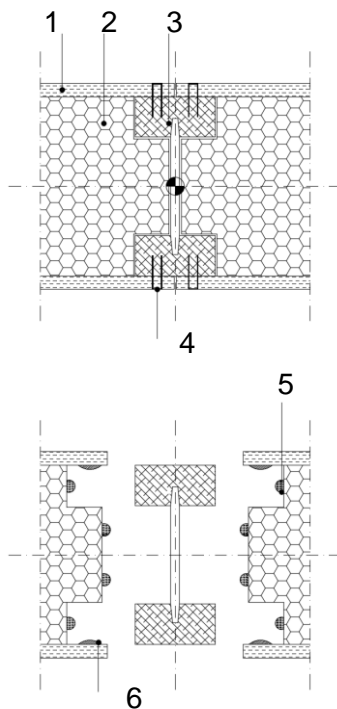
Obr. 3 Spoj panelů – vložený hraněný profil (80x140) [2]

**Třetí variantou** je spojení panelů pomocí vloženého „I“ nosníku (obr. 5). Tento typ spojení panelu je typický pro střešní plášť.



- Legenda:
- |   |                              |   |                               |
|---|------------------------------|---|-------------------------------|
| 1 | plášť OSB                    | 4 | polyuretanová pěna            |
| 2 | polystyrenové jádro          | 5 | spojovací prostředek – sponky |
| 3 | a) OSB pero b) vložený panel | 6 | polyuretanové lepidlo         |

Obr. 4 a) Základní spoj s OSB pero b) Spoj JOINT ( integrovaný vložený panel) [2]

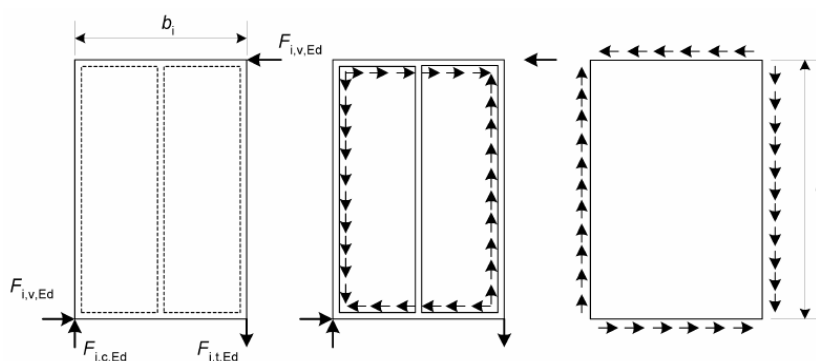


- Legenda:
- |   |                       |
|---|-----------------------|
| 1 | OSB plášť panelu      |
| 2 | polystyrenové jádro   |
| 3 | I-OSB profil          |
| 4 | ocelové sponky        |
| 5 | polyuretanová pěna    |
| 6 | polyuretanové lepidlo |

Obr. 5 Spoj panelů – vložený I-nosník [2]

## 2.2 Výztužné stěny

Klíčovým bodem pro spolehlivý návrh vícepodlažní budovy je zajištění její prostorové tuhosti, s níž souvisí schopnost odolávat vodorovnému zatížení. Při srovnání jednotlivých typů konstrukčních systémů lze konstatovat, že subtilní sloupkové konstrukce jsou obecně schopny méně vzdorovat vodorovnému zatížení než konstrukce ze sendvičových panelů. Z experimentů provedených na fakultě stavební ČVUT v Praze vyplývá, že pro všechny typy výztužných stěn je kritickým místem návrhu kotvení stěnového dílce [3]. Standardní návrhový podklad v EC5 [4] uvádí výpočet pouze pro rámové (sloupkové) konstrukce opláštěné deskou s dostatečnou tuhostí v rovině desky pro přenesení smykového namáhání s využitím mechanických spojovacích prostředků.



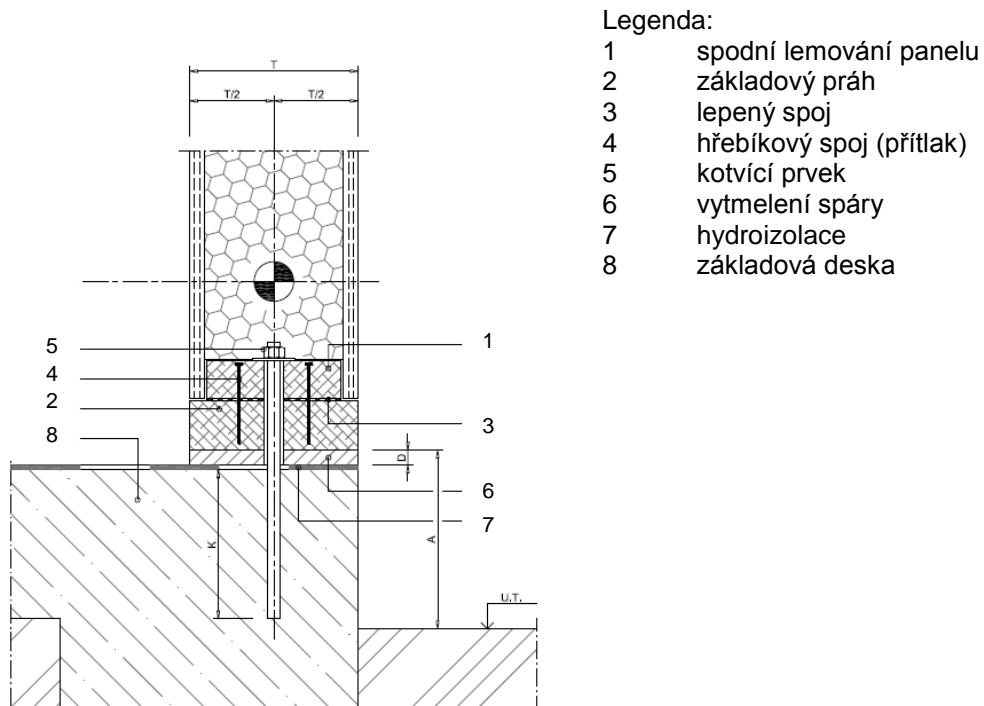
Obr. 6 Síly působící na: a) panel; b) stěny; c) plášť [4]

Předpokladem tohoto výpočtu je dokonalé vetknutí panelu do základu a vytvoření rovnoměrného smykového toku v místě spojovacích prostředků mezi pláštěm panelu a dřevěným rámem (obr. 6). Při realizaci dřevěných konstrukcí se dokonalé vetknutí stěny nelze bezpečně zajistit. Výsledkem je potom vyšší vypočítaná hodnota únosnosti výztužné stěny, než která byla u stejné konstrukce zjištěna na základě experimentů. Je nutné podotknout, že EC5 [4] neposkytuje žádný návod k posouzení výztužné stěny ze sendvičových panelů.

### 2.2.1 Kotvení výztužných panelů

Dalším důležitým detailem konstrukce vícepodlažních dřevěných budov je kotvení výztužných stěn, které musí odolávat vzniklým tahovým silám od vodorovného zatížení a musí mít dostatečnou únosnost a tuhost, aby nebyly překročeny limitní vodorovné deformace objektu. Obecně lze konstatovat, že vodorovné dřevěné prvky - základové prahy nebo vodorovné lemující prvky - sendvičových panelů nebo sloupkového systému jsou slabým místem v případě tahového ale i tlakového namáhání působících kolmo na vlákna dřevěného prvku. Nevhodná geometrie kotevních prostředků může vést ke zvýšení vodorovné deformace konstrukce. Běžný detail kotvení

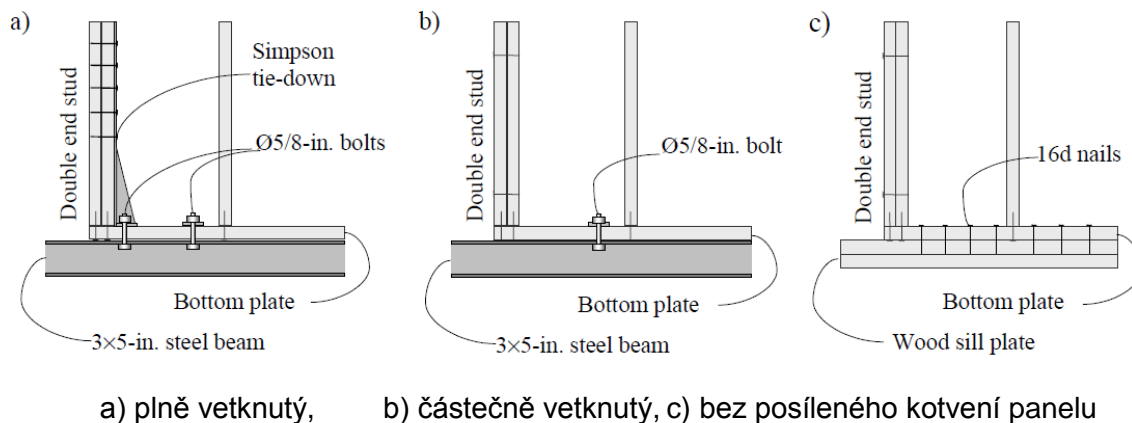
sedničových panelů k základové železobetonové desce je znázorněn na (obr. 7). Případná tahová napětí v plášti panelu se přenáší přes lepený spoj do vodorovného dřevěného prvku, který je bodově kotven k základové betonové desce pomocí vlepených závitových tyčích.



Obr. 7 Standardní kotvení sendvičových panelů [2]

Oblast bodového kotvení panelu k základové konstrukci představuje kritické místo ovlivňující výslednou únosnost výztužné stěny stavebního systému ze sendvičových panelů.

Vliv způsobu kotvení výztužné stěny byl předmětem dizertační práce A. Salenikovich, *The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls, USA, 2000* [5]. Kotvení rámové konstrukce výztužné stěny má vliv na rozdělení vnitřních sil a významně se podílí na celkové odolnosti systému vůči vodorovnému zatížení. Dostatečná únosnost svislého sloupku vůči tahovým napětím má zásadní význam u návětrných hran, které jsou nevíce namáhány. V případě dostatečné kapacity spojovacích prostředků a vzniku plastického chování spojů mezi pláštěm a dřevěným rámelem, lze předpokládat redistribuci zatížení do vzdálenějších sloupků od návětrné hrany.

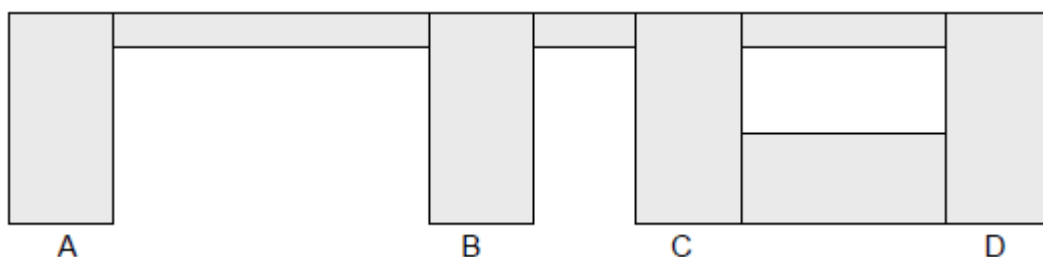


Obr. 8 Typy přikotvení panelu [5]

Provedení kotvení výztužných stěn lze rozdělit do tří základních skupin, které jsou vyobrazeny na (obr. 8)

- a) plně vetknutý panel,
- b) částečně vetknutý panel,
- c) bez posíleného kotvení panelu.

Významným parametrem ovlivňujícím velikost kotevní síly panelu je jeho délka. Při současném trendu moderní výstavby dřevostaveb, kdy je kladen velký význam na otevřenou dispozici a vzdušnost bytových prostor, rostou s těmito požadavky nároky na kotvení výztužných panelů, které musí odolávat vodorovnému zatížení působícímu na konstrukci. V tomto směru je podstatný poměr výšky stěny a délky i umístění otvorů. Typickým příkladem mohou být stěny s otvory např. pro vjezd do garáže. V těchto případech je bezpečné předpokládat, že zatížení panelu A a D je vyšší než vnitřních výztužných panelů B a C. znázorněných na (obr. 9) Přenos do jednotlivých segmentů stěny je pak ovlivněno typem kotvení a vzájemným propojením výztužných panelů.



Obr. 9 Rozmístění otvorů ve stěně [5]

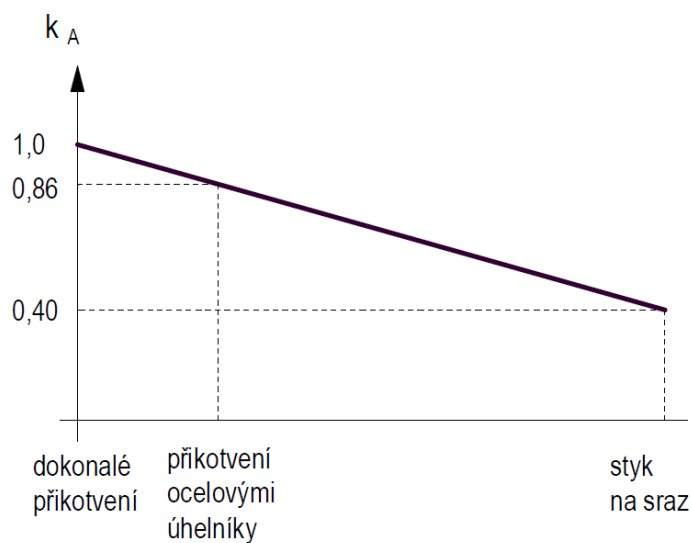
Brandejs [3] se ve své disertační práci zabýval vlivem kotvení na výztužné stěny, zavádí redukční součinitel  $k_A$  pro únosnost výztužné stěny v závislosti na použitém typu

spoje mezi taženým sloupkem a spodním dřevěným prahem. Tento redukční součinitel je možné použít pouze v případě kotvení jednoho panelu, který odpovídá provednému experimentu [3]. Redukce výztužné stěny je dána vztahem

$$F_{v,d} = k_A F_{f,d} \cdot b/s, \quad (1)$$

kde je

$F_{v,d}$	smyková únosnost panelu,
$F_{f,d}$	návrhová pevnost příčně namáhaného spojovacího prostředku,
$b$	šířka panelu,
$s$	rozteč spojovacích prostředků,
$k_A$	součinitel zohledňující míru přikotvení taženého sloupku k prahu.



Obr. 10 Redukce únosnosti výztužné stěny [3]

## 2.3 Postupy stanovení únosnosti výztužných stěn

### 2.3.1 Výpočtové modely – normový přístup dle ČSN EN 1995-1-1

Výztužné stěny ze sendvičových panelů s polystyrénovým jádrem nemají oporu v ČSN EN 1995 [4], ale na normovém příkladu výpočtu pro sloupkový systém lze nejlépe prezentovat odlišnosti obou systémů ve statickém chování. Mezi základní principy při navrhování výztužných stěn s použitím desek na bázi dřeva patří předpoklad idealizovaného stěnového dílce. Spolupůsobení stěnového dřevěného rámu a pláště panelu je zajištěno pomocí spojovacích prostředků (nejčastěji sponek), které umožňují větší plastické deformace než lepeného spoje, které se používají při spojování sendvičových panelů.

Normový postup nabízí dvě zjednodušené metody, jak přistupovat k návrhu výztužných stěn. Mezi obecné předpoklady pro obě metody patří především dokonalé

kotvení základového prahu, který je v ideálním případě vetknutý do základové konstrukce. Spojení prvků dřevěného rámu se předpokládá kloubové. Nadzvednutí taženého sloupku je zamezeno.

### Metoda A

Výpočet předpokládá vytvoření stejnoměrného smykového toku podél dřevěného rámu panelu jak je patrné na (obr. 6), ke kterému dojde při zplastizování spojovacích prostředků mezi pláštěm a dřevěným rámem panelu. Stěnové panely obsahující dveřní a okenní otvory se do výpočtu neuvažují. Při opláštění panelu stejnými konstrukčními deskami z obou stran a se stejnými spojovacími prostředky se výztužná únosnost panelu zdvojnásobí oproti jednostranně opláštěnému panelu.

V případě doporučeného postupu zjednodušení podle metody A se předpokládá, že tahová kotva na konci výztužné stěny je přímo připojena ke spodní stavbě a sloupku stěnového panelu. Tento předpoklad není v konstrukčním systému se sendvičovými panely splněn. Další odlišností je požadavek na rovnoměrné rozmístění spojovacích prostředků mezi pláštěm a jádrem panelu, který je sice splněn, ale jeho funkcí je vyvinutí dostatečného přitlaku pro lepený spoje mezi dřevěnými lemujícími prvky a pláštěm panelu. Z tohoto plyne, že chování lepeného spoje je výrazně odlišné v porovnání se spojovacími prostředky kolíkového typu (např. sponkami). Vysoká tuhost spoje neumožňuje příliš velký prokluz a předpokládá se křehké porušení spoje. Jak je prezentováno dále, na sendvičový panel nemohou být aplikovány výpočetní modely, které předpokládají plastické chování spoje. Pro stěny skládající se z více stěnových panelů se návrhová výztužná únosnost uvažována součtem výztužných únosností jednotlivých panelů. Únosnost výztužné stěny se určí ze vztahu

$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd} b_i c_i}{s}, \quad (2)$$

kde je

$F_{f,Rd}$	návrhová únosnost ve stříhu jednoho spojovacího prostředku,
$b_i$	šířka stěny panelu,
$s$	rozteč spojovacích prostředků,
$c_i$	redukční součinitel zohledňující poměr šířky panelu k jeho výšce.

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{pro } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{pro } b_i < b_0 \end{cases}$$

kde  $b_0 = h/2$  a  $h$  je výška stěny.

Kotevní síly na kraji výztužného panelu  $F_{i,c,ED}$  a  $F_{i,t,ED}$  zobrazené na (obr. 6) se stanoví z jednoduchého vztahu

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed}h}{b_i}, \quad (3)$$

Zjednodušená metoda A, která je určena pro stěnové deskové konstrukce uvedená v EC5 [4] není vhodná pro posuzování sendvičových panelů. Tento postup je aplikovatelný pouze za splnění těchto kritérií:

- a) Panel, který je započítatelný do výztužné stěny, má být osazen na svém začátku a konci tahovou kotvou přímo spojenou se spodní konstrukcí.
- b) Vetknutý panel má opláštění z jedné nebo obou stran, které je k dřevěnému rámu kotveno spojovacími prostředky s konstantní roztečí a šířka pláště je minimálně  $h/4$ .

Na první pohled tyto předpoklady splňují i sendvičové panely. Geometricky jsou stejných rozměrů jako v případě sloupkového systému. Lemující dřevěné prvky, které v zásadě odpovídají rámové konstrukci, jsou po svém obvodu spojeny lepeným spojem, který je zajištěn kovovými sponkami s konstantní roztečí. K základovému prahu jsou kotveny s roztečí cca 700 mm vlepenými závitovými tyčemi do spodní stavby. Zásadní odlišnost v namáhání panelů vodorovným zatížením tvoří drobný detail, který není v případě sendvičových panelů realizovatelný. Předpoklad pro rámovou konstrukci je kloubové propojení dřevěného rámu, jak je uvedené v [5]. Toto propojení dřevěného rámu není v případě sendvičových panelů z hlediska jejich montáže proveditelné. Tento rozdíl má za následek zvýšené namáhání mezi OSB pláštěm panelu a spodním dřevěným lemujícím prvkem.

### Metoda B

V rámci zjednodušené metody B do výpočtu výztužné únosnosti panelu vstupují další součinitele zohledňující rozteč spojovacích prostředků, rozměrový součinitel, součinitel spojitého zatížení stěny a materiálu pláště. Únosnost panelu se potom určí vztahem

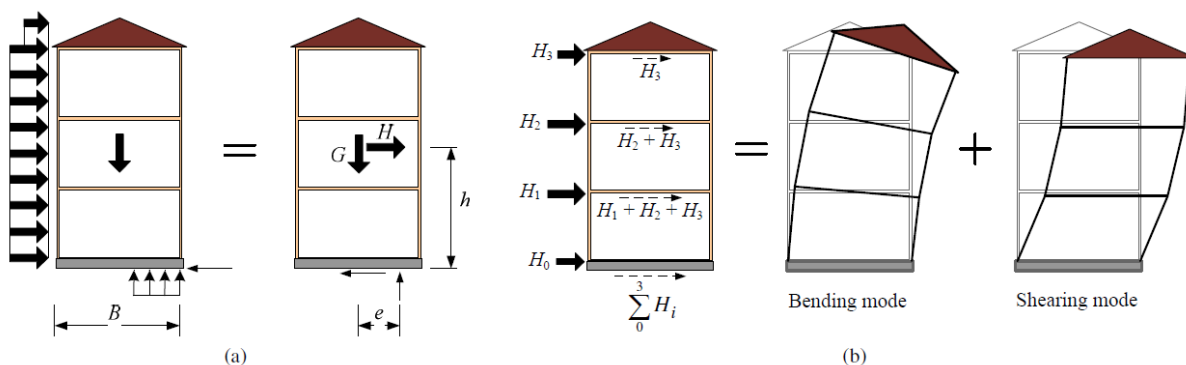
$$F_{i,v,Rd} = \frac{F_{f,Rd}b_i c_i}{s_0} k_d k_{i,q} k_s k_n, \quad (4)$$

kde je  $F_{f,Rd}$  návrhová únosnost ve stříhu jednoho spojovacího prostředku,  
 $b_i$  šířka stěny panelu,  
 $s_0$  rozteč spojovacích prostředků,  
 $k_d$  rozměrový součinitel panelu,  
 $k_{i,q}$  součinitel zatížení stěny,  
 $k_s$  součinitel rozteče spojovacích prostředků,  
 $k_n$  součinitel materiálu pláště [4].



### 2.3.2 Analýza výztužných stěn podle Källsnera a Girhammara [6] [7]

Autoři studie Girmhammar a Källsner připravili návrhový model, který bude v brzké době implementován do normových postupů pro stanovení únosnosti výztužné stěny pro sloupové systémy. Plastický model zohledňuje různé typy kotvení sloupků k základovému prahu a je vhodný pro vícepodlažní budovy. Dokonce umožňuje zapojení stěn, které jsou kolmé na výztužné stěny. Plastický návrh má několik výhod, umožňuje efektivnější využití materiálu, lépe vystihuje spojení výztužných stěn a jejich namáhání, snižuje náročnost na plné vetknutí panelu a umožňuje kombinovat různé typy kotvení. Autoři metody připouštějí i využití zapojení stěn s otvory. Aplikovatelnost této plastické metody je však závislá na plastickém chování spojů, které musí mít dostatečnou kapacitu i při vyšších deformacích. Je potřeba zmínit, že model nezohledňuje boulení panelů nebo ztrátu stability sloupků.



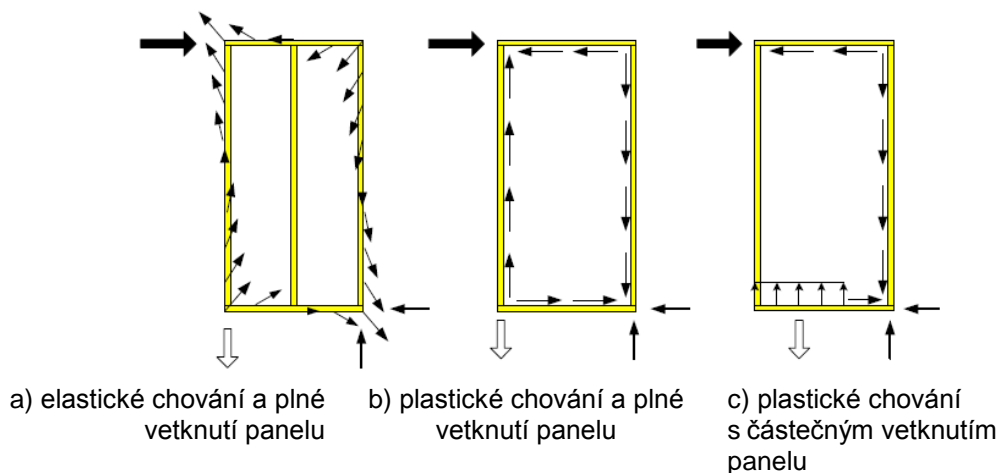
a) namáhání celku b) převedení namáhání na jednotlivá podlaží budovy

Obr. 11 Schématické znázornění chování budovy [7]

Stabilita proti překlolení budovy při kombinaci svislého a vodorovného zatížení, které je vyobrazeno na (obr. 11), je splněno za podmínky

$$G \cdot e > H \cdot h$$

Vetknutí výztužné stěny vede k vyšší únosnosti než v případě částečného kotvení, ale na druhé straně plně vetknutá výztužná stěna klade daleko vyšší nároky na kotvicí prvky. Na (obr. 12) je znázorněno rozdělení vnitřních sil mezi pláštěm a dřevěným rámem při elastickém nebo plastickém chování s plným vetknutím panelu, anebo při plastickém chování s částečným vetknutím stěny. V následující kapitole je podrobněji rozebrán elastický návrhový model a plastický návrhový model.



Obr. 12 Redistribuce přenosu síly z opláštění panelu na dřevěný rám [8]

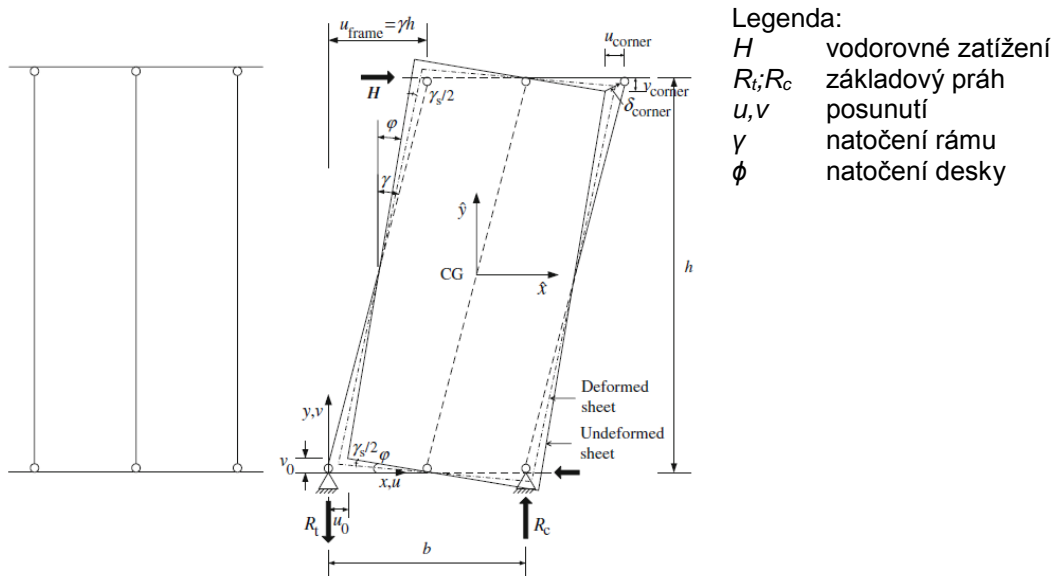
### 2.3.2.1 Elastický návrhový model

Výpočet únosnosti výztužné stěny vychází z elastického modelu plně vetknutého dřevěného rámu stěny s tuhou konstrukční deskou. Dřevěný rám je vytvořen ze sloupků a průběžného horního a spodního prahu, spolupůsobení s konstrukční deskou je zajištěno spojovacími prostředky (sponkami).

Elastický model platí za splnění několika předpokladů.

- a) Prvky dřevěného rámu a konstrukční deska jsou tuhé.
- b) Konstrukčním deskám není bráněno rotaci jiným konstrukčním prvkem.
- c) Spoje dřevěného rámu jsou kloubové.
- d) Zatížení spojovacích prostředků mezi konstrukční deskou a dřevěným rámem se chová elasticky a to až do porušení konstrukce.
- e) Spoj má konstantní tuhost, která není závislá na směru zatížení a orientaci připojovacích prvků.
- f) Posunutí jsou malá.
- g) Vzdálenost spojovacího prostředku od hrany konstrukční desky je zanedbána.

Posledním předpokladem je, že tažený sloupek je kotven k základovému prahu a není umožněno jeho svislé posunutí. Schéma výztužného panelu a zatížený panel včetně zavedených posunutí a natočení (rámu, konstrukční desky) jsou znázorněny na (obr. 14).



Legenda:  
 $H$  vodorovné zatížení  
 $R_l; R_c$  základový práh  
 $u, v$  posunutí  
 $\gamma$  natočení rámu  
 $\phi$  natočení desky

Obr. 13 Elastický model výztužné stěny [6]

Maximální zatížení spojovacích prostředků je v rozích panelu. Pokud se za sílu působící na spojovací prostředek v rohu panelu dosadí únosnost sponky ve stříhu, vychází výztužná únosnost panelu takto:

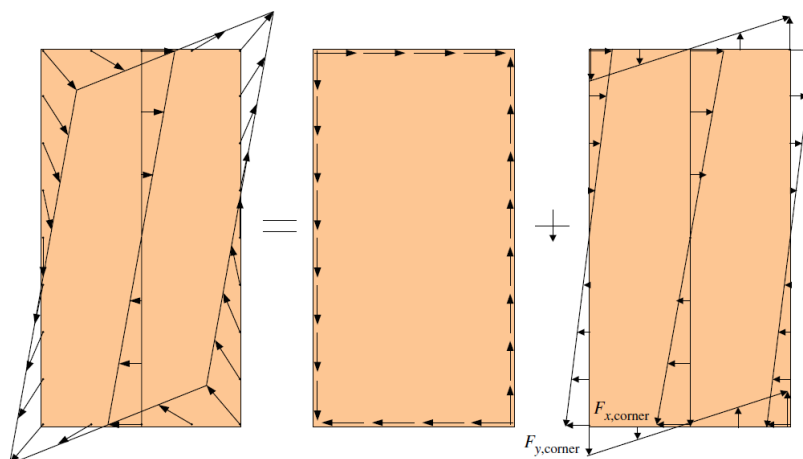
$$H = \frac{F_v}{h \sqrt{\left[ \frac{\hat{x}_{coner}}{\sum_{i=1}^n \hat{x}_i^2} \right]^2 + \left[ \frac{\hat{y}_{coner}}{\sum_{i=1}^n \hat{y}_i^2} \right]^2}} \quad (5)$$

kde  $F_v$  je únosnost spojovacího prostředku ve smyku,  
 $s_r$  je vzdálenost sponek.

Za předpokladu, že po obvodě výztužné stěny jsou spojovací prostředky rozmístěny rovnoměrně, dojde k výraznému zjednodušení únosnost výztužné stěny.

$$H = \frac{b}{s_r} F_v \quad (6)$$

Elastický model umožňuje stanovení únosnosti výztužné stěny pro různé poměry svislého a vodorovného zatížení a i různého rozmístění spojovacích prostředků. Ze studie například vyplývá, že v případě rozmístění spojovacích prostředků pouze mezi opláštěním a horním, spodním prahem je únosnost výztužné stěny vyšší než jen v případě rozmístění spojovacích prostředků v místě sloupků [6].



