



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ PŘEDPJTÝCH DUTINOVÝCH PANELŮ TYPU SPIROLL NA PRUŽNÉM PODEPŘENÍ A VYHODNOCENÍ PRŮBĚHU NAPĚTÍ

NUMERICAL MODELING OF THE PRESTRESS HOLLOW CORE SLABS SPIROLL TYPE ON THE
FLEXURAL SUPPORT AND THE EVALUATION OF THE STRESSES

TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE

DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. Jakub Kršík

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. JARMILA KŘIVÁKOVÁ, CSc.

BRNO 2018





OBSAH

OBSAH.....	3
1 ÚVOD.....	4
2 CÍLE PRÁCE	4
3 SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY	5
3.1. Definice únosnosti dutinových panelů	6
3.2. Způsob návrhu prvků dle normy EN 1992 A EN 1168	7
3.3. Yangova metoda přenosu účinků předpětí.....	7
4 TEORIE PŘEDPJATÉHO BETONU	8
4.1. Ztráty předpětí.....	9
5. NUMERICKÉ MODEL Y	9
5.1. Model 1 – stropní deska z panelů SPA 2043	10
5.2. Model 2 – stropní deska z panelů výšky 400 mm na poddajném podepření s kontaktními prvky	10
5.3. Model 3 – Dvojice panelů na pružném podepření odpovídající Experimentu 1.....	11
5.4. Model 4 – Dvojice panelů na pružném podepření odpovídající Experimentu 2.....	12
6 EXPERIMENTY	12
6.1. Experiment 1 – spojitě zatížení.....	12
6.2. Experiment 2 – Zatížení u podpory.....	14
7. POROVNÁNÍ ANALYTICKÝCH VÝPOČTŮ S NUMERICKÝMI MODEL Y 15	
7.1. Výpočet maximálního hlavního napětí v betonu	16
7.2. Výpočet smykové síly podle Walraven a Mercx	17
7.3. Výpočet smykového napětí podle Yanga.....	18
8 DISKUZE A ZÁVĚR.....	21
POUŽITÁ LITERATURA	23
PUBLIKOVANÉ PRÁCE AUTORA	26
CURRICULUM VITAE.....	29



1 ÚVOD

Předpjaté dutinové panely typu Spiroll jsou plošné prefabrikované dílce zpravidla obdélníkového půdorysu, které jsou v podélném směru vylehčeny dutinami přibližně kruhového průřezu. Jsou určeny především pro nosné stropní a střešní konstrukce až do rozpětí 21 metrů podle typu dílce. Předpjaté panely jsou vyráběny ve výškách 150, 165, 200, 250, 265, 320, 400 a 500 mm, výrobní šířka dílců je v dolní části skladebně 1200 mm. Jednotlivé typy se liší rozmístěním předpínacích lan, předpínací silou a krytím výztuže. Předpínací lana vyztužují dutinové panely v podélném směru. Jejich počet a umístění je dán typem dílce [1].

Předpjaté dutinové panely se v současné době využívají k zastropení stavebních konstrukcí se středním a vyšším rozponem. Stále oblíbenější jsou tyto panely v kombinaci se skeletovými nosnými systémy, kde jsou ukládány na deformovatelné průvlaky. Dle informací od předního českého výrobce popisovaných panelů, firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. je okolo 80 % použitých panelů umístěováno v souladu se statickými předpoklady na nepružné podepření, tj. na nosné stěnové konstrukce. Zbývajících 20 % panelů se ukládá na poddajné podepření, tj. na průvlaky a nosníky. V panelech uložených na pružném podepření dochází k přerozdělení napětí v žebrech panelu tak, že se koncentrují extrémní smyková a normálová napětí především v krajních žebrech panelu. Současný způsob vyrovnání se s tímto zvýšeným napětím je pomocí vyplnění dutin v panelech zálivkovým betonem do hloubky 50 mm. Tímto je dosaženo potřebné tuhosti panelu a není znám případ kolapsu budovy při porušení z důvodu příčných sil, avšak důvod, proč k tomuto fenoménu dochází a jak ho optimálně vyřešit není znám [2].

Disertační práce je rozdělena na několik částí. Úvodní část obsahuje popis současného stavu řešené problematiky. Další část popisuje teorii předpjatého betonu, včetně způsobu výpočtu ztrát předpětí v předem předepjatém betonu. Následující část teoreticky popisuje použité konečné prvky z komerčního výpočtového programu ANSYS. V další části následuje popis provedených numerických modelů a experimentů, včetně vyhodnocení výsledků. V závěrečné části jsou shrnuty výsledky práce.

2 CÍLE PRÁCE

Dizertační práce se zaměřuje na modelování předpjatých dutinových panelů uložených na poddajném uložení pomocí metody konečných prvků v komerčním programu ANSYS, a to jak jednotlivých panelů, tak spřažených desek z těchto panelů vytvořených včetně jejich podpurných konstrukcí.

Cílem je stanovit na vybraných typech stropních panelů Spiroll oblasti, v nichž dochází ke vzniku extrémů normálových a smykových napětí, v nichž by při eventuálním přetížení mohlo dojít k porušení konstrukce. Na základě teoretických

výpočtů se stanoví kritéria použitelnosti zmíněných panelů. Použitelnost bude stanovena koeficientem zvýšení smykového napětí v žebrech na pružném podepření oproti pevnému podepření. Správnost teoretických výpočtů a předpokladů je ověřena na dvou experimentech.

V rámci teoretického výzkumu jsou vytvořeny konečně prvkové modely stropních panelů a spřažených desek v komerčním programu ANSYS. K verifikaci modelu 2 jsou použity výsledky zveřejněného technického experimentu [3]. K verifikaci modelů 3 a 4 jsou provedeny zatěžovací experimenty provedené ve zkušebních laboratořích ústavu kovových a dřevěných konstrukcí na VUT v Brně – plošné zatížení metodou vakuování – experiment chování panelů v ohybu a experiment postupného přikládání bloků v blízkosti podpory – chování panelů ve smyku. Na takto ověřené modely panelů jsou aplikovány odlišné podmínky pružného podepření a samotné spřažené stropní desky.

Očekává se porozumění způsobu přerozdělování výše zmiňovaných napětí a následně se očekává aplikace výsledků do praxe stanovením koeficientu bezpečnosti, který povede ke zvýšení ekonomické výhodnosti panelů. Očekává se stanovení koeficientu bezpečnosti nižšího než 3. Koeficient bezpečnosti 3 je nyní používán při návrhu dutinových panelů firmou GOLDBECK Prefabeton s.r.o. [1].

3 SOUČASNÝ STAV ŘEŠENÉ PROBLEMATIKY

Vliv poklesu únosnosti předpjatých dutinových panelů Spiroll na pružném podepření byl prvně popsán a objeven v Norsku roku 1991 [4] [5] a následně experimentálně studován ve Finském výzkumném institutu VTT, Finland. Před tímto datem nebyl vliv pružného podepření považován za významný. Na současném stavu poznání v tomto oboru mají největší podíl zkoušky provedené pod vedením Dr. Matti Pajariho. Od roku 1990 do roku 2005 bylo provedeno v Technickém výzkumném středisku VTT ve Finsku na celkem 20 zatěžovacích zkoušek desky sestavené z předpjatých dutinových panelů různého průřezu a tloušťek od 265 mm do 500 mm [6]. Bohužel tyto zkoušky nebyly doprovázeny numerickými modely. Menší množství zatěžovacích zkoušek bylo dále provedeno roku 2005 v Německu na RWTH Aachen [7] se závěrečným shrnutím v doktorské práci Thomase Rogendorfa [8]. Na toto téma byl dále publikován článek prof. Heggera [9] a článek hlavního statika firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. ing. Balouška na konferenci Betonářské dny 2011 [2].

Z publikovaných článků lze shrnout že hlavní centra výzkumu chování předpjatých panelů jsou ve Finském výzkumném institutu VTT a v na univerzitě v Cáchách.

V aktuálně platné technické normě EN 1168 Betonové prefabrikáty – Dutinové panely [10] je tato problematika řešena pouze jednou větou z odstavce 4.3.3.2.2.1: „Při poddajných podpěrách je nutné zvážit vliv příčných smykových napětí a redukci

únosnosti ve smyku.“ Není zde uveden postup, jak zvážit příslušný vliv smykových napětí. Použitá metodika bude vycházet z Yangovy metody určení smykové únosnosti [11].

3.1. DEFINICE ÚNOSNOSTI DUTINOVÝCH PANELŮ

Protože dutinové panely neobsahují smykovou výztuž a v případě jejich kolapsu dochází ke křehkému lomu, tak je možno definovat jejich únosnost podle Roggendorfa [8] jako

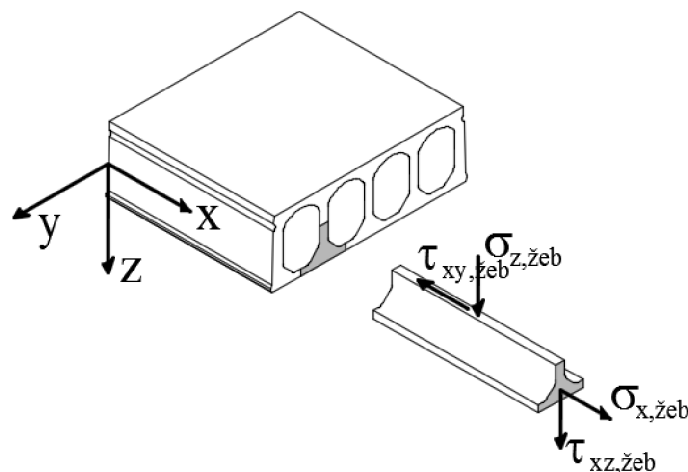
$$\sigma_I \leq f_{ct} \quad (1)$$

σ_I se vypočte ze vztahu pro kombinaci horizontálního normálového napětí σ_x a smykového napětí τ_{xz} jako

$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2)$$

Tyto vztahy jsou ovšem značně obecné a nespécifikují co je přesně jednoosá tahová pevnost, jak ji určit a zda se nemění v závislosti na předpínací síle. Stejně tak, kde a jak se měří příslušná normálová a smyková napětí.

