

**ČESKÉ VYSOKÉ  
UČENÍ TECHNICKÉ  
V PRAZE**

**STAVEBNÍ  
FAKULTA**



**DISERTAČNÍ  
PRÁCE**

**2020**

**RADEK  
VAŠÁTKO**





**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební**

**Katedra betonových a zděných konstrukcí**

**NELINEÁRNÍ PŮSOBENÍ POSTUPNĚ STAVĚNÝCH POZEMNÍCH  
KONSTRUKCÍ**

**NONLINEAR ACTION OF GRADUALLY BUILT BUILDING STRUCTURES**

**DISERTAČNÍ PRÁCE**

**Ing. Radek Vašátko**

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: prof. Ing. Jan L. Vítek, CSc., FEng.

---

**Praha, 2020**







## ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

---

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

### Prohlášení

Jméno doktoranda:

Ing. Radek Vašátko

Název disertační práce:

Nelineární působení postupně stavěných pozemních konstrukcí

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval samostatně pod vedením školitele prof. Ing. Jana L. Vítka, CSc., FEng.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

Disertační práce vznikla v souvislosti s řešením projektů:

TE01020168 - Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI)  
(2013-2019, TA0/TE)

GA16-04454S - Nejistoty na materiálové úrovni ovlivňující nejistoty na úrovni konstrukce (2016-2018, GA0/GA)

V Praze dne .....

.....

podpis

---

Praha, 2020





---

## ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

Fakulta stavební

Katedra betonových a zděných konstrukcí

### **Poděkování**

Rád bych poděkoval především mému školiteli prof. Ing. Janu L. Vítkovi, CSc., FEng. za vedení této disertační práce. Jeho znalosti, organizační schopnosti a nadšení vytvořily pro vznik této práce pevný základ.

Dále děkuji Všem členům Katedry betonových a zděných konstrukcí a celé Fakulty stavební ČVUT za připomínky a objektivní kritiku v průběhu studia a výzkumné činnosti.

---

**Praha, 2020**



## Abstrakt

Tato práce je zaměřena na působení postupně stavěných konstrukcí a na vliv postupu výstavby na jejich napjatost a přetvoření.

Základem práce je vyhodnocení tří experimentálních programů, na které navazuje jedna teoretická část. První experimentální program se zabývá krátkodobým a dlouhodobým průhybem panelu, který má předepnutou část průřezu. Práce je zaměřena na vyhodnocení krátkodobé a dlouhodobé ohybové zkoušky a na porovnání se standardně vyráběnými panely. Další část se věnuje predikci deformací pomocí několika různých reologických modelů a ověření jejich platnosti na reálné konstrukci administrativní budovy. Třetí experimentální část je zaměřena na vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek reálné administrativní budovy. Poslední část práce se zabývá vlivem proměnného modulu pružnosti na průhyb železobetonových konstrukcí.

## Klíčová slova

prefabrikace, železobetonový panel, průhyb konstrukcí, předpětí, předpjatý beton, sloupy, dotvarování, smršťování, reologické modely, smršťovací pruhy, stropní desky, modul pružnosti, trhliny v betonu

## **Abstract**

This thesis is focused on action of gradually built building structures and on effect of construction sequence on strain and stress distribution.

The basis of this work is evaluation of three experimental programs to which follows one theoretical part. First experimental program deals with short-term and long-term deflection of concrete panel with prestressed part of its section. Thesis is focused on evaluation of short-term and long-term bending test and on comparison with standard manufactured panels. Next part deals with prediction of deformations according to several different rheological models and with verification of their validity on real office building structure. Third experimental part is focused on effect of shrinkage and shrinkage stripes on stress distribution in roof slab of real office building. Last part of thesis deals with influence of variable modulus of elasticity on deflection of reinforced concrete structures.

## **Keywords**

prefabrication, reinforced concrete panel, deflection of structures, prestress, prestressed concrete, columns, creeping, shrinkage, rheological models, shrinkage stripes, roof slabs, modulus of elasticity, cracking of concrete

# Obsah

1	Úvod.....	4
2	Cíle práce.....	6
3	Nelineární analýza dlouhodobého a krátkodobého chování panelu s předepnutou částí průřezu .....	7
3.1	Tvar panelu .....	7
3.2	Krátkodobá ohybová zkouška.....	8
3.2.1	Uspořádání a průběh ohybové zkoušky .....	8
3.2.2	Naměřené hodnoty.....	9
3.2.3	Popis výpočetního modelu.....	10
3.2.4	Vstupy do výpočetního modelu .....	11
3.2.4.1	Neporušený průřez .....	11
3.2.4.2	Průřez s trhlinou v dolní části průřezu .....	11
3.2.4.3	Průřez s trhlinou v předepnutém prutu .....	11
3.2.4.4	Průřez po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži .....	12
3.2.4.5	Únosnost průřezu .....	13
3.2.5	Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu .....	14
3.2.6	Parametrická studie .....	15
3.2.6.1	Tahová pevnost dolní části panelu.....	15
3.2.6.2	Tahová pevnost betonu předepnutého betonového prutu.....	15
3.2.6.3	Velikost předpínací síly .....	16
3.2.6.4	Střední pevnost betonu v tlaku .....	17
3.2.6.5	Přetvoření předpínací výztuže při porušení .....	17
3.3	Dlouhodobá ohybová zkouška panelu .....	18
3.3.1	Uspořádání a průběh ohybové zkoušky .....	18
3.3.2	Naměřené hodnoty.....	19
3.3.3	Popis výpočetního modelu.....	20
3.3.4	Vstupy do výpočetního modelu .....	21
3.3.5	Časový vývoj napětí v jednotlivých částech průřezu.....	22
3.3.6	Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu .....	24
3.3.7	Vývoj napětí v nezátíženém panelu a ve volně položeném prutu .....	25
3.3.8	Rozvinutí výpočetního modelu na předpokládanou dobu životnosti.....	28
3.3.8.1	Časový vývoj napětí .....	28
3.3.8.2	Časový vývoj průhybu.....	30
3.3.9	Parametrická studie .....	31
3.3.9.1	Tahová pevnost dolní části panelu.....	31
3.3.9.2	Tahová pevnost betonu předepnutého betonového prutu.....	33
3.3.9.3	Relativní vlhkost okolního prostředí .....	34
3.3.9.4	Velikost předpínací síly .....	35
3.4	Porovnání s panely vyrobenými běžnými způsoby .....	36
3.4.1	Předpjatý panel.....	36
3.4.2	Železobetonový panel.....	37
3.4.3	Krátkodobá ohybová zkouška .....	37
3.4.4	Dlouhodobá ohybová zkouška .....	38