Obr. 14 Elastický model výztužné stěny [6]

### 2.3.2.2 Plastický model

Stanovení únosnosti výztužné stěny pomocí plastického modelu vychází z podobných předpokladů jako u elastického modelu, ale liší se v chování spojovacích prostředků, u kterých se předpokládá idealizovaný bilineární plastický diagram. Stanovení výztužné únosnosti  $H$ , která opět vychází z energetické metody virtuálních prací, předpokládá, že prvky dřevěného rámu jsou tuhé a kloubově propojeny. Každý dřevěný prvek má svůj bod otáčení, podle kterého se otáčí vůči konstrukční desce. Touto geometrií je definován způsob namáhání jednotlivých spojovacích prostředků, jak je patrné z (obr. 15).

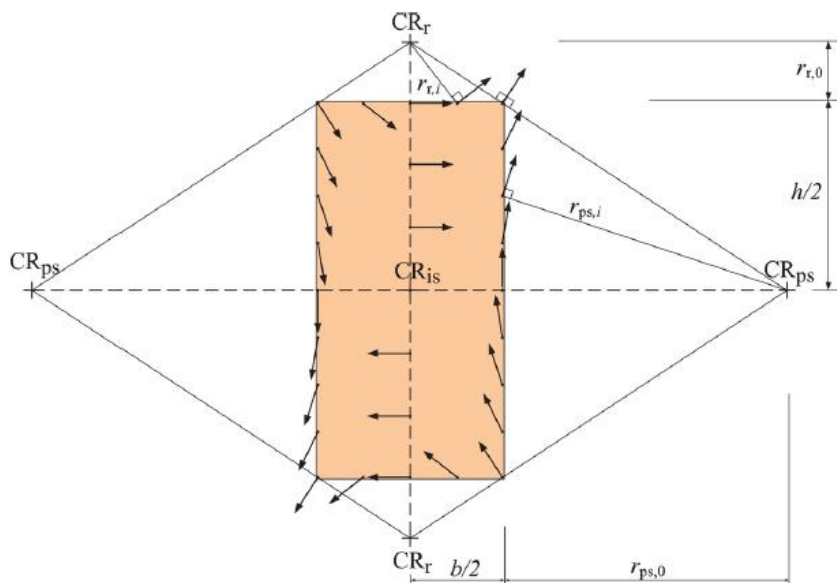
$$2 \sum_r F_p r_{r,i} \varphi + 2 \sum_{ps} F_p r_{r,i} (\gamma - \varphi) + \sum_{is} F_p r_{r,i} \varphi = H h \gamma \quad (7)$$

Po matematickém vyjádření a úpravách uvedených v [6] je výsledná výztužná únosnost rovna

$$H = \frac{2F_p \sum_r r_{r,i} + F_p \frac{2r_{r,0}}{h} [2 \sum_{ps} r_{ps,i} + \sum_{is} r_{is,i}]}{h \left(1 + \frac{2r_{r,0}}{h}\right)} \quad (8)$$

V případě konstantního rozmístění spojovacích prostředků se výpočet opět výrazně zjednoduší na

$$H = f_p \cdot b \quad (9)$$



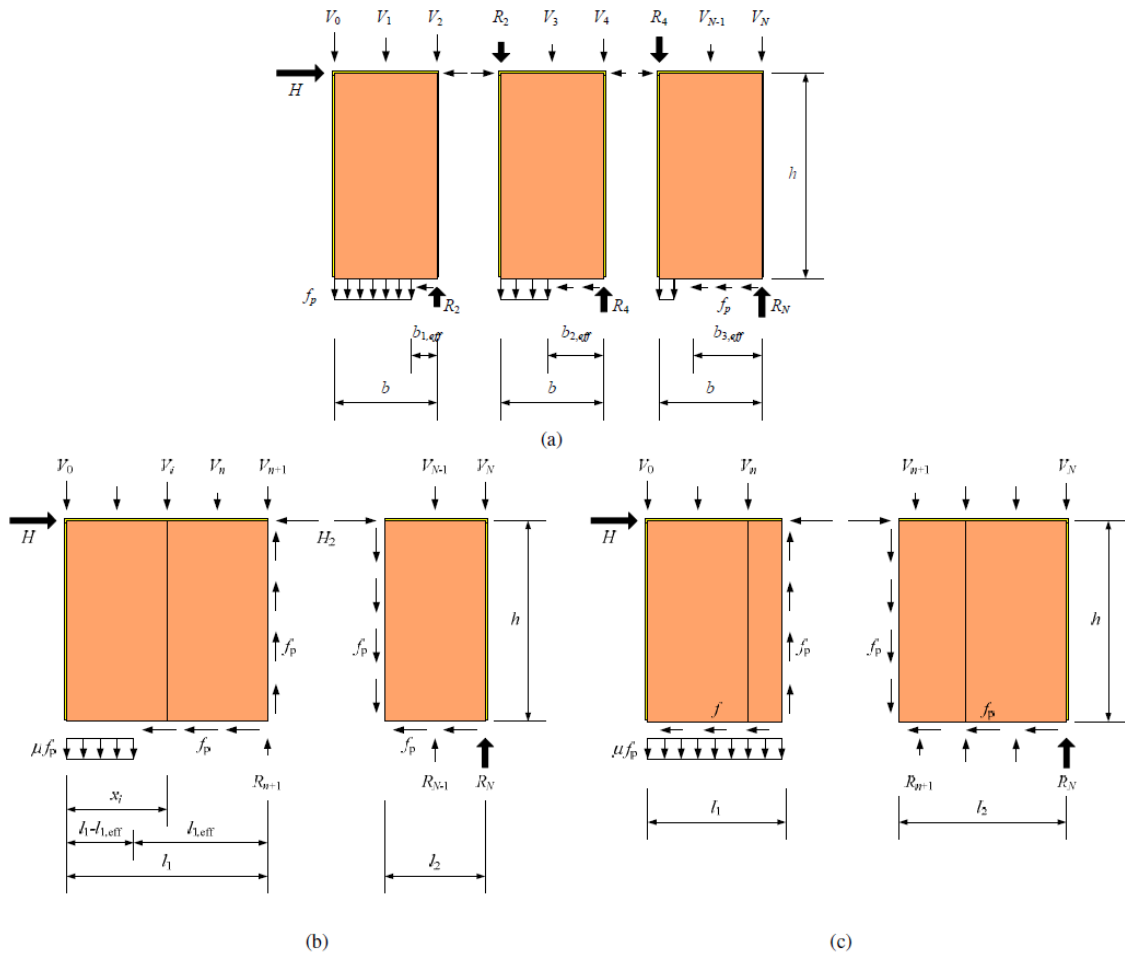
Obr. 15 Geometrie modelu výztužné stěny [7]

Plastický model podle Källsnera a Girhamera může být uvažován pouze při dostatečné duktilitě spojů. Jeho velkou předností je, že může zohlednit různé typy kotvení. Model předpokládá následující tři typy spojů, které jsou znázorněny na (obr. 16).

- a) Opláštění je umožněna volná rotace a nedochází k přenosu síly mezi jednotlivými panely.
- b) Kontakt mezi jednotlivými panely umožňuje přenesení síly.
- c) Uvažuje se s přenesením síly mezi panely a síly ze sloupku do spodního prahu.

V případě volné rotace panelů je vodorovné zatížení  $H$  přenášeno v základové spáře pouze na efektivní délce  $b_{i,eff}$ .

$$H = f_p \sum_{i=1}^{n_{segment}} b_{i,eff} \quad (10)$$



Obr. 16 Rozdělení sil při částečném vetknutí výztužné stěny a) bez přenosu sil mezi jednotlivými panely b) s přenosem sil mezi panely c) s přenosem sil mezi panely a zapojení mezilehlého sloupku [9]

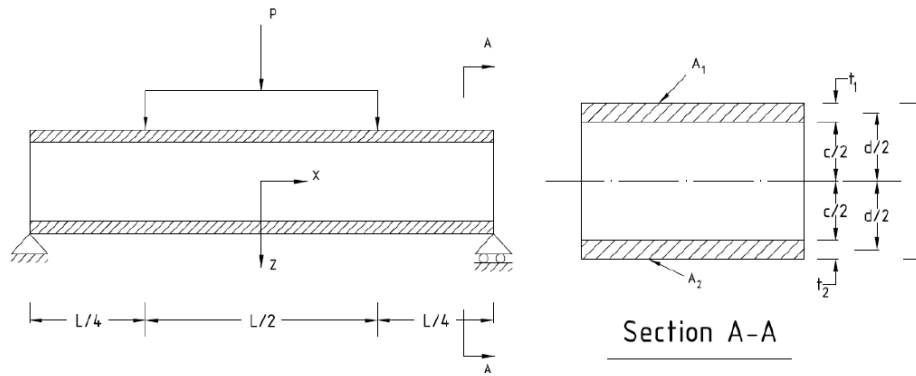
## 2.4 Ohybová tuhost sendvičových panelů

### 2.4.1 Analytický model podle Allena [10]

Jedním z prvních modelů pro sendvičové panely je vypracován Allenem (1969), který je zmiňován velmi často v zahraniční literatuře. Jeho model předpokládá měkké jádro sendvičového panelu, které má dostatečnou smykovou tuhost k zajištění spolupůsobení opláštění. Pro výpočet normálového napětí je po výšce průřezu zobrazeného na (obr. 17) rozděleno na hodnotu v opláštění a v jádru panelu takto:

$$\sigma_f = \frac{M_y \cdot z \cdot E_f}{D} \quad \text{pro} \quad \frac{c}{2} \leq z \leq \frac{h}{2} \quad (11)$$

$$\sigma_c = \frac{M_y \cdot z \cdot E_c}{D} \quad \text{pro} \quad -\frac{c}{2} \leq z \leq \frac{c}{2} \quad (12)$$



Legenda: P celkové zatížení  
L rozpon panelu

Obr. 17 Geometrie sendvičového panelu [11]

Celková ohybová tuhost panelu kolem příčné osy je dána vztahem

$$D = E_f \frac{bf^3}{6} + E_f \frac{bfd^2}{2} + E_c \frac{bc^3}{12} \quad (13)$$

kde  $E_f$  je modul pružnosti v tlaku/tahu opláštění panelu,  
 $E_c$  je modul pružnosti jádra panelu.

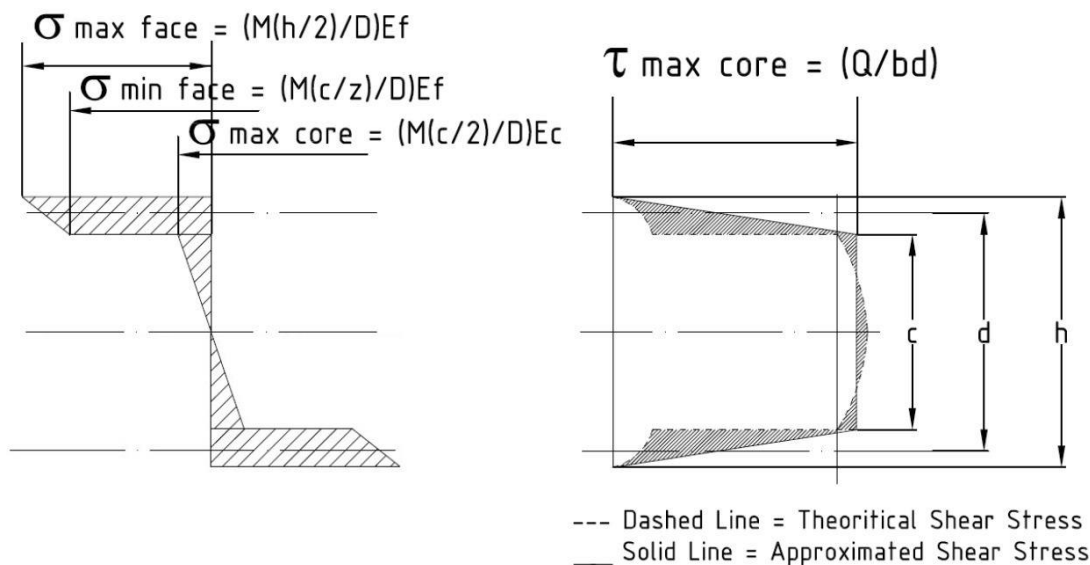
Při posuzování lze zanedbat příspěvek ohybové tuhosti samotných OSB desek, které jsou řádově nižší než ohybová tuhost daná Steinerovým doplňkem.

Výpočet smykového napětí vychází z

$$\tau = \frac{QS}{Db} \sum SE \quad (14)$$

a po dosazení dostáváme průběh smykového napětí po výšce.

$$\tau(z) = \frac{Q}{D} \sum \left[ E_f \frac{fd}{2} + \frac{E_c}{2} \left( \frac{c^2}{4} - z^2 \right) \right] \quad (15)$$



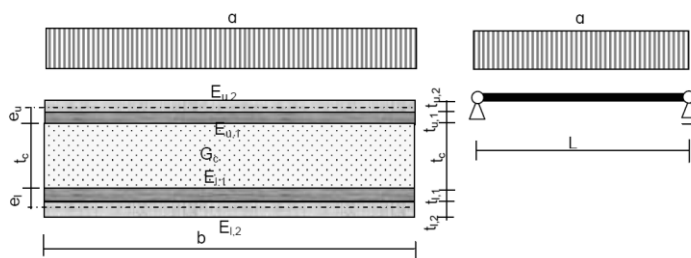
Obr. 18 Geometrie sendvičového panelu [11]

Z průběhu smykového napětí po výšce na (obr. 18) je patrné, že v případě měkkého jádra dochází ke zjednodušení výpočtu na

$$\tau_{max} = \frac{Q}{bd} \quad (16)$$

#### 2.4.2 Analytický model Kreuzingera [12]

V rámci podpory technického evropského schválení výrobků lze použít pro sendvičové panely postupy popsány v EOTA TR 019. Jsou zde doporučení pro posouzení sendvičových panelů v různých variantách (jednostranně i oboustranně oplaštěnými panely, s/bez vloženými žebry a včetně/bez spolupůsobení jádra panelu). Základní statické modely sendvičového panelu vycházejí z prostě podepřeného nosníku s vlivem posouvajících sil při deformaci jádra panelu. Model předpokládá, že plášť panelu je složen ze dvou spolupůsobících vrstev z materiálů s různým modulem pružnosti.



Obr. 19 Model sendvičového panelu podle EOTA TR 019 [12]



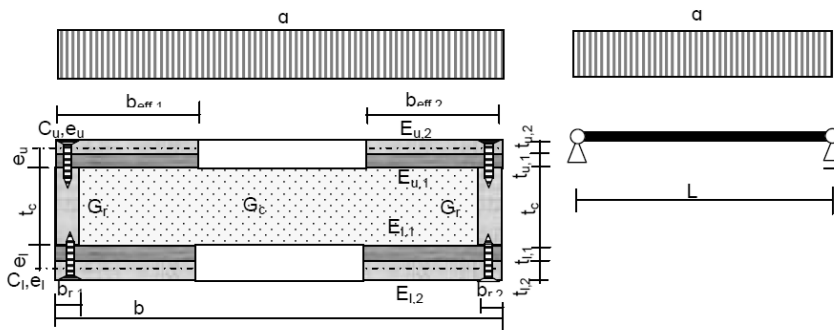
V případě výpočtu průhybu je potřeba vzít v úvahu vliv posouvajících sil na průhyb sendvičového panelu. Důvodem je vliv smykového jádra na ohybovou a smykovou tuhost panelu. Maximální průhyb zmíněného modelu panelu při spojitém zatížení je

$$\max w = \frac{5qbL^4}{384B_s} + \frac{qbL^2}{8G_cbt_c} \quad (17)$$

kde je

$B_s$	ohybová tuhost panelu,
$G_c$	modul pružnosti ve smyku jádra panelu,
$b, t_c$	šířka a tloušťka jádra panelu,
$L$	rozspan panelu.

Druhý model sendvičového panelu s výztužnými žebry se opírá o normový přístup v ČSN EN 1995-1-1, kde je u složeného průřezu uvažován prokluz spojovacích prostředků. V tomto modelu se nepředpokládá spolupůsobení jádra s pláštěm panelu a jedná se o vrstvenou konstrukci. V případě takto provedených panelů je potřeba zavést efektivní spolupůsobící šířku pláště [4].

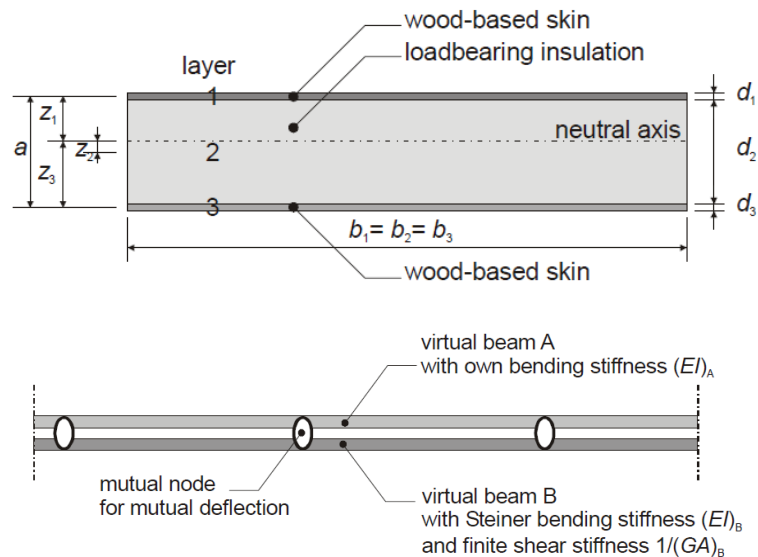


Obr. 20 Model sendvičového panelu s žebry [12]

Třetí model sendvičového panelu vychází poznatků Kreuzingera, který lze aplikovat na sendvičový dílec o  $n$  vrstvách. V případě zkoumaného konstrukčního systému je omezení pouze na tři spolupůsobící vrstvy panelu.

Základním principem výpočtového modelu podle Kreuzingera je převedení sendvičového panelu na dva virtuální nosníky. Virtuálnímu nosníku A je přisouzena ohybová tuhost jednotlivých vrstev a ohybová tuhost Steinerových doplňků je přisouzena virtuálnímu nosníku B. [13]

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i I_i \quad (EI)_B = \sum_{i=1}^3 E_{t(c),II,0,mean,ii} A_i z_i^2 \quad (18)$$

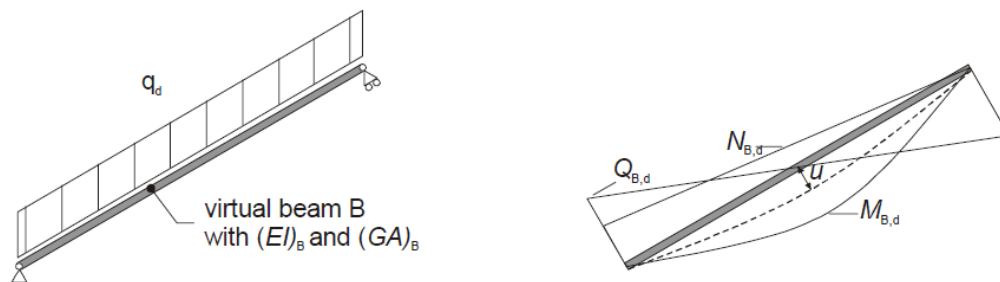


Obr. 21 Sendvičový panel – model s virtuálním nosníkem [12]

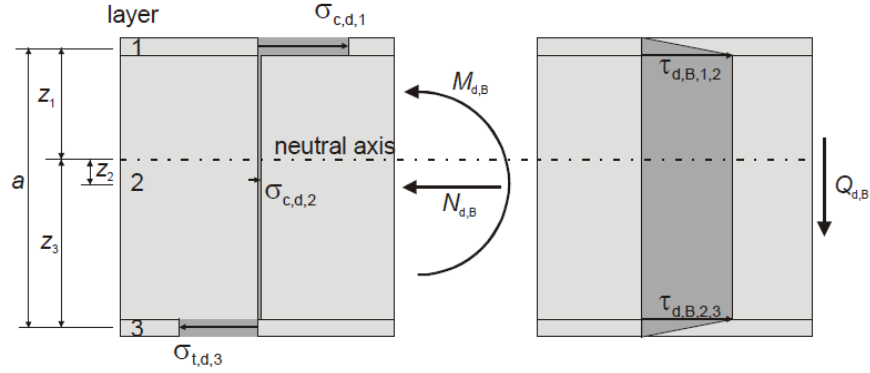
Vzhledem k tloušťce jádra panelu ku tloušťce OSB desek je moment setrvačnosti jednotlivých vrstev přibližně 100-200 menší než Steinerovy doplňky, proto lze zanedbat ohybovou tuhost virtuálního nosníku A. Smyková tuhost nosníku A je nekonečná a pro smykovou tuhost nosníku B platí následující vztah.

$$\frac{1}{(GA)_B} = \frac{1}{S} = \frac{1}{a^2} \left( \frac{d_1}{2 \cdot G_{+0,mean,1} \cdot b_1} + \frac{d_2}{G_{mean,2} \cdot b_2} + \frac{d_3}{2 \cdot G_{+0,mean,3} \cdot b_3} \right) \quad (19)$$

Průběh normálových napětí po příčném průřezu sendvičového panelu je znázorněném na (obr. 23).



Obr. 22 Statické schéma a průběh vnitřních sil [8]



Obr. 23 Průběh napětí na průřezu sendvičového panelu [8]

$$N_{d,1} = \frac{E_{t(c),\parallel,0,mean,1} \cdot A_1 \cdot z_1}{(EI)_B} \cdot M_{d,B} + \frac{E_{t(c),\parallel,0,mean,1} \cdot A_1}{\sum_{i=1}^3 E_{t(c),\parallel,0,mean,i} \cdot A_i} \cdot N_{d,B} \Rightarrow \sigma_{c,d,1} = \frac{N_{d,1}}{A_1} \quad (20)$$

$$\tau_{d,B,0,1} = 0 \quad \tau_{d,B,1,2} = \frac{\sum_{i=1}^1 E_{t(c),\parallel,0,mean,i} \cdot A_i \cdot z_i}{(EI)_b} \cdot \frac{Q_{d,B}}{\min\{b_1, b_2\}} \quad (21)$$

$$\tau_{d,B,1,2} = \frac{\sum_{i=1}^1 E_{t(c),\parallel,0,mean,i} \cdot A_i \cdot z_i}{(EI)_b} \cdot \frac{Q_{d,B}}{\min\{b_1, b_2\}} \quad \tau_{d,B,2,3} = \frac{\sum_{i=1}^1 E_{t(c),\parallel,0,mean,i} \cdot A_i \cdot z_i}{(EI)_b} \cdot \frac{Q_{d,B}}{\min\{b_2, b_3\}}$$

$$\tau_{1,d,1} = \min\{\tau_{d,B,0,1}, \tau_{d,B,1,2}\} \quad \tau_{1,d,2} = \min\{\tau_{d,B,1,2}, \tau_{d,B,2,3}\} \quad (22)$$

$$\tau_{2,d,1} = |\tau_{d,B,0,1} - \tau_{d,B,1,2}| = \tau_{d,B,1,2} \quad \tau_{2,d,2} = |\tau_{d,B,1,2} - \tau_{d,B,2,3}|$$

$$\tau_{max,d,1} = \tau_{1,d,1} + \tau_{2,d,1} = \tau_{d,B,1,2} \quad \tau_{max,d,1} = \tau_{1,d,2} + \tau_{2,d,2}$$

Výpočtové modely uvedené v doporučení TR 019 jsou aplikovatelné na posouzení panelů zatížených osově nebo příčným namáháním panelu, ale nezahrnují posouzení vzpěrné únosnosti panelu a posouzení výztužných stěn ze sendvičových panelů s polystyrénovým jádrem [12].

## 2.5 Tlakové namáhání panelu

Panely namáhané tlakem od svislého zatížení musí mít dostatečnou únosnost a musí být ověřena i jejich stabilita. Tlakem namáhané sendvičové panely s excentricitou  $e$  musí splnit následující podmínku

$$P \leq P_E \quad \text{kde} \quad P_E = C_E \cdot F_C \cdot A_f \quad (23)$$

Součinitel  $C_E$  zohledňuje excentricitu  $e$  působící síly, která nemá být vyšší než  $e \geq h/6$

$$C_E = \frac{1}{1 + \frac{ey_c}{r^2} \sec \left[ \frac{12L}{2r} \sqrt{\frac{3P}{A_f E_B}} \right] + \frac{3Pe y_c}{2A_v G I}} \quad (24)$$

kde je  $e$  excentricita,  
 $y_c$  vzdálenost od těžiště k tlačným vláknům,  
 $L$  vzpěrná délka panelu,  
 $P$  tlaková síla.

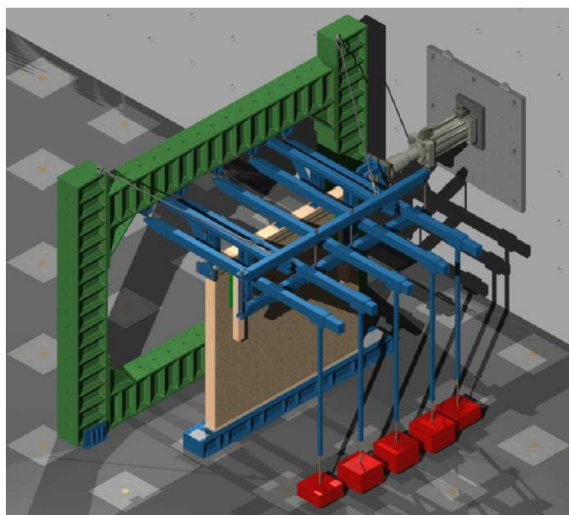
Vzpěr se zohledňuje následující podmínkou [14].

$$P \leq P_{Cr} \quad \text{kde} \quad P_{Cr} = \frac{\pi^2 E_b I}{3(12L)^2 \left[ 1 + \frac{\pi^2 E_b I}{(12L)^2 \cdot A_v G} \right]} \quad (25)$$

## 2.6 Zkoušky výztužných stěn

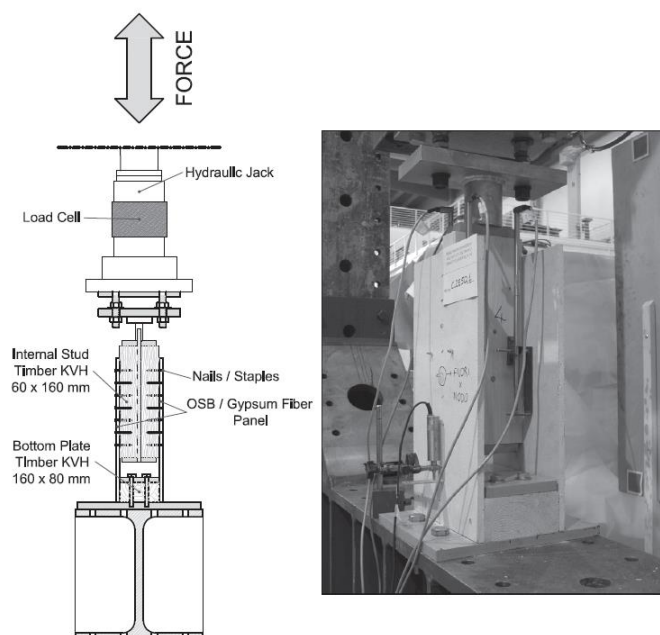
## 2.7 Monotónní a cyklické namáhání spojů výztužných stěn

Sartorih se zaměřuje převážně na rámový systém, ale závěry z této práce lze aplikovat i pro sendvičové panel. Celkem v jeho práci bylo provedeno 11 testů s lineárně rostoucím vodorovným zatížením a 11 zkoušek s cyklickým vodorovným zatížením. Dále byl testován vliv svislého přetížení na únosnost výztužných stěn, vliv vzdálenosti spojovacích prostředků, způsob porušení a duktilita [1].



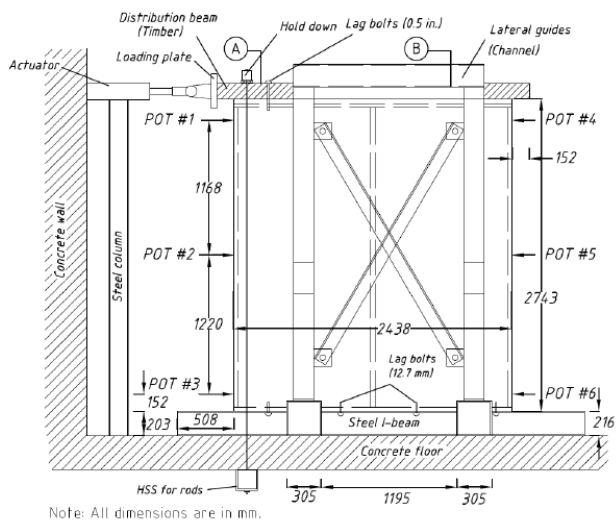
Obr. 24 Uspořádání zkušebního zařízení [1]

Práce dále se zaměřuje na popis chování spojů pláště a dřevěného rámu u výztužných stěn. Provedené cyklické zkoušky únosností spojovacích prostředků byly provedeny ve dvou konfiguracích s pláštěm z OSB desky a sádrovláknité desky. V případě sádrovláknité desky se prokázala nízká duktilita. Z hlediska seismicity je zásadním požadavkem zajištění dostatečně velkých posunutí, které byly v případě použití OSB desek zajištěny. Na (obr. 24) je znázorněno uspořádání experimentu, kdy byla testována únosnost výztužné stěny se svislým přitížením.



Obr. 25 Zkouška únosnosti spojovacích prostředků použitých u výztužných stěn [1]

Výsledky únosnosti a tuhosti zjištěných při experimentech byly porovnány s výpočty podle EC5. V případě OSB desek byla zjištěna rezerva 15% a v případě použitých sádrovláknitých desek se výsledky lišily o 50%. Závěr práce konstatuje dobrou shodu a možnost použití výpočetních normových postupů i v seismických oblastech. Další autor pojednávající o sendvičových panelech s polystyrénovým jádrem je Abbasi. Ve své práci se zaměřuje na analýzu panelů namáhaných ohybem, smykem ve své rovině, kombinací ohybu s tlakem. Provedení experimenty a návrhové modely cílí na použití v seismických oblastech včetně návrhových tabulek [11].