Pro zjednodušení je možné uvažovat s napjatostním stavem v jednom žebře.



Obr. 1 Schéma panelu s výřezem poloviny jednoho žebra [8]

Normálové napětí v elementu žebra $\sigma_{x,zheb}$ je možné určit z teorie pružnosti jako součet napětí od předpětí P_x a od působícího ohybového momentu M_y , jak je naznačeno na Obr. 1.

$$\sigma_{x,zheb} = -\frac{P_{x,zheb}}{A_{zheb}} + \frac{-P_{x,zheb} \cdot e_p + M_{y,zheb}}{I_{y,zheb}} \cdot z \quad (3)$$

Smykové napětí v elementu žebra $\tau_{xz,zheb}$ od působící posouvající síly $V_{z,zheb}$ lze určit ze vztahu

$$\tau_{xz,zheb} = \frac{V_{z,zheb} \cdot S_{y,zheb}}{I_{y,zheb} \cdot b_{w,zheb}} \quad (4)$$

3.2. ZPŮSOB NÁVRHU PRVKŮ DLE NORMY EN 1992 A EN 1168

Podle tradičního přístupu, který je uveden v Britské normě CP110 [12] lze smykovou únosnost stojiny žebra panelu určit jako

$$V_{c,žeb} = \frac{b_{w,žeb} \cdot l_{y,žeb}}{S_{y,žeb}} \cdot \sqrt{f_{ct}^2 - 0,8 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (5)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{-P}{A} \quad (6)$$

Nevýhodou výše uvedeného vztahu (5) je nutnost nejprve určit velikost elementu žebra panelu, přičemž určení této oblasti je pouze přibližné. Proto byl vztah (5) upraven podle Walraven a Merx [13] na vztah pro výpočet smykové únosnosti celého panelu (7) s kalibračním faktorem 0,75.

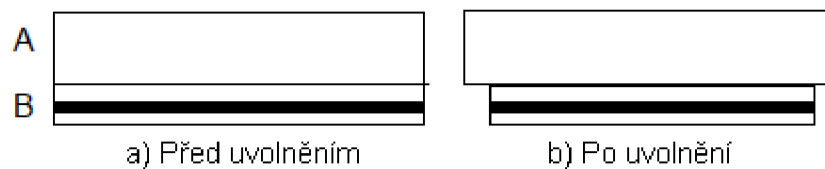
$$V_c = 0,75 \cdot \frac{b_w \cdot l_y}{S} \cdot \sqrt{f_{ct}^2 - \sigma_{cp} \cdot f_{ct}} \quad (7)$$

Vztah (7) je použit v doporučení FIB bez kalibračního faktoru 0,75 [14]. EC vztah (7) přejímá bez kalibračního faktoru 0,75 s tím, že předpínací síla P ze vztahu (7) je uvažována ve vzdálenosti $H/2$ od vnitřního kraje podpory, kde H je tloušťka desky. Důvodem je výskyt přidavných smykových sil od předpětí, které nejsou ve vztahu (7) zahrnuty.

3.3 YANGOVA METODA PŘENOSU ÚČINKŮ PŘEDPĚTÍ

Vztah (7) dále nebere v potaz účinky přenosu předpětí na smykové napětí, avšak existence smykového napětí je evidentní z Obr. 2. Spodní část desky má po uvolnění napětí tendenci se stlačovat, a protože horní a spodní část jsou spojeny, tak musí vzniknout smykové napětí, které drží obě části u sebe.

Pokud není kontakt mezi částmi A a B



Obr. 2 Schéma účinku uvolnění předpětí při neexistenci smykového napětí od předpětí [11]

Z výše uvedeného důvodu odvodil Yang [15] vztah pro výpočet smykového napětí τ_{xz} (8).

$$\tau_{xz} = \frac{1}{\sum b_{w,i}} \cdot \left[\left(\frac{A_{cp}}{A} - \frac{S_{cp,y} \cdot e_p}{I_y} \right) \frac{dP}{dx} + \frac{S_{cp,y}}{I_y} \cdot V_z \right] \quad (8)$$

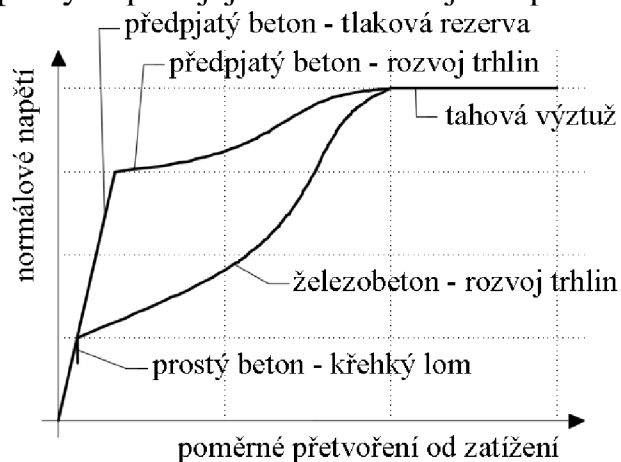
4 TEORIE PŘEDPJATÉHO BETONU

Hlavní výhoda předpjatého betonu oproti železobetonu bez předpětí je ve způsobu práce s rozložením vnitřních sil v konstrukci a v rozložení napětí po betonovém průřezu. V železobetonu výztuže přenáší tahová napětí a beton přenáší tlaková napětí, která vznikají vnějším zatížením. Pro přenos tahových napětí je nutné, aby došlo k protažení výztuže, tím dojde k protažení betonu, a protože pevnost betonu v tahu je řádově nižší než v tlaku, tak dojde při jejím překročení ke vzniku trhlin v betonové konstrukci. Z toho vyplývá, že je výhodné využít tlakovou pevnost betonu a této skutečnosti právě využívá předpjatý beton. V předpjatém betonu výztuž také přenáší tahové napětí, ale navíc do betonu vnáší přídatné tlakové napětí, které se využije jako tlaková rezerva pro přenos zatížení. Předpjatý beton se stává pod zatížením lineárně pružným materiálem, až do vyčerpání tlakové rezervy. [16]

Po vyčerpání tlakové rezervy se předpjatý beton chová jako běžný beton, se stejnou hodnotou mezní pevnosti. Jediným rozdílem je velikost trhlin, které jsou na předpjatém prvku méně rozvinuty než na železobetonovém prvku pod stejným zatížením. [16]

Výše uvedený princip je schematicky zobrazen na Obr. 3. Pro zvýraznění principu je zobrazena odezva pro vyztužení železobetonu a předpjatého betonu výztuží o stejné pevnosti, to však v praxi nenastává. V praxi by křivka odezvy předpjatého betonu byla výrazně výše než křivka odezvy železobetonu z důvodu použití vysokopevnostní oceli pro předpínací výztuž.

Při překročení tahové pevnosti betonu dochází u prostého betonu ke křehkému lomu, u železobetonu se začínají rozvíjet trhliny a tahová napětí přenáší výztuž, u předpjatého betonu dochází k vyčerpávání vnesené tlakové rezervy. Ve chvíli, kdy je tlaková rezerva vyčerpána dochází v předpjatém betonu k rozvoji trhlin stejně, jako u železobetonu. Rozvoj trhlin je ukončen ve stejném okamžiku, od nějž přebírá tahová napětí pouze výztuž a po vyčerpání její únosnosti dojde k přetržení výztuže. [16]



Obr. 3 Působení prostého betonu, železobetonu a předpjatého betonu v tahu [16]

Kromě schopnosti odolávat vyššímu zatížení před vznikem trhlin, jsou při stejném zatížení v předpjatém betonu trhliny méně rozvinuty než v železobetonu. Předpjatý beton je tudíž tužší (trhliny jsou méně rozvinuty) a důsledkem je, že výrobky z předpjatého betonu mají nižší protažení, resp. průhyby. Proto je možné navrhovat prvky z předpjatého betonu štíhlejší, užší a na větší rozpětí než prvky z železobetonu pro stejné požadavky na limitní průhyby. Předpjatý prvek je dále houževnatý a má vysokou tažnost, protože energie potřebná k porušení prvku (plocha vzniklá integrací křivky průběhu působení předpjatého betonu po poměrném přetvoření od zatížení) je relativně velká. Poslední výhodou předpjatého betonu je možnost aktivně měnit rozložení vnitřních sil v konstrukci. Změny jsou realizovány změnou dráhy předpínacího lana. Tím dojde ke změně působíště předpínací síly a tím se změní rozložení vnitřních sil v konstrukci. [16]

4.1. ZTRÁTY PŘEDPĚTÍ

Průběh předpínací síly v laně se mění jak po délce lana, tak v čase během existence konstrukce. Tyto změny jsou nazývány ztrátami předpětí. Ztráty je možno rozdělit na okamžité, které se projevují během výroby a na dlouhodobé, které se projevují po celou dobu života konstrukce. [16]

Nejdůležitější okamžité ztráty projevující se při výrobě předem předpjatých panelů jsou:

- Ztráta pokluzem v kotevním bloku – $\Delta\sigma_{P,wb}$
- Ztráta pokluzem při uvolnění předpětí – $\Delta\sigma_{P,w}$
- Ztráta okamžitým pružným přetvořením betonu při uvolnění předpětí – $\Delta\sigma_{P,v}$
- Ztráta postupným předpínáním – $\Delta\sigma_{P,p}$
- Ztráta relaxací předpínacích lan – $\Delta\sigma_{P,rel}$
- Ztráta přetvořením kotevního bloku – $\Delta\sigma_{P,A}$
- Ztráta z rozdílu teplot předpínací výztuže a kotevního bloku – $\Delta\sigma_{P,T}$

Dlouhodobé ztráty projevující se během životnosti předpjatých panelů

- Ztráta relaxací předpínacích lan – $\Delta\sigma_{P,rel}$
- Ztráta dotvarováním betonu – $\Delta\sigma_{P,d}$
- Ztráta smršťováním betonu – $\Delta\sigma_{P,s}$

5. NUMERICKÉ MODELY

Modely předpjatých dutinových panelů jsou vytvořeny protažením vhodné plošné sítě konečných prvků čela panelu podél přímkou (normály) panelu ve vhodném dělení po délce. Vhodné dělení je 50 mm. Kritérium je dodržet vhodné geometrické

požadavky na velikost poměru stran jednotlivých konečných prvků. Tento požadavek je 1:20. Druhým požadavkem je použít stejnou vzdálenost, v níž jsou umístěny na konstrukci tenzometry v experimentech. Po dokončení prostorového modelu jsou všechny původní plošné prvky smazány. Při protažení podél přímky se ihned vytvářejí objemové konečné prvky.