3.4.4.1	Porovnání napětí .....	38
3.4.4.2	Porovnání průhybů .....	40
3.5	Závěr .....	40
4	Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů .....	42
4.1	Popis experimentu .....	42
4.1.1	Popis objektu .....	42
4.1.2	Umístění tenzometrů .....	43
4.1.3	Průběh měření .....	44
4.1.4	Měření relativní vlhkosti okolního prostředí .....	45
4.2	Naměřené hodnoty .....	45
4.2.1	Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 .....	45
4.2.2	Přetvoření sloupu F4 .....	46
4.2.3	Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 .....	46
4.2.4	Přetvoření sloupu F3 .....	47
4.2.5	Relativní vlhkost okolního prostředí .....	48
4.3	Výpočet deformací podle reologických modelů .....	49
4.3.1	Vstupy do reologických modelů .....	49
4.3.2	Postup výstavby a jeho vliv na zatížení sloupů .....	51
4.3.3	Předpokládaný časový vývoj normálové síly ve sloupech .....	51
4.3.4	Vliv výztuže na přetvoření sloupů .....	52
4.4	Porovnání výsledků měření s výsledky výpočtu podle vybraných reologických modelů .....	56
4.4.1	Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 .....	56
4.4.2	Přetvoření sloupu F4 .....	57
4.4.3	Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 .....	59
4.4.4	Přetvoření sloupu F3 .....	60
4.5	Aktualizace modelu B4 z roku 2019 .....	61
4.5.1	Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 .....	61
4.5.2	Přetvoření sloupu F4 .....	62
4.5.3	Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 .....	63
4.5.4	Přetvoření sloupu F3 .....	64
4.6	Celkové porovnání .....	64
4.7	Závěr .....	66
5	Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek .....	68
5.1	Popis měření .....	68
5.1.1	Popis objektu .....	69
5.1.2	Umístění tenzometrů .....	70
5.1.3	Průběh měření .....	71
5.2	Naměřené hodnoty .....	71
5.2.1	Deformace válců .....	71
5.2.2	Deformace betonu v bodě č. 1 .....	72
5.2.3	Deformace betonu v bodě č. 2 .....	73
5.3	Výpočet deformací podle reologických modelů .....	74
5.3.1	Vstupy do výpočetních modelů .....	75



---

5.4	Porovnání deformací s výsledky podle reologických modelů.....	75
5.4.1	Zkušební válce .....	75
5.4.2	Stropní deska .....	76
5.4.2.1	Bod č. 1 .....	76
5.4.2.2	Bod č. 2 .....	78
5.5	Určení napjatosti ve stropní desce .....	78
5.5.1	Postup výpočtu napjatosti .....	78
5.5.2	Bod č. 1 .....	80
5.5.2.1	Napětí v betonu podle jednotlivých reologických modelů .....	80
5.5.2.2	Přehled napětí v betonu v jednotlivých směrech.....	82
5.5.2.3	Přehled napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech .....	84
5.5.3	Bod č. 2.....	86
5.5.3.1	Přehled napětí v betonu v jednotlivých směrech.....	86
5.5.3.2	Přehled napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech .....	90
5.6	Závěr .....	92
6	Vliv modulu pružnosti na průhyby železobetonových konstrukcí .....	94
6.1	Úvod .....	94
6.2	Modul pružnosti ve statických výpočtech.....	94
6.3	Vliv modulu pružnosti na chování betonových konstrukcí.....	95
6.3.1	Staticky určité konstrukce.....	95
6.3.2	Staticky neurčité konstrukce .....	96
6.3.3	Vliv velikosti modulu pružnosti na průhyby železobetonové konstrukce ....	96
6.3.3.1	Deterministický výpočet .....	96
6.3.3.2	Statistický výpočet.....	98
6.4	Závěr .....	100
7	Závěry práce .....	102
7.1	Přínos pro praxi a vědní obor .....	102

# 1 Úvod

Tato disertační práce se zabývá dvěma oblastmi stavebnictví – vlivem postupu výstavby na působení betonových konstrukcí a reologickými vlastnostmi betonu.

V posledních letech se zvyšují požadavky na efektivitu a rychlost výstavby, které jsou spojeny s vývojem nových technologií a postupů výstavby. Na rozdíl od dřívějších dob, kdy se většina konstrukcí budovala na pevných skružích a k odbednění docházelo téměř až po nabytí finální pevnosti betonu, dnes mnohdy dochází k odbednění konstrukcí již po několika málo dnech, v některých případech jednoduchých konstrukcí dokonce i po méně než jednom dnu. Dochází tedy k zatěžování mladého betonu, který má nízkou jak pevnost, tak i modul pružnosti. To je spojeno s přetvářením konstrukce a vznikem trhlin, což má vliv na průběh vnitřních sil v konstrukci. Dále je průběh vnitřních sil ovlivněn samotným postupem výstavby, kdy má každý zatěžovací stav jiné statické schéma. Navíc mohou být jednotlivé části konstrukce sice vyrobeny z totožné třídy (receptury) betonu, ale k jejich betonáži a odbednění dochází v různých časech a dochází tedy k různému přetváření jednotlivých konstrukčních prvků. V důsledku výše uvedeného dochází ke zvyšování požadavků na podrobnost nejen lineární, ale především nelineární a časově závislé analýzy konstrukcí.

To přímo navazuje na druhou oblast, kterou se tato práce zabývá, a to na reologické změny vlastností betonu. S rostoucími požadavky na přesnost a podrobnost výpočtů vzniká požadavek na přesnější predikci přetvoření betonu – jeho smršťování, lineární přetvoření a dotvarování. Tyto vlastnosti lze predikovat pomocí reologických modelů, kterých existuje celá řada, a to s různou mírou jejich komplexnosti, přesnosti a výpočetní náročnosti. Obecně můžeme o reologických modelech říct, že jsou většinou odvozovány z měření na laboratorních vzorcích za kontrolovatelných nebo měřitelných podmínek okolního prostředí. Také je u vzorků přesně známá receptura betonu, jejich stáří při vnesení zatížení, velikost zatížení a doba a způsob jejich ošetřování. Většina těchto parametrů není v projekční přípravě a mnohdy ani během samotné realizace stavby známá. Protože se reálné konstrukce jak rozměrově, tak i podmínkami okolního prostředí, významně liší od laboratorních vzorků, je nezbytné ověřovat reologické modely i na reálných konstrukcích. Taková měření jsou poměrně náročná, a to jak z hlediska ekonomického, tak z hlediska časového. Proto se tato měření provádějí jen zřídka.

Tato práce je rozdělena celkem do čtyřech částí. První tři části jsou experimentální a zabývají se vyhodnocením zkoušek a měření provedených v rámci výzkumné činnosti autora práce. Poslední část je teoretická a zabývá se vlivem modulu pružnosti na průhyb železobetonových konstrukcí.

## 2 Cíle práce

Mezi hlavní cíle této disertační práce patří:

- Vyhodnocení experimentálního programu z let 2013 až 2015, při němž byl zatěžován panel s předepnutou částí průřezu
- Sestavení výpočetního modelu panelu a zhodnocení přínosu tohoto typu panelů
- Ověření vybraných reologických modelů na tlačných prvcích reálné železobetonové konstrukce budovy – vyhodnocení experimentálního programu z let 2017 až 2020
- Vyhodnocení vlivu smršťovacích pruhů na napjatost stropní desky reálné železobetonové konstrukce budovy – vyhodnocení experimentálního programu z let 2017 až 2020
- Zhodnocení efektivity provádění smršťovacích pruhů
- Zhodnocení vlivu modulu pružnosti na deformace (průhyby) železobetonových konstrukcí

### **3 Nelineární analýza dlouhodobého a krátkodobého chování panelu s předepnutou částí průřezu**

O prefa-monolitické konstrukce budov je v současnosti z mnoha důvodů velký zájem. Umožňují především rychlejší výstavbu a snadnější kontrolu kvality než monolitické konstrukce. To vede k vývoji nových systémů prefabrikovaných konstrukcí, které se snaží eliminovat jejich hlavní nevýhody.