Obr. 26 Zkouška únosnosti u výtěžných stěn s cyklickým zatížením [11]

## 3 Cíle disertační práce

Cílem disertační práce je vytvořit **analytický model výztužné stěny** ze sendvičových panelů se sendvičovým jádrem, který umožní stanovení únosnosti výztužné stěny při působení vodorovného zatížení v kombinaci se svislým přitížením a stanoví průběh vodorovného posunutí horního prahu. Na základě analytického modelu bude možné pro systém výztužné stěny ze sendvičových panelů sestavit výpočetní algoritmus se součiniteli spolehlivosti tak, aby byl výpočetní model aplikovatelný v inženýrské praxi.

Jak již bylo zmíněno v předchozích kapitolách, současný přístup norem a doporučení v rámci evropských pravidel pro navrhování dřevostaveb ze sendvičových panelů tento model nenabízí. Požadavek na tento model vznáší výrobci sendvičových panelů, proto je cíl disertační práce propojením mezi praxí a akademickou sférou. Tento postup je v souladu se současným trendem, kdy kladen důraz na tento typ smluvní spolupráce.

### Dílčí cíle disertační práce

Pro dosažení vytyčeného cíle jsou stanoveny následující dílčí kroky:

- **Stanovení únosnosti na základě současných doporučení a normových předpisů**  
Výstupem této části disertační práce je současný stav řešení, který shrnuje dosažených výsledků výzkumu v této oblasti a zároveň stanoví únosnost výztužné stěny na základě dostupných postupů, které nejsou primárně určeny pro systém sendvičových panelů dřevostaveb.
- **Experimentální analýza výztužné stěny ze sendvičových panelů**  
Cílem této části je provedení experimentální analýzy únosnosti výztužné stěny ze sendvičových panelů, analýza únosnosti kotevní hlavy sendvičových panelů a provedení materiálových zkoušek.
- **Sestavení numerického modelu výztužné stěny**  
Pro ověření analytického modelu s různými modifikacemi je nezbytné provedení numerické studie, jejíž výstupy budou sloužit pro validaci analytického modelu. Verifikace numerického modelu bude podložena na experimentální analýzou.

## 4 Experimenty

Cíl experimentální části disertační práce se zaměřuje na provedení zkoušek výztužné stěny za účelem stanovení únosnosti a zjištění průběhu posunutí horního prahu při vodorovném zatížení stěny. Zkoušky jsou rozděleny do tří skupin, první typem jsou velkoformátové zkoušky výztužné stěny skládající se ze dvou sendvičových panelů, druhý typ zkoušek se zaměřuje na detail kotvení výztužné stěny a třetím typem jsou materiálové zkoušky. Výstup z experimentální analýzy bude sloužit k validaci numerického a analytického modelu výztužné stěny. Velkoformátové zkoušky by nebylo možné v takovém rozsahu provést bez spolupráce se soukromou sférou, která zajistila dodání zkušebních těles a provedla montáž výztužných stěn. Dále byla dodána zkušební tělesa pro ověření pevnosti lepeného spoje, který patří ke klíčovým detailům z hlediska únosnosti výztužné stěny. I přes tento významný benefit nebylo možné provést všechny nezbytné materiálové zkoušky, z toho důvodu byly moduly pružnosti dřevěných prvků a Possionovy konstanty převzaty z literatury (Štruktúra a vlastnosti dreva, Požgaj) [15].



Obr. 27 Přehled typových zkoušek

### 4.1 Zkouška výztužné stěny ze sendvičových panelů

Velkoformátová zkouška výztužné stěny složená ze dvou sendvičových panelů se zaměřila na stanovení tuhosti a únosnosti výztužné stěny. Princip zkoušky výztužných stěn je založen na aplikaci vodorovného bodového zatížení působícího v rovině stěny, které nahrazuje zatížení od větru a náhradní vodorovná zatížení, dále aplikaci svislého zatížení, které nahrazuje účinky od svislého zatížení navazujících konstrukcí na výztužnou stěnu. Únosnost výztužné stěny a tuhost stěnových panelů z dřevěným rámem je definována ve zkušební normě ČSN EN 594 [7]. Za účelem aplikovatelnosti



výsledků výrobci sendvičových panelů hlavní experiment koncepčně vychází z výše uvedené zkušební normy bez cyklického zatížení. Provedení zkoušek bylo konzultováno s rakouským institutem pro certifikaci výrobků Österreichisches Institut für Bautechnik.

Zkušební postup provedené zkoušky byl zvolen s ohledem na prokázání dostatečné únosnosti výztužných stěn a určení analytického výpočetního modelu, který bude odpovídat chování sendvičových panelů, protože podle současných normových postupů, ze kterých lze vycházet při posuzování výztužných stěn v případě rámové konstrukce (sloupkového systému), není možné sendvičové panely posoudit.

Únosnost kotvení sendvičových panelů byla záměrně zvýšena záměnou velkoformátové podložky za roznášecí ocelový plech o rozměrech 80 x 80 mm o tloušťce 6 mm, jak je patrné z (obr. 28). Důvodem této změny byl předpoklad eliminace prvního nejslabšího místa zatlačení podložky do spodního lemujícího prvku, ke kterému dojde při dosažení pevnosti dřeva kolmo na vlákna. Pevnost kolmo na vlákna je možné posoudit pomocí EC5 [4], přesto byla únosnost kotvení s velkoformátovou podložkou ještě prověřena v rámci zkoušek únosnosti kotevní hlavy. Dalším předpokládaným módem porušení je selhání lepeného spoje, které může nastat v OSB plášti anebo spodním dřevěném lemujícím prvku. Dále může dojít k porušení tlačené části sendvičového panelu.

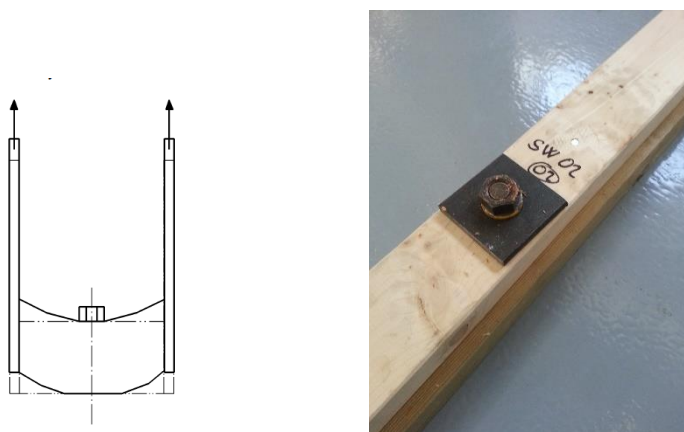
#### 4.1.1 Popis zkoušky

Zkušební těleso výztužné stěny je vytvořeno ze dvou sendvičových panelů, které jsou vyrobeny z OSB/3 desek a polystyrénového jádra. Spolupůsobení obou komponent je zajištěno plošným lepeným spojem z polyuretanu. Olemování panelů včetně základového prahu je z konstrukčního řeziva o profilu 38 x 88 mm. Spojení panelů je realizováno spojovacím prvkem vloženým panelem (JOINT), který eliminuje tepelné mosty a zajišťuje kontinuální průběh izolačního jádra panelu. Příčný řez výztužnou stěnou je na (obr. 29). Kotvení zkušební tělesa je provedeno pomocí závitových tyčí a roznášecího plechu tloušťky 6 mm o rozměrech 80 x 80 mm. Způsob uložení sendvičového panelu je patrný z (obr. 28). Základový práh a spodní lemování panelu je společně ukotven závitovou tyčí, která je vlepena do základové desky. Osová vzdálenost kotevních bodů bývá v praxi v rozmezí od 600 mm do 1000 mm. Základní rozměry zkušební vzorku jsou:

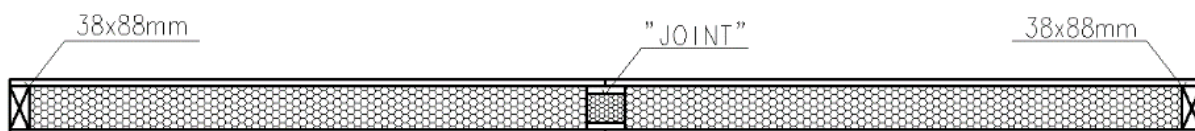
výška výztužné stěny	3000 mm,
šířka výztužné stěny	2500 mm,
tloušťka panelu	120 mm,
průřez lemujících prvků	38 x 88 mm,
výška základového prahu	50 mm,

vzdálenost sponek 150 mm.

Kotvení zkušební vzorků odpovídalo osové vzdálenosti kotevnických bodů v laboratoři, které nebylo možné změnit. Pro zkoušky bylo vyrobeno 5 výztužných stěn s označením SW - 01 až 05, celkový počet sendvičových panelů byl 10. Zkušební vzorky byly v průběhu zkoušky přitěžovány konstantním svislým zatížením a zatěžovány vodorovným zatížením dle zatěžovacího diagramu. V průběhu zkoušky byl měřen posun stěny ve třech bodech: vodorovný posun horního a spodního lemování a svislé nadzdvížení panelu. Schéma zatížení konstrukce je na (obr. 30) a průběh zatěžovacího diagramu je na (obr. 31).



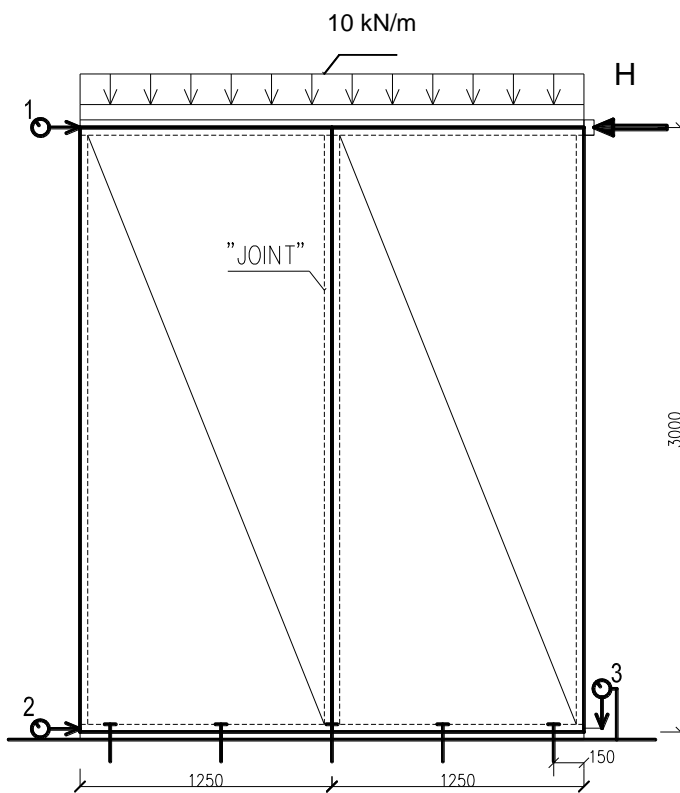
Obr. 28 Kotvení výztužné stěny-kotevní hlava



Obr. 29 Řez výztužnou stěnou

Svislé a vodorovné zatížení výztužné stěny bylo zajištěno pomocí hydraulických válců. Svislé konstantní liniové zatížení o hodnotě 10 kN/m simulovalo přitížení stěny od navazujících konstrukcí. Vodorovné zatížení bylo vnášeno do horního lemovacího dřevěného prvku a bylo postupně zvyšováno až do porušení stěny. Zkouška byla řízena silou s ručně ovládanými válci. Kotvení sendvičových panelů bylo upraveno tak, aby nedocházelo k protlačení kotvicích prvků základovým prahem a tím bylo také zabráněno nadzdvížení panelu v místě tahového namáhání. Způsob porušení výztužné stěny je odlišný od předpokladu uváděného ve EC5 [4] pro sloupkové systémy, kde se předpokládá, že jedno z nejslabších míst může být smykový tok mezi pláštěm a dřevěným rámem panelu.

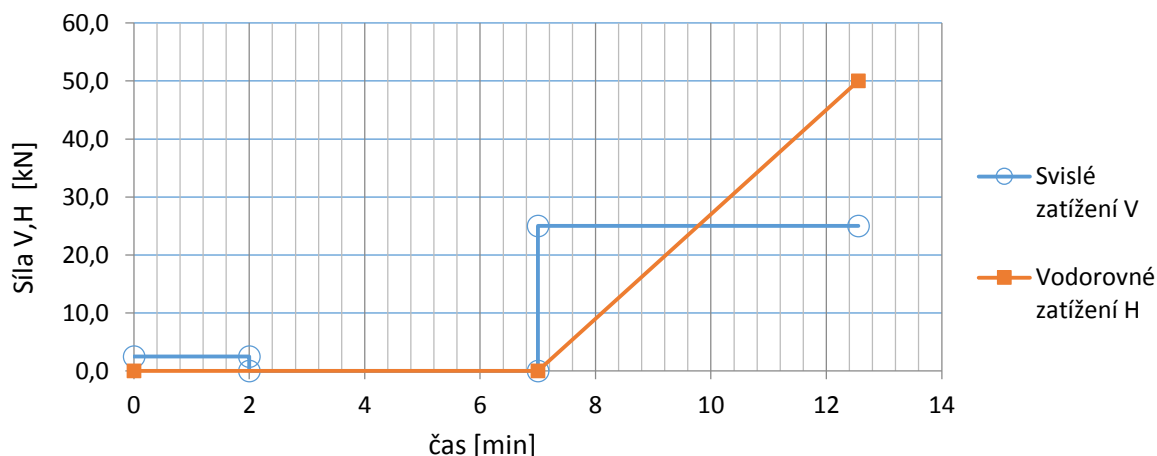
Kritickým místem je právě tahové namáhání spodního lemovacího prvku panelu ve směru kolmo na vlákna resp. pevnost ve smyku OSB v rovině desky v místě lepeného spoje. V tab. 1 jsou uvedeny naměřené maximální hodnoty vodorovného zatížení zkoušené stěny, při kterém došlo k porušení spodního lemovacího dřevěného prvku panelu. V tab. 2 je uvedena výztužná tuhost stěn. Z průběhu zkoušek lze konstatovat, že až do vodorovného zatížení zhruba 30 kN nedocházelo k významnému porušení výztužné stěny a vodorovný posun horního prahu rostl do zmiňované hodnoty zatížení lineárně. Během zkoušky byl zaznamenáván vodorovný posun stěny u horního nezatíženého a dolního okraje stěny a také nadzdvížení stěny v místě tahového namáhání stěny.



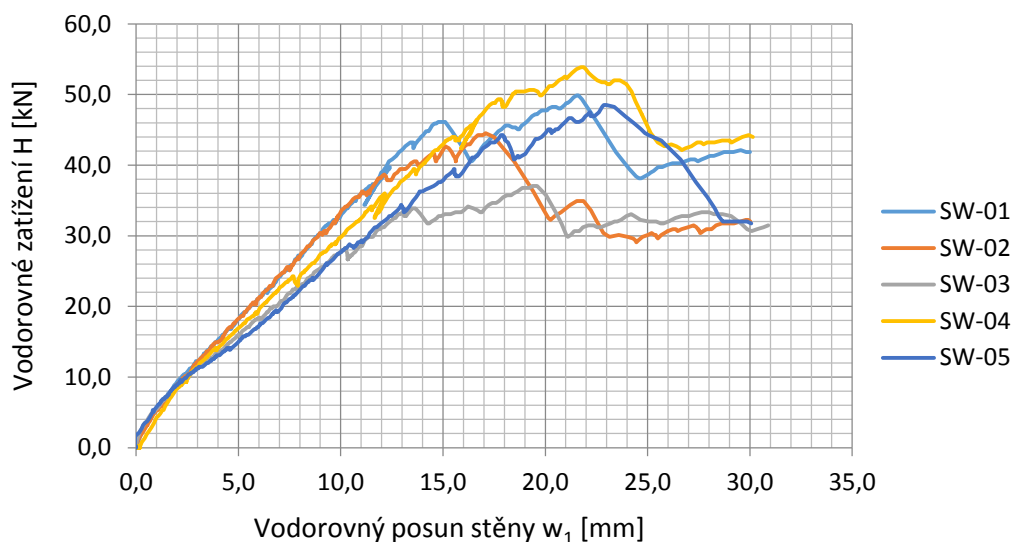
Legenda:

$H$  vodorovné zatížení,  
1,2,3 měření posunutí potenciometry.

Obr. 30 Zkouška výztužné stěny: a) schéma; b) experiment



Obr. 31 Zatěžovací diagram (vodorovná, svislá síla)



Obr. 32 Průběh zkoušky výztužné stěny

Naměřené hodnoty vodorovného zatížení, při kterém došlo k porušení spodního lemovacího dřevěného prvku panelu, se pohybovaly od 37 kN do 53 kN. Pro vyhodnocení vodorovné výztužné tuhosti stěny podle vzorce (26) byly použity naměřené hodnoty z lineární oblasti diagramu, a to mezi 20% a 40% z maximálního vodorovného zatížení  $F_H$ . Hodnoty vodorovného posunu  $v_{02}$  a  $v_{04}$  byly získány z rozdílu vodorovného posunutí v horním a dolním rohu nezatíženého okraje stěny [5]. Průměrná hodnota výztužné tuhosti stěn pro danou geometrii je potom  $K_{ex}=2683$  N/mm. Kritickým detailem je lepený spoj pláště sendvičového panelu a spodního lemovacího prvku, který se porušil při tahovém namáhání prvku kolmo na vlákna.

$$K_{ex} = \frac{H_{0,4} - H_{0,2}}{v_{0,4} - v_{0,2}} \quad [N/mm] \quad (26)$$

kde  $H_{0,2} = 0,2 \cdot H_{max}$ ,

$H_{0,4} = 0,4 \cdot H_{max}$ .

Tab. 1: Výsledky zkoušek výztužné stěny

Zkušební vzorek	$H_i$ [kN]	$\ln(H_i)$	$\bar{H}$	$\frac{(\ln(H_i) - \bar{H})^2}{\bar{H}^2}$	$S_y$	$H_k$
SW-01	49,87	3,91	3,84	0,0052	0,14	32,66
SW-02	44,53	3,80		0,0017		
SW-03	37,07	3,61		0,0505		
SW-04	53,87	3,99		0,0222		
SW-05	48,53	3,88		0,0020		

Vyhodnocení výsledků v tab. 1 je provedeno na základě podkladů uvedených v [16]. Charakteristická hodnota výztužné únosnosti získaná z pěti zkoušek výztužných stěn je rovna hodnotě  $F_k = 32,66 \text{ kN}$ .

Tab. 2: Výztužná tuhost sendvičového panelu

Zkušební vzorek	$H_i$ [kN]	$0,2 \cdot H_{max}$ [kN]	$0,4 \cdot H_{max}$ [kN]	$w_{02}$ [mm]	$w_{04}$ [mm]	$K_{ex}$ [N/mm]
SW-01	49,87	9,97	19,95	2,18	5,50	3004
SW-02	44,53	8,91	17,81	1,95	4,81	3115
SW-03	37,07	7,41	14,83	1,44	4,51	2412
SW-04	53,87	10,77	21,55	2,71	6,58	2786
SW-05	48,53	9,71	19,41	2,23	6,86	2098

#### 4.1.2 Způsob porušení zkušebních vzorků

Porušení všech zkušebních vzorků bylo téměř identické. Vodorovné posunutí horního prahu panelu narůstalo lineárně do velikosti vodorovného zatížením odpovídající hodnotě 30 kN. Při hodnotě vodorovné síly cca 34 kN se u vzorků začaly projevoval první akustické emise, které naznačovaly lokální porušení, a zároveň došlo k nárůstu rychlosti vodorovného posunutí. Jak je patrné z (obr. 37), porušení nastávalo tahem kolmo k vláknům u lemovacího prvku anebo k porušení docházelo v OSB desce při překročení pevnosti ve smyku v rovině stěny, ale vždy v místě maximálních tahových napětí. Zkouška byla ukončena poté, co se začala snižovat vodorovná síla  $H$ , ale vodorovný posun horního nezatíženého rohu panelu stále narůstal.



Obr. 33 Porušení spodního lemujícího prvku výztužné stěny



Obr. 34 Porušení v místě kotevní hlavy (vlevo), porušení v tlačené oblasti (vpravo)

Po demontáži výztužné stěny, bylo pozorováno zatlačení roznášecího plechu do spodního lemovacího prvku. Bohužel tato deformace nemohla být v průběhu zkoušky zaznamenávána, jak plyne z konstrukce sendvičových panelů. Dále u vzorku SW-02 došlo jako u jediného k porušení pláště panelu v místě tlakových napětí mezi pláště a základovým prahem.

#### 4.1.3 Grafická interpretace výsledků zkoušek

Pro porovnání dat získaných z experimentů s výstupy z numerického a analytického modelu, jsou výsledky z pěti provedených experimentů výztužné stěny zprůměrovány. Byl sestaven interval platnosti těchto výsledků s ohledem na nejistotu měření, která je dána rozptylem výsledků, ale i systematickými chybami, které jsou spojeny s postupem měření. Pro stanovení intervalu platnosti výsledků bylo potřeba stanovit kombinovanou nejistotu  $u_c$ , která vychází z nejistoty měření *typu A* vyjadřující náhodné chyby při opakovaném měření a dále pak nejistotu *typu B*, která vyjadřuje systematickou chybu použitých měřidel. Nejistota měření *typu A* -  $u_A$  je stanovena na základě směrodatné odchylky a korelačního koeficientu  $k$  pro pět opakování ( $k = 1,4$ ).

Směrodatná odchylka je dána vzorcem

$$s_k = \sqrt{\frac{1}{n(n-1)} \sum_{i=1}^n (H_i - \bar{H})^2}, \quad (27)$$

kde je

$s_k$	směrodatná odchylka,
$H_i$	vodorovná síla pro $i$ -té měření,
$\bar{H}$	průměrná hodnota vodorovné síly,
$n$	počet měření.

Nejistota *typu A* je dána vzorcem

$$u_{xA} = k \cdot s_k, \quad (28)$$

kde  $k$  je korelační koeficient.

Protože vodorovná síla  $H$  byla měřena přímo pomocí siloměru, je potřeba stanovit standardní nejistotu *typu B*,  $u_B$  pro přímé měření, která je stanovena na základě nepřesnosti siloměru. Tato chyba měření je určena z kalibračního listu siloměru. Pro další zpracování je použito normální (Gaussovo) rozdělení  $m = 2$ ,

$$u_{xB} = \frac{\pm z}{m} \quad (29)$$

kde  $\pm z$  je nejistota stanovená v kalibračním listu siloměru.

Na základě nejistoty  $u_{xA}$  a  $u_{xB}$  je spočtena kombinovaná nejistota  $u_c$ .

$$u_c = \sqrt{u_{xA}^2 + u_{xB}^2} \quad (30)$$

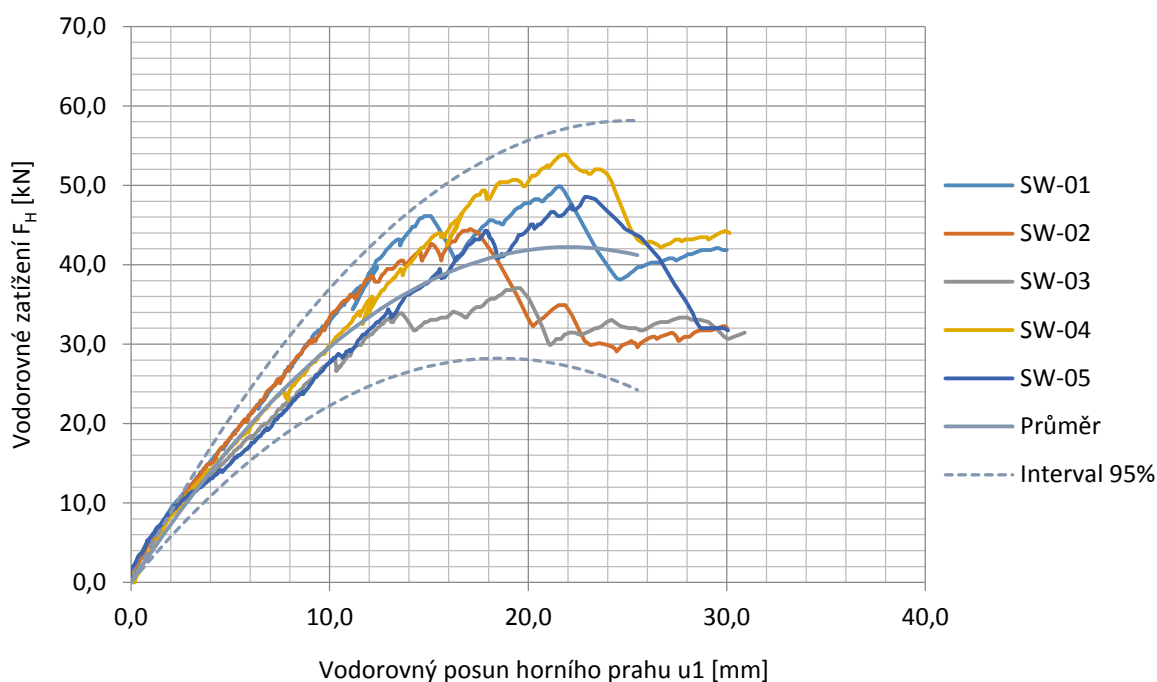
Rozšířena nejistota  $U$  je určena skrze rozšiřující koeficient  $k$  pro normální (Gaussovo) rozdělení  $k = 2$ , který odpovídá pravděpodobnosti pokrytí 95%.

$$U_{(k=2)} = k \cdot u_c \quad (31)$$

Výsledek je vyjádřen ve tvaru

$$H = \bar{H} \pm U_{(k=2)} \quad (32)$$

Výsledek průměrného hodnoty je znázorněn na grafu na (obr. 35).



Obr. 35 Výsledky zkoušek únosnosti výztužné stěny

## 4.2 Zkouška kotevní hlavy

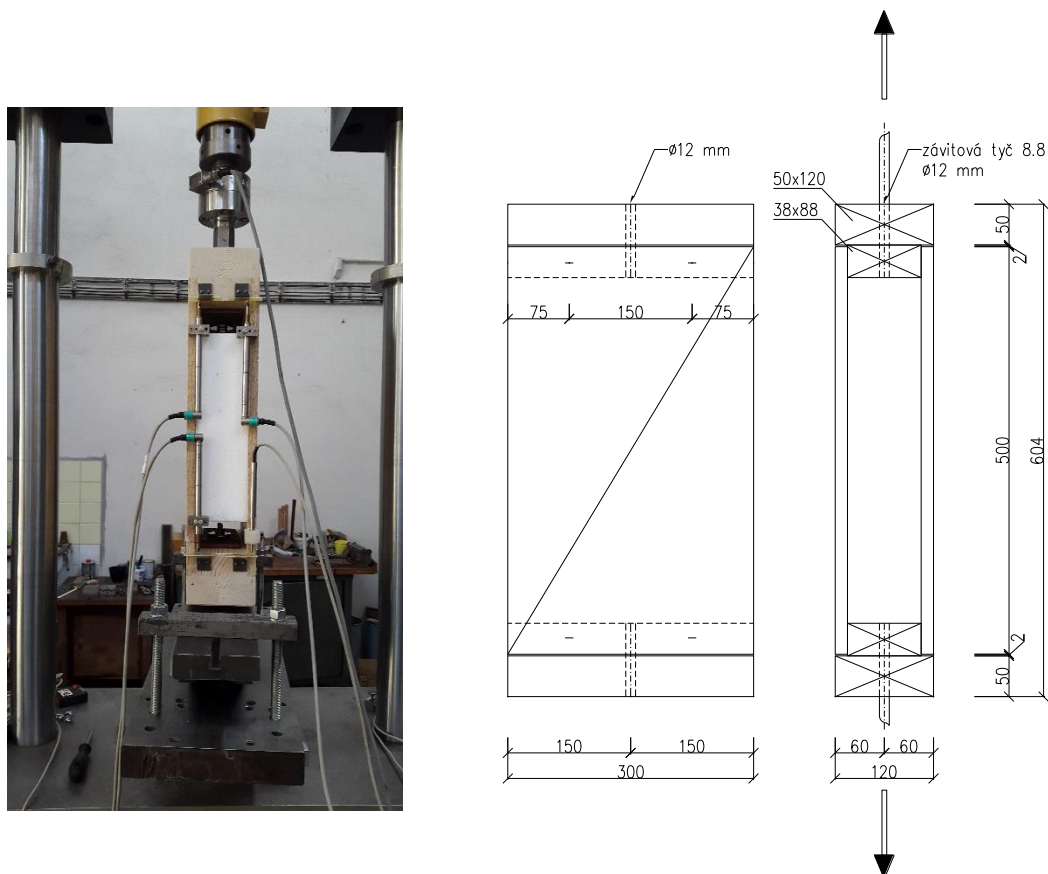
Za účelem provedení podrobnější analýzy samotného kotvení byl připraven další experiment, který se zaměřuje na určení maximální tahové síly, kterou je schopna kotevní hlava v tahu přenést. Možná slabá místa, která se předpokládají při dosažení únosnosti v tahu, jsou únosnost lepeného spoje, únosnost velkoformátové podložky anebo rozšířeného roznášecího plechu.

### 4.2.1 Popis zkoušky

Zkušební těleso tvořil výsek sendvičového panelu o tloušťce 120 mm a rozměrech 300 x 600 mm. Lemování panelu bylo provedeno dřevěným prvkem o profilu 38x88 mm. Spolupůsobení sendvičového panelu a lemovacího prvku bylo zajištěno lepeným spojem o šířce 38 mm a pro dostatečný přítlak byl lepený spoj zajištěn dvěma sponkami s osovou vzdáleností 150 mm. Spolupůsobení lemovacího prvku a dřevěného základového prahu o velikosti 50 x 120 mm bylo zajištěno lepeným spojem. Kotvení panelu bylo realizováno pomocí závitové tyče o průměru 12 mm zakončené matkou a velkoformátovou podložkou. Pevnost materiálu závitové tyče byla zvolena 8.8. Celkem bylo odzkoušeno 5 zkušebních těles. Pro porovnání vlivu velikosti kotevní hlavy byl odzkoušen pouze vzorek A1 s větší plochou kotevní hlavy, kterou tvořil plech o tloušťce 6 mm a velikosti 80 x 200 mm. Tohoto opatření je popsáno v kapitole 4.2.2, kde je



uveden způsob porušení zkušebních těles. Pro zjednodušení upnutí vzorku do zkušebního zařízení byl vzorek zvolen symetrický a z obou stran byl opatřen kotevní hlavou. Zatížení bylo realizováno hydraulickým válcem, zatěžování zkušebního vzorku bylo řízeno deformací s rychlostí zatěžování 1 mm za 60 s.