Předpínací výztuže jsou modelovány přímým vložením liniových konečných prvků typu BEAM188 přímo mezi příslušné uzly prostorové sítě. Z tohoto důvodu je uvažováno dokonalé spolupůsobení předpínacích lan s betonem. Prvky BEAM188 jsou použity proto, že umožňují přímé nastavení předpínací síly jako vlastnost prvku – INISTATE. Tato vlastnost se ukázala jako velmi výhodná. Značně urychlila zadávání předpětí do modelu.

Předpětí se do modelů vkládá snížené o příslušné ztráty předpětí. Pro ztrátu pokluzem je délka kotevní oblasti definována výrobcem jako 1,25 m. V praxi se ukazuje, že tato délka je mnohem nižší.

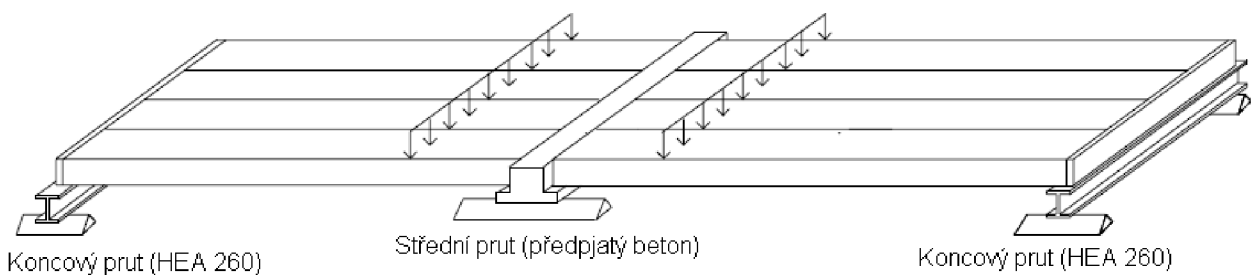
5.1. MODEL 1 – STROPNÍ DESKA Z PANELŮ SPA 2043

Model 1 byl rozpracován a detailně popsán v mé diplomové práci „Vliv smykových napětí v předem předpjatých dutinových panelech typu SPIROLL“ (2011). V kapitole 6.1 je uveden pouze základní výčet charakteristik a zjištěných výsledků. Více detailů, lze nalézt ve výše uvedené diplomové práci. [21]

Modelovaná stropní deska je sestavena ze šesti předpjatých dutinových panelů typu Spiroll tloušťky 200 mm (typ SPA 20 43) a délky 6 metrů uložených na pružném podepření.

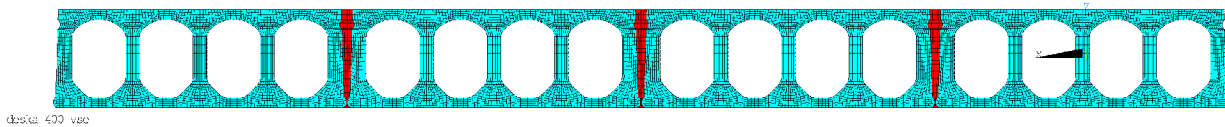
5.2. MODEL 2 – STROPNÍ DESKA Z PANELŮ VÝŠKY 400 MM NA PODDAJNÉM PODEPŘENÍ S KONTAKTNÍMI PRVKY

Tento model je sestaven ze čtyř kusů dutinových stropních panelů typu Spiroll. Modelovaná deska byla v roce 2006 vyrobena a podrobena zatěžovacím zkouškám smykové pevnosti ve Finském výzkumném institutu VTT, zpráva o průběhu smykové zkoušky je dostupná pod číslem VTT-S-07331-06. [3] Porovnání výsledků numerického modelu a převzatých hodnot ze zatěžovací zkoušky slouží k verifikaci konečně prvkového modelu. Uspořádání skutečného testu je uvedeno na Obr. 4.



Obr. 4 Přehled uspořádání zatěžovacího testu v modelu 2

Modelovaná stropní deska má tloušťku 0,4 m, délku 9 m a šířku 4,8 m. Deska je sestavena ze 2x4 panelů o šířce 1,2 m. Na vnějších okrajích je deska podepřena ocelovým nosníkem typu HE260A a uprostřed je deska podepřena předpjatým betonovým prutem. Stálé zatížení je tvořeno vlastní tíhou desky a je rovnoměrně rozloženo na obě podpory. Proměnné zatížení, které je vyvozeno přes složitou zatěžovací soustavu, narůstá, až do porušení desky smykem.

ELEMENTS
TYPE 15,21
Noncommercial use only
VAR 17 25:22
07:45:22
PLOT NO. 1

deska: 400 v80

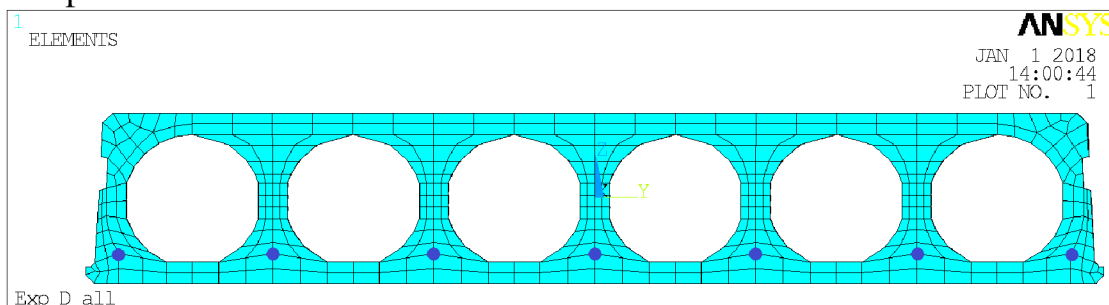
Obr. 5: Přední pohled na desku, včetně mezipanelové zálivky

5.3. MODEL 3 – DVOJICE PANELŮ NA PRUŽNÉM PODEPŘENÍ ODPOVÍDAJÍCÍ EXPERIMENTU 1

Model obsahuje dvojici předpjatých dutinových panelů tloušťky 200 mm a délky 6 m typu SPG20043 uložených na pružném podepření. Podepření je tvořeno ocelovými nosníky IPE200. Geom. konfigurace modelu odpovídá experimentu 1.

Je modelováno uložení panelů na roznášecí betonovou vrstvu na IPE nosnících. Není modelována spolupůsobící zálivka mezi panely a v čelech otvorů. Důvodem je nedokonalost ručně vytvořené zálivky v experimentu. Spojení mezi zálivkou a panelem je v experimentu nedokonalé, v čelech otvorů je dokonce mezera až 1 mm u horního okraje otvorů mezi zálivkou a panelem. Tyto nedokonalosti způsobují, že se experiment chová tak, jako by na něm zálivky nebyly vůbec vytvořeny. V numerickém modelu je možné modelovat zálivku buď dokonale spojenou (hraniční uzly konečně-prvkové sítě zálivky odpovídají uzlům z panelu), nebo vůbec. Obě dvě varianty byly otestovány a experimentu více odpovídá numerický model bez zálivek.

Postup tvorby modelu a jeho konfigurace je detailně popsána v disertační práci. Vstupní příkazové soubory pro program ANSYS jsou součástí digitální přílohy disertační práce.



Obr. 6 Sít konečných prvků na čele panelu v modelu 3

5.4. MODEL 4 – DVOJICE PANELŮ NA PRUŽNÉM PODEPŘENÍ ODPOVÍDAJÍCÍ EXPERIMENTU 2

Model 4 je velmi podobný modelu 3 a postup jeho tvorby a nastavení je shodný s modelem 3. Rozdíly jsou pouze v hodnotě ztrát předpětí, protože experiment probíhal později a panely jsou starší a ve způsobu zatěžování, protože experiment 1 se liší od experimentu 2.

6 EXPERIMENTY

6.1. EXPERIMENT 1 – SPOJITÉ ZATÍŽENÍ

6.1.1. Popis metody vakuování

Klasické metody aplikace rovnoměrného plošného zatížení pomocí ručního přidávání závaží na konstrukci jsou zdlouhavé, fyzicky náročné a nedokáží přesně postihnout plošné působení, protože toto zatížení bude už se své podstaty vždy ne úplně přesně rovnoměrné. Jako náhrada těmto „klasickým“ metodám byla prof. Melcherem vyvinuta metoda vakuového zatěžování deskových konstrukcí. Metoda je využitelná na různé typy stavebních konstrukcí, zejména zatěžování skleněných plošných dílců [24], sklovláknitých desek [25], ocelových konstrukcí [26] a ocelobetonových desek [27].