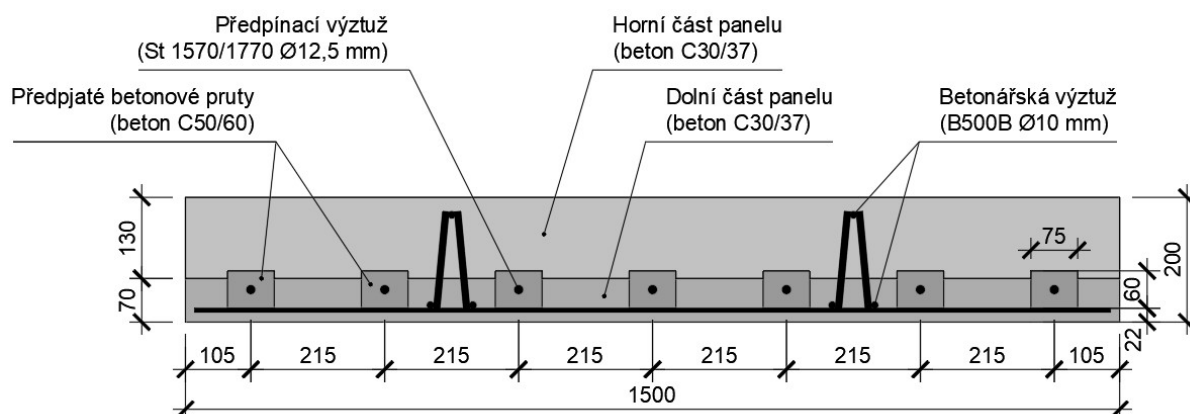
Cílem této části práce je vyhodnocení krátkodobé a dlouhodobé ohybové zkoušky panelu s předepnutou částí průřezu. Tento způsob předpínání panelů je založený na předpínání betonových prutů s malou průřezovou plochou. Napětí v těchto prutech se po krátkodobých ztrátách předpětí pohybuje mezi - 15 MPa až - 20 MPa. V další fázi jsou pruty spojeny tenkou betonovou deskou, čímž vytvoří dolní část panelu. Kromě předepnutých prutů je do této desky vložena betonářská výztuž podobná filigránům, která slouží ke spřažení s horní vrstvou panelu. Tyto fáze probíhají předem ve výrobně prefabrikovaných konstrukcí. Poslední fází je zmonolitnění panelu přímo na stavbě. Prefabrikované části tvoří část finálního průřezu a zároveň slouží jako ztracené bednění. Tento systém předpínání byl navržený proto, že předpínání není v mnoha výrobnách prefabrikovaných konstrukcí standardně zavedenou technologií. Tyto výrobny mohou nakupovat výše zmíněné předepnuté betonové pruty a díky nim vyrábět panely s předepnutou částí průřezu.

Autor této práce není autorem návrhu panelu vyrobeného výše popsaným způsobem, ale pouze analyzuje jeho krátkodobé a dlouhodobé chování.

#### **3.1 Tvar panelu**

V panelu, který byl pro obě zkoušky použitý, jsou zabetonované pruty (celkem 7 ks) s obdélníkovým průřezem o rozměrech 60 mm x 75 mm. Tyto pruty jsou tvořeny betonem pevnostní třídy C50/60 a v každém z nich se nachází jedno předepnuté lano s průměrem 12,5 mm. Předepnuté pruty byly nejprve spojeny betonovou deskou o tloušťce 70 mm a šířce 1500 mm z betonu pevnostní třídy C30/37. Následně byla ze stejného betonu provedena horní část panelu tak, aby byla jeho výsledná tloušťka 200 mm. Dolní a horní část průřezu jsou spojeny pomocí betonářské výztuže. Délka panelu je 6,0 m.

Příčný řez panelem můžeme vidět na Obr. 3.1.



Obr. 3.1 Příčný řez panelem

### 3.2 Krátkodobá ohybová zkouška

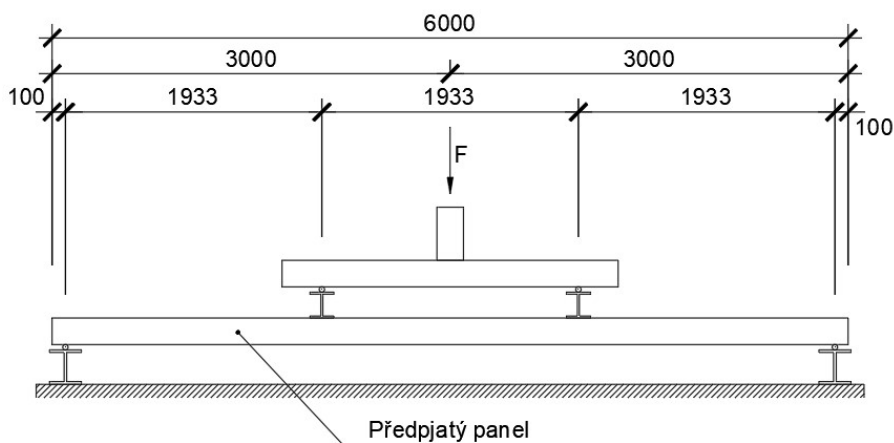
Cílem této kapitoly je vyhodnocení krátkodobé ohybové zkoušky panelu.

#### 3.2.1 Uspořádání a průběh ohybové zkoušky

Uspořádání zkoušky je znázorněné na Obr. 3.2 a Obr. 3.3. Panel délky 6,0 m byl na rozpětí 5,80 m uložen na příčné posuvné podpory. Na horní povrch byly do třetin rozpětí umístěny dva příčné ocelové profily HEB 140, na které byl podélně umístěn ocelový nosník ve tvaru I o výšce 300 mm a o délce 2,75 m. Na tyto nosníky bylo aplikováno statické zatížení, které bylo vyvoláno pomocí hydraulických lisů. Čtyřbodová ohybová zkouška byla zvolena vzhledem ke svým výhodám:

- Eliminace vlivu posouvající síly ve střední části panelu
- Velká oblast namáhaná konstantním maximálním ohybovým momentem

Zkouška proběhla dne 25.2.2015 v Kloknerově ústavu ČVÚT. Měřenými veličinami byl průhyb panelu uprostřed a ve třetinách rozpětí a velikost síly v lisu.