Obr. 36 Zkouška kotevní hlavy

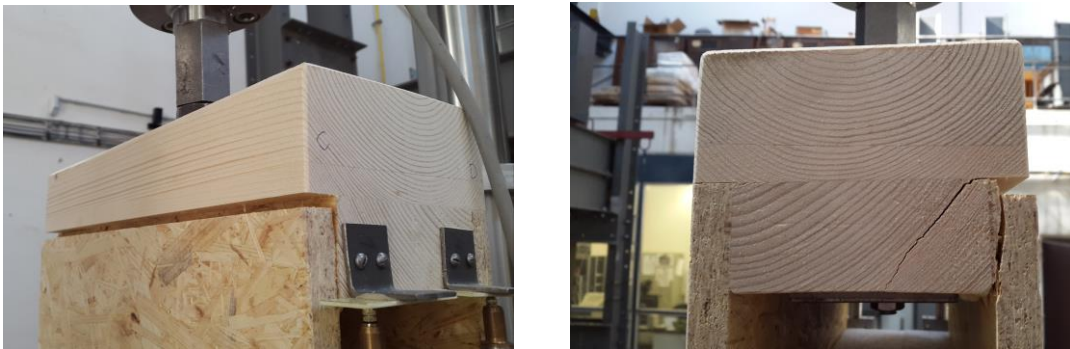
Na obou stranách zkušebního tělesa byl zaznamenáván posun mezi lemovacím prvkem a OSB deskou pomocí induktivních snímačů dráhy s rozsahem 10 mm. V místě lepeného spoje na vnější straně opláštění byly na zkušebních vzorcích s označením A4 a A5 umístěny tenzometry s cílem zachytit relativní deformaci pláště podél lepeného spoje. Použité tenzometry 1-LY41-50/120 byly určeny pro monitorování dřevěných prvků a tomu odpovídala i jejich délka 50 mm.

## 4.2.2 Výsledky zkoušek

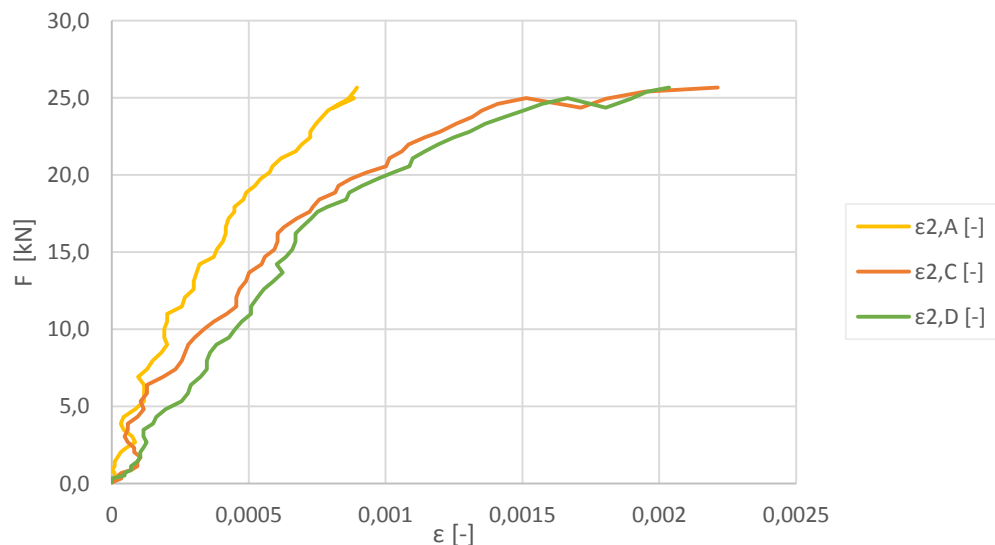
### 4.2.2.1 Porušení zkušebního tělesa A1

U zkušebního vzorku s označením A1 došlo k porušení v rovině OSB desky v místě lepeného spoje a dále došlo k porušení lepeného lemovacího prvku panelu a to

v tahu kolmo k vláknům. Tento způsob porušení sendvičového panelu lze očekávat v případech, kdy kotevní hlava ani lepený spoj není slabým místem a je dosaženo maximální pevnosti jednotlivých komponent. Porušení v místě lepeného spoje bylo způsobeno dosažením pevnosti ve smyku v rovině desky opláštění. V případě normové hodnoty pevnosti ve smyku v rovině desky lze vycházet z normy [17] pro OSB/3 tloušťky 15 mm rovna 1 MPa. Pro aplikovatelnost výsledků je tato charakteristická hodnota pevnosti OSB desky ve smyku použita i v následujících kapitolách pro stanovení únosnosti výztužné stěny.



Obr. 37 Porušení zkušební vzorku A1



Obr. 38 Pracovní diagram zkušební tělesa A1

Porušení dřevěného lemujícího prvku je významně ovlivněno orientací letokruhů. Zároveň lze konstatovat, že způsob porušení není plně jednoznačný jako v případě pláště panelu, kdy smykové namáhání v rovině panelu je zřejmé. U dřevěného prvku způsob porušení je podmíněno kvalitou lepeného spoje mezi lemujícím prvkem a základovým prahem. Je potřeba podotknout, že tyto prvky se převážně lepí v praxi až

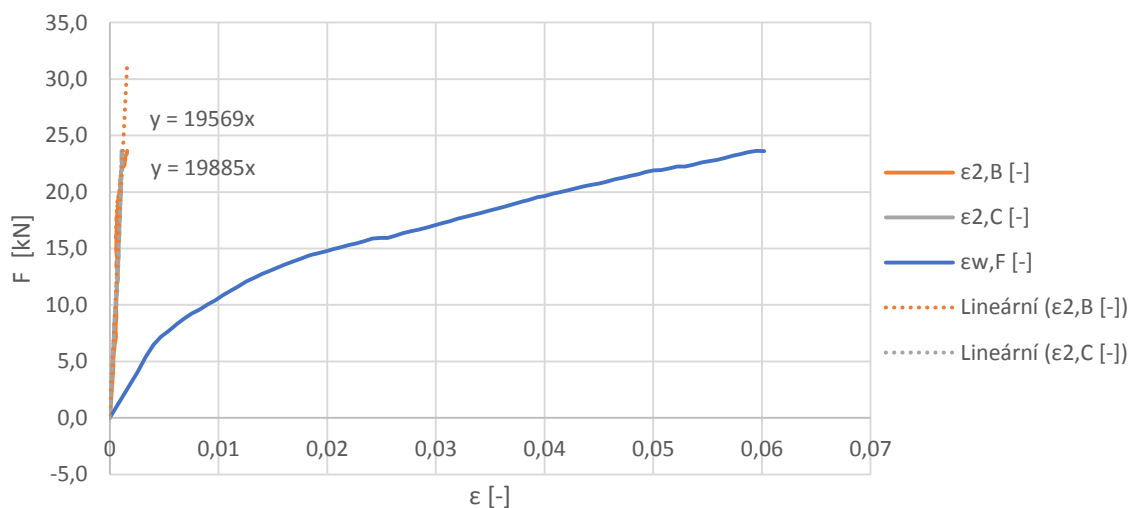
na staveništi a jejich kvalitu může být pro každý prvek jiná. Způsob namáhání může být tedy od téměř čistého tahu až k tahu za ohybu.

#### 4.2.2.2 Porušení zkušební tělesa A2

U dalších zkušebních těles již byla použita standardní kotevní hlava skládající se z matice M12 a velkoformátové podložky určené pro kotvení dřevostaveb s plochou podložky  $A=1366 \text{ mm}^2$ . Zkušební těleso A2 se porušilo v důsledku použití dřeňového dřeva pro lemovací a základový prvek a k porušení došlo v tahu kolmo k vláknům za ohybu, jak je patrné z (obr. 39).



Obr. 39 Porušení zkušební tělesa A2



Obr. 40 Pracovní diagram zkušební tělesa A2

Z pracovního diagramu je patrné, že lepený spoj mezi pláštěm panelu a dřevěným lemuujícím prvkem fungoval až do porušení dřevěných prvků, což znázorňují křivky  $\epsilon_{2,B}$  a  $\epsilon_{2,C}$ . Celková deformace mezi lemuujícími prvky křivka  $\epsilon_{w,f}$  zachycuje postupné

zatlačení kotevní hlavy do dřevěných prvků, které bylo zakončeno náhlým porušením v tahu za ohybu.

#### 4.2.2.3 Porušení zkušební tělesa A3

Zkušební těleso A3 se porušilo v místě kotevní hlavy zatlačáním do dřevěného lemovacího prvku. Rozhodujícím parametrem bylo tedy otláčení resp. pevnost kolmo na vlákna. Na (obr. 42) je patrný průběh pracovního diagramu zatlačení kotevní hlavy v průběhu zatěžování – křivka *F*. Křivky *A*, *B* a *C* znázorňují relativní deformaci pláště panelu.



Uspořádání zkoušky

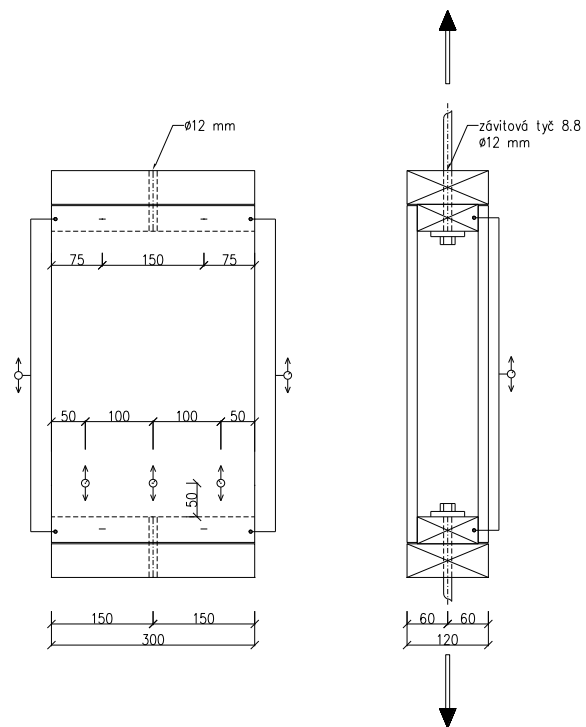
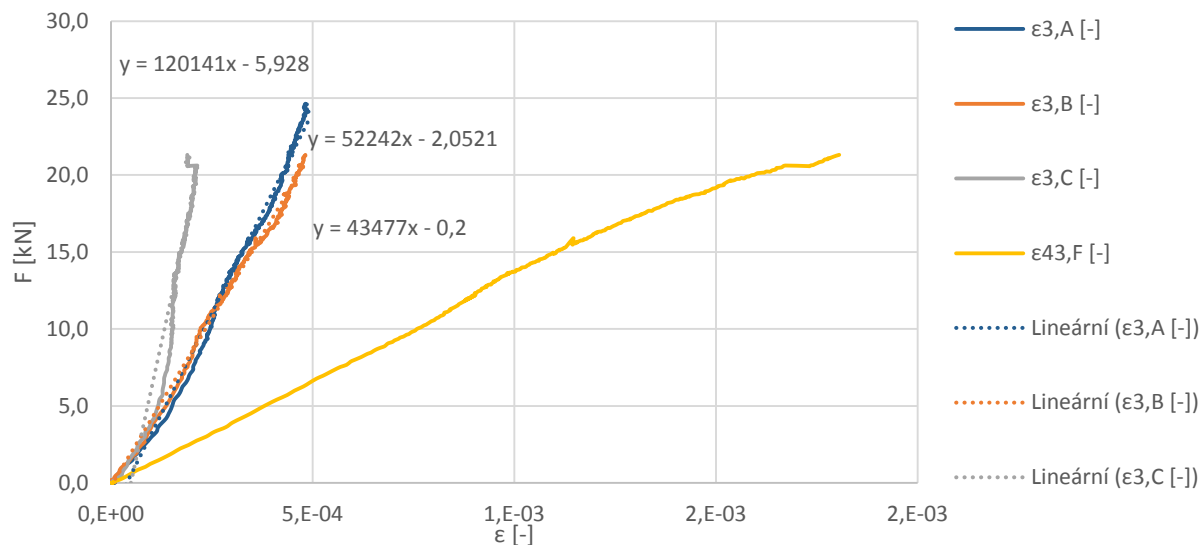


Schéma rozmístění extezometrů

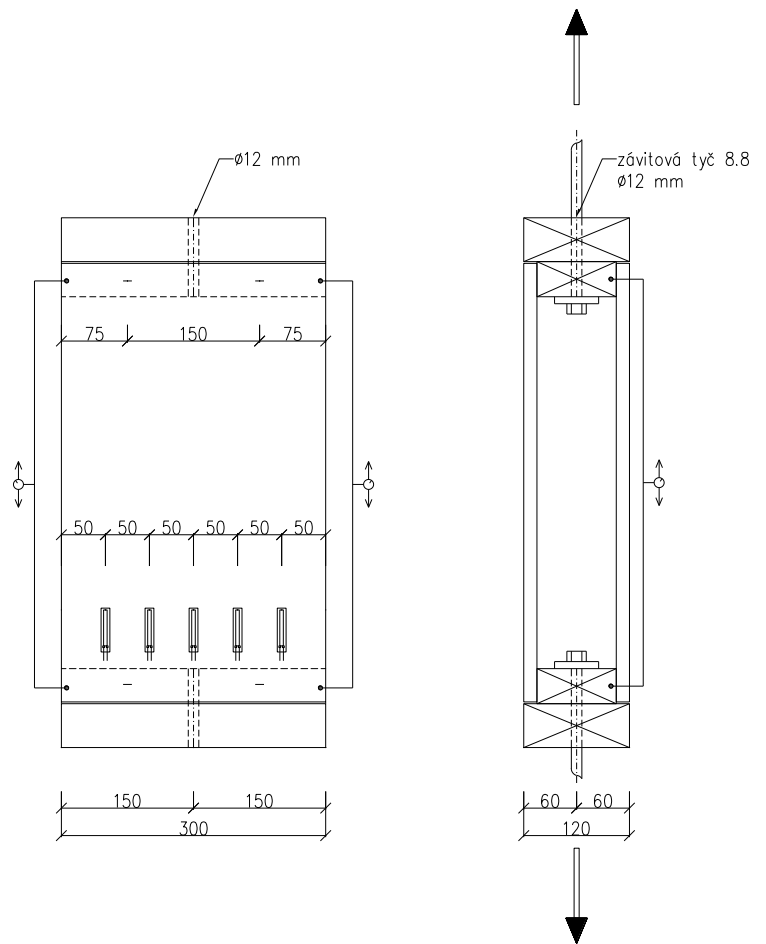
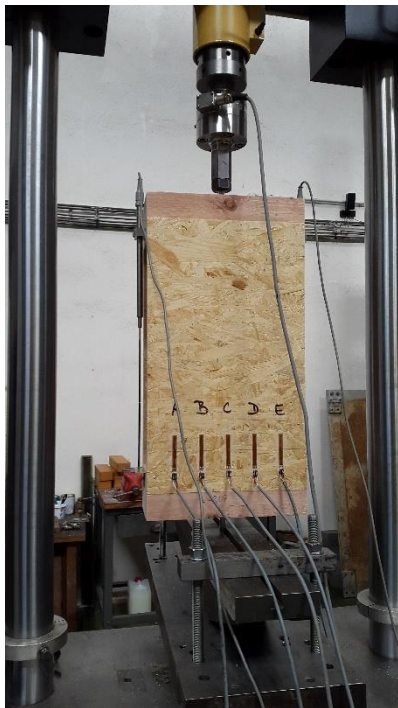
Obr. 41 Zkouška kotevní hlavy zkušební tělesa A3



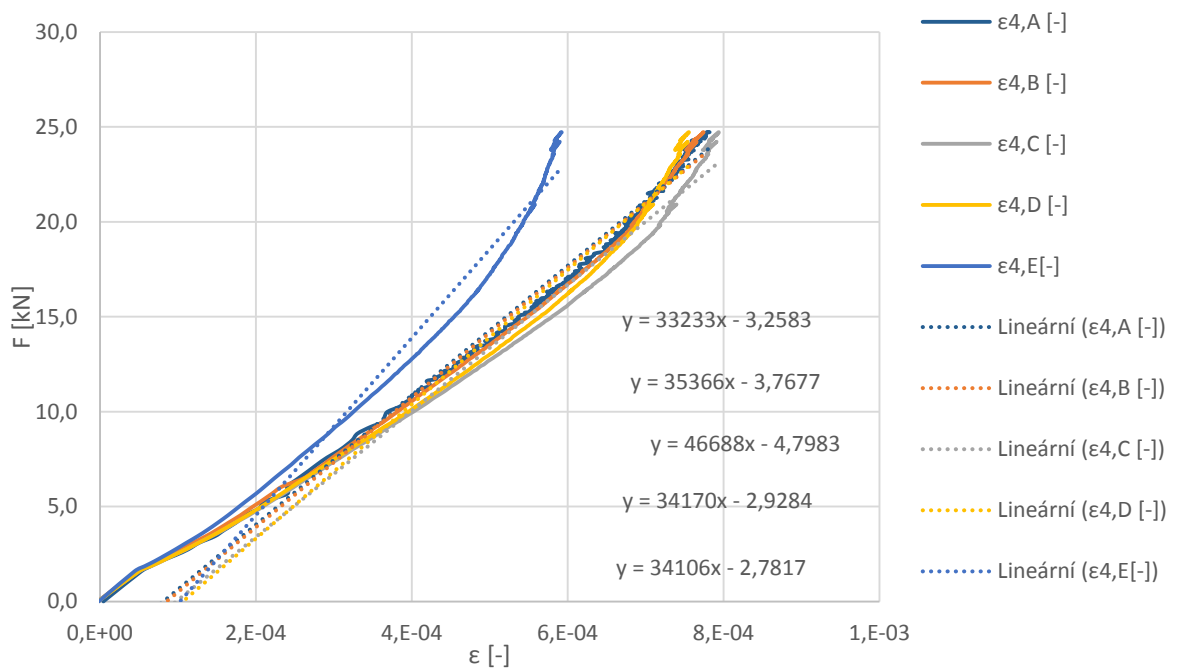
Obr. 42 Pracovní diagram A3

#### 4.2.2.4 Porušení zkušebního tělesa A4

Plášť zkušebního tělesa A4 byl osazen tenzometry 1-LY41-50/120, průběh relativní deformace pláště panelu je patrný z (obr. 44). Porušení zkušebního tělesa A4 bylo obdobné jako u zkušebního tělesa A3, kde nejslabším místem bylo zatlačení kotevní hlavy do dřevěného prvku resp. pevnost kolmo na vlákna. Uspořádání zkoušky a rozmístění senzorů je zachyceno na (obr. 43).



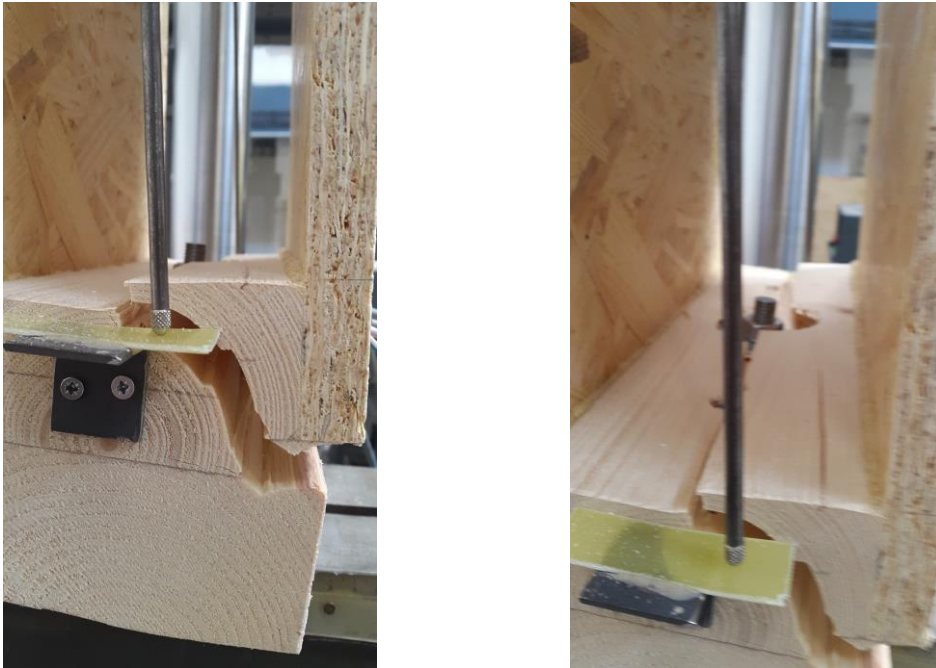
Obr. 43 Zkouška kotevní hlavy sendvičového panelu – rozmístění tenzometrů



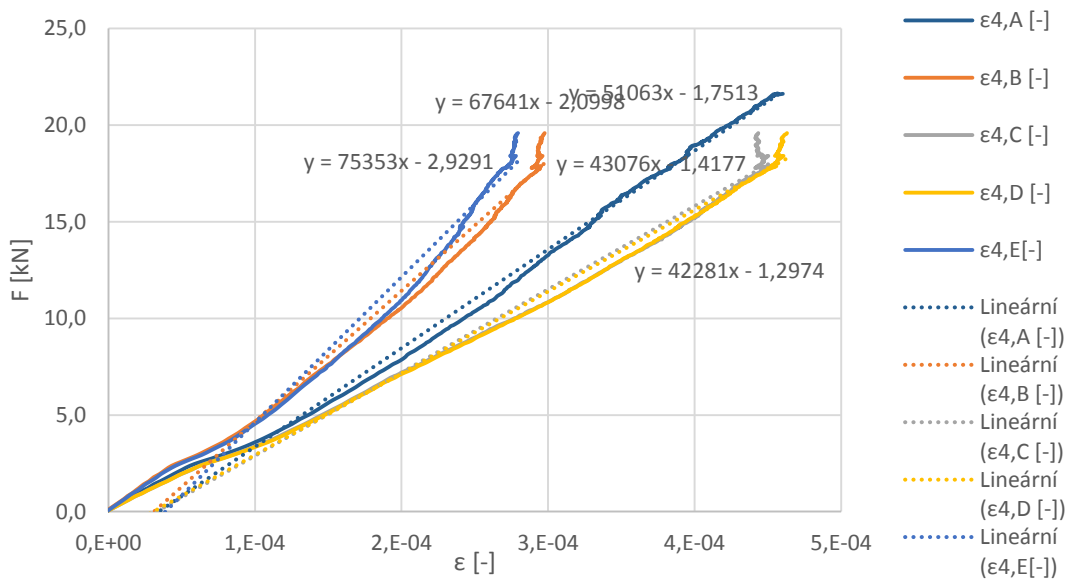
Obr. 44 Pracovní diagram zkušebního tělesa A4

#### 4.2.2.5 Porušení zkušební tělesa A5

Zkušební těleso A5 bylo osazeno stejnými senzory jako v případě zkušební tělesa A4. Porušení zkušební vzorku bylo v místě dřevěného prvku a to v tahu kolmo k vláknům, jak je patrné z (obr. 45). V tomto případě je potřeba opět podotknout, že na únosnost dřevěného lemovacího prvku má velký vliv orientace letokruhů a použitý průřez.



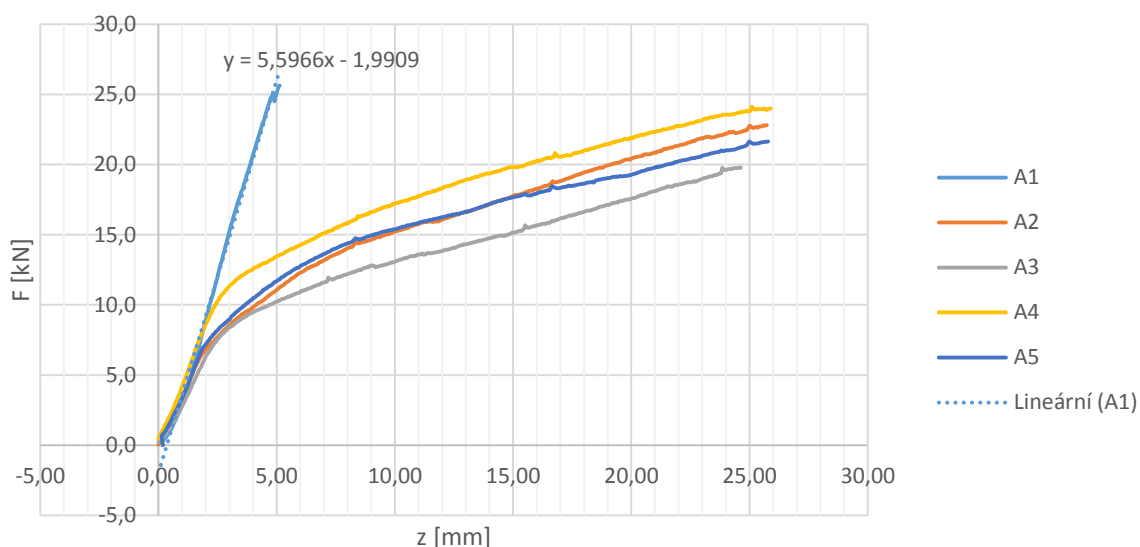
Obr. 45 Charakteristické porušení zkušební tělesa v dřevěném lemovacím prvku



Obr. 46 Pracovní diagram zkušební tělesa A5

### 4.2.3 Závěr ze zkoušek kotevní hlavy

Na základě průběhu pracovních diagramů ze zkoušek jednotlivých těles A1 a A5, lze konstatovat, že počáteční průběh deformace kotevní hlavy je stejný u obou variant, velkoformátové podložky určené pro dřevostavby a rozšířené ocelové desky. U zkušební vzorku A1 je patrná vyšší únosnost kotevní hlavy a menší deformace než u zbylých zkušebních těles A2-A5. To je způsobeno menší plochou kotevní hlavy. Lze konstatovat, že v případě použití velkoformátové podložky lepený spoj nebyl limitním parametrem z hlediska únosnosti kotevní hlavy.



Obr. 47 Pracovní diagram kotevní hlavy výztužné stěny

Dále je potřeba podotknout, že při relativně nízkém zatížení kotevní hlavy 7,5 kN začala v případě zkušebních vzorků A4-A5 výrazně narůstat deformace, která v reálných podmínkách může vést k poškození a vzniku trhlin v obvodovém plášti.

## 4.3 Materiálové zkoušky

### 4.3.1 Zkoušky lepeného spoje

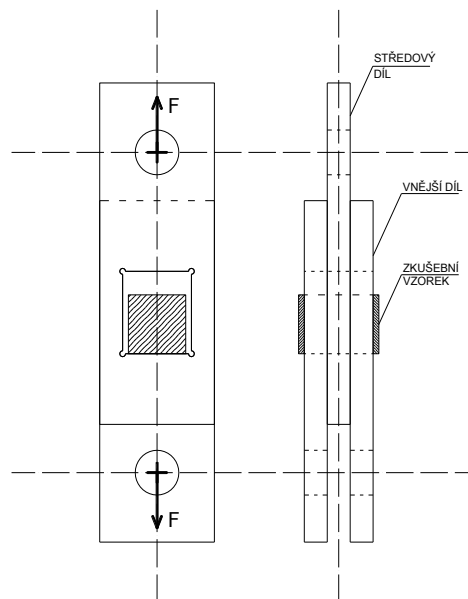
Spoje stavebního systému ze sendvičových panelů jsou zajištěny jednosložkovým polyuretanovým lepidlem. Zkoušky lepeného spoje byly provedeny na zkušebních tělesech ve dvou konfiguracích, které vycházejí z typů používaných spojů u stavebního systému ze sendvičových panelů. První varianta je tvořena OSB deskou o rozměrech 40x50 mm a z obou stran je lepeným spojem připevněn dřevěný prvek, jak je patrné z (obr. 49). Tento spoj je typický pro lemující dřevěné prvky panelu a je klíčový u výztužných stěn. U druhé varianty bylo zkušební těleso provedeno pouze z OSB desek. Tento typ spoje se používá u svíslého spoje panelů pomocí vloženého panelu,



kde kontaktní plochy jsou z OSB desek. Konfigurace tří OSB desek s lepeným spojem byla zvolena z důvodu symetrického namáhání a využití stejného zkušebního přípravku.

Schéma zkušebního zařízení je na (obr. 48). Jednotlivé části zkušebního tělesa byly vystaveny tahu, aby v místě lepené spáry vzniklo smykové namáhání mezi jednotlivými elementy. Zkouška byla řízena deformací. Cílem toho experimentu bylo prokázání dostatečné únosnosti lepeného spoje v šířce 40 mm, která odpovídá nejmenší lepené spáře v rámci stavebního systému ze sendvičových panelů.

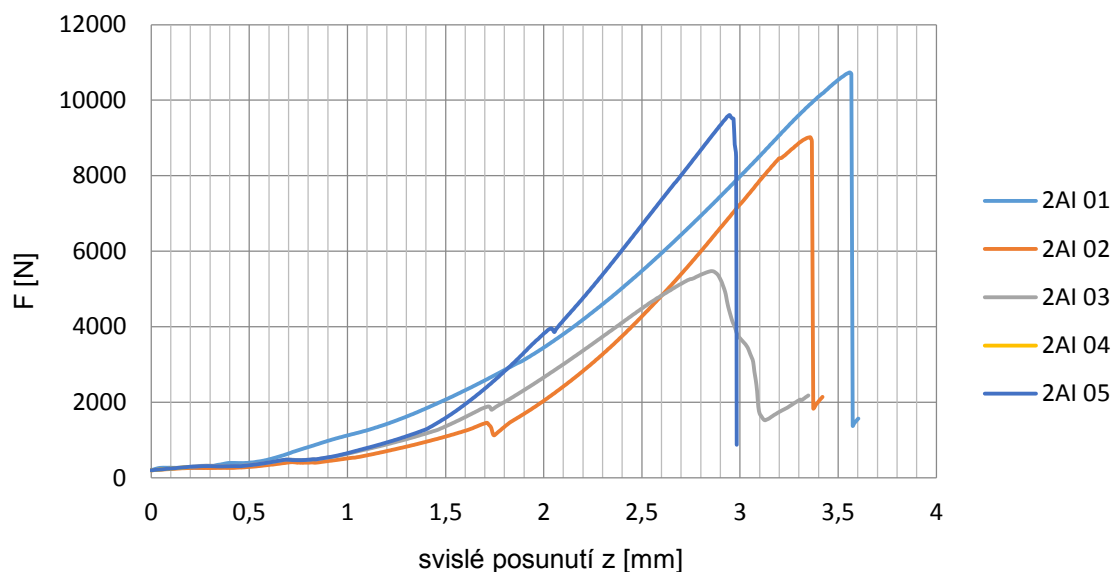
K porušení vzorku docházelo převážně v OSB desce při zatížení nižším než 5,5 kN. Lze tedy konstatovat, že slabým místem je smyková únosnost v rovině desky (valivý smyk). Celkem bylo odzkoušeno pět zkušebních těles. Počáteční prokluz, který je patrný na (obr. 50), je způsobem zkušebním přípravkem. Z průběhu grafu je zřejmé lineární chování a křehké porušení zkušební vzorku lepeného spoje. Toto chování je typické v případě lepených spojů a namáhání dřeva v čistém smyku.