Principem metody je vytvoření pod testovanou konstrukcí podtlak. Následně z rozdílu atmosférického tlaku a tlaku pod konstrukcí vzniká rovnoměrné zatížení po celé horní ploše testované konstrukce. Pro zabránění působení tlaku v jiném než svislém směru, je celá testovaná konstrukce uvnitř dřevěného bednění, které převezme tlaky působící z ostatních směrů. Celá testovaná konstrukce včetně bednění je poté překryta PVC folií a přilepena k hladké podlaze tak, aby se zabránilo přísávání vzduchu pod konstrukci.

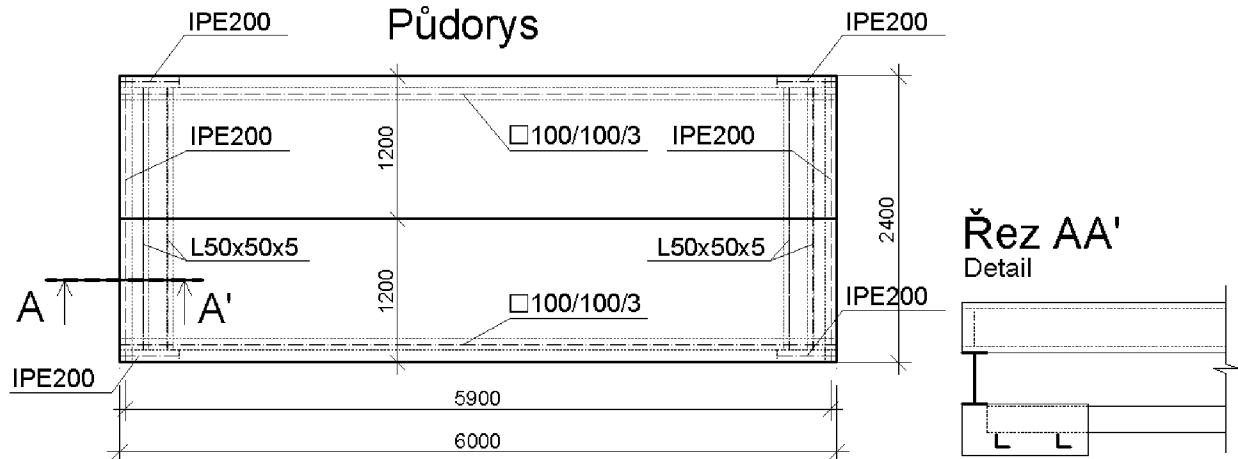
6.1.2. Popis experimentu

Testovaná konstrukce se skládá z dvojice předpjatých panelů typu Spiroll SPG20043. Na obou koncích jsou panely uloženy na podpůrné ocelové nosníky typu IPE200. Pro zajištění průhybu čel panelů jsou tyto nosníky dále uloženy na celkem čtyři kratší nosníky IPE200, které jsou na podlaze zkušební haly. Pro zajištění stability podpůrné konstrukce jsou krátké podpůrné nosníky propojeny podélně čtvercovým uzavřeným profilem 100x100x3 mm a příčně dvojicí profilů L50x50x5.

Panely jsou vzájemně zmonolitněny v podélné styčné spáře betonem pevnostní třídy C16/20. Stejný beton je použit i pro zmonolitnění čel výplní dutin v panelech do hloubky 50 mm. Hloubka je zajištěna vloženou plastovou chráničkou. Toto zmonolitnění se při vyhodnocení experimentu a porovnání s numerickým modelem

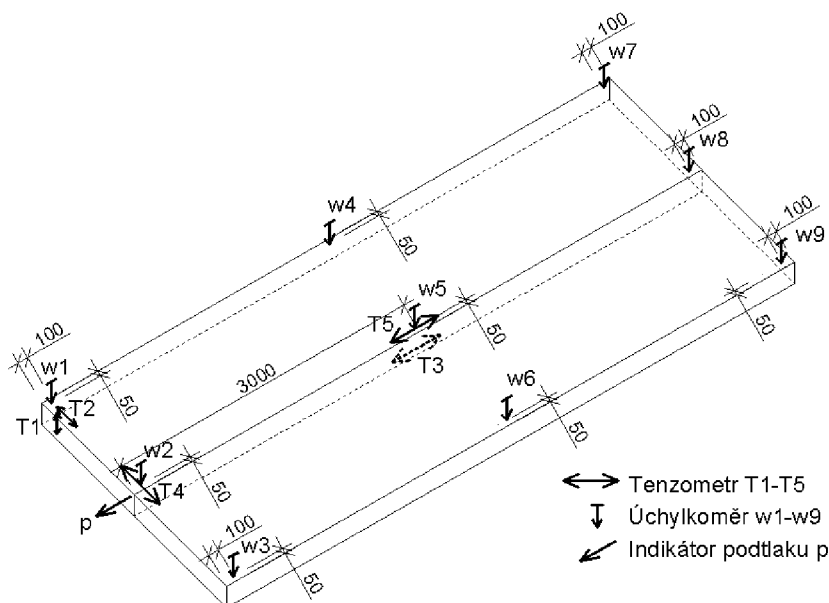
ukázalo jako nesprávné a s minimálním vlivem na chování panelů. Důvodem bylo nesprávné provedení zmonolitnění.

Schéma rozmístění panelů a podpůrné konstrukce je na Obr. 7.



Obr. 7 Schematický půdorys a řez sestavou experimentu 1

Pro měření výchylek je testovaná konstrukce osazena šesti digitálními úchylkoměry ID-C1050B Mitutoyo Japan (označeny $w1$, $w2$, $w3$, $w7$, $w8$, $w9$) o maximální měřitelné výchylce 100 mm a třemi digitálními snímači posunutí WA200 HMB (označeny $w4$, $w5$, $w6$) o maximální měřitelné výchylce 200 mm. Poměrná deformace je měřena pomocí pěti odporových tenzometrů. Tenzometry označené $T1$ a $T2$ jsou typu 50/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,06$. Tenzometry označené $T3$, $T4$, $T5$ jsou typu 100/120 LY41 HMB s konstantou $\kappa = 2,10$. Podtlak je snímán digitálním indikátorem typu DM9200 MRU. Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů je na Obr. 8.



Obr. 8 Rozmístění úchylkoměrů a tenzometrů pro první experiment



Obr. 9 Fotografie sestavy prvního experimentu

Data z tenzometrů $T1 - T5$ a z úchylkoměrů $w4 - w6$ byla zaznamenávána na měřící ústředně MGCplus HBM s krokem záznamu 2 sekundy. Data ze zbývajících úchylkoměrů $w1 - w3$ a $w7 - w9$ byla zaznamenávána na měřící ústředně DMX-16 Mitutoyo a na počítači se softwarem QTREE-DC/DMX-16 s krokem záznamu 5 sekund.

6.1.3. Průběh experimentu

Experiment probíhal ve dvou zatěžovacích fázích. V první fázi se dosáhlo podtlaku odpovídajícímu rovnoměrnému zatížení 20 kN/m^2 . Při dosažení této hodnoty zatížení došlo k perforaci těsnící PVC folie zajišťující podtlak a experiment musel být přerušen. V druhé fázi s novou pevnější PVC folií se dosáhlo podtlaku odpovídajícímu rovnoměrnému zatížení 36 kN/m^2 , kdy došlo k perforaci těsnící PVC folie.

Kompletní záznamy všech měření, tzv. „hrubá data“ jsou součástí datové přílohy disertační práce.

6.2. EXPERIMENT 2 – ZATÍŽENÍ U PODPORY

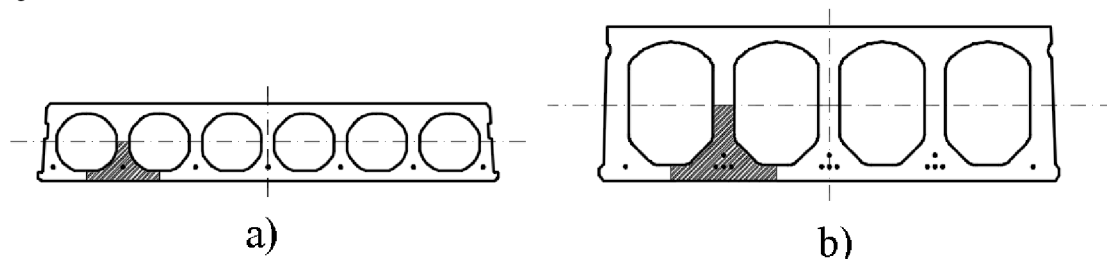
Náplní druhého experimentu bylo postupné zatěžování desky vytvořené ze dvou předpjatých panelů, která je uložena na pružném podepření, tj. ve stejné konfiguraci jako v prvním experimentu. Zatěžování probíhalo přikládáním betonových bloků

o hmotnosti 200 nebo 55 kg na desku v blízkosti podpory. Cílem experimentu bylo ověření vzniku smykových napětí nad podporou při nerovnoměrném zatížení.

7. POROVNÁNÍ ANALYTICKÝCH VÝPOČTŮ S NUMERICKÝMI MODELÝ

Pro každý numerický model jsou provedeny celkem 4 výpočty napětí, nebo únosností podle vztahů definovaných v kapitole 3. Analyticky spočtené únosnosti jsou porovnány s hodnotami z numerických modelů.

První výpočet je podle kapitoly 3.1, vztahy (2) až (4). Analyticky je spočtena hodnota maximálního hlavního napětí v betonu v nejužším žebru na panelu na hraně podpory. Z numerického modelu jsou ze stejného žebra a ve stejném místě odečtena hodnoty normálového a smykového napětí a podle vztahu (2) jsou přepočtena na hlavní tahové napětí. Obě hlavní napětí jsou vzájemně porovnána. Výsek elementu žebra je na Obr. 10.