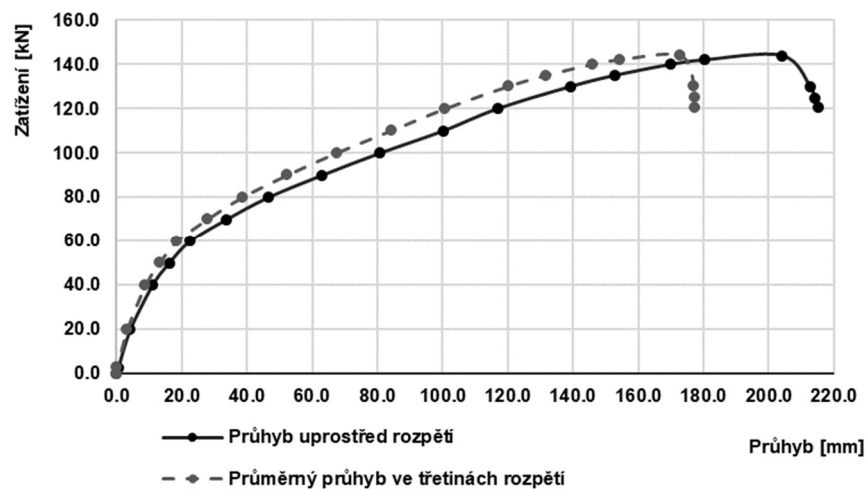
Obr. 3.2 Uspořádání krátkodobé ohybové zkoušky



Obr. 3.3 Fotografie před zahájením ohybové zkoušky (25.2.2015, Kloknerův ústav ČVUT), převzato z [1]

### 3.2.2 Naměřené hodnoty

Naměřené hodnoty [1] průhybu panelu uprostřed a ve třetinách rozpětí můžeme vidět na následujícím obrázku.



Obr. 3.4 Časový vývoj průhybu a zatížení během krátkodobé ohybové zkoušky

Zatěžovací křivku můžeme rozdělit do tří základních úseků. Jak bude uvedeno dále, ke vzniku trhlin na dolním povrchu dochází již po zatížení panelu jeho vlastní tíhou. Na začátku ohybové zkoušky se tedy na tuhosti podílí beton u horního povrchu, předpjaté betonové pruty a předpínací a betonářská výztuž. Zároveň dochází k dalšímu rozvoji trhlin na dolním povrchu panelu. Od hodnoty zatížení okolo 60.0 kN dochází

k výraznému snížení tuhosti – to je způsobeno vyčerpáním tlakové rezervy a tahové pevnosti na dolních vláknech předpjatých betonových prutů. Ohybová tuhost je tvořena už jen tlačným betonem a předpínací a betonářskou výztuží. Třetí a nejkratší část křivky můžeme charakterizovat překročením meze kluzu předpínací výztuže. To vede k dalšímu poklesu ohybové tuhosti panelu. Únosnost panelu je dosažena při hodnotě zatížení 144.0 kN a při průhybu uprostřed rozpětí 172.0 mm.

### 3.2.3 Popis výpočetního modelu

Výpočetní model pro krátkodobou ohybovou zkoušku vychází z níže popsaného modelu pro dlouhodobou ohybovou zkoušku. Z něj bylo převzato počáteční napětí v jednotlivých částech průřezu v čase krátkodobé ohybové zkoušky. Na panel bylo aplikováno zatížení s přírůstkem vždy o velikosti 0.5 kN až do dosažení jeho únosnosti. Vznik a rozvoj trhlin byl do výpočtu průhybu zahrnutý pomocí charakteristik různě porušených průřezů:

- 1) zcela neporušený průřez
- 2) průřez s trhlinou v dolní části průřezu – tento průřez vzniká po vyčerpání tlakové rezervy a tahové pevnosti v dolních vláknech; na tuhosti průřezu se pak podílí tlačný beton v horní části panelu, předepnutý betonový prut a předpínací a betonářská výztuž
- 3) průřez v trhlinou v předepnutém prutu – působí jen tlačný beton v horní části panelu a předpínací a betonářská výztuž
- 4) průřez po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži – opět působí jen tlačný beton v horní části panelu a předpínací a betonářská výztuž

Pro výpočet průhybů byl nosník podélně rozdělen na 24 prvků (délka prvku přibližně 0,24 m). Na každém prvku bylo pro každý typ průřezu určeno přetvoření na horním a dolním povrchu. Dále bylo použitím a rozvinutím rovnic 7.18 a 7.19 podle [2] určeno výsledné přetvoření (3.1). Z rozdílu výsledného přetvoření na horním a dolním povrchu byla vypočtena změna natočení průřezu. Poté byl pomocí geometrických rovnic (nulové natočení průřezu uprostřed rozpětí a nulový svislý posun v podporách) určen průhyb panelu uprostřed a ve třetinách rozpětí.

$$\varepsilon = (1 - \zeta_3)\{(1 - \zeta_2)[(1 - \zeta_1)\varepsilon_1 + \zeta_1\varepsilon_2] + \zeta_2\varepsilon_3\} + \zeta_3\varepsilon_4 \quad (3.1)$$



kde	$\varepsilon$	je výsledné přetvoření na horním, resp. dolním povrchu
	$\varepsilon_1$	je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu neporušeného průřezu
	$\varepsilon_2$	je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu průřezu s trhlinou na spodním povrchu
	$\varepsilon_3$	je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu průřezu s trhlinou v předepnuté části průřezu
	$\varepsilon_4$	je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu průřezu po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži
	$\zeta_1$	je rozdělovací součinitel mezi neporušeným průřezem a průřezem s trhlinou na spodním povrchu
	$\zeta_2$	je rozdělovací součinitel mezi průřezem s trhlinou na spodním povrchu a průřezem s trhlinou v předepnuté části průřezu
	$\zeta_3$	je rozdělovací součinitel mezi průřezem s trhlinou v předepnuté části průřezu a průřezem po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži

### 3.2.4 Vstupy do výpočetního modelu

Všechny výpočty byly provedeny v programu Wolfram Mathematica 8. Pro výpočet byla použita geometrie a parametry uvedené v předchozích kapitolách. Předpokládá se, že ohybová zkouška proběhla v čase 75 dní od betonáže předepnutého betonového prutu.

#### 3.2.4.1 Neporušený průřez

V neporušeném průřezu se ve výpočtu předpokládá lineární rozdělení přetvoření a napětí. Přetvoření je určeno z ohybového momentu, momentu setrvačnosti průřezu a modulu pružnosti.

#### 3.2.4.2 Průřez s trhlinou v dolní části průřezu

Trhlina v dolní části průřezu vzniká při ohybovém momentu o velikosti přibližně 29.4 kNm. V tomto typu průřezu se také uvažuje s lineárním rozložením přetvoření a napětí. Na tuhosti se ale podílí už jen tlačný beton u horního povrchu, předpjatý betonový prut a předpínací a betonářská výztuž.

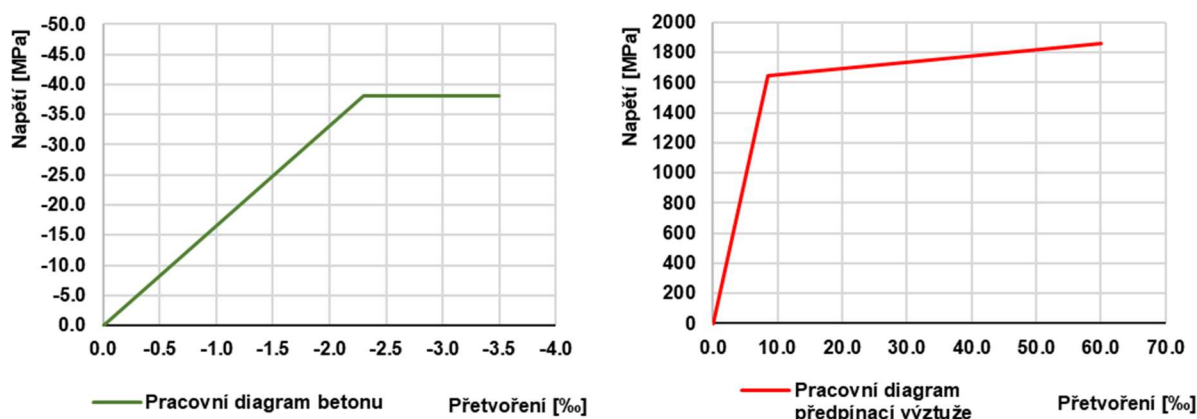
#### 3.2.4.3 Průřez v trhlinou v předepnutém prutu

Trhlina v předepnuté části průřezu vzniká při ohybovém momentu o velikosti přibližně 72.1 kNm. V tomto typu průřezu se až do dosažení meze kluzu v předpínací výztuži ve

výpočtu uvažují pracovní diagramy tlačného betonu a předpínací výztuže podle Obr. 3.5.