Obr. 48: Zkouška lepeného spoje



Obr. 49: Charakteristické porušení vzorku smykem v OSB desce



Obr. 50 Charakteristické porušení vzorku smykem v OSB desce

#### 4.3.2 Nedestruktivní zkoušky modulu pružnosti lemovacích prvků sendvičových panelů

Měření bylo provedeno ve výrobním závodě firmy CZECH PAN s.r.o., kde byl vybrán vzorek dřevěných lemovacích prvků o průřezu 38 x 88 mm, které byly použity následně pro přípravu zkušebních těles. Tento postup byl zvolen s ohledem na doporučenou metodiku měření modulu pružnosti s využitím průchodu akustického signálu. Pro měření byl použit přístroj SYLVA Test. Pro zjištění dynamického modulu pružnosti byla u vzorků nejprve stanovena hmotnost a z rozměrů zkušebních vzorků je určena hustota. Na základě změřeného času průchodu akustické vlny byl podle vzorce (33) spočtena hodnota dynamického modulu pružnosti v ohybu. Podle výsledných dat uvedených v tab. 3 byly lemovací prvky zaříděny do třídy pevnosti C 24. Veškerá měření byla prováděna na kondicionovaných vzorcích, které měly vlhkost 12%. Vlhkost byla měřena odporovou metodou.

Tab. 3 Dynamický modlu pružnosti – naměřená data

číslo vzorku	čas t [μs]	Délka vzorku L [mm]	hustota ρ [kg/m <sup>3</sup> ]	Modul pružnosti E [MPa]	Průměr E [MPa]
1	508	3001	567	19776	16733
2	492	3001	486	18088	
3	523	3001	502	16529	
4	594	3001	492	12553	
5	520	3001	499	16616	
6	493	3001	486	17998	
7	500	3001	480	17303	
8	517	3001	471	15870	
9	524	3001	526	17259	
10	530	3001	436	13991	
11	514	3001	576	19631	
12	512	3001	442	15182	

$$E_{dyn} = \rho \cdot v^2 \quad (33)$$

kde  $E_{dyn}$  je dynamický modul pružnosti,  
 $\rho$  je hustota dřevěného prvku,  
 $v$  je rychlost průchodu akustického signálu.

### 4.3.3 Zkoušky dřevěných vzorků v tahu

Zkoušky pevnosti dřeva v tahu podél vláken byly odzkoušeny na vzorcích o rozměrech 25 x 38 x 350 mm. Konce zkušební vzorku byly rozšířeny na průřez 38 x 45 mm. Toto rozšíření je nezbytně nutné, aby bylo docíleno žádaného porušení zkušební vzorku v tahu. Jinak by byl zkušební vzorek porušen v místě uchycení v čelistech. Uspořádání zkoušky je patrné z (obr. 51). Zkouška byla řízena posunem a měření protažení zkušební tělesa bylo realizováno induktivními snímači a délka báze byla pomocí ocelových příložek zvětšena na 200 mm. Celkem bylo ozkoušeno pět zkušebních těles a souhrnné výsledky jsou uvedeny v tab. 4.

Tab. 4 Pevnost v tahu – naměřená data.

vzorek	a [mm]	b [mm]	F <sub>max</sub> [kN]	σ <sub>t,0,i</sub> [Mpa]	σ <sub>t,0,d</sub> [MPa]
01	25,8	38,1	18,6	18,9	17,5
02	26,0	38,2	24,2	24,4	
03	26,0	38,1	23,5	23,8	
04	25,8	38,1	22,8	23,2	
05	26,8	38,2	24,7	24,1	



Obr. 51 Zkouška pevnosti dřeva v tahu

Evropský systém pevnosti třídy je založen pouze na třech základních parametrech: pevnost v ohybu  $f_{m,k}$ , modul pružnosti rovnoběžný s vlákny  $E_{0,mean}$  a hustotě  $\rho_k$ . Všechny ostatní strukturní vlastnosti potřebné pro konstrukci dřevěných konstrukcí jsou odvozeny empirickými vzorci z těchto primárních vlastností podle Steiger [18]. Z důvodů dobré spolehlivosti byly vzorce pro tyto odvozené vlastnosti definovány konzervativně. Systém pevnostní třídy měkkého dřeva (třídy C) uvedený v současné evropské normě EN 338: 2009 je založen na vlastnostech získaných z pevnosti v ohybu. Pevnost v tahu rovnoběžná s vlákny  $f_{t,0k}$  je odvozena od pevnosti v ohybu vzorcem  $f_{t,0k} = 0.6 f_{m,k}$ . Třídy pevnosti založené na napěťových vlastnostech jsou zahrnuty do návrhu prEN 338: 2013 (třídy T) a nové vzorce pro odvození dalších konstrukčních vlastností v návrhu prEN 384: 2013.

Tab. 5 Třídy pevnosti – Charakteristické hodnoty [19]

	Class	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Strength properties in N/mm<sup>2</sup></b>													
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Stiffness properties in kN/mm<sup>2</sup></b>													
Mean modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5 percentile modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mean shear modulus	$G_{mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Density in kg/m<sup>3</sup></b>													
5 percentile density	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mean density	$\rho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520
NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, char. modulus of elasticity in bending, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus have been calculated using the equations given in EN 384.													
NOTE 2 The tension strength values are conservatively estimated since grading is done for bending strength.													
NOTE 3 The tabulated properties are compatible with timber at moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %, which corresponds to a moisture content of 12 % for most species.													
NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408.													
NOTE 5 These classes may also be used for hardwoods with similar strength and density profiles such as e.g. poplar or chestnut.													
NOTE 6 The edgewise bending strength may also be used in the case of flatwise bending.													

Tab. 6 Porovnání vztahů pro pevnostní třídy podle ČSN EN 338 [20]

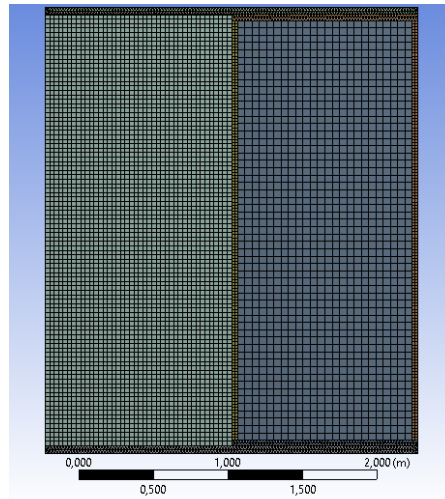
Equation valid for		C classes	T classes
Base on		Edgewise bending	tension
<b>Strength properties in N/mm<sup>2</sup></b>			
Bending	$f_{m,k}$	given	1,25 $f_{t,0,k}$
Tension paralel	$f_{t,0,k}$	0,6 $f_{m,k}$	given
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	4,2 ( $f_{m,k}$ ) <sup>0,5</sup>	5,5 ( $f_{t,0,k}$ ) <sup>0,5</sup>
Compression prep.	$f_{c,90,k}$	0,007 $\rho_k$	0,007 $\rho_k$
Shear	$f_{v,k}$	$f_{m,k} \leq 24: 1,6 + 0,1f_{m,k}$ $f_{m,k} > 24: 4,0$	$f_{t,0,k} \leq 14: 1,2 + 0,2f_{t,0,k}$ $f_{t,0,k} > 14: 4,0$
<b>Stiffness properties in kN/mm<sup>2</sup></b>			
Mean MOE parallel	$E_{m/t,0,mean}$	given	given
Char. MOE parallel	$E_{m/t,0,k}$	0,67 $E_{m,0,mean}$	0,67 $E_{t,0,mean}$
Mean MOE perp.	$E_{m/t,90,k}$	$E_{m,0,mean}/30$	$E_{t,0,mean}/30$
Mean shearr values	$G_{mean}$	$E_{m,0,mean}/16$	$E_{t,0,mean}/16$
<b>Density in kg/m<sup>3</sup></b>			
Char. density	$\rho_k$	given	given
Mean density	$\rho_{mean}$	1,2 $\rho_k$	1,2 $\rho_k$

## 5 Numerický model

Obecně lze říci, že vytváření numerických modelů pro dřevěné prvky zejména s ohledem na anizotropii materiálu je poměrně obtížné. Lze zvolit více přístupů, jak danou problematiku uchopit. Protože se tato práce věnuje velkorozměrovým prvkům, jako jsou výztužné stěny a jejich kotvení, byl použit model materiálu, který se v globálních vlastnostech maximálně snaží přiblížit k chování dřevěných prvků. V literatuře jsou popisovány modely zohledňující strukturu dřevěné hmoty s definováním vazeb mezi jednotlivými letokruhy. Tento velmi podrobný model je vhodný například pro detailní analýzu chování jednoho spoje a jeho okolí. Pro model výztužných stěn není tento přístup vhodný, protože vyžaduje vysoký počet elementů, tím se výrazně prodlužuje strojový čas výpočtu. Výhodnější alternativou je volba ortotropního materiálu se zohledněním průměrovaných vlastností dřeva v jednotlivých směrech. Tento model již nepostihuje orientaci letokruhů pro detailní analýzu, ale lze jím dosáhnout relativně přesná řešení pro větší modely, kde již vliv struktury dřeva není zásadní. Lemující dřevěné prvky sendvičových panelů, dřevěné základové prahy a OSB opláštění jsou modelovány vždy jako ortotropní materiál popsán pomocí bilineárního pracovního diagramu. Plastické chování dřevěných prvků lze pozorovat pouze u prvků konstrukce, které jsou vystaveny působení v tlaku, naopak v případě tahového namáhání je typické křehké porušení dřevěných prvků i desek na bázi dřeva. Toto chování lze postihnout pomocí ortotropních limitů pevnosti materiálu a zavedením způsobu porušení při dosažení nastavené hodnoty pevnosti. Tímto způsobem lze popsat anizotropní materiál, který pro větší konstrukční prvky spolehlivě vystihuje chování dřeva. Materiálové charakteristiky použité v numerických modelech jsou shrnuty v kapitole 5.1.

Na základě provedených experimentů byl vytvořen numerický model výztužné stěny skládající se ze dvou sendvičových panelů. V rámci parametrické studie byl následně vytvořen i model výztužné stěny tvořený jen jedním panelem. Numerický model byl validován na základě provedených experimentů, postup validace numerických modelů je podrobně popsán v kapitole 5.3. Pro výpočet pomocí metody konečných prvků byla použita akademická licence programu Ansys Workbench verze 18.0.0.2016, 3D modely byly vytvořeny v preprocesoru DesingModeler. Pro statickou analýzu v prostředí Workbench byl použit dvacetizlový element SOLID186, který dokáže simulovat plasticitu, hyperelasticitu, dotvarování a velké deformace. Velikost elementu sítě byla zvolena tak, aby klíčové detaily, jako je kontakt mezi základovým prahem a ocelovou podložkou kotevní hlavy nebo kontakt v lepené spáře mezi lemujícími prvky a pláštěm

panelu, měly dostatečně jemnou síť. Výsledky z numerického modelu jsou silně závislé na počtu použitých elementů, na druhou stranu příliš jemná síť navyšuje strojový čas řešení úlohy. V prostředí Workbench byly v modulu modeler definovány tři úrovně velikosti elementů. Dále pro základový práh a spodní lemující prvek byla pro tvorbu sítě použita metoda Tetrahedrons. Elementy ve tvaru tetraedrů jsou vhodné v případě komplikovanější geometrie navazujících prvků, jako je například kontakt mezi základovým prahem a závitovou tyčí nebo kotevní hlavou.



Obr. 52 Geometrie výztužné stěny ze dvou sendvičových panelů

Zatížení numerického modelu odpovídá zatížení realizovanému při zkoušce. Horní práh stěny je zatížen svislou silou s konstantní hodnotou 25 kN a je rozložena na celou plochu horního prahu. Svislé zatížení je aplikováno do výpočtu v plné hodnotě již v čase  $t = 0$  s. Vodorovné zatížení je postupně vnášeno do horního prahu z čela profilu a to lineárně, v čase  $t = 0$  s je hodnota zatížení rovna nule, v čase  $t = 1$  s je rovna 43,5 kN. Podpory panelu jsou definovány tak, že závitové tyče jsou vetknuty do spodní stavby a základový práh je uložen po celé ploše, přičemž přenáší pouze tlakové namáhání.

## 5.1 Materiálové charakteristiky

Dřevo o třídě pevnosti C24 i dřevotřískových desek OSB/3 byly zadány jako ortotropní materiály. Hodnota pevnosti dřeva v tahu byla stanovena na základě provedených materiálových zkoušek uvedených kapitole 4.3.3.. Ostatní charakteristiky byly odvozeny z experimentálně ověřené únosnosti v tahu na základě stejného principu, který je uplatněn v případě normy ČSN EN 338, tedy obecně definovaného poměru mezi jednotlivými pevnosti dřeva. Hodnoty modulu pružnosti, Poissonovo číslo byly převzaty z literatury [15].

Tab. 7: Materiálové charakteristiky

Vlastnost			Dřevo	OSB
Pevnost v tlaku ve směru	x	[MPa]	21	15,4
	y	[MPa]	2,5	12,7
	z	[MPa]	2,5	12,7
Pevnost v tahu ve směru	x	[MPa]	14	9,4
	y	[MPa]	0,5	7
	z	[MPa]	0,5	1
Pevnost ve smyku	xy	[MPa]	4	6,8
	yz	[MPa]	4	1
	xz	[MPa]	4	1
Modul pružnosti ve směru	x	[MPa]	10500	3000
	y	[MPa]	550	3000
	z	[MPa]	550	130
Poissonovo číslo	xy	[-]	0,37	0,184
	yz	[-]	0,43	0,312
	xz	[-]	0,47	0,364
Hustota		[kg.m <sup>-3</sup> ]	420	550

Byly zavedeny limitní hodnoty maximální přípustné pevnosti s následným poklesem modulu pružnosti v daném směru a to o 95% pro dřevo i OSB. Tímto způsobem lze predikovat porušení jednotlivých prvků numerického modelu a přiblížit se k reálnému chování modelu výztužné stěny. Tento způsob degradace materiálu je do výpočtu zaveden skrze definici Iniciačního pravidla pro porušení materiálu přes redukční koeficient. Program Ansys nabízí následující způsoby inicializace porušení:

- a) dosažení maximálního povoleného přetvoření,
- b) dosažení maximálního povoleného napětí,
- c) Puck kritéria porušení materiálů,
- d) Hashin kritéria porušení materiálu [21].

Tento postup je určen především pro kompozitní materiály, u kterých se předpokládají dvě komponenty základní matrice a ztužující vlákno. Z toho pohledu je tento model vhodný i pro dřevěné prvky. Redukce tuhosti komponent je definována pomocí čtyř konstant, jejich význam je shrnut v následující tabulce.



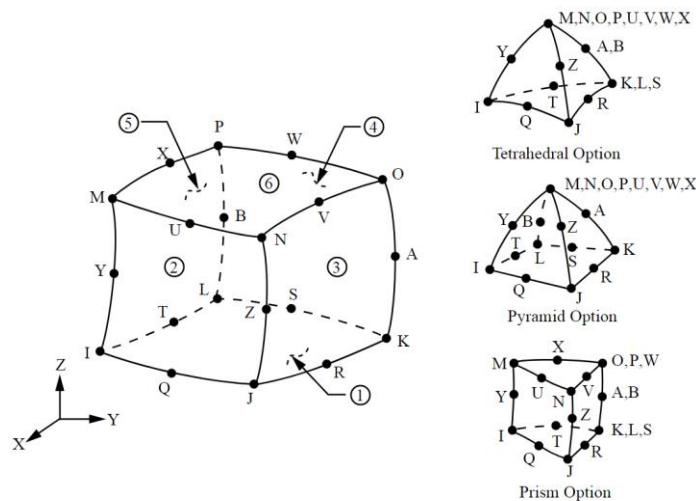
Tab. 8 Iniciační konstanty porušení

Konstanta	Ovlivněná vlastnost
C1	Redukce tuhosti výztužného vlákna v působení v tahu
C2	Redukce tuhosti výztužného vlákna v působení v tlaku
C3	Redukce tuhosti matrice/pojiva v působení v tahu
C4	Redukce tuhosti matrice/pojiva v působení v tlaku

Hodnoty konstant  $C1$ ,  $C2$ ,  $C3$  a  $C4$  mohou nabývat hodnot od 0 do 1, kde 1 odpovídá kompletní ztrátě tuhosti v daném uzlu a hodnota 0 je bez redukce tuhosti [21]

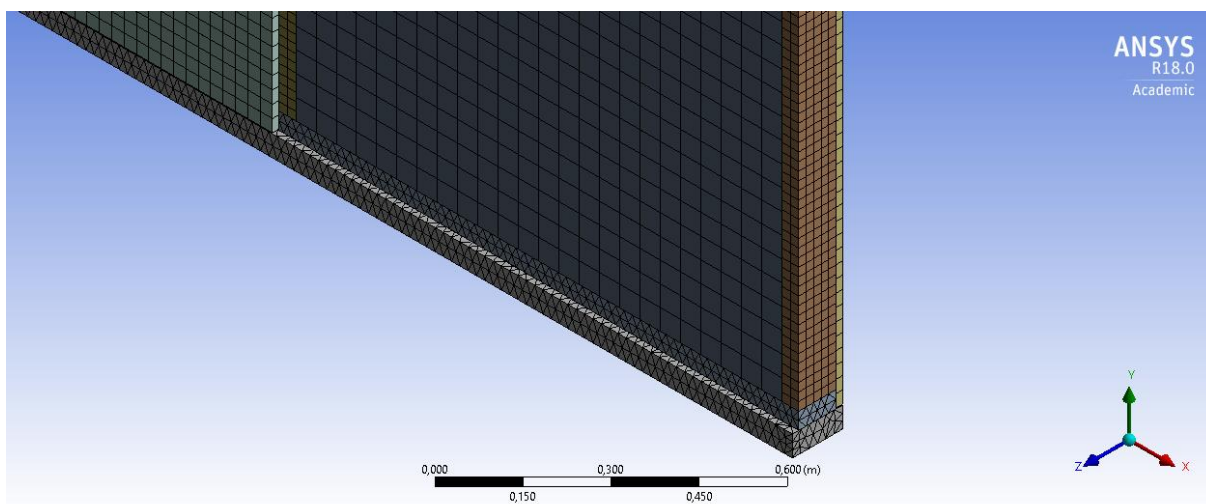
## 5.2 Velikost sítě a použité kontakty

Jak již bylo zmíněno dříve, pro síť numerického modelu byl použit 3D prvek SOLID 186, který se skládá z 20 uzlů. Každý uzel má tři stupně volnosti a jejich geometrické uspořádání je patrné z (obr. 53). Element může být použit v několika modifikacích, mezi které patří krychle, čtyřstěn, čtyřboký jehlan a hranol s trojúhelníkovou podstavou.



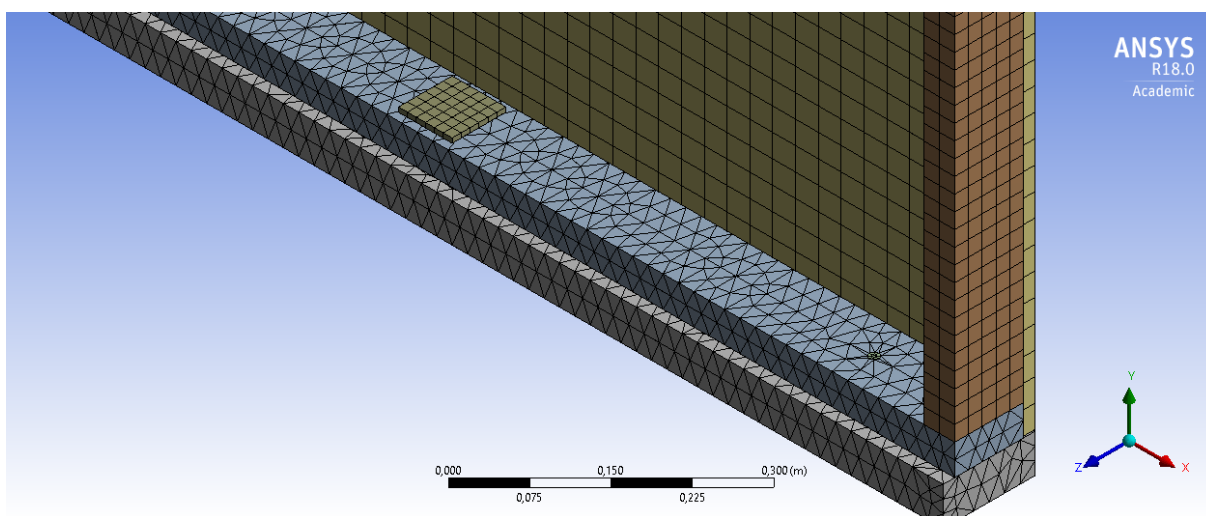
Obr. 53 Geometrie elementu SOLID 186 [22]

Element podporuje plasticitu, hyperelasticitu i velké deformace. Může být použit ve dvou modifikacích a) jako homogenní konstrukční prvek b) jako vrstvený konstrukční prvek [22].



Obr. 54: Detail sítě se zjemněním v místě prahu

Pro všechny dřevěné lemující prvky a propojovací prvek panelu byla velikost elementu zvolena hodnotou 20 mm. Pro plášť z OSB byla definována velikost elementů sítě 30 mm a pro polystyrenové jádro 50 mm. Dále pro základový práh a spodní lemující prvek byla pro generování sítě použita metoda Tetrahedrons. Uspořádání elementů v podobě tetraedrů je patrné z (obr. 55).



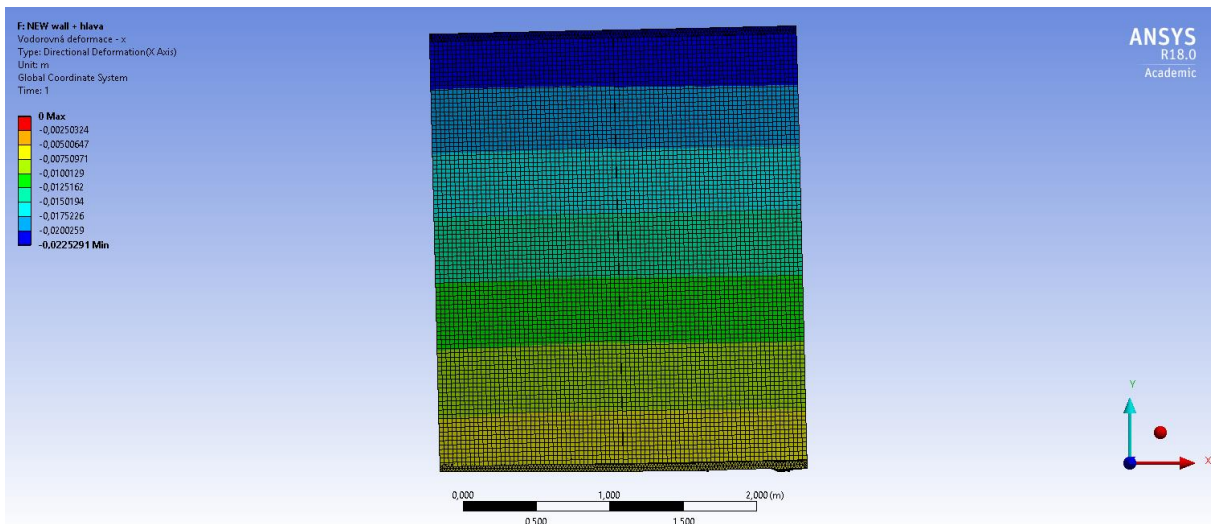
Obr. 55: Detail zhuštění sítě

Prostředí Workbench umožňuje automaticky generovat kontakty propojující všechna vymodelovaná tělesa. Kontakt typu *plné spojení* je generován přednostně pro všechny kontaktní plochy. Aby bylo lépe vystiženo reálné chování modelu, byla většina kontaktů deaktivována. Kontakt typu *plné spojení* byl ponechán pouze v případě lepené spoje mezi dřevěnými lemujícími prvky a pláštěm panelu z OSB/3. Toto zjednodušení bylo provedeno záměrně, protože tuhost lepených spojů je v případě použití polyuretanového lepidla, které vytváří velmi tenkou vrstvu mezi kontaktními plochami natolik vysoká oproti ostatním komponentům, že *plné spojení* představuje velmi přesnou

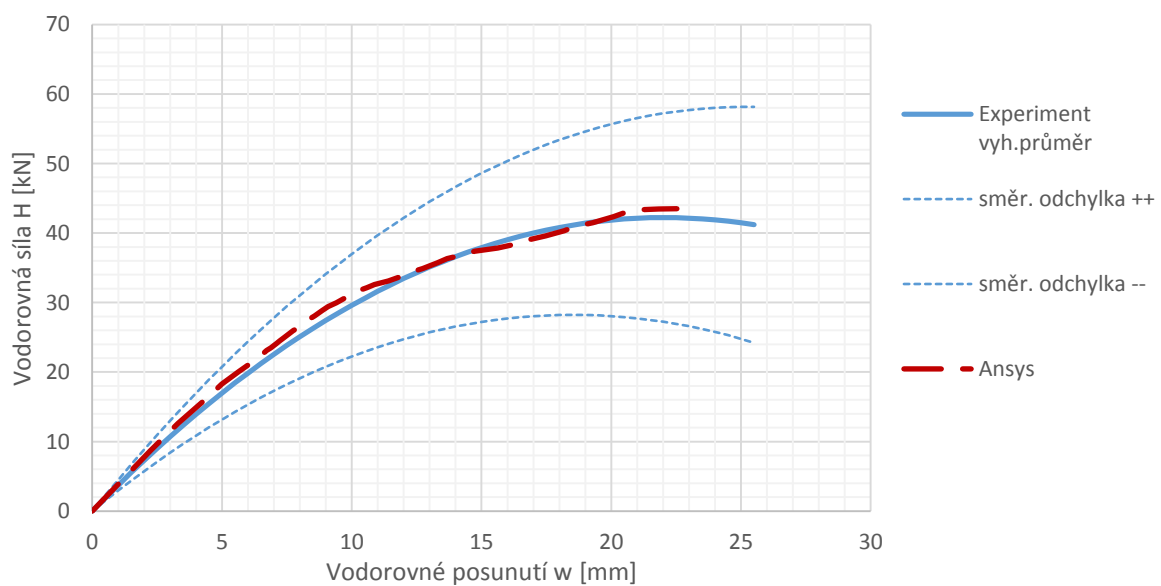
idealizaci. Zavedením skutečné tuhosti lepeného spoje, který byl experimentálně ověřen, by opět výrazně prodloužilo výpočet a zvýšení přesnosti by nepřineslo.

### 5.3 Validace numerického modelu

Numerický model byl nejprve verifikován. Bylo ověřeno, že při zadaném vodorovném zatížení výztužné stěny dochází k očekávaným deformacím sendvičových panelů, jak je patrné z (obr. 56). Dále proběhla kontrola, zda způsob poškozených prvků numerického modelu odpovídá způsobům porušení zaznamenaných při experimentech. Výstupem numerického výpočtu je graf závislosti vodorovného posunutí horní hrany dřevěného prahu, které odpovídá umístění potenciometrického senzoru 1, jak je znázorněno na (obr. 30).

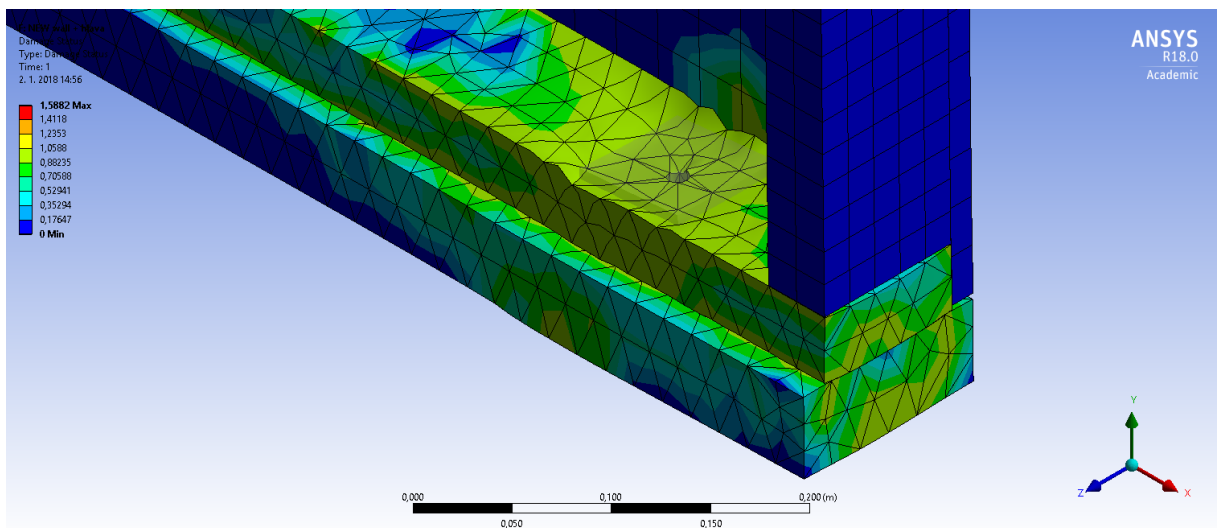


Obr. 56: Vodorovná deformace ve směru osy x



Obr. 57 Validace numerického modelu výztužné stěny

Z výsledného průběhu vodorovné deformace zanesené do grafu na (obr. 57) vyplývá velmi dobrá shoda s experimentem, kdy výsledek numerické analýzy kopíruje průběh zprůměrovaného experimentálně ověřeného výsledku. Dalším prvkem, kterým je model validován, je způsob porušení, jak je patrné na výstupu z numerického modelu a porovnání s experimentem (obr. 58, obr. 59, obr. 60). Porušení výztužné stěny nastalo v místě tahových napětí působících na spodní dřevěný lemující prvek a základový práh.



*Obr. 58 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna (Ansys)*

Z výstupů z numerického modelu a fotodokumentace detailu porušení v místě napojení OSB pláště panelu a spodního dřevěného lemujícího prvku je patrná dobrá shoda s predikcí porušení. Slabým místem dřevěných prvků je nízká pevnost v tahu kolmo na vlákna. U základového a lemujícího prvku lze očekávat porušení v radiálním nebo tangenciálním směru dle orientace letokruhů vůči rovině pláště. Oba zmíněné způsoby porušení v průběhu zkoušek byly zaznamenány. Z pevnostní charakteristiky OSB pláště se očekávalo porušení ve smyku v rovině OSB desky, tento způsob porušení byl zachycen i u materiálových zkoušek lepeného spoje mezi OSB a dřevěným prvkem.