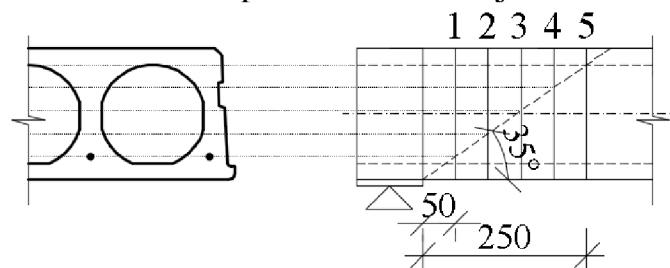


Obr. 10 Element žebra pro a) panel výšky 200 mm, b) panel výšky 400 mm

Druhý výpočet je proveden podle Walraven a Mercx [13] (kapitola 3.2 a vztah (7)). Kde vypočtená smyková únosnost V_c je porovnávána se smykovou silou V_{Ed} na hraně krajní podpory.

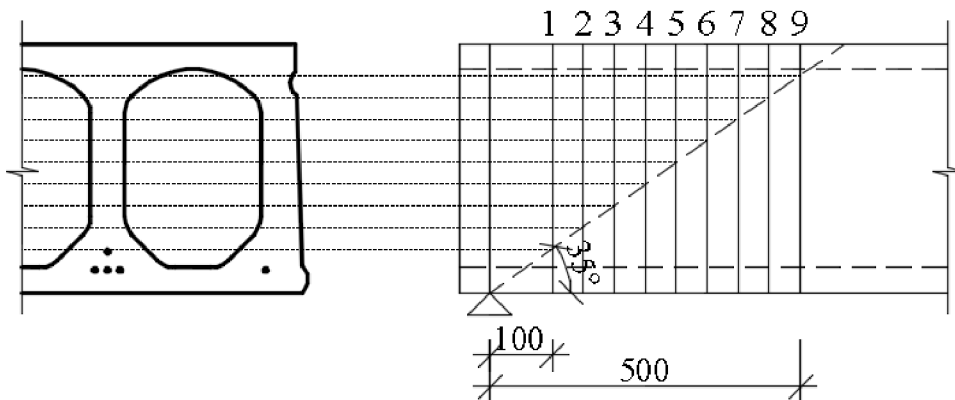
Třetí výpočet je proveden podle EuroCode. Kapitola 3.2 a vztahu (7), ale bez kalibračního faktoru 0,75 a předpínací síla P je uvažována ve vzdálenosti $H/2$ od vnitřního kraje podpory.

Čtvrtý výpočet je proveden podle Yangovy metody [15] (kapitola 3.3) v 5 uvažovaných řezech na modelech 1, 3 a 4. První řez začíná 50 mm od hrany podpory, následující řezy jsou rozděleny v kroku po 50 mm až do posledního řezu ve vzdálenosti 250 mm. Pozice řezů v podélném směru je zobrazena na Obr. 11.



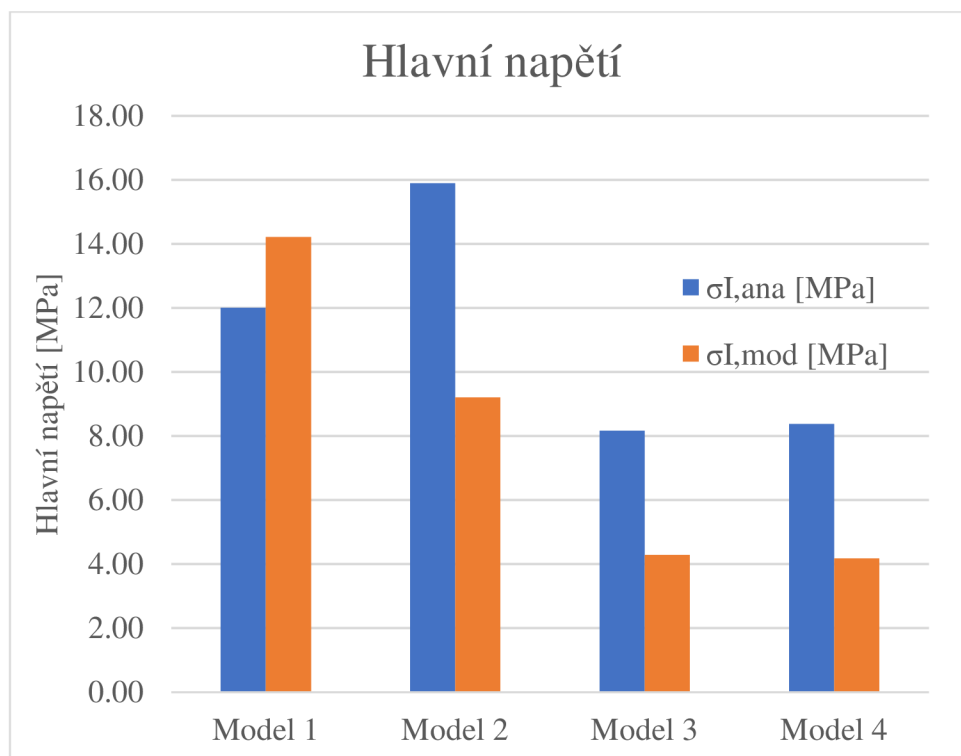
Obr. 11 Uvažované řezy v panelu výšky 200 mm – model 1, 3 a 4

V modelu 2 je výpočet proveden v 9 uvažovaných řezech. První řez začíná 100 mm od teoretické podpory, následující řezy jsou rozděleny v kroku po 50 mm až do posledního řezu ve vzdálenosti 500 mm. Krok 50 mm je použit z důvodu nutnosti shody řezů s uzly konečně-prvkové sítě v numerickém modelu. Pozice řezů v podélném směru je zobrazena na Obr. 12.



Obr. 12 Uvažované řezy v panelu výšky 400 mm – model 2 a 3

7.1. VÝPOČET MAXIMÁLNÍHO HLAVNÍHO NAPĚTÍ V BETONU



Obr. 13 Porovnání hodnoty hlavního napětí na žeburu

Hodnoty hlavního napětí v betonu, které jsou vypočteny pomocí analytických rovnic jsou značně rozdílné od napětí, které jsou získány přímo z numerických

modelů. Hlavním důvodem může být nezapočtení vlivu pružného podepření do analytických rovnic. Zatímco v numerickém modelu vliv pružného podepření je. V modelu 1 je modelováno 6 panelů vedle sebe, které jsou uloženy na pružný podpůrný ocelový IPE profil, což způsobuje vysokou koncentraci hlavního napětí do krajních žebek panelů, které jsou přímo nad podporami. V čelech panelů vzniká fiktivní nosník. Oproti tomu v modelu 2 jsou modelovány pouze 4 panely s pružným podepřením na betonovém nosníku. V čelech panelů nevzniká tak výrazný fiktivní nosník a hlavní napětí je nižší. A nakonec, v modelech 3 a 4, kde jsou pouze 2 panely, je hlavní napětí je nejnižší.

Hlavní napětí na modelu 1 dosahuje hodnoty 118 % napětí z analytického výpočtu. Kromě vlivu pružného podepření může být také důvodem, že v modelu 1 je modelováno plné spolupůsobení mezi panely přes mezipanelovou zálivku a přes zmonolitňující desku tloušťky 80 mm na povrchu panelů, která je vyztužena KARI sítí o průměru drátu 8 mm a s oky 200 mm.

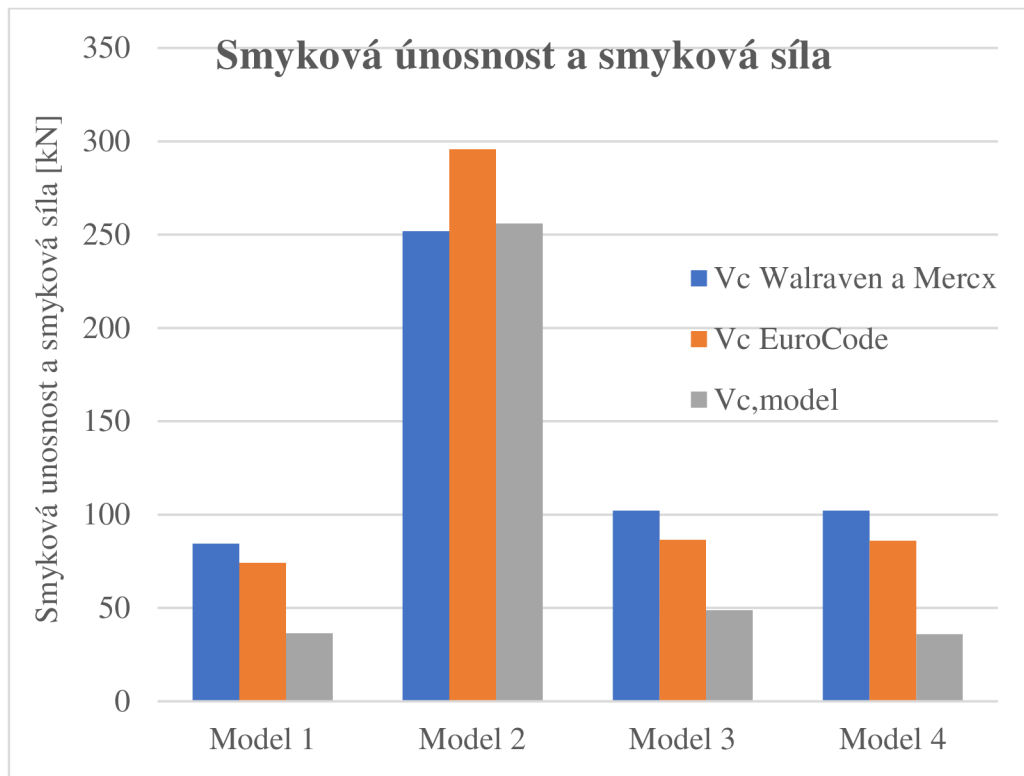
Hlavní napětí na modelu 2 dosahuje pouze hodnoty 58 % napětí z analytického výpočtu. V tomto modelu je modelováno plné spolupůsobení panelů mezipanelovou zálivkou, ale modely neobsahují zmonolitňující desku na povrchu panelů.