Pracovní diagram betonu byl odvozen z Model Code 2010 [3] a ČSN EN 1992-1-1 [4]. Do hodnoty přetvoření  $-2.30 ‰$  je uvažován lineární nárůst napětí, a to až do střední hodnoty pevnosti betonu v tlaku. Od tohoto bodu dochází už jen k nárůstu přetvoření (nikoliv k nárůstu napětí) až do jeho limitní hodnoty  $-3.5 ‰$ , při které dochází k porušení tlačného betonu.

Pracovní diagram předpínací výztuže byl odvozen z totožných norem. V panelu byla použita předpínací výztuž Y1770 s charakteristickou pevností 1770 MPa a charakteristickou mezí kluzu ( $f_{p0.1k}$ ) 1570 MPa. Bylo uvažováno, že skutečné hodnoty jsou o 5 % vyšší. Napětí roste až do dosažení meze kluzu lineárně v závislosti na přetvoření a modulu pružnosti předpínací výztuže. Po dosažení meze kluzu dochází ke zpevnění, limitním bodem je dosažení meze pevnosti při přetvoření 60 ‰.



Obr. 3.5 Pracovní diagramy tlačného betonu a předpínací výztuže

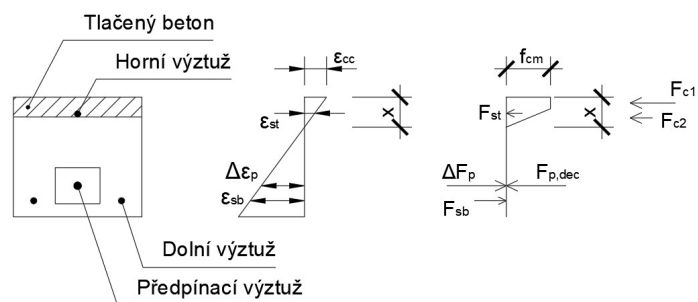
### 3.2.4.4 Průřez po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži

Mez kluzu v předpínací výztuži je dosažena při ohybovém momentu 169.4 kNm. V tomto typu průřezu se uvažují stejné pracovní diagramy betonu a předpínací výztuže jako v předchozí kapitole. V každém kroku je řešena rovnováha sil v průřezu podle Obr. 3.6, ve kterém:

- x je poloha neutrální osy
- $\epsilon_{cc}$  je přetvoření horního povrchu průřezu
- $\epsilon_{st}$  je přetvoření horní výztuže
- $\epsilon_{sb}$  je přetvoření dolní výztuže
- $\Delta\epsilon_p$  je změna přetvoření předpínací výztuže od okamžiku dekomprese

$F_{c1}, F_{c2}$	síla v tlačeném betonu
$F_{st}$	síla v horní výztuži
$F_{sb}$	síla v dolní výztuži
$\Delta F_p$	změna síly v předpínací výztuži od okamžiku dekomprese
$F_{p,dec}$	síla v předpínací výztuži v okamžiku dekomprese

Neznámé soustavy rovnic jsou poloha neutrální osy a přetvoření horního povrchu průřezu.



Obr. 3.6 Síly působící v průřezu

$$F_{c1} + F_{c2} + F_{st} + F_{sb} + \Delta F_p = F_{p,dec} \quad (3.2)$$

$$F_{c1}r_{c1} + F_{c2}r_{c2} + F_{st}r_{st} + F_{sb}r_{sb} + \Delta F_p r_p = F_{p,dec} r_p + M_E \quad (3.3)$$

### 3.2.4.5 Únosnost průřezu



Obr. 3.7 Drcení betonu u horního povrchu panelu při dosažení únosnosti, převzato z [1]

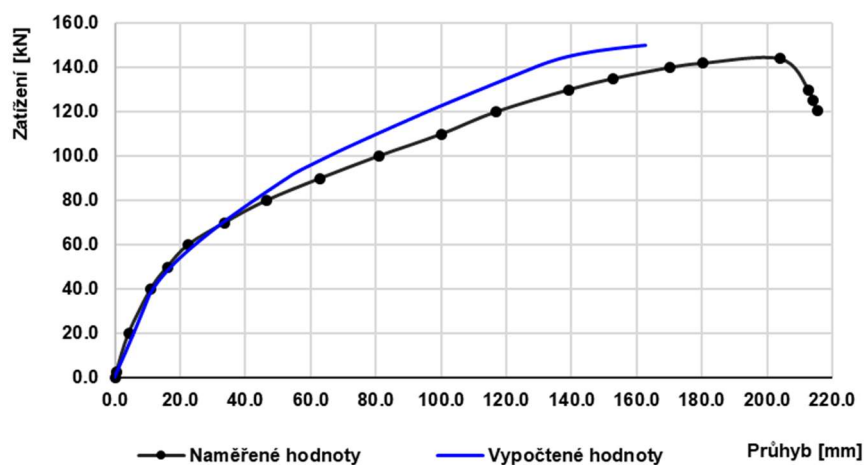
Únosnost průřezu je určena metodou mezních přetvoření. Podle výpočetního modelu dochází při mezi únosnosti k drčení betonu u horního povrchu (přetvoření dosahuje hodnoty  $-3.5\text{ ‰}$ ), zatímco únosnost předpínací výztuže není vyčerpána. To odpovídá i průběhu ohybové zkoušky panelu – na Obr. 3.7 můžeme vidět panel s vydrčeným horním povrchem při dosažení únosnosti.

### 3.2.5 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu

Na Obr. 3.8 je zobrazeno porovnání průhybu naměřeného během ohybové zkoušky s hodnotami z výpočetního modelu.

V první části grafu, kdy ještě nejsou trhliny v předepnutém betonovém prutu, si obě křivky odpovídají. Po vzniku trhlin v předepnutém prutu se začínají křivky rozcházet. Naměřené hodnoty průhybu jsou větší než vypočtené hodnoty, a to až o desítky procent. Největší rozdíl mezi křivkami je přibližně v okamžiku, kdy napětí v předpínací výztuži dosahuje meze kluzu. Vypočtená hodnota zatížení v ten okamžik je 142 kN, a té odpovídá průhyb o velikosti 132 mm. Naměřená hodnota průhybu při tomto zatížení je 180 mm. Naměřený průhyb je tedy o téměř 40 % větší než vypočtený průhyb.