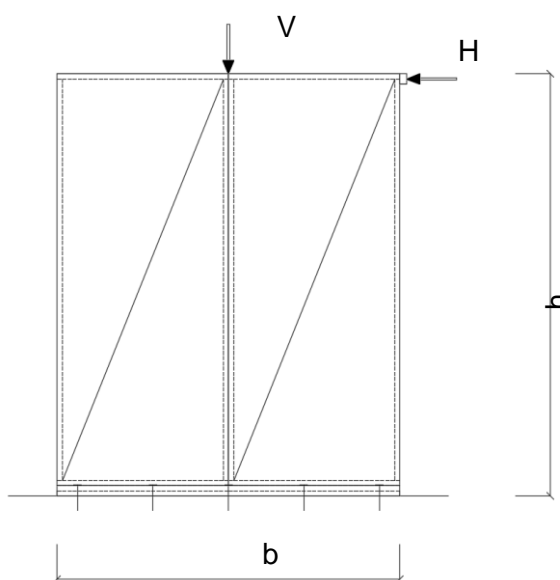
*Obr. 59 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna a OSB pláště*



*Obr. 60 Porušení spodního lemovacího prvku v tahu kolmo na vlákna*

## 6 Analytický model

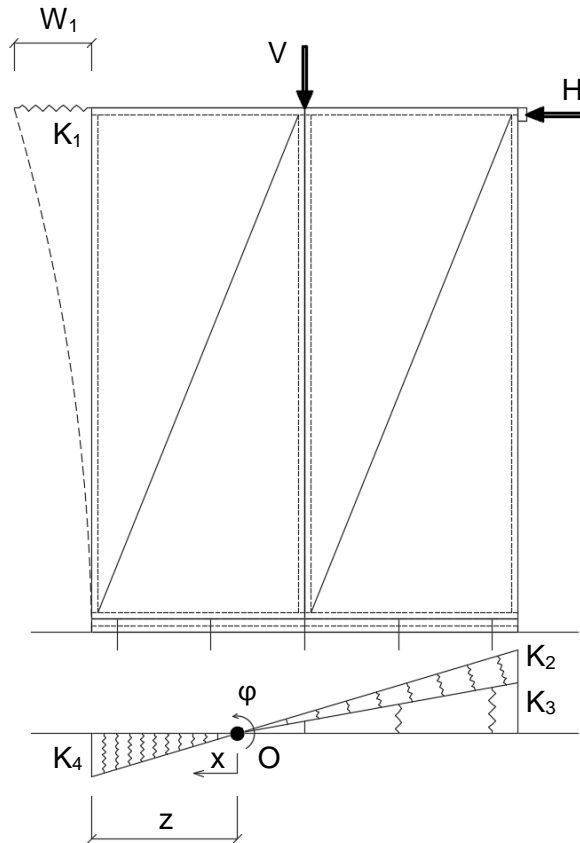
Výpočetní model je založený na metodě komponent, která spočívá v převedení jednotlivých prvků výztužné stěny, jako je ocelová kotevní hlava, lemující dřevěný prvek a opláštění z OSB na pružiny o definované tuhosti stanovené z materiálových vlastností a z geometrie jednotlivých prvků. Z hlediska popisu statického namáhání se výztužná stěna chová jako stěnový prvek. Řešení deformace stěny se tedy uvažuje pouze v její rovině. Únosnost výztužné stěny ve vzpěru není uvažována, protože aplikované svislé zatížení sendvičových panelů odpovídá řádově jedné desetíně z celkové únosnosti a není pro výpočet rozhodující.



Obr. 61 Analytický model - geometrie výztužné stěny

Cílem analytického výpočetního modelu je stanovení tuhosti, únosnosti a vodorovné deformace výztužné stěny skládající se ze dvou sendvičových panelů. Na (obr. 61) je znázorněná použitá geometrie výztužné stěny. Oba sendvičové panely jsou v modelu uvažovány jako dokonale tuhé a veškerá uvažovaná deformace způsobená zatížením výztužné stěny je nahrazena deformací jednotlivých komponent. Zatížení výztužné stěny je realizováno vodorovnou silou  $H$ , která působí v místě horního dřevěného prahu, a svislé síly  $V$ , která nahrazuje spojité svislé zatížení po délce horního prahu. Deformace stěny od vodorovného zatížení je nahrazena deformací komponentou  $K_1$ . Založení výztužné stěny je uvažováno takto, při vzniku tahových napětí je deformace spodního lemujícího prvku vyjádřena deformací liniové komponenty  $K_2$ . Kotevní spodního lemujícího prvku a základového prahu je realizováno pomocí vlepených závitových tyčí do spodní stavby. Kotevní body jsou nahrazeny komponentou  $K_3$ .

Deformace spodního lemujícího prvku a základového prahu způsobená tlakovou silou je definována pomocí komponenty  $K_4$ . Výše popsané komponenty jsou znázorněny na (obr. 62).

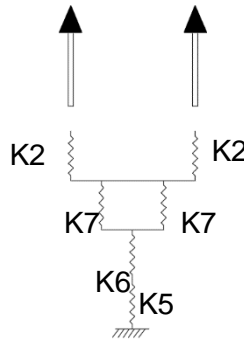


Obr. 62 Analytický model - komponenty

Zatížení je na výztužnou stěnu aplikováno v přesně definovaném pořadí. Nejprve je zavedena svislá síla  $V$ , která vyvodí tlakové namáhání po celé délce základové spáry a dojde k deformaci komponenty  $K_4$ . Posléze je postupně navyšováno vodorovné zatížení síla  $H$ . Z podmínky rovnováhy je následně určen střed otáčení  $O$  a stanoveno natočení  $\varphi$ . Řešení soustavy rovnic je rozděleno na dva intervaly, první interval předpokládá polohu bodu otáčení mezi krajní hranou panelu a nekonečnem, druhý interval předpokládá polohu bodu otáčení podél základové spáry. Poloha bodu otáčení je definována vzdáleností  $z$  od levého konce výztužné stěny. Za účelem snadnějšího stanovení rotační tuhosti komponent  $K_2$  a  $K_4$  je zaveden pomocný souřadnicový systém s počátkem v bodě otáčení  $O$ . V následujících kapitolách je svislá posunutí značeno  $u$  a vodorovné  $w$ .

Komponenta  $K_3$  zohledňující chování kotevního bodu v tahu je složena z následujících členů: tuhosti závitové tyče v tahu, tuhosti kotevního plechu v ohybu,

tuhosti dřevěného lemujícího prvku a základového prahu společně působícího v tlaku. Jednotlivé komponenty jsou zapojeny sériově, jak je zobrazeno na (obr. 63). V rámci komponenty  $K_3$  se předpokládá zapojení dřevěných prvků pouze v ploše definované kotevním plechem tedy 80 x 80 mm.



Obr. 63 Schéma komponenty  $K_3$

Tuhost jednotlivých komponent je stanovena z průřezových a materiálových charakteristik dle způsobu namáhání. V modelu jsou použité liniové a diskrétní lineární pružiny. V analytickém modelu jsou použity následující komponenty:

- $K_1$  - tuhost výztužné stěny v ohybu a ve smyku,
- $K_2$  - liniová tuhost v příčném ohybu spodního dřevěného lemující prvku,
- $K_3$  - výsledná tuhost kotevního bodu,
- $K_4$  - liniová tuhost dřevěného lemujícího prvku a základového prahu v tlaku,
- $K_5$  - tuhost závitové tyče v tahu,
- $K_6$  - tuhost dřevěného lemující prvku v tlaku pod ocelovou podložkou,
- $K_7$  - tuhost v ohybu ocelové podložky pod kotevní matkou.

Souhrnná svislá a vodorovná deformace výztužné stěny odpovídá celkové rotační tuhosti  $K_\varphi$  kolem osy otáčení  $O$ . Tato rotační tuhost je dána součtem všech tuhostí jednotlivých komponent, které působí na ramenech  $r_i$ , resp. příspěvkem k rotační tuhosti od liniových komponent.

## 6.1 Stanovení počáteční tuhosti komponenty $K_1$

V případě vodorovného posunutí  $w$  v rovině stěny ze sendvičových panelů od vodorovného zatížení  $H$  je do výpočtu zahrnout účinek od normálového napětí způsobeného ohybem, ale také účinek smykových napětí, který je v případě stěn nezanedbatelný. Odvození tuhosti  $K_1$  vychází z vodorovného posunutí, který vznikne od účinku bodového zatížení působícího na konci vetknuté konzoly.



Obecně platí:

$$F_i = K_i \cdot w_i, \quad (34)$$

kde  $F_i$  je síla potřebná k vyvození posunutí  $w_i$  komponenty o tuhosti  $K_i$ . Příspěvek k celkové rotační tuhosti  $K_\varphi$  soustavy komponent vychází ze vztahu

$$M_i = K_{\varphi,i} \cdot \varphi_i, \quad (35)$$

kde  $M_i$  je moment vyvozený silou  $F_i$  na rameni  $r_i$ . Při rotační tuhosti  $K_{\varphi,i}$  dojde k natočení soustavy o úhel  $\varphi_i$ . Pro malé úhly natočení soustavy platí, že hodnota goniometrické funkce tangens je rovna poměru stran.

$$M_i = F_i \cdot r_i = K_{\varphi,i} \cdot \varphi_i = K_{\varphi,i} \cdot \frac{w_i}{r_i}, \quad (36)$$

Odtud vyplývá příspěvek tuhosti  $K_i$  působící na ramě  $r_i$  k celkové rotační tuhosti soustavy.

$$K_{\varphi,i} = \frac{F_i}{w_i} \cdot r_i^2 = K_i \cdot r_i^2 \quad (37)$$

Pro výpočet tuhosti stěny v ohybu je potřeba určit deformaci  $w_1$  od vodorovného zatížení  $F_1$ . Obecný výpočet deformace s vlivem smykové poddajnosti stěny lze odvodit ze základních rovnic teorie pružnosti pro nosníky.

$$\varepsilon_x = \frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{\sigma_x}{E} \quad (38)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{\tau_{xz}}{G}$$

Po odečtení druhé rovnice zderivované podle  $x$  od první rovnice zderivované podle  $z$  je obdržén výraz

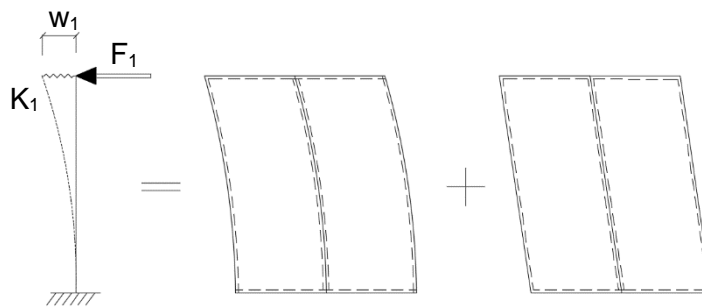
$$\frac{\partial^2 w_{(x,y)}}{\partial x^2} = -\frac{1}{E} \frac{\partial \sigma_x}{\partial z} + \frac{1}{G} \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = -\frac{M_y(x)}{EI_y} + \frac{1}{G} \frac{\partial \tau_{xz(x,z)}}{\partial x} \quad (39)$$

Z rovnice (39) vyplývá, že účinek smykového napětí je proměnný nejen po délce, ale i po výšce nosníku. Protože by funkce  $\tau_{xz(x,z)}$  komplikovala výpočet účinků smykových napětí na průhyb stěnového panelu, lze zavést zprůměrovaný účinek posunu od posouvající síly. Tento předpoklad vychází z práce posouvající síly a elementárního posunu. Výsledkem je diferenciální rovnice ohybové čáry včetně účinku posouvajících sil, kterou lze uplatnit pro nosníky i pro stěnové elementy. [23]

$$\frac{dw^2(x)}{dx^2} = - \left[ \frac{M_y(x)}{EI_y} + \frac{\beta f_z(x)}{GA} \right] \quad (40)$$

kde  $\beta$  je součinitel smykové poddajnosti a pro průřezy obdélníkového průřezu je roven  $\beta = 1,2$  [24].

V případě výpočtu posunutí  $w_1$  výztužné stěny ze sendvičových panelů, lze předpokládat statický model vetknuté konzoly zatížení na konci vodorovnou silou jak je patrné z (obr. 64). A výsledný průhyb je dán rovnicí (41).



Obr. 64 Schéma nahrazení smyková a ohybová tuhosti stěny komponentou  $K_1$

$$w_1 = \frac{1}{3} \frac{F_1 h_1^2}{E_1 I_{y,1}} + \beta \frac{F_1 h_1}{G_1 A_1} \quad (41)$$

Tuhost komponenty  $K_1$  je dána vztahem

$$K_1 = \left[ \frac{1}{3} \frac{F_1 h_1^2}{E_1 I_{y,1}} + \beta \frac{F_1 h_1}{G_1 A_1} \right]^{-1} \quad (42)$$

Materiálové a průřezové charakteristiky použité k výpočtu tuhosti  $K_1$ :

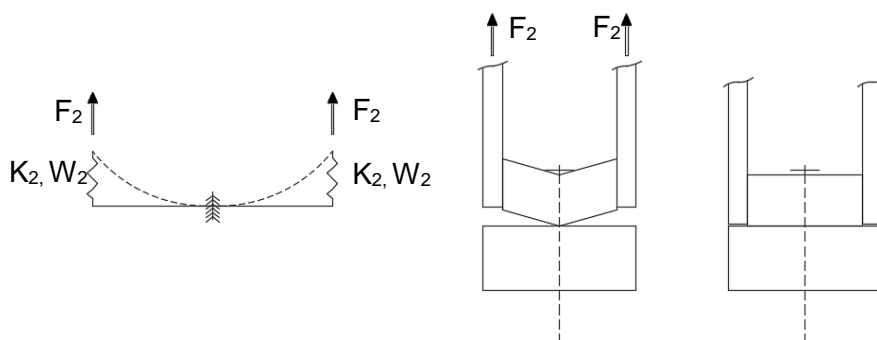
Tloušťka OSB opláštění	$t_1=15$ mm
Výška uvažovaného průřezu	$h_1=1250$ mm
Modul pružnosti v ohybu OSB opláštění	$E_1=3800$ MPa
Modul pružnosti ve smyku OSB desky	$G_1=1080$ MPa
Ohybová tuhost panelu	$E_1 I_{y,1}=2,930$ N.mm <sup>2</sup>
Smyková tuhost panelu	$G_1 A_1=8,1 \cdot 10^7$ N

Hodnota tuhosti komponenty vycházející z průhybu výztužné stěny způsobeného vodorovným zatížením  $F_1$  je

$$K_1 = 2844 \text{ N/mm}$$

## 6.2 Stanovení tuhosti komponent $K_2$ a $K_4$

Spodní dřevěný lemující prvek tvoří liniový přechodový prvek mezi základovým prahem a OSB pláštěm. Tato komponenta je uvažována jako dvě symetrické konzoly na svých koncích zatížených osamělými břemeny, která odpovídají vnitřním normálovým silám v OSB opláštění výztužné stěny. Lepený spoj mezi OSB pláštěm a spodním lemovacím prvkem je v souladu s modelem Ansys předpokládán jako dokonale tuhý.



Obr. 65 Schéma komponenty  $K_2$

Jedná se o liniový prvek, který svojí tuhostí přispívá k rotační tuhosti soustavy. Rotační tuhost  $K_{\varphi,2}$  komponenty  $K_2$  se určí na základě liniové tuhosti  $B_2$  elementu délky  $dx$  takto:

$$\frac{dK_{\varphi,2}}{dx} = B_2 \cdot x^2$$

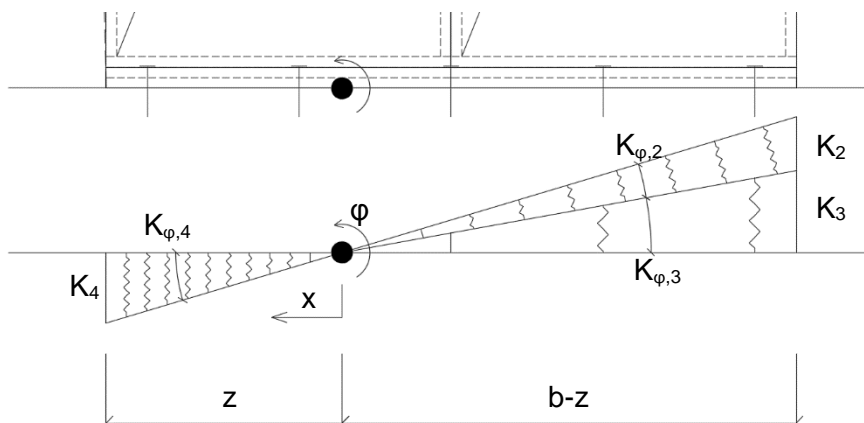
Integrací pod délce  $b-z$  vychází

$$K_{\varphi,2} = \int_0^{b-z} B_2 \cdot x^2 dx = \left[ B_2 \cdot \frac{x^3}{3} \right]_0^{b-z} = B_2 \cdot \frac{(b-z)^3}{3}$$

(43)

Protože dřevěná vlákna jsou orientována napříč zavedeného segmentu konzoly komponenty  $K_2$ , je pro výpočet ohybové tuhost použita hodnota modulu pružnosti  $E=550 \text{ MPa}$  a hodnota modulu pružnosti ve smyku dřevěného segmentu je uvažována o velikosti  $55 \text{ MPa}$ .

$$B_2 = \left[ \frac{4l_{lem}^3}{Eh_{lem}^3} + \beta \frac{l_{lem}}{Gh_{lem}} \right]^{-1} \quad (44)$$



Obr. 66 Schéma komponent spodního lemujícího prvku a základového prahu

Materiálové a průřezové charakteristiky použité k výpočtu tuhosti komponenty  $K_2$ :

Výška lemujícího prvku	$h_{lem}=38 \text{ mm}$
Délka konzoly	$L_{lem}= 45 \text{ mm}$
Modul pružnosti v ohybu dřevěného prvku	$E=550 \text{ MPa}$
Modul pružnosti ve smyku OSB desky	$G=55 \text{ MPa}$
Ohybová tuhost panelu	$EI_{y,lem}= 2,515 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$
Smyková tuhost panelu	$GA=2,09 \cdot 10^3 \text{ N/mm}$

Hodnota tuhosti liniové komponenty je  $B_2 = 54,71 \text{ N/mm/mm}$

Výsledná hodnota příspěvku k rotační tuhosti je dána vztahem

$$K_{\varphi,2} = B_2 \cdot \frac{(b-z)^3}{3} \quad (45)$$

kde  $L$  je délka spodního lemujícího prvku působícího v tahu,  
 $B_2$  je tuhost liniové komponenty  $K_2$ .

Celkový příspěvek komponenty  $K_2$  k rotační tuhosti je závislý na poloze středu otáčení a jeho hodnota je rovna

$$K_{\varphi,2} = 18,2381 \cdot (b-z)^3 \text{ Nmm}.$$

Obdobně se určí rotační tuhost  $K_{\varphi,4}$  jako v případě komponenty  $K_2$  pouze horní mez integrálu (43) bude vzdálenost  $z$ , jak plyne z Obr. 66.

Materiálové a průřezové charakteristiky použité k výpočtu tuhosti komponenty  $K_4$ :

Výška lemujícího prvku a základového prahu	$h_4=90 \text{ mm}$
Šířka dřevěného lemování	$b_4= 88 \text{ mm}$
Modul pružnosti v tlaku dřevěného prvku	$E_{C24}=550 \text{ MPa}$

$$\text{Tuhost elementu v tlaku} \quad E_{C24}A_4= 4,356. 106 \text{ N}$$

Hodnota tuhosti liniové komponenty je  $B_4 = 538 \text{ N/mm/mm}$

Výsledná hodnota příspěvku k rotační tuhosti je dána vztahem

$$K_{\varphi,4} = B_4 \cdot \frac{z^3}{3} \quad (46)$$

kde  $z$  je délka spodního lemujícího prvku působícího v tlaku,  $B_4$  je tuhost liniové komponenty  $K_4$ .

Celkový příspěvek k rotační tuhosti je závislý na poloze středu otáčení a jeho hodnota je rovna

$$K_{\varphi,4} = 179,2592 \cdot z^3 \text{ Nmm.}$$

### 6.3 Stanovení tuhosti komponenty $K_3$

Komponenta  $K_3$  kotevní hlavy se skládá z několika dílčích komponent, vetknuté závitové tyče ( $K_5$ ), spodního lemovacího prvku se základovým prahem ( $K_6$ ) a z ocelové roznášecí desky ( $K_7$ ). Oba dřevěné prvky jsou namáhány v tlaku kolmo na vlákna. Jedná se o soustavu pružin, které jsou zapojeny do série, proto je výsledná tuhost této komponenty velmi ovlivněna nejslabším členem, jak je patrné z (obr. 63). Závitová tyč působí v tahu a její tuhost je stanovena na základě průřezových charakteristik a délky závitové tyče. Dřevěné prvky naopak působí v tlaku a ve výpočtu tuhosti je uvažována plocha, která je dána rozměry roznášení ocelové desky. Rozšíření by bylo možné provést dle doporučení uvedených v EC5, ale v analytickém modelu je použita bezpečně pouze plocha definovaná ocelovým plechem. Ze způsobu namáhání a deformace dřevěného lemovacího prvku znázorněného na (obr. 65) je tuhost roznášecího ocelové plechu uvažována jako tuhost dvou symetrických konzol. Ve výpočtu je tedy uvažováno pouze s příčnou deformací plechu.

### 6.3.1 Výpočet tuhosti komponenty $K_5$ – závitová tyč

Obecný vzorec pro výpočet tuhosti tlačeneho nebo taženého prvku s plochou  $A$  průřezu, modulem pružnosti  $E$  v tlaku/tahu a aktivní délkou prvku  $L$  je dán následujícím vztahem:

$$K_5 = \frac{E_5 A_5}{L_5}$$

Průměr závitové tyče	$D_5=12$ mm
Plocha	$A_5=113,1$ mm <sup>2</sup>
Délka závitu	$L_5=90$ mm
Modul pružnosti v tahu	$E_5=210\,000$ MPa

$$K_5 = 263894 \text{ N/mm}$$

### 6.3.2 Výpočet tuhosti komponenty $K_6$ – základový práh

Základový práh spolu se spodním lemuujícím prvkem v tlaku spolupůsobí, a proto je lze nahradit jednou společnou pružinou. Modul pružnosti v tlaku kolmo na vlákna je převzat na základě literatury [15].

Rozměry plochy	80 x 80 mm
Délka prvku	$L_6=90$ mm
Modul pružnosti v tahu	$E_6=550$ MPa

$$K_6 = 39111 \text{ N/mm}$$

### 6.3.3 Výpočet tuhosti komponenty $K_7$ – ocelový roznášecí plech

Výpočet tuhosti je obdobný jako v případě výpočtu tuhosti konzoly komponenty  $K_2$ , liší se ve způsobu zatížení, které je uvažováno jako spojitě po celé délce konzoly. Rozměry ocelové roznášecí desky jsou 80 x 80 mm. V případě průhybu této komponenty není uvažován vliv posouvajících sil, protože vzhledem k rozměrům desky je jejich účinek zanedbatelný.

$$K_7 = \left[ \frac{1}{8} \frac{L_7^3}{E_7 I_y} \right]^{-1} \quad (47)$$

Šířka konzoly	$B_7=80$ mm
Tloušťka desky	$t_7=6$ mm
Délka konzoly	$L_7=34$ mm
Modul pružnosti v ohybu	$E_7=210\,000$ MPa

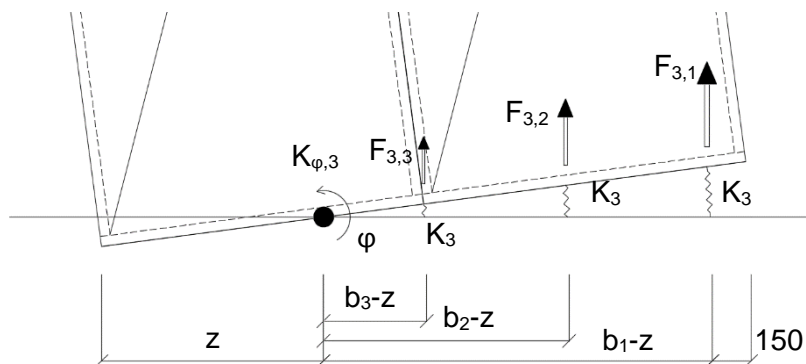
$$K_7 = 123102 \text{ N/mm}$$

Výsledná tuhost komponent  $K_5$ ,  $K_6$ ,  $K_7$  je dána součtem sériově zapojených komponent takto:

$$\frac{1}{K_3} = \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_6} + \frac{1}{K_7}$$

$$K_3 = \frac{K_5 \cdot K_6 \cdot K_7}{K_5 \cdot K_6 + K_6 \cdot K_7 + K_7 \cdot K_5} = 26680 \text{ N/mm}$$

Na (obr. 67) je znázorněna poloha jednotlivých sil působících v kotevních bodech, které jsou již namáhány v tahu a dále jsou vyznačeny jejich vzdálenosti vůči středu otáčení. Příspěvek k rotační tuhosti je spočten dle (37).



Obr. 67 Rozmístění kotevních hlav s tuhostí  $K_3$

Příspěvek k rotační tuhosti je dán počtem aktivovaných kotev

$$K_{\varphi,3} = 26680 \cdot \sum_{i=1}^n (b_i - z)^2 \text{ Nmm},$$

kde  $n$  je počet aktivovaných kotev.

## 6.4 Výpočet celkové výztužné tuhosti stěny

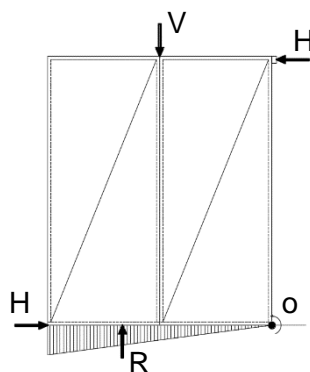
Analytický model předpokládá svislé i vodorovné zatížení v libovolném poměru, proto je funkce popisující průběh vodorovné deformace výztužné stěny rozdělena na dva intervaly zohledňující svislé přitížení výztužné stěny. Svislé přitížení stěny  $V$  snižuje tahová namáhání spodního lemujícího prvku a základového prahu vyvolaného vodorovným zatížením  $H$ . V případě celkové rotační tuhosti  $K_\varphi$  výztužné stěny se účinek vodorovného zatížení projeví až při překonání mezní vodorovné síly  $H_0$  (49), která vyrovná účinek od svislého přitížení výztužné stěny. Při překonání mezní vodorovné síly  $H_0$  začne být základová spára namáhána v tahu.

$$w_{(H,V,z)} = \begin{cases} K_1 \cdot H & \text{pro } H < H_0 \\ K_1 \cdot H + \frac{M_{(H,V,z)}}{K_{\varphi(z)}} \cdot h & \text{pro } H > H_0 \end{cases} \quad (48)$$

kde  $H_0$  je kritická síla,  
 $M_{(H,V,z)}$  je celkový moment od zatížení působícího kolem středu

O.

Stanovené mezní vodorovné síly  $H_0$  z podmínky momentové rovnováhy kolem středu otáčení O.



Obr. 68 Mezní vodorovná síla  $H_0$ , pro  $z \in (b + z; \infty)$

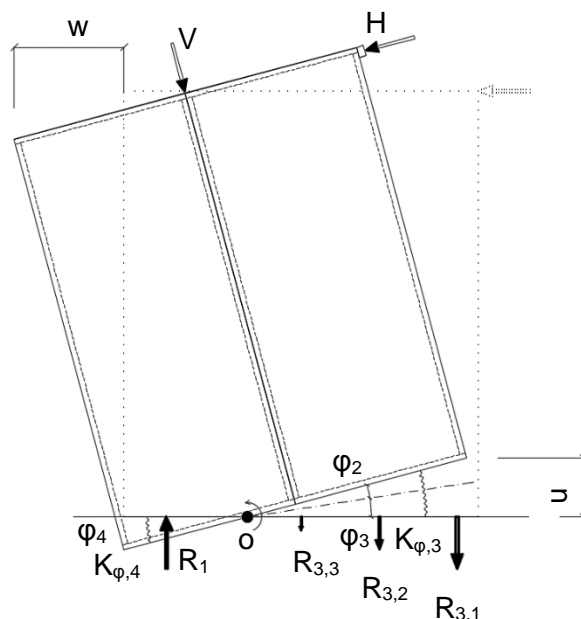
$$H_0 = \frac{Vb}{6h} \quad (49)$$

Na (obr. 69) je znázorněn princip součtu příspěvků jednotlivých komponent k celkové rotační tuhosti  $K_{\varphi}$ , které jsou vzájemně v sério-paralelním zapojení. Celková rotační tuhost kotvení výztužné stěny je dána vztahem (50).

$$K_{\varphi} = K_{\varphi,4} + \frac{K_{\varphi,2} \cdot K_{\varphi,3}}{K_{\varphi,2} + K_{\varphi,3}} \quad (50)$$

Průběh vodorovné deformace  $w_{(H,V,z)}$  je funkcí o třech proměnných (svislého, vodorovného zatížení a polohy středu otáčení). Při postupném navyšování vodorovného zatížení  $H$  a překonání mezní vodorovné síly  $H_0$  při vzniku tahových napětí v kotevních bodech v případě druhého intervalu  $z \in (0; b)$  je funkční hodnota  $w_{(H,V,z)}$  stanovena na základě řešení soustavy rovnic vyplývajících z podmínek rovnováhy zachycených na (obr. 68).





Obr. 69 Rotační tuhost výztužné stěny

Vzniklá soustava rovnic (51) zahrnující momentovou podmínku rovnováhy, svislou silovou podmínku rovnováhy a vodorovnou deformaci výztužné stěny, kde mezi neznámé patří vzdálenost  $z$ , svislé nazdvižení panelů  $u$ , které definuje celkové natočení soustavy  $\varphi_{(u,z)}$  a vodorovné posunutí  $w$  horní hrany výztužné stěny. V případě výztužné stěny lze brát vodorovné a svislé zatížení  $H$  a  $V$  jako vstupní parametr pro výpočet. Při sestavování průběhu vodorovného posunutí funkce  $w_{(H,V,z)}$  je pro konkrétní hodnotu svislého zatížení a navyšovanou hodnotu vodorovného zatížení hledána taková vzdálenost  $z$ , která zajistí splnění obou podmínek rovnováhy. Při řešení rovnic je potřeba zohlednit postupné aktivování tahových kotev. Protože celková rotační tuhost  $K_{\varphi(z)}$  je funkcí třetího stupně hledané vzdálenosti  $z$ , je pro nalezení řešení rovnic vhodné využít výpočetní algoritmus tabulkového procesoru.

$$H \cdot h + V \left( z - \frac{b}{2} \right) - \varphi_{(u,z)} \cdot K_{\varphi(z)} = 0$$

$$R_{4(z)} - V - R_{3(z)} = 0 \quad (51)$$

$$w_{(V,H,z)} = K_1 \cdot H + \frac{M_{(H,V,z)}}{K_{\varphi(z)}} \cdot h$$

Reakce  $R_{3(z)}$  a  $R_{4(z)}$  jsou funkcemi proměnné  $z$  a lze je vyjádřit pomocí tuhosti komponent  $K_3$  a  $B_4$  a vzdálenosti  $z$ , která odpovídá vzdálenosti středu otáčení  $O$  od levé hrany výztužné stěny. Z důvodu vyčíslení reakcí byl do bodu otáčení zaveden pomocný souřadnicový systém, jehož osa  $x$  je rovnoběžná se základovou spárou výztužné stěny (obr. 66). Pro každou polohu středu otáčení  $O$  lze vyčíslit určitý integrál:

$$R_2 = \int_0^{b-z} B_2 \cdot u_{(x)} dx = \int_0^{b-z} B_2 \cdot \varphi_2 \cdot x dx = B_2 \cdot \varphi_2 \cdot \frac{(b-z)^2}{2}, \quad (52)$$

kde  $u_{(x)}$  je svislé posunutí liniové komponenty ve vzdálenosti  $x$  od bodu otáčení  $O$ .