Hlavní napětí pro modely 3 a 4 dosahuje hodnoty 52 % resp. 50 % napětí z analytického výpočtu. V těchto modelech není přítomna ani mezipanelová zálivka.

Z výše uvedeného je možné soudit, že největší vliv na hlavní napětí má samotné pružné podepření, jehož vliv není v analytických rovnicích vůbec zahrnut. Z toho důvodu se použití analytické metody pro výpočet hlavního napětí podle Roggendorfa [8] jeví problematické a pro konstrukce s pružným podepřením ho nedoporučuji.

7.2. VÝPOČET SMYKOVÉ SÍLY PODLE WALRAVEN A MERCX

Smyková únosnost spočtená podle EuroCode je vyšší pro panely výšky 400 mm než ve výpočtu dle Walraven a Mercx. Naproti tomu smyková únosnost panelů výšky 200 mm je nižší.



Obr. 14 Porovnání smykové únosnosti a smykové síly na modelech

Z porovnání smykové únosnosti určené podle Walraven a Mercx a podle EuroCode vyplývá, že nejlepší shody s experimentálními výsledky dosahuje výpočet podle Walraven a Mercx. Pro model 2 je shoda prakticky úplná a výpočet správně určil hodnotu smykové síly při níž dojde k porušení panelů smykem uložených na pružném podepření. Pro zbývající modely 1, 3 a 4 je vypočtená smyková únosnost řádově dvojnásobná než smyková síla, modely 1 a 3 se porušily ohybovým namáháním. To odpovídá informacím od výrobce panelů, podle nějž je pro panely ohybové namáhání při rovnoměrném zatížení dominantním. Extrémní případ, kde rozhoduje smykové namáhání byl ověřen v modelu 2, kde došlo ke smykovému porušení ve shodě s výsledky výpočtu podle Walraven a Mercx. Z výše uvedeného doporučuji výpočet dle Walraven a Mercx pro určení smykové únosnosti panelů výšky 400 mm. Pro výšku panelu 200 mm nelze vybrat vhodnější metodu, protože nedošlo k smykovému porušení. Výpočet podle EuroCode je na straně bezpečné.

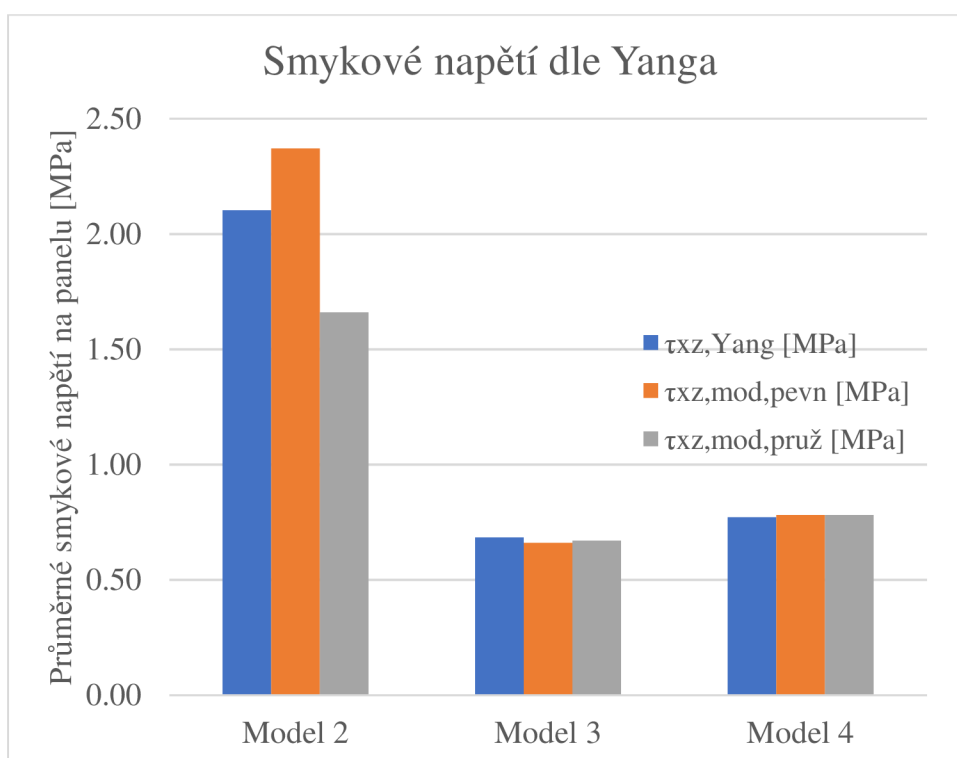
7.3. VÝPOČET SMYKOVÉHO NAPĚTÍ PODLE YANGA

Smykové napětí spočteného podle Yanga je prakticky ve shodě se smykovým napětím získaným z numerických modelů při pevném podepření. Smykové napětí se na pevném podepření koncentruje podle očekávání do žeber panelů, ale na pružném podepření je rozložení smykového napětí silně ovlivněno způsobem podepření. Ke koncentraci napětí dochází v krajních žebrech panelů, které jsou přímo nad

podpůrnými body. Rozdílem mezi průběhy smykového napětí na pevném a pružném podepření je možné získat přímo vliv pružného podepření na rozložení smykového napětí. Průměrné hodnoty smykového napětí jsou pro modely 3 a 4 prakticky shodné.

	Řez	$\tau_{xz,Yang}$ [MPa]	$\tau_{xz,mod}$ [MPa]	$\tau_{xz,mod,pruž}$ [MPa]
Model 2	2	2,10	2,37	1,66
Model 3	2	0,68	0,66	0,67
Model 4	2	0,77	0,78	0,78

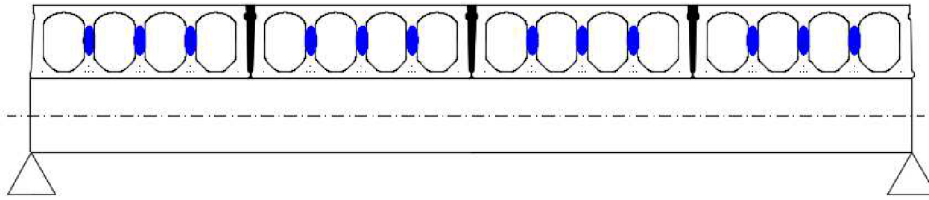
Tab. 1 Shrnutí spočtených a naměřených průměrných napětí na modelech v extrémních řezech



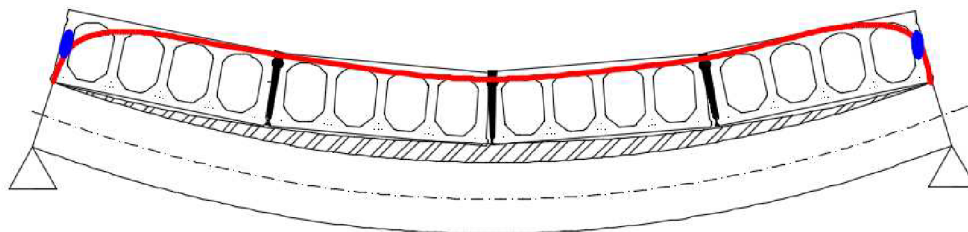
Obr. 15 Porovnání průměrného smykového napětí na modelech

Vliv příčné smykové síly tak, jak je popsán v [2] se neprokázal být významným. Na Obr. 16 je schematicky zobrazena změna místa koncentrace smykových napětí ze středních žebér panelů do krajních žebér celé stropní desky z předpjatých panelů. Místa koncentrace jsou označena modrou elipsou. Příčná síla popsaná v [2] sice vzniká, ale dutinový panel je sám o sobě natolik tuhý, že se příčně nijak výrazně nedeformuje. Střední část panelů se při správně provedené mezipanelové zálivce a případné nadbetonávce snaží oddělit do méně tuhé podpůrné konstrukce. Tím dochází k velmi výrazné koncentraci smykových napětí v krajním žeburu celé spřažené desky.