Rozdíl mezi křivkami se poté směrem k mezi únosnosti snižuje. Výpočetní model dosahuje únosnosti při velikosti zatížení 150.0 kN při průhybu 162.8 mm. Hodnoty naměřené při ohybové zkoušce jsou 144.0 kN a 204.0 mm. Skutečná únosnost je o 4 % nižší než vypočtená hodnota, zatímco skutečný průhyb je o 25 % větší. Výpočetní model je tedy z hlediska únosnosti na nebezpečné straně. Rozdíl je pravděpodobně způsobený rozdílem mezi skutečnými a předpokládanými materiálovými charakteristikami a pracovními diagramy betonu a předpínací výztuže.



Obr. 3.8 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu

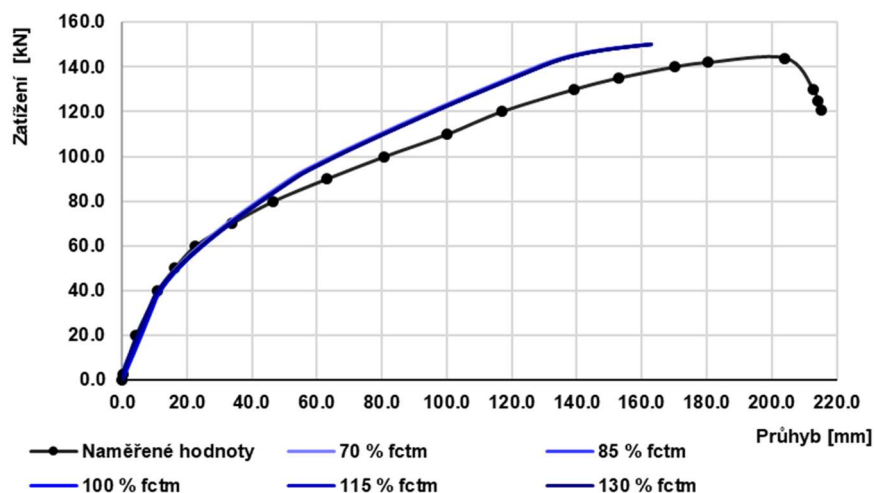
### 3.2.6 Parametrická studie

Následující část práce se zabývá provedenou parametrickou studií, která řeší vliv různých faktorů na vývoj průhybu, resp. na únosnost panelu. Do studie je zahrnutý vliv tahové pevnosti betonu dolní části panelu a předepnutých betonových prutů, velikosti předpínací síly, pevnosti betonu horní části panelu v tlaku a přetvoření předpínací výztuže při porušení. Ostatní parametry jsou shodné s předchozím výpočtem.

#### 3.2.6.1 Tahová pevnost dolní části panelu

Ve výpočtech byl uvažován rozptyl střední tahové pevnosti betonu mezi hodnotami 70 % a 130 %  $f_{ctm}$ . Pevnostní třída betonu, a tedy ani jeho další parametry nebyly měněny. Na Obr. 3.9 můžeme vidět vývoj zatěžovací křivky pro různé hodnoty střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu.

Na první pohled je zřejmé, že vliv tahové pevnosti dolní části panelu je velmi malý. Všechny zatěžovací křivky se v podstatě překrývají. Rozdíl v průhybu na konci ohybové zkoušky je mezi krajními křivkami 1.5 mm. Vliv tahové pevnosti je největší v okamžiku po vzniku trhlin v dolní části panelu. Ty ale vznikají ještě před zahájením ohybové zkoušky od vlastní tíhy panelu a nemají tedy na vývoj během zkoušky zásadní vliv.

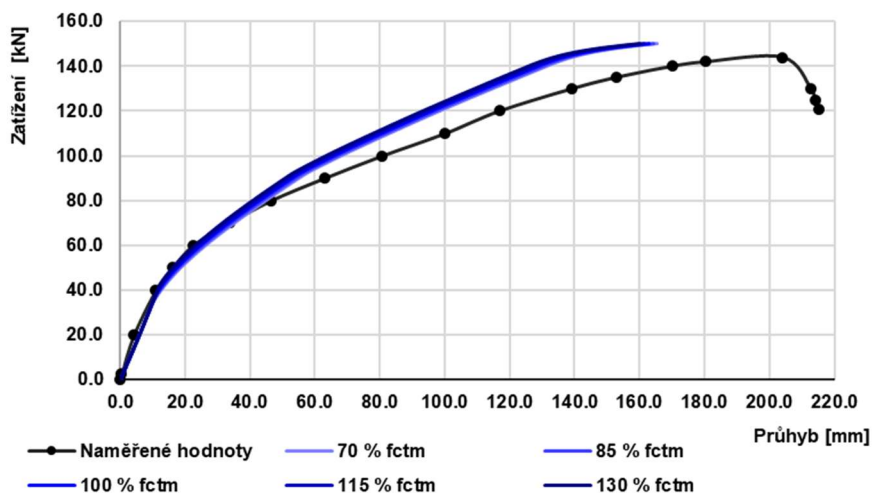


Obr. 3.9 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na vývoj krátkodobého průhybu

#### 3.2.6.2 Tahová pevnost betonu předepnutého betonového prutu

Ve výpočtech byl opět uvažován rozptyl střední tahové pevnosti betonu mezi hodnotami 70 % a 130 %  $f_{ctm}$  (2,85 MPa až 5,30 MPa). Jak můžeme vidět na Obr. 3.10, tahová pevnost předepnutého betonového prutu také nemá významný vliv na tvar zatěžovací křivky. Zároveň je ale vliv větší než v případě proměnné tahové pevnosti betonu dolní části panelu. Rozdíl v průhybu na konci ohybové zkoušky je mezi krajními

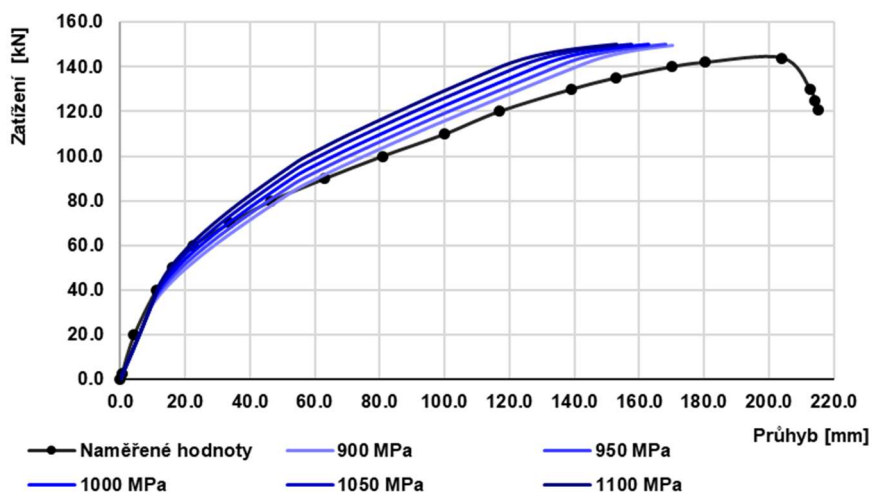
hodnotami pevnosti 5.6 mm. Největší vliv má hodnota tahové pevnosti po vzniku trhlin v betonovém prutu.