Obdobně je vyčíslena reakce  $R_4$

$$R_4 = \int_0^z B_4 \cdot u_{(x)} dx = B_4 \cdot \varphi \cdot \frac{z^2}{2} \quad (53)$$

Zde je potřeba zdůraznit, že pro natočení jednotlivých komponent platí rovnost  $\varphi = \varphi_4 = \varphi_2 + \varphi_3$ , jak je patrné z (obr. 69).

## 6.5 Analytický model - stanovení únosnosti výztužné stěny

Do analytického modelu je ještě potřeba zahrnout únosnost výztužné stěny tak, aby výsledky z výpočetního modelu byly použitelné pro posouzení prvního mezního stavu. Únosnost lze zavést funkcí hledající minimum z únosností jednotlivých komponent, ze kterých je analytický model vytvořen:

- únosnost kotevní hlavy,
- únosnost lepeného spoje mezi OSB pláštěm a spodním lemujícím prvkem,
- únosnost spodního lemujícího prvku a základového prahu v tlaku.

Napětí v tahu v lepené spáře a tlakové kontaktní napětí v základové spáře je závislé na poloze středu otáčení. Pro aplikování výpočtu v inženýrské praxi lze za mezní napětí použít návrhové hodnoty pevností pro jednotlivé komponenty. V případě porovnání výsledků z provedených experimentů únosnosti výztužné stěny o dvou panelech byly použity pevnosti zjištěné z materiálových zkoušek.

### 6.5.1 Stanovení únosnosti kotevní hlavy

Kotevní hlava se skládá z následujících komponent: závitová tyč o pevnosti 8.8., základový práh třídy pevnosti C24 a ocelové roznášecí desky P6 S235J0.

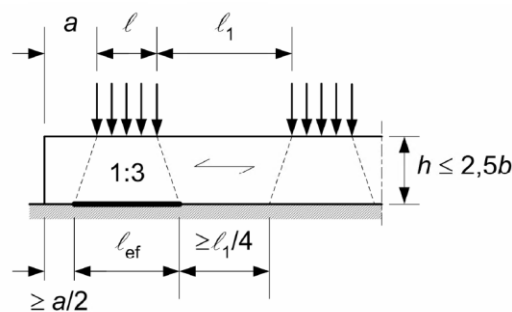
Průměr závitové tyče	$d=12 \text{ mm}$
Plocha	$A_s= 84,3 \text{ mm}^2$
Mez pevnosti závitové tyče	$f_{u,b}=800 \text{ MPa}$

$$R_{1,k} = \frac{0,9 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 84,3 \cdot 800}{1} = 60,6 \text{ kN}$$

Základový práh dle materiálových zkoušek, lze předpokládat vždy s minimální třídou pevnosti dřeva C24. Pro stanovení únosnosti jsou aplikována pravidla uvedená v aktualizované příloze eurokódu EC5 [4]. Na (obr. 70) jsou objasněna pravidla pro posuzování dřevěných prvků namáhaných kolmo na vlákna u elementů průběžně podepřených a zatížených bodově. V případě výztužné stěny lze použít rozšíření spolupůsobící délky na  $l_{ef}$ , toto pravidlo je použitelné, pokud je splněna podmínka  $a > 2/3 h_z$ . Minimální vzdálenost od první kotvy od kraje je vždy 150 mm, podmínka je tedy vždy splněna a spolupůsobící délku lze rozšířit. [25]

$$l_{ef} = l + \frac{2}{3} h_z,$$

kde  $h_z$  je výška základového prahu a lemujícího prvku.



Obr. 70 Tlak kolmo k vláknům [4]

Návrhová hodnota únosnosti dřevěného prvku kolmo k vláknům je

Rozměry plochy	80 x 140 mm
Charakteristická pevnost v tlaku	$f_{c,90,k} = 2,5$ MPa
Modifikační součinitel	$k_{mod} = 1,1$
Součinitel spolehlivosti materiálu	$\gamma_M = 1,3$

$$R_{2,k} = b_l \cdot l_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 80 \cdot 140 \cdot 1,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{2,5}{1,0} = 42,0 \text{ kN}$$

$$R_{2,d} = b_l \cdot l_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot k_{mod} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 80 \cdot 140 \cdot 1,5 \cdot 1,1 \cdot \frac{2,5}{1,3} = 35,5 \text{ kN}$$

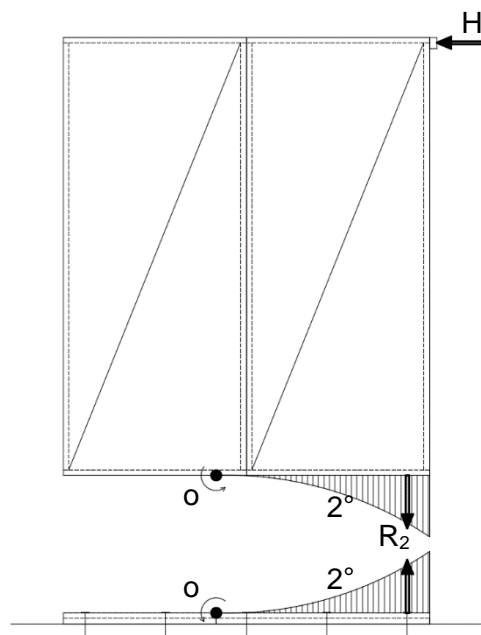
$$R_{2,mean} = b_l \cdot l_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90} = 80 \cdot 140 \cdot 1,5 \cdot 3 = 50,4 \text{ kN}$$

$$R_{min} = \min(R_1; R_2)$$

## 6.5.2 Stanovení únosnosti lepené spáry

Na základě provedených experimentů elementů lepené spáry na vzorcích 40 x 50 mm, kde byla zjištěna únosnost lepené spáry, a z experimentů únosnosti kotevních

hlavy s délkou lepené spáry 300 mm, lze konstatovat, že na únosnost lepené spáry má především vliv pevnost ve smyku v rovině OSB opláštění, která je v případě OSB/3 v charakteristické hodnotě rovna 1 MPa a v případě dřevěného prvku jde o pevnost v tahu kolmo na vlákna o hodnotě 0,4 MPa. Dosažená pevnost na malých zkušebních tělesech byla 1,25 MPa – kapitola 4.3.1. Hlavním parametrem, který má podstatný vliv na únosnost lepené spoje, je šířka lepeného spoje. Všechny lepené spoje u systému sendvičových panelů se provádějí až na stavbě, kde nelze jednoznačně garantovat šířku lepeného spoje, která by překrývala výšku celého lemujícího prvku. Z toho důvodu se v případě mezního stavu únosnosti uvažuje šířka lepeného spoje bezpečně 50% z tloušťky lemovacího prvku, který v nejslabší variantě představuje dřevěný profil o tloušťce 38 mm. Protože analytický model předpokládá liniovou komponentu  $K_2$ , je průběh zatěžující síly kvadratický, jak je patrné na (obr. 71). Zatížení lepené spáry je stanoveno z průběhu reakce  $R_2$  pomocí (52) a v případě podělení výrazu efektivní tloušťkou lepené spáry a provedení derivaci výrazu podle  $x$  je obdržena hodnota smykového napětí na element plochy lepené spáry.



Obr. 71 Zatížení lepené spáry

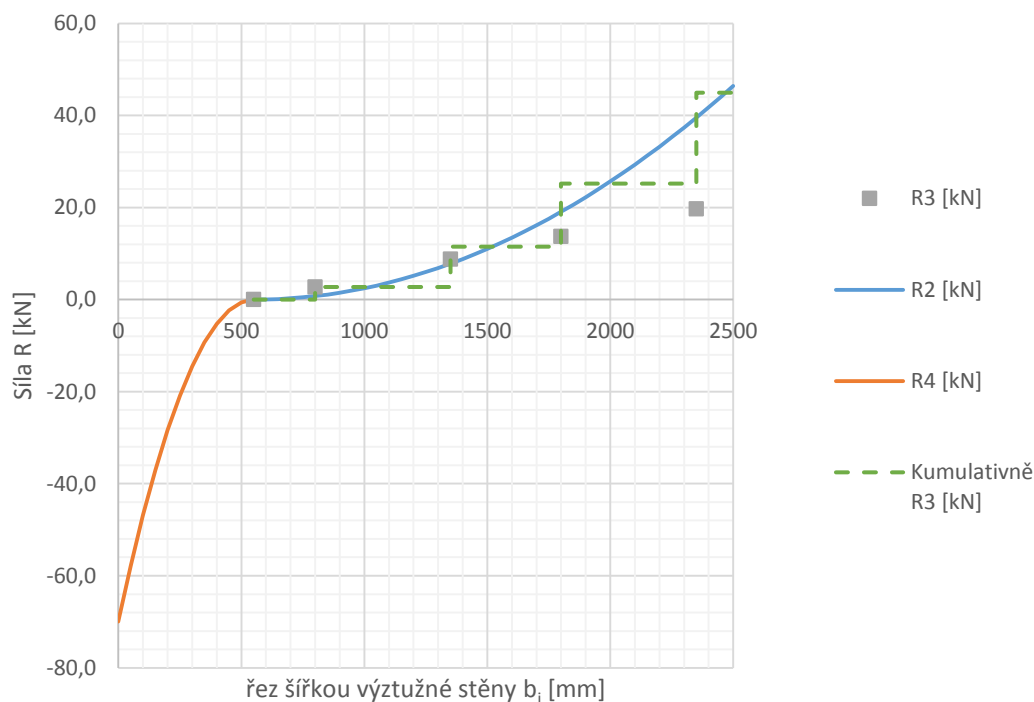
Smykové napětí v lepené spáře je znázorněno na (obr. 73). Stanovení smykového napětí na konci lepené spáry komponenty  $K_2$  vpravo

$$\tau_{2(x)} = \frac{d\left(\frac{R_{2(x)}}{2h_{lep,eff}}\right)}{dx} = \frac{B_2 \cdot \varphi_2 \cdot x}{2 h_{lep,eff}} = \frac{B_2 \cdot \varphi_2 \cdot x}{2 h_{lep,eff}}$$

$$\tau_{2(b-z)} = \frac{B_2 \cdot \varphi_2 \cdot (b-z)}{2 h_{lep,eff}}$$
(54)

Graficky znázorněné hodnoty průběhu sil v lepené spáře jsou na (obr. 72), za použití následujících parametrů výpočtu - kombinace vnějšího zatížení

- vodorovná síla  $V = 25$  kN,
- horizontální síla  $H = 38,6$  kN,
- bod otáčení vzdálená od levého okraje je  $z = 297,4$  mm.



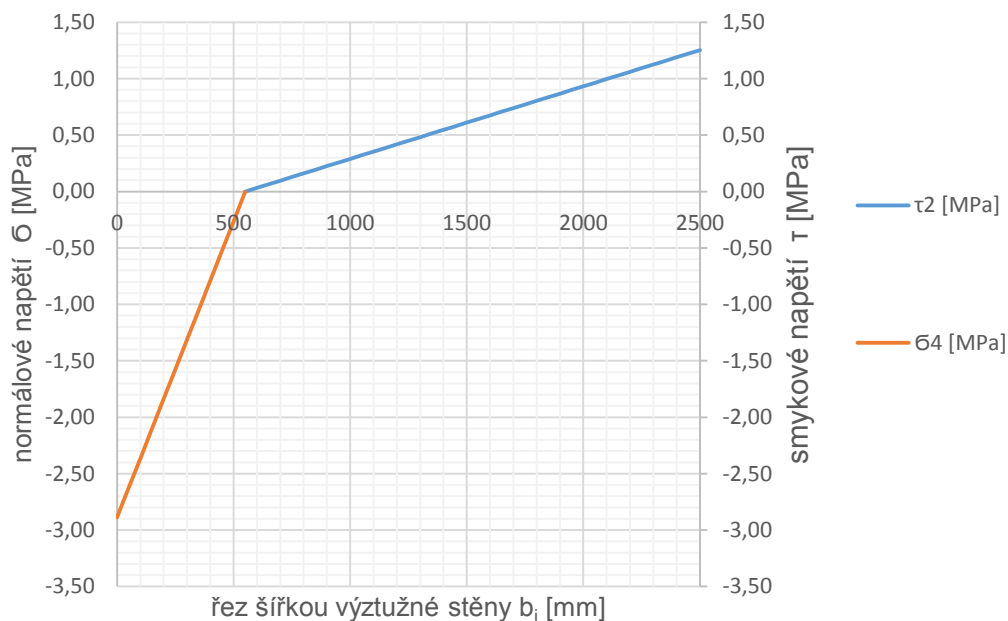
Obr. 72 Průběh sil v lepené spáře a kotevních bodech

Rozdíl mezi průběhem sil v komponentě  $K_2$  a  $K_3$  je dán rozdílnou polohou těžišť plochy pod křivkami ( $R_2$ ,  $R_3$ ), ovšem přenášejí momenty komponentami  $K_2$  a  $K_3$  jsou shodné, jak plyne z rovnosti  $\varphi = \varphi_2 + \varphi_3$ .

### 6.5.3 Stanovení únosnosti spodního lemujícího prvku a základového prahu v tlaku

Obecně je přenos sil v tlaku a tahu v základové spáře odlišný. Spodní lemující prvek a základový práh v případě tlakového namáhání působí společně jako komponenta  $K_4$ . Její tuhost je dána tuhosti výšky dřevěných prvků působících v tlaku. Do přenosu tlakových napětí se zapojuje i jádro panelu, se kterým se v analytickém modelu

neuvažuje, protože je tento vliv zanedbatelný z hlediska modulu pružnosti v tlaku jádra panelu. Dalším významný vlivem na přenos tlakového namáhání je spára mezi OSB pláštěm panelu a základovým prahem, jak je patrné z detailu (obr. 7) a (obr. 33). Velikost této spáry je opět závislá na kvalitě prováděných prací při montáži a výrobních nepřesnostech sendvičových panelů. Velikost spáry se pohybuje mezi 2-3 mm. V případě působení vodorovného zatížení dochází k uzavření této spáry a dojde ke změně toku tlakových napětí vzhledem k dřevěnému lemujícímu prvku. V rámci zjednodušení se v analytickém modelu předpokládá, že přenos tlakových napětí je zajištěn kontaktní plochou mezi spodním lemujícím prvkem a základovým prahem. Toto zjednodušení nemá vliv na výsledné tlakové napětí působící kolmo na vlákna základového prahu. Z hlediska mezního stavu únosnosti, není limitním stavem tlakové namáhání kolmo na vlákna. Charakteristická pevnost dřevěného prvku C24 v tlaku kolmo na vlákna je pouze 2,5 MPa, ale při překročení této hodnoty začne docházet k plastifikaci dřeva a zvyšuje se svislá deformace základového prahu.



Obr. 73 Průběh napětí po délce spodního lemujícího prvku

Obecně lze konstatovat, že pevnost dřevěného prvku kolmo na vlákna silně závisí na orientaci tlakových napětí vůči radiálnímu a tangenciálnímu směru v dřevěném prvku. V případě shodné orientace tlakových napětí a radiálního směru, lze dosáhnout pevností přesahujících 15 MPa, proto lze experimentálně dosahovat hodnoty napětí

v tlaku kolmo na vlákna od 3 do 15 MPa. Ovšem orientace letokruhů základového prahu vůči směru tlakového namáhání je různá, proto s vyšší hodnotou nelze bezpečně počítat.

Grafické znázornění průběhu kontaktního napětí mezi spodním lemujícím prvkem a základovým prahem – komponenta  $K_4$  a smykové napětí mezi OSB pláštěm je znázorněno na (obr. 73).

Tab. 9 Hodnoty sil a napětí v založení výztužné stěny

$H$ [kN]	$\bar{\sigma}_{c,4}$ [MPa]	$\tau_{c,2}$ [MPa]	$R_2$ [kN]	$R_3$ [kN]	$R_4$ [kN]	$w$ [mm]
0,00	0	0,00	0	0,00	0	0
1,38	0,2	0,00	0,0	0,00	25,0	0,5
2,76	0,2	0,00	0,0	0,00	25,0	1,0
4,14	0,3	0,00	0,0	0,02	25,0	1,5
5,52	0,3	0,02	0,2	0,18	25,2	2,0
6,90	0,4	0,04	0,8	0,76	25,8	2,5
8,28	0,5	0,08	2,0	1,90	26,9	3,0
9,66	0,7	0,13	3,6	3,49	28,5	3,6
11,04	0,8	0,18	5,6	5,34	30,3	4,2
12,42	0,9	0,24	7,7	7,34	32,3	4,7
13,80	1,0	0,30	10,0	9,54	34,5	5,3
15,18	1,2	0,36	12,3	11,80	36,8	5,9
16,56	1,3	0,42	14,6	14,09	39,1	6,5
17,94	1,4	0,49	17,0	16,41	41,4	7,1
19,32	1,5	0,55	19,4	18,75	43,8	7,7
20,70	1,7	0,61	21,8	21,10	46,1	8,3
22,08	1,8	0,68	24,3	23,47	48,5	8,8
23,46	1,9	0,74	26,7	25,84	50,8	9,4
24,84	2,0	0,80	29,2	28,21	53,2	10,0
26,22	2,2	0,87	31,6	30,59	55,6	10,6
27,60	2,3	0,93	34,1	32,98	58,0	11,2
28,98	2,4	1,00	36,5	35,37	60,4	11,8
30,36	2,5	1,06	39,0	37,76	62,8	12,4
31,74	2,6	1,13	41,5	40,16	65,2	13,0
33,12	2,8	1,19	44,0	42,55	67,6	13,6
34,50	2,9	1,25	46,4	44,95	70,0	14,1

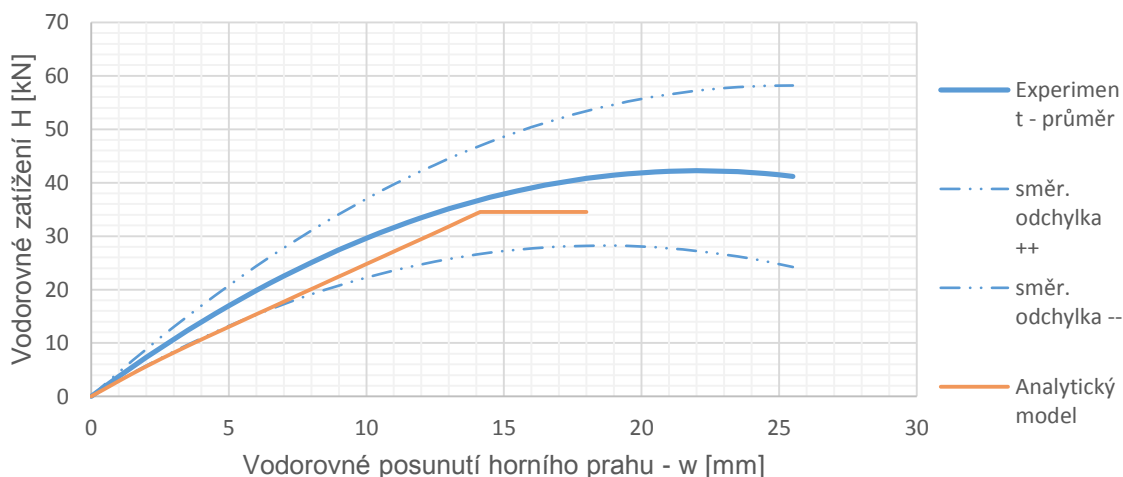
Vliv spodního lemujícího prvku a základového prahu se projeví hodnotou pevnosti v tlaku kolmo na vlákna. Konzervativně zle předpokládat maximální pevnosti v tlaku kolmo na vlákna 2,5 MPa, která vychází z charakteristické pevnosti dřeva, anebo použít navýšenou hodnotu napětí 3 MPa, které dosáhneme při porušení u komponenty  $K_4$ . V tab. 9 jsou vyčísleny hodnoty tlakového napětí v komponentě  $K_4$  a smykového napětí komponenty  $K_2$  a jim odpovídající reakce. V tabulce nabývá parametr výpočtu –

vodorovné zatížení  $H$  – hodnot od 0 do 34,5 kN, tato hodnota odpovídá dosažení pevnosti lepené spáry ve smyku.

## 6.6 Grafické znázornění výsledku analytického modelu

Na (obr. 74) je graficky znázorněn výsledek z analytického modelu. Jak vyplývá z předchozích kapitol, rozhodujícím prvkem při stanovení únosnosti výztužné stěny je smyková pevnost lepeného spoje mezi OSB pláštěm a spodním lemováním ve smyku. Dalším prvkem, který rozhoduje o únosnosti výztužné stěny, je velikost kotevní podložky. V případě použití standardních kruhových podložek pod matice závitových tyčí by došlo k jejich zatlačení, a to už při nižších silách než je tomu v případě odzkoušených výztužných stěn s kotevním plechem o rozměrech 6 x 80 x 80 mm. Jak vyplývá z grafu na (obr. 72.), maximální dosažená síla v kotevních bodech při dosažení kritického napětí v lepené spáře je 20 kN. Z provedených experimentů na vzorcích s kotevní hlavou graf na (obr. 47) je vidět, že až do síly 7 kN nedocházelo k trvalé deformaci, tedy zatlačování podložky do základového prahu. V případě zavedení podmínky na maximální tahovou sílu 7 kN v nejvíce namáhané kotevní hlavě se standardními podložkami, odpovídá únosnost výztužné stěny vodorovnému zatížení  $H = 19 \text{ kN}$  v kombinaci se svislým přitížením  $V = 10 \text{ kN/m}$ . Všechny zmíněné vstupní parametry omezují výsledek z analytického modelu shora.

V rámci validace analytického modelu je rozhodující, že je potvrzen předpoklad, že hodnota únosnosti výztužné stěny z analytického modelu je výrazně nižší než hodnota stanovená na základě provedených experimentů na celé výztužné stěně. Z hlediska zavedení analytického modelu do inženýrské praxe je ovšem nutné zavést koeficienty spolehlivosti tak, aby výstup z analytického modelu byl bezpečný pro praktické navrhování.



Obr. 74 Výsledky z analytického modelu.



## 6.7 Kotevní hlava – porovnání s experimentem

V kapitole 4.2.3 jsou uvedeny souhrnné výsledky provedených experimentů na vzorcích s kotevní hlavou v tahu. Z pracovního diagramu kotevní hlavy zkušebního tělesa A1 na (obr. 47) je možné odečíst tuhost kotevní hlavy v tahu, která měla rozšířenou ocelovou plochu o rozměrech 80 x 120 mm. Z důvodu symetrie zkušebního vzorku je směrnice přímky rovna poloviční tuhosti kotevní hlavy v tahu díky sériovému zapojení komponent. Pro porovnání jsou použity komponenty  $K_3$  a  $K_2$  s aktualizovanými rozměry zkušebního tělesa a tím je stanovena tuhost rozšířené kotevní hlavy.

Liniová tuhost spodního lemujícího prvku stanovená podle vzorce (44) je stejná a její hodnota je rovna  $B_2 = 54,71 \text{ N/mm/mm}$ .

Stanovení tuhosti komponenty  $K_6$ :

Rozměry plochy	80 x 120 mm
Délka prvku	$L_6 = 90 \text{ mm}$
Modul pružnosti v tahu	$E_{C24} = 550 \text{ MPa}$

$$K_6 = 58667 \text{ N/mm}$$

Výpočet tuhosti rozšířeného ocelového plechu - komponenta  $K_7$ :

Šířka konzoly	$b_7 = 80 \text{ mm}$
Tloušťka desky	$t_7 = 6 \text{ mm}$
Délka konzoly	$L_7 = 54 \text{ mm}$
Modul pružnosti v ohybu	$E_7 = 210\,000 \text{ MPa}$

$$K_7 = 184653 \text{ N/mm}$$

Tuhost závitové komponenty je shodná jako v kapitole 6.3.1

$$K_5 = 263894 \text{ N/mm}.$$

Výsledná tuhost komponent  $K_5$ ,  $K_6$ ,  $K_7$  je dána součtem:

$$\frac{1}{K_3} = \frac{1}{K_5} + \frac{1}{K_6} + \frac{1}{K_7}$$
$$K_3 = \frac{K_5 \cdot K_6 \cdot K_7}{K_5 \cdot K_6 + K_6 \cdot K_7 + K_7 \cdot K_5} = 38095 \text{ N/mm}$$

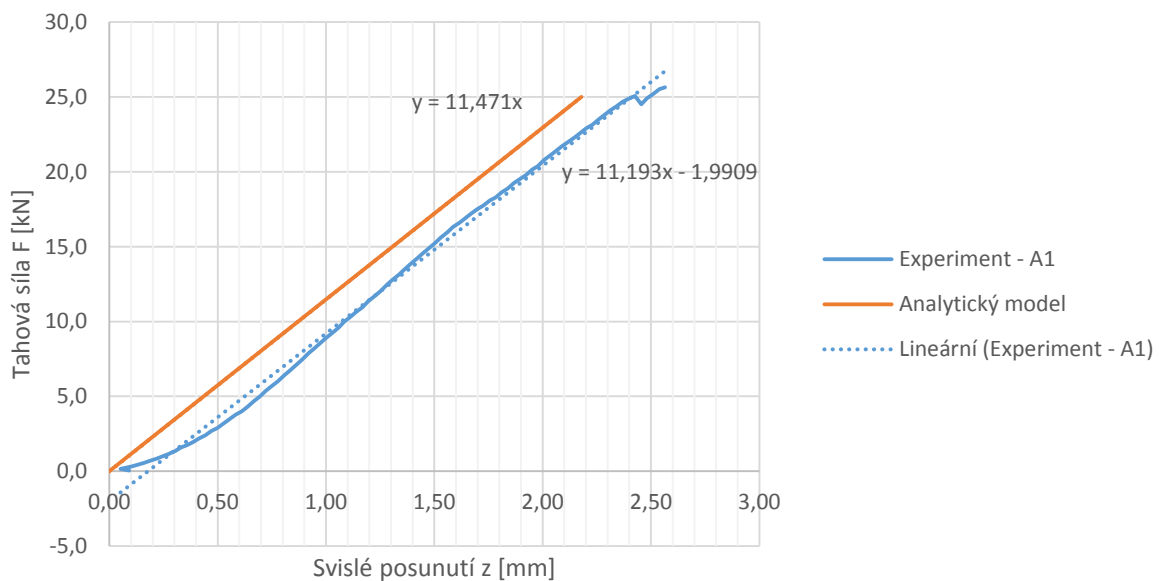
Nyní se provede součet sériově zapojených komponent  $K_3$  a  $B_2$  s délkou 300 mm. Výsledkem je tuhost kotevní hlavy v tahu,

$$\frac{1}{K_{A1}} = \frac{1}{K_3} + \frac{1}{B_6 l} = \frac{1}{38095} + \frac{1}{54,71 \cdot 300}$$

$$K_{A1} = 11471 \frac{N}{mm}$$

Tuhost stanovená z experimentu je  $K_{A1,ex} = 11192 N/mm$ .

Data z odzkoušeného zkušební vzorku kotevní hlavy  $A_1$  jsou proložena spojnicí trendu za účelem získání rovnice. Výsledek je graficky znázorněn na (obr. 74), rozdíl mezi posunutím křivek je způsoben počátečním prokluzem, nicméně tento fakt nemá vliv na výslednou tuhost kotevní hlavy s rozšířeným plechem.



Obr. 75 Pracovní diagram kotevní hlavy

### 6.7.1 Stanovení únosnosti výztužné stěny podle EC5

Únosnost výztužné stěny ze sendvičových panelů je stanovena na základě metody A uvedené v EC5. Jak je uvedeno v kapitole 2.3.1 výpočet je proveden pro jeden výztužný panel, v případě výztužné stěny skládající se ze dvou sendvičových panelů je celková únosnost stanovena následovně:

$$F_{i,v,Rd} = \sum_{i=1}^2 F_{f,Rd} b_i c_i \quad (55)$$

kde  $F_{f,Rd}$  je návrhová únosnost lepeného spoje na jednotku délky,  
 $b_i$  je šířka stěny panelu,  
 $c_i$  je redukční součinitel zohledňující poměr šířky panelu k jeho výšce.

$$c_i = \begin{cases} 1 & \text{pro } b_i \geq b_0 \\ \frac{b_i}{b_0} & \text{pro } b_i < b_0 \end{cases}$$

kde  $b_0 = h/2$  a  $h$  je výška stěny. [4]

Protože výpočet podle uvedené metody vychází z rovnoměrného smykového toku podél lepené spáry mezi pláštěm a dřevěnými lemujícími prvky a pevnost lepeného spoje je stanovena z celé šířky lepeného spoje, je velmi pravděpodobné, že by v praxi tento přístup mohl být takto aplikován, ačkoliv je určen pro jiný typ stěny. Pevnost lepeného spoje je uvažovaná dvěma hodnotami: a) na základě provedených experimentů, b) návrhová pevnost lepeného spoje vycházející z pevnosti OSB ve smyku v rovině desky.

$$F_f = f_f \cdot t_f \quad (56)$$

Pevnost lepeného spoje stanovena na základě experimentů.

$$f_{f,Ex} = 1,25 \text{ MPa} \quad F_{f,Ex} = 1,25 \cdot 38 = 47,5 \text{ N/mm}$$

Pevnost lepeného spoje stanovena z pevnosti OSB pláště,

$$f_{f,k} = 1,0 \text{ MPa} \quad F_{f,k} = 1,0 \cdot 38 = 38 \text{ N/mm} \text{ a v návrhové hodnotě}$$

$$f_{f,d} = 1,1 \cdot \frac{38}{1,3} = 32,2 \text{ N/mm}.$$

U sendvičových panelů s polystyrénovým jádrem je plášť vždy oboustranný, a proto je potřeba do únosnosti výztužné stěny započítat dva lepené spoje.