a) před zatížení

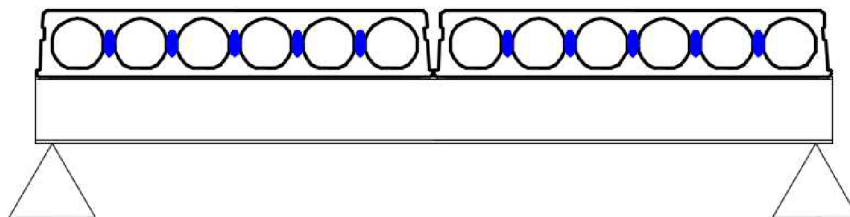


b) po zatížení

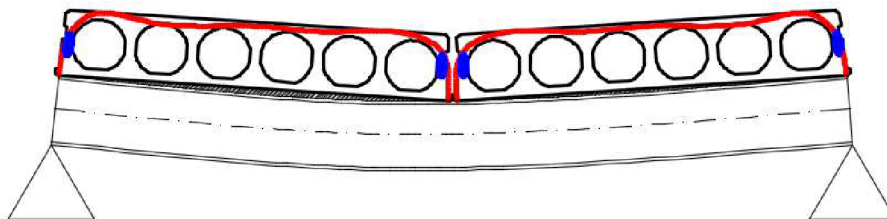


Obr. 16 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 2

a) před zatížení



b) po zatížení



Obr. 17 Změna koncentrace smykového napětí na pružném podepření pro model 3 a 4

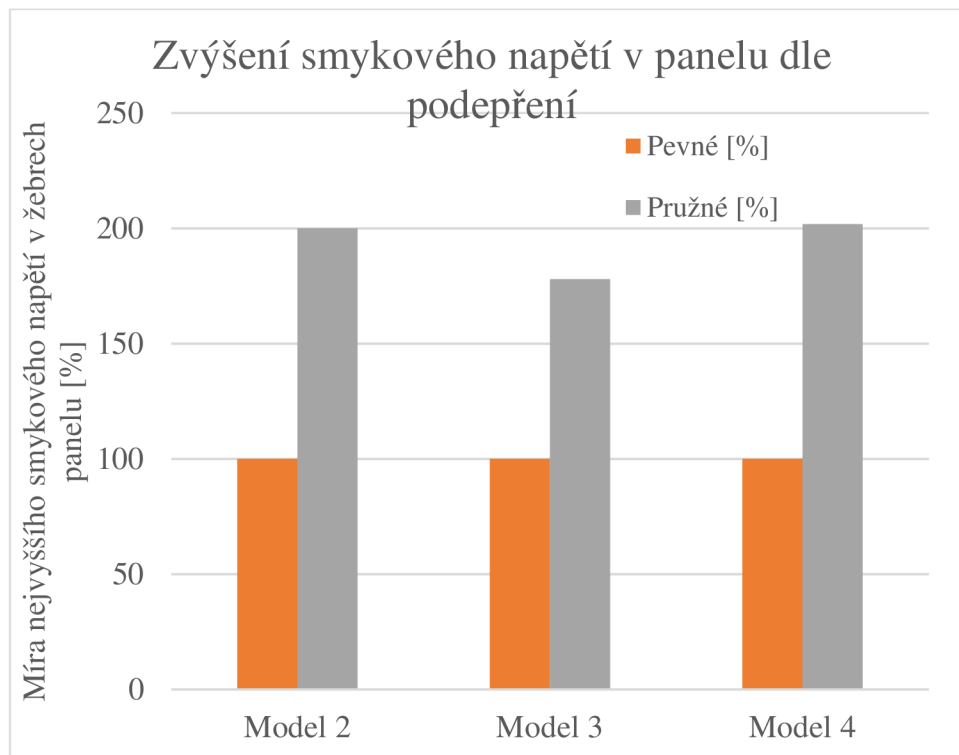
V případě modelu 3 a 4, kde není modelována mezipanelová zálivka, dochází k přerozdělení smykového napětí do krajních žebér jednotlivých panelů. Panel samotný je tužší než podpurná konstrukce a příčně se výrazně neprohýbá. Dochází k „odlepení“ od podpurného ocelového nosníku.

Porovnání vlivu přerozdělení smykového napětí z vnitřních žebér do krajních je zobrazeno v Tab. 2 a na Obr. 18. Je vidět že samotné pružné podepření zvýší smykové napětí řádově dvojnásobně oproti pevnému podepření. Z toho vyplývá, že shodná

konstrukce se poruší na smyk na pružném podepření už při polovičním zatížení, resp. při polovičním smykovém napětí. Z toho důvodu doporučuji při výpočtech smykové únosnosti na pružném podepření použít bezpečnostní koeficient alespoň o hodnotě 2.

	Pevné [MPa]	Pevné [%]	Pružné [MPa]	Pružné [%]
Model 2	2,66	100	5,32	200
Model 3	4,58	100	8,15	178
Model 4	2,30	100	4,64	202

Tab. 2 Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření



Obr. 18 Zvýšení maximálního smykového napětí v závislosti na typu podepření

8 DISKUZE A ZÁVĚR

V disertační práci bylo provedeno vyhodnocení metod pro řešení problému se šířením smykových napětí v žebrech dutinového panelu uloženého na pružném podepření. První metodou je postup založený na porovnání hlavních napětí na žebřu. Druhou metodou je modifikace podle Walraven a Mercx. Třetí použitou metodou je postup dle normy EN 1992 a EN 1168. Poslední metodou je Yangova metoda přenosu účinků předpětí na smykovou sílu. Popis jednotlivých metod je uveden v kapitole 3.

Protože dutinové stropní panely jsou předem předpjaté, tak je v kapitole 4 proveden rozbor účinků předpětí a ztrát předpětí v průběhu výroby a životnosti panelů. Kapitola

v disertační práci obsahuje také konkrétní výpočet ztrát předpětí v čase, který odpovídá stáří panelů v provedených experimentech.

Pro ověření výše zmíněných metod jsou vytvořeny numerické modely v komerčním konečně-prvkovém programu ANSYS verze 13.0. Popis použitých konečných prvků je uveden detailně v disertační práci.

Kapitola 5 obsahuje detailní popis samotných numerických modelů. Jsou vytvořeny celkem 4 modely. Prvním je jednoduchá deska sestavená ze šesti panelů tloušťky 0,2 m a délky 6 m, typ SPG20043. Tento model byl zatěžován limitním spojitým rovnoměrným zatížením dle výrobce panelů firmy GOLDBECK Prefabeton s.r.o. Druhým modelem je skupina čtyř panelů tloušťky 0,4 m a délky 9 m. Model je proveden podle experimentálního výzkumu VTT-S-07331-06 a je zatěžován až do porušení panelů smykem. Třetí model je dvojice panelů výšky 0,2 m a délky 6 m, který modeluje experiment provedeny ve zkušebně Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí VUT v Brně roku 2014. Model byl zatěžován rovnoměrným spojitým zatížením po celém horním povrchu metodou vakuování až do porušení panelů ohybem. Poslední čtvrtý model je ve stejné konfiguraci jako třetí model, ale byl zatěžován postupným přírůstkem zatížení v blízkosti podpory. Zatěžování probíhalo do dosažení přibližně 50 % smykové únosnosti.

V rámci ověření numerických modelů jsou provedeny dva experimenty popsané v 6. kapitole. V prvním je popsáno provedení a vyhodnocení chování dvojice panelů při rovnoměrně spojitěm zatížení. Zatížení je vyvozeno metodou vakuování. Ve druhém experimentu je sledována odezva dvojice panelů na postupně zvyšované zatížení v blízkosti podpory, které simuluje experimentálně smykové zatížení.

V poslední 7. kapitole jsou všechny metody vyhodnoceny a vzájemně porovnány na všech čtyřech numerických modelech. Nejlepší shody je pro panely výšky 200 mm dosaženo metodou dle Yanga a pro panely výšky 400 mm metodou Walraven a Mercx.

Při porovnávání rozložení smykového napětí na numerických modelech s pevným a pružným podepřením bylo zjištěno, že nejvýraznější vliv má existence, resp. správné provedení, mezipanelové zálivky, případně přítomnost nosné nadbetonávky. Při pružném podepření vzniká v čelech panelů náhradní nosník, který je tužší než podpurná konstrukce a smykové napětí z vnitřních žebor se přerozdělí do krajních žebor, kde dosahuje až dvojnásobné hodnoty a hrozí překročení pevnosti betonu. Vliv vzniku příčné síly na smykové napětí je zanedbatelný a hlavní vliv je na náhradním „tuhém“ nosníku v čele panelů, který umožňuje přerozdělení smykového napětí do krajních žebor.

Pokud by se zabránilo vzniku tuhého nosníku v čelech panelů, tak se sníží i míra přerozdělení napětí a tím i snížení únosnosti vlivem pružného podepření.

Vznik tuhého nosníku lze omezit provedením kvalitní mezipanelové zálivky. Tím se špičková hodnota smykového napětí v krajních žebrech sníží o přibližně 30 %



oproti stavu bez mezipanelové zálivky. Přerozdělení je možné snížit také provedením nosné nadbetonávky.

Protože pro výše popsané jevy nebylo provedeno dostatek kvalitních experimentů, tak doporučuji používat při návrhu předpjatých dutinových panelů na pružném podepření bezpečnostní součinitel o hodnotě 2, kterým se zvýší účinky běžně vypočteného smykového napětí na pevném podepření podle dříve uvedených analytických metod. Dvojnásobným zvýšením účinků smyku získáme dostatečnou a bezpečnou rezervu únosnosti.

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] BALOUŠEK, M., PN SP 01/2009 Předpjaté dílce Spiroll SPE a SPC výšky 165, 200, 250 a 320 mm. Vrdy, Středočeský: GOLDBECK Prefabeton s.r.o., 2009, s. 39.
- [2] BALOUŠEK, M., Předpjaté dutinové dílce v interakci s poddajnou podporou. In: 18. Betonářské dny 2011: sborník ke konferenci [s mezinárodní účastí]. Praha, ČBS Servis, 2011, s. 130 – 135. ISBN 978-80-87158-30-2.
- [3] PAJARI, M., Load test on hollow core slab floor with prestressed concrete beam, research report NO: VTT-S-07331-06, Espoo, Finland, 2006, 46 p. + app. 28 p.
- [4] LESKELÄ, M.V., Strength Reduction in Hollow-Core Slabs when Supported by Beams and Girders. In: *Norsk Betongforening, Nordic Concrete Research, Public No. 10*, Oslo, Norway, 1991, 16 p.
- [5] LESKELÄ, M.V., The Shear Failure Condition in Hollow-Core Slab Units Loaded by Vertical and Transverse Shear Force Components. In: *Journal of Structural Mechanics*. 1991, Vol. 24, No. 2, Espoo, Finland, pp. 22 – 29
- [6] PAJARI, M., Prestressed hollow core slabs supported on beams, Finnish shear tests on floors in 1990–2006, Espoo, Finland, 2010, 674 p. ISBN 978-951-38-7495-7