Obr. 3.10 Vliv střední tahové pevnosti betonu předepnutého prutu na vývoj krátkodobého průhybu

### 3.2.6.3 Velikost předpínací síly

Ve studii byl uvažován rozptyl napínacího napětí mezi hodnotami 900 MPa a 1100 MPa. Tímto lze částečně také simulovat odchylky ve velikosti ztrát předpětí a v čase provedení zkoušky.



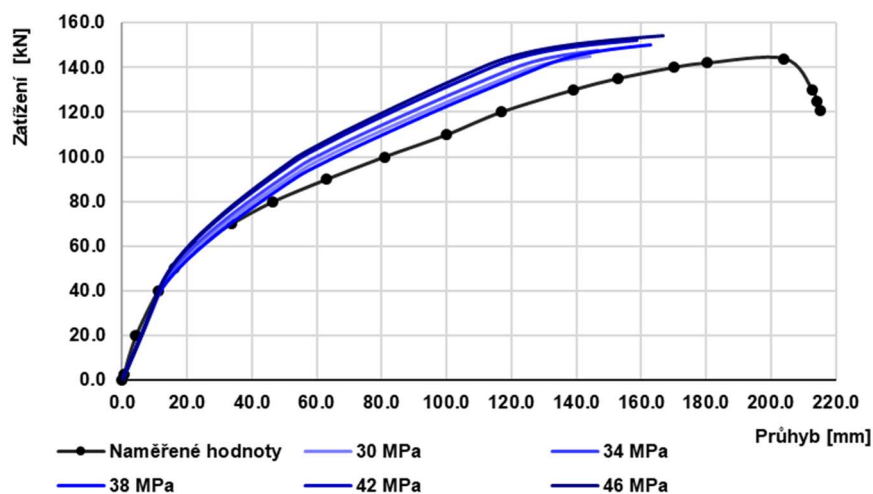
Obr. 3.11 Vliv velikosti napínacího napětí na vývoj krátkodobého průhybu

V porovnání s předchozími parametry je vliv napínacího napětí řádově významnější. Zatímco únosnost panelu je pro uvažovaná napínací napětí srovnatelná, rozdíl v průhybu na konci ohybové zkoušky je mezi krajními křivkami 17.5 mm. Největší rozdíl mezi krajními křivkami je při zatížení 142 kN, kdy dosahuje hodnoty 23.6 mm. Při tomto zatížení dosahuje napětí v předpínací výztuži meze kluzu. Z grafu je patrné, že v případě,

kdy by bylo napínací napětí ještě nižší, než bylo uvažováno, bylo by dosaženo dobré shody mezi naměřenými a vypočtenými hodnotami průhybů.

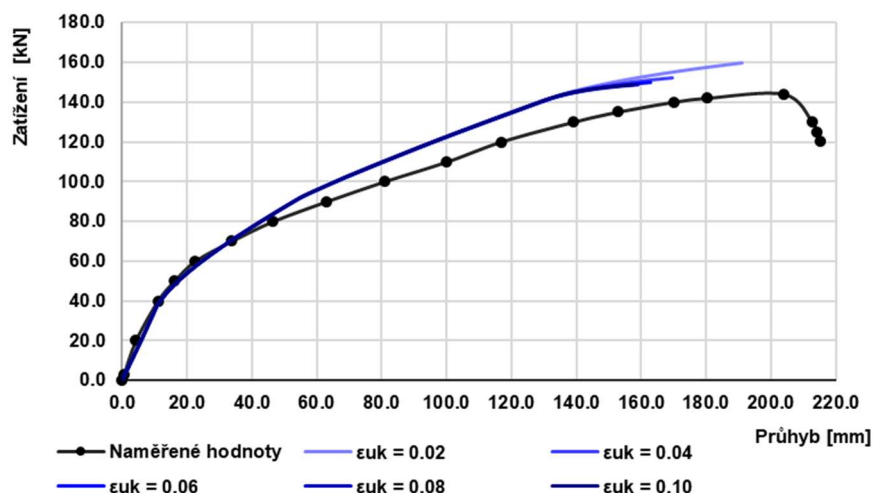
#### 3.2.6.4 Střední pevnost betonu v tlaku

V parametrické studii byly zvolena střední hodnota pevnosti betonu v tlaku mezi hodnotami 30 a 46 MPa (tj.  $\pm 8$  MPa od normové hodnoty). Zatěžovací křivky pro jednotlivé pevnosti můžeme vidět na Obr. 3.12. Pevnost betonu v tlaku má vliv jak na únosnost, tak na průhyb panelu. Při nejnižší zvolené pevnosti je únosnost panelu 145 kN při průhybu 144.2 mm, při nejvyšší zvolené pevnosti je únosnost panelu 154 kN (tj. navýšení o 6.2 %) při průhybu 166.7 mm (navýšení o 15.6 %).



Obr. 3.12 Vliv střední pevnosti betonu v tlaku horní části panelu na vývoj krátkodobého průhybu

#### 3.2.6.5 Přetvoření předpínací výztuže při porušení



Obr. 3.13 Vliv přetvoření předpínací výztuže při porušení na vývoj krátkodobého průhybu



Vliv přetvoření předpínací výztuže při jejím porušení můžeme vidět na Obr. 3.13. Byly uvažovány hodnoty od 2.0 % do 10.0 %. Vliv limitního přetvoření je patrný až po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži. Při nejnižší zvolené hodnotě je tuhost panelu nevyšší, naopak nejnižší je při nejvyšší zvolené hodnotě limitního přetvoření. S nižší hodnotou limitního přetvoření také roste únosnost panelu – 159.5 kN při nejnižší zvolené hodnotě vs. 148.5 kN při nejvyšší zvolené hodnotě.

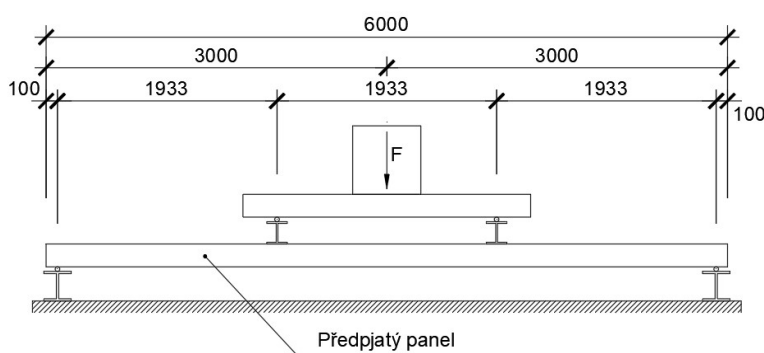
### 3.3 Dlouhodobá ohybová zkouška panelu

Cílem této kapitoly je vyhodnocení dlouhodobé ohybové zkoušky panelu, včetně časového vývoje napětí v jednotlivých částech průřezu.