Redukční součinitel je v případě rozměrů uvedených na (obr. 30).

$$c_i = \frac{b_i}{b_0} = \frac{1250}{1500} = \frac{5}{6}$$

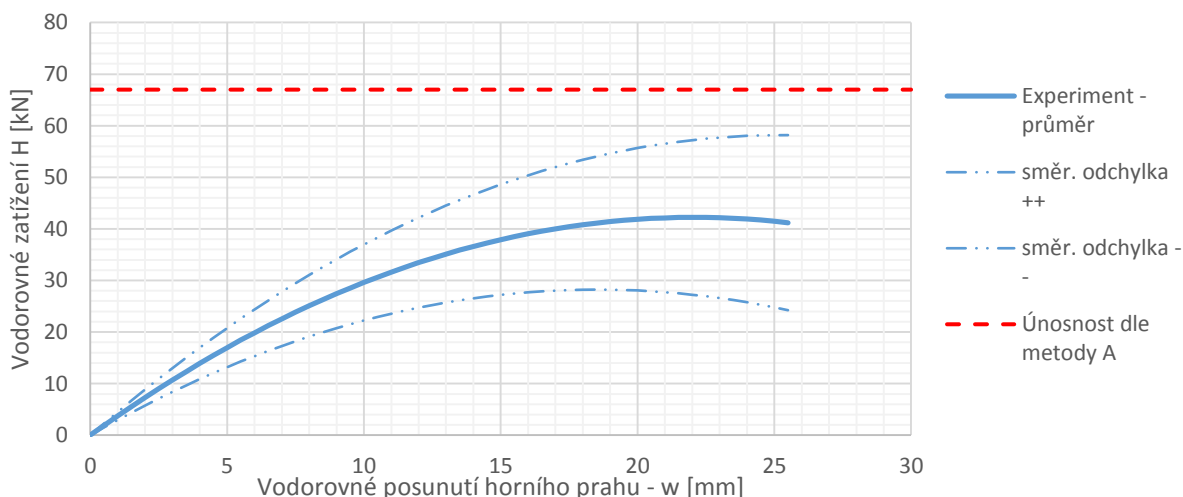
Šířka lepené spáry je jako v případě metody komponent s ohledem na nedokonalé prolepení redukována na 50%. Únosnost výztužné stěny ze dvou sendvičových panelů stanovena na základě průměrné hodnoty experimentálně zjištěné pevnosti lepeného spoje je

$$F_{i,v,Ex} = \sum_{i=1}^2 F_{f,Ex} b_i c_i = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 47,5 \cdot 1250 \cdot \frac{5}{6} = 99 \text{ kN}.$$

Návrhová únosnost výztužné stěny stanovena na základě materiálových charakteristik pevnosti OSB opláštění

$$F_{i,v,k} = \sum_{i=1}^2 F_{f,k} b_i c_i = 2 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 32,2 \cdot 1250 \cdot \frac{5}{6} = 67 \text{ kN}.$$

Zvýše uvedených hodnot vyplývá skutečnost, že v případě stanovení výztužné únosnosti dle metody A podle EC5 je pro sendvičové panely výrazně vyšší než, která byla zjištěna na základě provedených experimentů. Na (obr. 76) jsou zanesené hodnoty do grafu, ze kterých vyplývá, že únosnost stanovená podle metody A může být vyšší než skutečná.



Obr. 76 Únosnost výztužné stěny ze sendvičových panelů podle EC5

Je potřeba zmínit, že metoda A je určena pro spoje kolíkového typu, ale princip metody vychází z předpokládaného rovnoměrného smykového napětí a při chybějícím analytickém výpočtu může být výsledek nebezpečný. Použití metody A pro sendvičové panely s polystyrénovým jádrem nelze rozhodně doporučit.

### 6.7.2 Zavedení analytického modelu do inženýrské praxe

Ze shody výstupu z analytického modelu s provedeným experimentem a výsledkem z numerického modelu lze za použití součinitelů spolehlivosti zavést výpočetní model do inženýrské praxe. Jedná se o jednoduchý výpočet, který je realizovatelný bez robustního softwaru určeného k numerickým simulacím jako je např. ANSYS. Na základě provedených analýz lze doporučit následující součinitele

- součinitel  $\alpha = 1,25$  snižující tuhost při překonání mezní síly  $H_0$ ,
- součinitel  $\gamma = 1,5$  redukující únosnost výztužného panelu zjištěné na základě experimentů.

Výpočet vodorovné deformace s použitím součinitelů

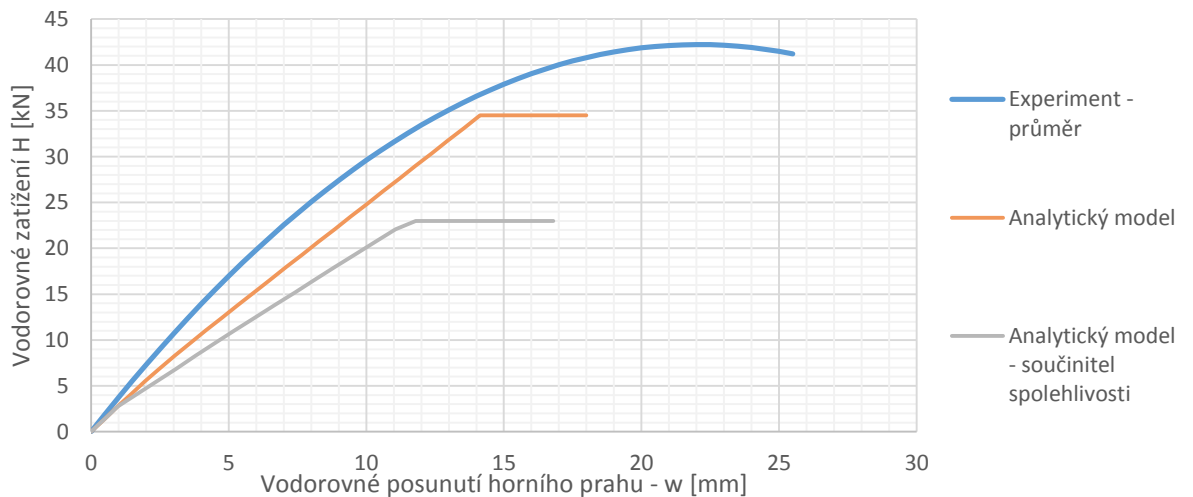
$$w_{(H,V,z)} = \begin{cases} K_1 \cdot H & \text{pro } H < H_0 \\ \alpha \cdot \left[ K_1 \cdot H + \frac{M_{(H,V,z)}}{K_{\varphi(z)}} \cdot h \right] & \text{pro } H > H_0 \end{cases} \quad (57)$$

kde  $H_0$  je vodorovná mezní síla,  
 $M_{(H,V,z)}$  je celkový moment od zatížení působícího kolem bodu O.

Snížení pevnosti lepeného spoje zavedením součinitele spolehlivosti je omezeno napětí v lepené spáře na

$$\tau_{2(b-z)} = \frac{1}{\gamma} \frac{B_2 \cdot \varphi_2 \cdot (b-z)}{2 h_{lep,eff}}. \quad (58)$$

Grafické znázornění výsledku se zavedenými součiniteli je patrné z (obr. 77).



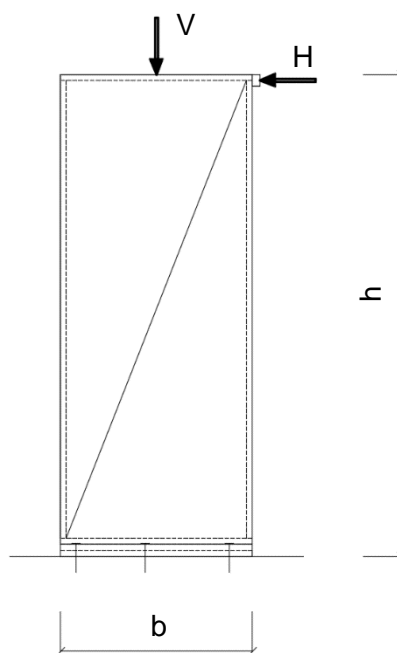
Obr. 77 Zavedení bezpečnostního součinitele pro analytický model

# 7 Parametrická studie

Parametrická studie se zaměřuje na porovnání výsledků z numerického a analytického modelu s následujícími modifikacemi. Pro srovnání byly vybrány dva modely, výztužná stěna se dvěma sendvičovými panely s doporučenou roztečí kotevních bodů 700 mm a element výztužné stěny s jedním sendvičovým panelem.

## 7.1.1 Výztužná stěna s jedním panelem

Pro srovnání výsledků z numerického a analytického modelu byla nejprve řešena výztužná stěna skládající se z jednoho sendvičového panelu, jak je patrné z (obr. 78). Rozměry sendvičového panelu jsou následující: šířka panelu  $b = 1250$  mm, výška  $h = 3000$  mm. Tloušťka panelu je 120 mm, ale tento rozměr není z hlediska výztužné funkce stěny rozhodující, a proto ani jako parametr nevstupuje do analytického výpočtu.

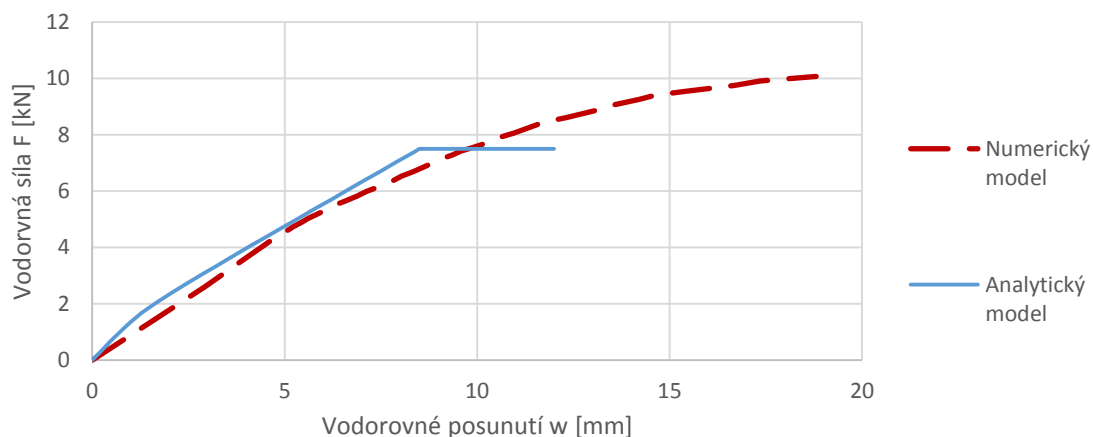


Obr. 78 Parametrická studie – geometrie výztužné stěny s jedním panelem

Při rozmístění kotev je dodrženo pravidlo umístění první kotvy ve vzdálenosti 150 mm od návětrné hrany panelu, druhá kotva je umístěna s osovou vzdáleností 550 mm a třetí s osovou vzdáleností 450 mm. Jednotlivé komponenty výztužné stěny jsou uvažovány shodně s předchozím případem výztužné stěny skládající se ze dvou sendvičových panelů. Stejný geometrický model elementu výztužné stěny byl vymodelován v programu ANSYS s následujícími podmínkami: Zatížení panelu je realizováno tak, že je nejprve aplikováno svislé zatížení o hodnotě 10 kN/m a posléze je

zvyšována hodnota vodorovného zatížení  $H$ , které je vnášeno do horního dřevěného prahu. Výstupem z numerického modelu je graf závislosti vodorovného posunutí horního dřevěného prahu na vodorovném zatížení stěny.

V případě analytického modelu je postup aplikování zatížení totožný a vodorovné posunutí horního prahu je stanoveno na základě funkce  $w_{(H,V,z)}$  dle rovnice (48).



Obr. 79 Parametrická studie – únosnost výztužné stěny s jedním panelem

### 7.1.2 Výztužná stěna složená ze dvou sendvičových panelů

Dalším modelem pro porovnání výpočetních modelů je výztužná stěna skládající se ze dvou sendvičových panelů. Kotvení výztužné stěny je realizováno s doporučenou osovou vzdáleností 700 mm při dodržení pravidla odsazení první návětrné hrany tak, aby byl zajištěn bezpečný přenos tahových sil do spodní stavby. Svislé zatížení výztužné stěny je 10 kN/m tedy  $V = 25$  kN, jak je patrné z (obr. 80).

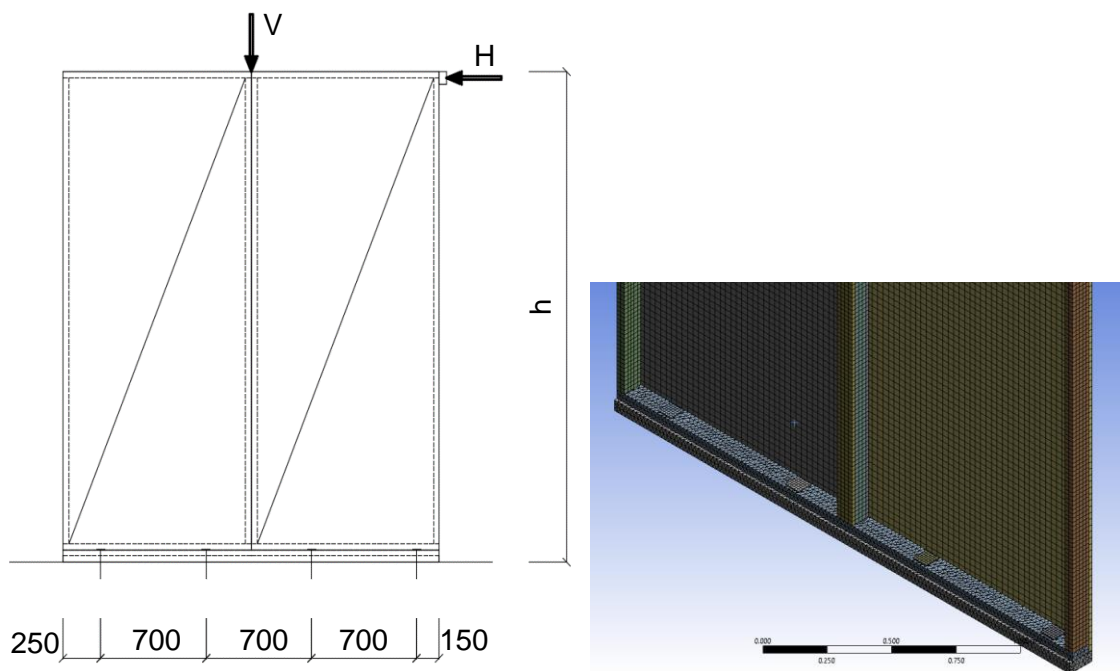
Největší rozdíl mezi vodorovným posunutím horního dřevěného prahu je dosažen při vodorovné síle  $H = 25$  kN, jak ukazuje následující tab. 10.

Tab. 10 Porovnání výstupu z modelů vodorovného posunutí horního prahu

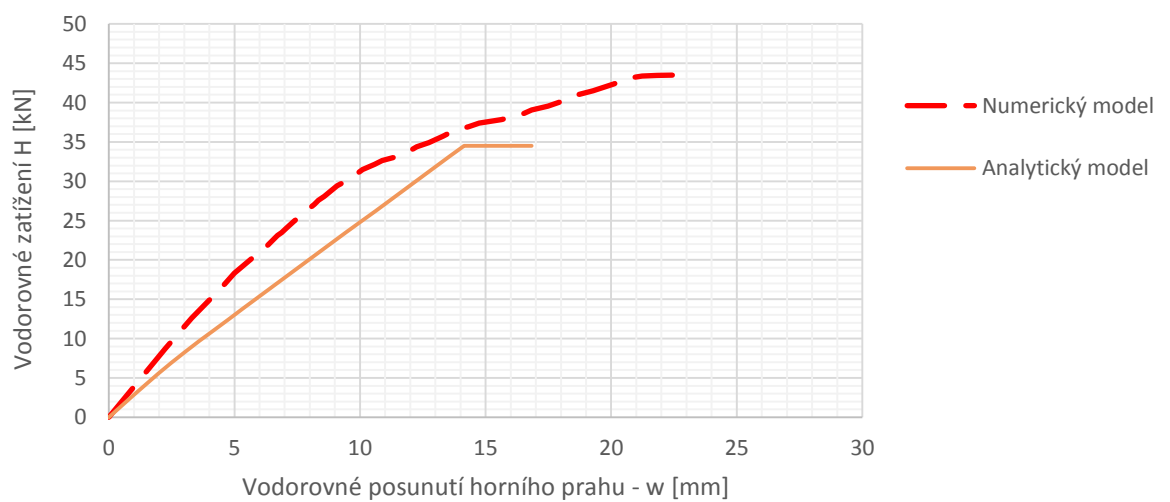
Vodorovné posunutí	Numerický model	Analytický model	Rozdíl	Rozdíl v %	Vodorovné zatížení $H$ [kN]
$w_1$ [mm]	7,5	10,3	2,8	27%	25,0
$w_2$ [mm]	12,5	14,1	1,6	11%	34,5

Rozdíl ve výsledcích je dán svislou připojovací spárou mezi panely. V numerickém modelu je spojení panelů realizováno pomocí propojovacího vloženého panelu. A z toho důvodu vykazuje model vyšší tuhost oproti zjednodušenému analytickému modelu, jak je patrné z prvního modelu v parametrické studii. Působení panelů v analytickém modelu se uvažuje bez jakékoliv interakce mezi panely, která by přispívala ke zvýšení tuhosti výztužné stěny. Z hlediska stanovení vodorovného posunutí

Ize konstatovat, že výsledek z analytického modelu dává bezpečný výstup pro posouzení druhého mezního stavu.



Obr. 80 Parametrická studie – geometrie výztužné stěny se dvěma panely



Obr. 81 Parametrická studie – únosnost výztužné stěny se dvěma panely



## 8 Závěr

Disertační práce je zaměřena na vytvoření analytického modelu, který umožňuje stanovení únosnosti a celkovou deformaci výztužné stěny pro zadanou kombinaci svislého a vodorovného zatížení. Na základě analytického modelu je možné pro systém výztužné stěny ze sendvičových panelů sestavit výpočetní algoritmus se součiniteli spolehlivosti tak, aby byl výpočetní model aplikovatelný v inženýrské praxi.

Cíl dizertační práce byl splněn, byl vytvořen analytický model, který je založen na výpočetním algoritmu, jenž umožňuje postupné aktivování jednotlivých kotev v tahu při libovolné kombinace svislého a postupně zvyšujícího vodorovného zatížení. Analytický model je dále doplněn o posouzení jednotlivých komponent, kdy je hledáno maximální možné namáhání dané komponenty ke stanovení celkové únosnosti výztužné stěny.

Na základě provedených pěti velkoformátových zkoušek byl analytický model validován a jeho funkčnost byla dále prověřena v parametrické studii, kdy byl výsledek z analytického modelu porovnán s výstupem z validovaného numerického modelu pro dvě varianty: a) výztužnou stěnu skládající se z jednoho sendvičového panelu, b) výztužnou stěnu skládající se ze dvou sendvičových panelů s jinou vzdáleností kotevních bodů, než byla použita při velkoformátových zkouškách. Pro snazší použitelnost modelu je algoritmus výpočtu aplikován v tabulkovém kalkulátoru.

Správná funkce kotevního bodu v analytickém modelu byla prověřena upraveným experimentem zaměřeným na namáhání kotevního bodu v tahu. Na základě provedení těchto zkoušek byla validována tuhost výsledné komponenty kotevního bodu v tahu. Tímto byla potvrzena správná tuhost kotevního bodu v tahu.

Z hlediska dalšího použití v praxi je doporučeno použití součinitelů spolehlivosti, které zajistí bezpečné použití výstupu modelu. V současné době je využití modelu omezeno na výztužné stěny skládající se z jednoho nebo ze dvou sendvičových panelů. Z parametrické studie vyplývá, že je nepřístupné tyto výsledky vzájemně kombinovat a sčítat. Z hlediska stanovení vodorovného posunutí horního prahu a únosnosti výztužné stěny skládající se ze tří sendvičových panelů je výsledná superpozice povolena pouze u modelu z jednoho sendvičového panelu. Tímto postupem je docíleno vyššího vodorovného posunutí a nižší hodnoty únosnosti než v případě spolupůsobení panelů, proto je tento přístup konzervativní.

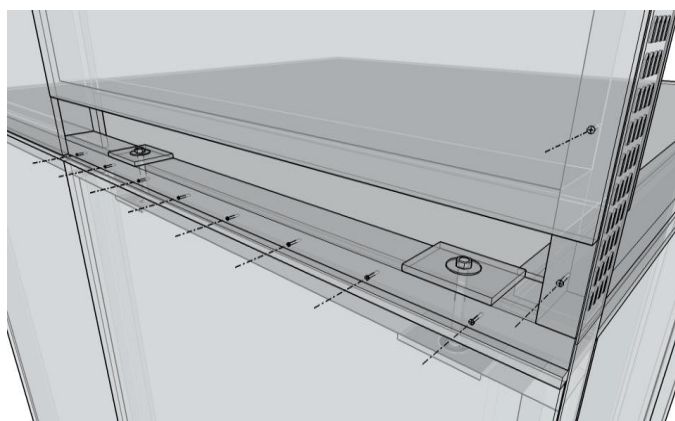
Dále bylo prokázáno, že v případě stanovení únosnosti výztužné stěny ze sendvičových panelů pomocí rovnoměrného smykového toku mezi pláštěm panelu a lemování je nebezpečné a nelze ho aplikovat jako v případě sloupkového systému opláštěného OSB deskou zajištěnou sponkami s konstantní vzdáleností. Tento přístup se může nedopatřením objevit v inženýrské praxi z důvodu chybějícího doporučeného návrhového postupu.

## 8.1 Možnosti dalšího vývoje

### Spoje výztužných panelů

Další oblastí výzkumu pro sendvičové panely je řešení detailu napojení výztužných stěn u vícepodlažních dřevostaveb. Kritickým místem se může stát nedostatečné kotvení základových prahů v úrovni stropu. Jedním z řešení je propojení sendvičových panelů pomocí závitových tyčí přes roznášecí plech, který by zajistil přenos tahových namáhání i ve vyšší podlaží objektu jak je znázorněno na (obr. 82). Další možností je propojení svislého lemování v rozích objektu pomocí ocelových desek a spojovacím prostředků kolíkového typu. Tímto řešením by bylo možné zajistit přenos tahových napětí do základové konstrukce objektu.

Všechny tyto zesilující prvky mohou mít vliv na celkovou deformaci vícepodlažní budovy a mohou změnit celkovou tuhost a namáhání jednotlivých prvků stavebního systému ze sendvičových panelů. Z toho důvodu by byly vhodné průkazné zkoušky chování jednotlivých spojů, aby mohl být analytický model doplněn o další komponenty pro vícepodlažní budovy.



Obr. 82 Spojení panelů výztužných stěn

## 9 Literatura

- [1] T. Sartori a R. Tomasi, „Experimental investigation on sheathing-to-framing connections in wood shear walls,“ *Engineering Structures* 56, p. 2197–2205, 2013.
- [2] A. Haufert, *Technický matuál k sendvičovým panelů K-KONTROL*, Varnsdorf: CZECH PAN s.r.o., 2016.
- [3] R. Brandejs, *Příčná tuhost dřevostaveb*, Praha: ČVUT v Praze, 2005.
- [4] ČSN EN 1995-1-1 Eurokód 5, *Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Praha: ÚNMZ, 2006.
- [5] A. Salenikovich, *The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls*, USA, 2000.
- [6] A. G. B. Källsner, *Analysis of fully anchored light-frame timber shear walls—elastic model*, Växjö: Växjö University, 2009.
- [7] A. G. B. Källsner, *Plastic models for analysis of fully anchored light-frame timber shear walls*, Växjö: Växjö University, 2009.
- [8] B. Källsner a U. A. Girhammar, „Horizontal Stabilisation of Sheathed Timber Frame Structures using Plastic Design Methods – Introducing a Handbook Part 1: Design Principles for Horizontal Stabilisation,“ v *World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium*, Prague, 2016.
- [9] B. Källsner a U. A. Girhammar, „Horizontal Stabilisation of Sheathed Timber Frame Structures using Plastic Design Methods – Introducing a Handbook Part 2: Design of Joints and Anchoring Devices,“ v *World Multidisciplinary Civil Engineering-Architecture-Urban Planning Symposium*, Prague, 2016.

- [10] Allen, Analysis and Design of Structural Sandwich Panels, Oxford, UK: Pergamon Press.
- [11] H. Abbasi, *Structural behaviour of insulated foam-timber panels under*, Toronto, 2014.
- [12] EOTA TR 019, *Calculation models for prefabricated wood-based Loadbearing stressed skin panels for use in roofs*, EUROPEAN Organisation For Technical Approvals, 2005.
- [13] Kreuzinger, *Platten, Scheiben und Schalen, ein Berechnungsmodell für gängige Statikprogramme.*, Bauen mit Holz, 1999.
- [14] NTA, „Engineered design of SIP panels using NTA listing report data,“ 2009. [Online]. Available: <https://portersips.com/downloads/NTA%20Design%20Guide.pdf>. [Přístup získán 2012].
- [15] A. Požgaj, D. Chovanec, S. Kurjatko a M. Babiak, *Štruktúra a vlastnosti dreva*, Bratislava: Príroda, 1993, ISBN 80-07-0060.
- [16] ČSN EN 14 358, *Dřevěné konstrukce - Výpočet a ověřování charakteristických hodnot*, UNMZ, 2017.
- [17] ČSN EN 13986+A1, *Desky na bázi dřeva pro použití ve stavebnictví - Charakteristiky, hodnocení shody a označení*, Praha: ÚNMZ, 2015.
- [18] A. M. J. R. Steiger R., „Property relationships used in EN 338 strength grades of Norway spruce structural Timber,“ v *World conference on timber engineering (WCTE)*, Riva del Garda, Italy, 2010.
- [19] ČSN EN 338, *Konstrukční dřevo - Třídy pevnosti*, Praha: UNMZ, 2010.
- [20] M. Bacher a S. Krzosek, „Bending and Tension Strength Classes in european Standards,“ *Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW*, Warsaw, 2014.

- [21] „Material Damage,“ SAS IP, Inc., 2018. [Online]. Available: [https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans\\_mat/mat\\_damageall.html](https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans_mat/mat_damageall.html).
- [22] sharcnet, „SOLID186,“ SAS IP, Inc. , [Online]. Available: [https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans\\_elem/Hlp\\_E\\_SOLID186.html](https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans_elem/Hlp_E_SOLID186.html).
- [23] H.R.Milner a H. Tan, „Modelling deformation in nailed, thin-webbed timber box beams,“ *Computers & Structures*, pp. 2541-2546, 2001.
- [24] J. Šejnoha a J. Bittnarová, *Pružnost a pevnost*, Praha: Vydavatelství ČVUT, 2000.
- [25] Č. E. 1993-1-1, *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, Praha: ÚNMZ, 2006.
- [26] ČSN EN 594, *Dřevěné konstrukce - Zkušební metody - Výztužná únosnost a tuhost stěnových panelů s dřevěným rámem*, Praha: ÚNMZ, 2011.
- [27] Blass, *Berechnung von Holz-Beton-Verbundträgern mit der Schub analogie.*, Karlsruhe, 1999.
- [28] D. Zenkert, *The Handbook of Sandwich Construction.*, London: Chameleon Press Ltd., 1997.
- [29] Y. Frosting a Y. Shenhar, „High-order bending of sandwich beams with a transversely flexible core and unsymmetrical laminated composite skins,“ *Composites Engineering*, pp. 405-414, 1995.
- [30] R. Jára a J. Dolejš, „Možnosti použití sendvičových panelů v dřevostavbách,“ 2014. [Online]. Available: <http://stavba.tzb-info.cz/nosne-systemy-drevostaveb/10769-moznosti-pouziti-sendvicovych-panelu-v-drevostavbach>.
- [31] Jan Pošta, M. Hataj, R. Jára a P. Kuklík, „Únosnost spojů s ocelovými úhelníky,“ 2017. [Online]. Available: <http://stavba.tzb-info.cz/drevene-konstrukce/16052-unosnost-spoju-s-ocelovymi-uhelniky>.

- [32] P. Kuklík, R. Brandejs, M. Pokorný, J. Pošta, S. Boubalík, A. Gregorová, M. Charvátová a R. e. a. Jára, *Možnosti většího uplatnění dřevěných vícepodlažních budov v porovnání se zděnými vícepodlažními budovami*, Lesy České republiky, s.p., 2017.
- [33] J. Pošta, R. Jára, H. Hasníková, J. Dolejš, A. Kuklíková a P. Kuklík, *Metody pro nedestruktivní hodnocení dřeva a jejich přesnos*, TZB info, 2017.
- [34] K. Pohl, R. Jára a J. Pošta, *Návrhové tabulky pro sendvičové panely*, 2015.
- [35] J. Pošta, P. Ptáček, R. Jára, M. Terebesyová, P. Kuklík a J. Dolejš, *Correlations and Differences between Methods for Non-Destructive Evaluation of Timber Elements*, Wood Research, 2016.
- [36] SIPA, „What Are SIPs?,“ [Online]. Available: <http://www.sips.org/about/what-are-sips/>.
- [37] A. C. Johnson, *Monotonic and Cyclic Performance of Long Shear Walls*, Polytechnic Institute and State, 1997.
- [38] R. Jára a J. Dolejš, *Spoj nosných sendvičových panelů dřevostaveb*, Czech Republic. Utility Model. CZ 26711. 2014-03-31., 2014.
- [39] A. Salenikovich, *The racking performance of lightframe shear walls*, Wood Science and Forest Products, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2000.
- [40] J. Humbert, C. Boudaud, J. Baroth, S. Hameury a L. Daudeville, „Joints and wood shear walls modelling I: Constitutive law, experimental tests and FE model under quasi-static loading,“ *Engineering Structures*, pp. 52-61, 2014.
- [41] J. P., J. a. F. S. a Fonseca, *Finite Element Analysis of Wood Shear Walls and Diaphragms using ABAQUS*, Ira A. Fulton College of Engineering and Technology; Civil and Environmental Engineering, 2005.

- [42] M. Kloiber, Nedestruktivní zjišťování vlastností dřeva, Brno: Disertační práce, Ústav nauky o dřevě, 2007.
- [43] E. J. Leitner, Three-dimensional modeling of wood moment connections, Thesis in Civil Engineering: Pennsylvania State University , 2011.
- [44] H. Danielsson a P. J. Gustafsson, „A three dimensional plasticity model for perpendicular to grain cohesive fracture in wood,“ *Engineering Fracture Mechanics*, p. 137–152, 2013.
- [45] E. D. Cassidy, W. G. Davids, M. ASCE a H. J. Dagher, „Performance of Wood Shear Walls Sheathed with FRP-Reinforced OSB Panels,“ *Journal of structural engineering*, pp. 153-162, 2006.