- [7] SCHNELL, J., ACKERMANN, F. a NITSCH, A., Tragfähigkeit von Spannbeton-Fertigdecken auf biegeweichen Auflagern. In: *Beton- und Stahlbetonbau*. 2007, Vol. 102, No. 7, pp. 456 – 461, DOI: 10.1002/best.200700558 (in German)
- [8] ROGGENDORF, T., Zum Tragverhalten von Spannbeton-Fertigdecken bei biegeweicher Lagerung, Doctoral thesis, 2010, Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 201 p. + app. 227 p. (in. German)
- [9] HEGGER, J., Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken in Hochbau, In: *Der Prüflingenieur*. 2003, Vol. 23, No.10, pp. 19 – 29, ISSN 1430-9084 (in German)
- [10] Česká technická norma ČSN EN 1168+A3 (72 3060) Betonové prefabrikáty – Dutinové panely, 2012, 68 s.
- [11] PAJARI, M., Resistance of prestressed hollow core slabs against web shear failure. Espoo: Technical research centre of Finland, 2005. Research Notes 2292. 47 p. + app. 15 p.
- [12] Britská technická norma CP100: Part 1: November 1972. Code of practice fo the structural use of concrete. London: British Standards Institution, November 1972. ISBN: 0-580-07488-9.
- [13] WALRAVEN, J. C. a MERCX, W. P. M., The bearing capacity of prestressed hollow core slabs, In: *Heron*, 1983, Vol. 28, No. 3, Netherlands, 46 p.
- [14] FIP Recommendations „Precast prestressed hollow core floors“. London, 1988, 31 p., ISBN 0-7277-1375-2



- [15] YANG, L., Design of Prestressed Hollow core Slabs with Reference to Web Shear Failure. In: *ASCE Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, No. 9, pp. 2675 – 2696
- [16] NAVRÁTIL, J., Předpjaté betonové konstrukce, Brno, Akademické nakladatelství CERM, 2004, 160 s., ISBN 80-214-2649-7
- [17] Fotografie z exkurze v Prefa Kuřim, [online], <https://www.stredni-skola.cz/Gallery?id=2030>, 23.5.2018, Ing. Halatová
- [18] ČSN EN 1992-1-1:2006 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, 210 s.
- [19] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Element Reference - Release 13,“ Listopad 2013.
- [20] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Command Reference - Release 13,“ Listopad 2013.
- [21] KRŠÍK, J., Diplomová práce: Vliv smykových napětí v předem předpjatých dutinových panelech typu SPIROLL, Brno, 2011, 106 s.
- [22] EN 1168:2005 Betonové prefabrikáty - Dutinové panely
- [23] ANSYS, Inc., „Mechanical APDL Structural Analysis Guide - Release 13,“ Listopad 2013.
- [24] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., The experiental verification of actual behaviour of the glass roofing structure under uniform loading, V: *Proceedings of the 4th European Conference on Steel and Composite Structures "EUROSTEEL 2005" held in Maastrich*, Maastrich, 2005

- [25] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M., KNĚŽEK, J., Experimentální ověření sklovlákno-betonových fasádních kazetových dílců při zatížení větrem, V: *Sborník ze VI. konference "Nové stavební hmoty a výrobky"*, Brno, 2002
- [26] MELCHER, J., Full-Scale Testing of Steel and Timber Structures: Examples and Experience, V: *Structural Assessment - The Role of Large and Full Scale Testing*, K. e. al., Editor, London, E&FN SPON, 1997, pp. 301-308.
- [27] KARÁSEK, R., HOLOMEK, J. Spřažené ocelobetonové desky pod různými typy zatížení, V: *KONSTRUKCE - Odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství*, 2011.
- [28] NILSON, A. H., WINTER, G., Design of Concrete Structures, 11. vydání editor, New York: McGraw-Hill, 1991
- [29] BATHE, K. J., Finite Element Procedures, Prentice-Hall. Englewood Cliffs. 1996.

PUBLIKOVANÉ PRÁCE AUTORA

MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. Experiment of vacuum loading on slab from hollow core pannels. In: *International journal of Interdisciplinarity in Theory and Practice*, Vol. 10 (2016), pp. 223–227, © (2016) ITPB, Editura Adoram, Romania, <http://www.itpb.eu/index.php/ct-menu-item-3/14-engineering/336-10-cislo-42-clanok>, ISSN 2344-2409

MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. 2016. Verification of experiment of vacuum loading on slab. In: *Advances and Trends in Engineering Sciences and Technologies II*, pp. 201 – 206, CRC Press, ISBN 978-1-138-03224-8, <http://dx.doi.org/10.1201/9781315393827-36>,



MELCHER, J., KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J., KARMAZÍNOVÁ, M. 2016. Numerical model of the slab from hollow core panels. In: *2nd International Conference on Engineering Sciences and Technologies – EsaT 2016*, Tatranské Matliare, 29. June – 1. July 2016., conference proceeding (4 p.), ISBN 978-80-553-2564-4.

KRŠÍK, J. 2015. PŘÍPRAVA EXPERIMENTU ZATĚŽOVÁNÍ DVOJICE PANELŮ SPIROLL SMYKEM. In: Sborník anotací doktorské konference JUNIORSTAV 2015: 17. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, Brno, 29. leden 2015. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2015, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-5091-2.

KRŠÍK, J. 2014. Experiment Vakuového zatěžování desky z panelů Spiroll na poddajném uložení. In: Sborník anotací doktorské konference JUNIORSTAV 2014: 16. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí, Brno, 30. leden 2014. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2014, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-4851-3.

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Numerical Model of Plate from Hollow Core Panels with Contact – Target Pairs. *Key Engineering Materials*, Vols. 592–593 (2014), pp. 213–216, © (2014) Trans Tech Publications, Switzerland, doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.592-593.213.

KRŠÍK, J. 2013. Numerický model dutinové předpjaté desky v programu Ansys. In: Sborník anotací doktorské konference *JUNIORSTAV 2013: 15. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí*, Brno, 7. únor 2013. VUT v Brně, Fakulta stavební, 2013, rozšířený abstrakt (1 s.), plné znění na CD-ROM (4 s.). ISBN 978-80-214-4670-0.



KRŠÍK, J. 2013. Numerický model dutinové desky na pružném podepření s kontaktními prvky. In: Sborník mezinárodní vědecké konference *Modelování v mechanice 2013*, Ostrava, 22.–23. květen 2013. VŠB–TU Ostrava, Katedra stavební mechaniky, rozšířený abstrakt (2 s.) plné znění na CD-ROM (8 s.). ISBN 978-80-248-2985-2.

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. 2013. Numerical Model of Plate from Hollow Core Panels with Contact – Target Pairs. In: Abstract Booklet *7th International Conference on Materials Structure & Micromechanics of Fracture*, Brno, 1.–3. July 2013., P. Šandera, VUTIUM Brno, extended abstract (1 p.), ISBN 978-80-214-4739-4.

KRŠÍK, J. Modelování dutinového panelu Spiroll v programu ANSYS. *Sborník anotací JuniorStav 2012*. 14. odborná konference doktorského studia s mezinárodní účastí JuniorStav 2012., sborník, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, pp. 274, ISBN 978-80-214-4393-8

KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Modelling of the ceiling slab from the hollow core panels in ANSYS program. In: Book of Extended Abstracts of *18th International Conference of Engineering Mechanics 2012*, Svratka, ČR, May 14-17, 2012. Jiří Náprstek, Cyril Fischer (Eds.). pp. 186-187, ISBN 978-80-86246-39-0 (CD – full text, pp. 755-761, ISBN 978-80-86246-40-6).

KRŠÍK, J. Vliv úpravy čel předpjatých panelů pružně podepřené desky na velikost kritické tahové oblasti. *Víceúrovňový design pokrokových materiálů 2011*. Doktorská konference pro doktorandy materiálových věd a příbuzných oborů., sborník, Ústav fyziky materiálů, Akademie věd České republiky, Brno, ISBN 978-80-87434-04-8



KRŠÍK, J., KŘIVÁKOVÁ, J. Modelování stropní desky z panelů Spiroll na pružném podepření. *Výpočty konstrukcí metodou konečných prvků 2011*, Katedra mechaniky, Fakulta aplikovaných věd, Západočeská univerzita v Plzni, Česká republika, ISBN 978-80-261-0059-1

CURRICULUM VITAE

Ing. Jakub Kršík

Narozen 4. 4. 1986, Pardubice

Vzdělání

- VUT Brno, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, státní doktorská zkouška, 2014
- VUT Brno, Fakulta stavební, obor Konstrukce a dopravní stavby, titul Ing., 2011
- VUT Brno, Fakulta stavební, obor Konstrukce a dopravní stavby, titul Bc., 2009
- SPŠ Stavební Hradec Králové, obor Pozemní stavby, maturita, 2005

Pracovní zkušenosti

2013 – dosud	SCIA CZ, s. r. o. – Analytik (Product Development Engineer) Vývoj částí programového balíku Scia Engineer pro stavební pevnostní výpočty, zejména aplikace evropských norem na návrh a posouzení betonových konstrukcí
2006 – dosud	OSVČ, Projektování pozemních staveb
2011 – 2014	VUT v Brně, Fakulta stavební, Člen ústavu Ústavu stavební mechaniky s pedagogickým úvazkem
2009 – 2013	OSVČ, Testování a vývoj software pro stavebně-mechanické výpočty a navrhování



Účast na projektech

- 2011 Člen řešitelského týmu projektu Grantové agentury České republiky **GAČR 106/09/H035 Víceúrovňový design pokrokových materiálů** řešeného na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně
- 2012 Člen řešitelského týmu projektu specifického výzkumu **FAST/FCH/FSI-S-11-1 Chování trhlin/mikrotrhlin v kompozitech s křehkou maticí** řešeného na Fakultě stavební, chemické a strojní Vysokého učení technického v Brně
- 2013 – 2016 Řešitel juniorského projektu specifického výzkumu **FAST-J-13-1890 Vliv pružného podepření stropní desky vytvořené z předem předpjatých panelů Spiroll**