#### 3.3.1 Uspořádání a průběh ohybové zkoušky

Uspořádání zkoušky je znázorněné na Obr. 3.14 a Obr. 3.15. Panel délky 6,0 m byl na rozpětí 5,80 m uložen na příčné posuvné podpory. Na horní povrch byly do třetin rozpětí umístěny dva příčné ocelové profily HEB 140, na které byly podélně umístěny dva ocelové nosníky I 500 s délkou 2,50 m. Na tyto nosníky bylo aplikováno stálé statické zatížení, které bylo vyvoláno pomocí betonových bloků. Během zkoušky, která trvala přibližně 180 dní (7.10.2013 – 28.3.2014), bylo zatížení postupně zvyšováno z 12.44 kN na 26.55 kN (bez vlastní tíhy panelu) [1].

Měřenými veličinami byl průhyb panelu pod břemeny a uprostřed rozpětí a průměrná teplota horního povrchu panelu.



Obr. 3.14 Uspořádání dlouhodobé ohybové zkoušky

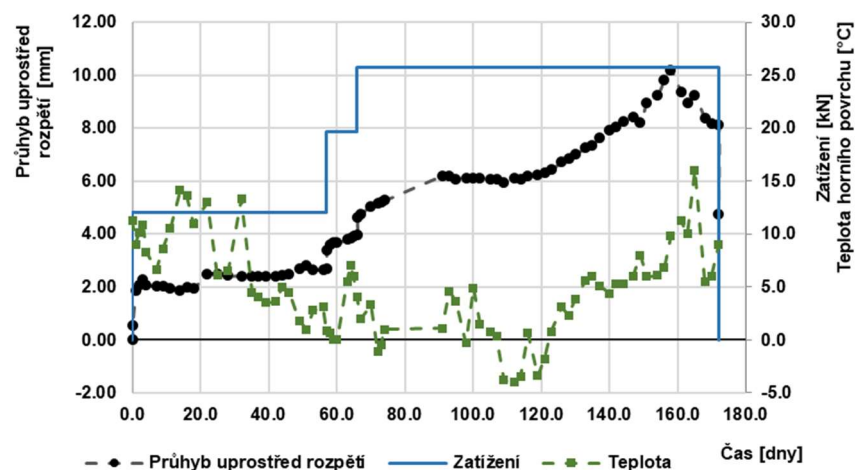




Obr. 3.15 Fotografie z průběhu ohybové zkoušky (12.12.2013, Kloknerův ústav ČVUT), převzato z [1]

### 3.3.2 Naměřené hodnoty

Naměřené hodnoty [1] průhybu panelu uprostřed rozpětí a průměrné teploty horního povrchu panelu můžeme vidět na Obr. 3.16.



Obr. 3.16 Časový vývoj průhybu, teploty a zatížení během dlouhodobé ohybové zkoušky

Můžeme vidět, že po aplikaci první části zatížení nedocházelo v čase k výraznému nárůstu svislých deformací. Proto bylo zatížení po 57 dnech a znovu po 66 dnech od začátku zkoušky navýšeno. Po aplikaci poslední části zatížení můžeme vidět rychlejší nárůst deformací, který se ale v čase cca 90 dní zpomalil. V čase cca 120 dní začal svislý průhyb panelu opět narůstat, což mohlo být způsobeno vyčerpáním tlakové rezervy a

tahové pevnosti betonu předepnutých prutů. Tím mohlo dojít k výraznému snížení ohybové tuhosti panelu a tím pádem k nárůstu deformací. Zároveň si ale můžeme všimnout, že ve stejném období docházelo k nárůstu teploty horního povrchu panelu a že obě křivky mají podobný průběh. Z toho lze usuzovat, že mohlo docházet ke zvyšování teploty okolního prostředí a ke snižování jeho relativní vlhkosti. Taková změna by vedla k většímu dotvarování a smršťování betonu, což by také mělo za následek nárůst průhybů, pravděpodobně ale nikoliv tak velký, jako nárůst od vzniku trhlin.

### 3.3.3 Popis výpočetního modelu

Pro výpočet dlouhodobého průhybu je zcela zásadní určení tlakové rezervy v jednotlivých částech průřezu. Vlivem dotvarování předepnutého betonového prutu dochází v průřezu ke vzniku sekundárních vnitřních sil (tlaková normálová síla a záporný ohybový moment). Díky tomu vzniká tlaková rezerva v dolních vláknech průřezu a malé tahové napětí v horních vláknech. Opačný účinek na průřez má diferenční smršťování jednotlivých částí průřezu, které způsobuje tlakovou normálovou sílu a kladný ohybový moment. Pro určení reologických změn betonu byl uvažován reologický model podle Model Code 2010. Jiné reologické modely nebyly vzhledem neznámému složení použitého betonu uvažovány.

Vlivem přenosu tlakové síly do panelu dochází k odlehčení vloženého předpjatého betonového prutu. Ten se může deformovat jen omezeně, zatímco kdyby byl uložen volně, deformoval by se plně vlivem celé předpínací síly lana, a jeho deformace i napětí by tedy byly větší než v případě, kdy je zabetonovaný do konstrukce panelu. Díky tomu dochází v předepnutém prutu v čase k výrazné ztrátě tlakové rezervy.

Ztráta předpínací síly v předpínacích lanech je naopak při zabetonování prutu menší, než pokud by docházelo k volnému dotvarování prutu. Je to způsobeno tím, že ostatní částí průřezu brání zkrácení předepnutého prutu a tím zmenšují ztrátu síly v lanech.

Časový průběh napětí v jednotlivých částech průřezu (vč. předpínacích lan a betonářské výztuže) od předpětí, reologických změn betonu a předpínací výztuže a zatížení byl určen časovou diskretizací s velikostí kroku 1 den.

Vznik a rozvoj trhlin byl do výpočtu průhybu zahrnutý podobně jako při krátkodobé ohybové zkoušce pomocí charakteristik tří různě porušených průřezů:

- 1) zcela neporušený průřez
- 2) průřez s trhlinou v dolní části průřezu
- 3) průřez s trhlinou v předepnutém prutu

Pro výpočet průhybů byl nosník opět podélně rozdělen na 24 prvků (délka prvku přibližně 0,24 m). Celkové přetvoření na horním a dolním povrchu bylo určeno obdobně jako při krátkodobé zkoušce použitím a rozvinutím rovnic 7.18 a 7.19 podle [2].

$$\varepsilon = (1 - \zeta_2)[(1 - \zeta_1)\varepsilon_1 + \zeta_1\varepsilon_2] + \zeta_2\varepsilon_3 \quad (3.4)$$

- kde  $\varepsilon$  je výsledné přetvoření na horním, resp. dolním povrchu
- $\varepsilon_1$  je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu neporušeného průřezu
- $\varepsilon_2$  je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu průřezu s trhlinou na spodním povrchu
- $\varepsilon_3$  je přetvoření na horním, resp. dolním povrchu průřezu s trhlinou v předepnuté části průřezu
- $\zeta_1$  je rozdělovací součinitel mezi neporušeným průřezem a průřezem s trhlinou na spodním povrchu
- $\zeta_2$  je rozdělovací součinitel mezi průřezem s trhlinou na spodním povrchu a průřezem s trhlinou v předepnuté části průřezu

### 3.3.4 Vstupy do výpočetního modelu

Všechny výpočty byly provedeny k programu Wolfram Mathematica 8. Pro výpočet byly použity kromě geometrie a parametrů uvedených v kapitole 3.1 následující hodnoty (uvedené časy jsou předpokládáné a vztahují se k času betonáže předpjatých betonových prutů):

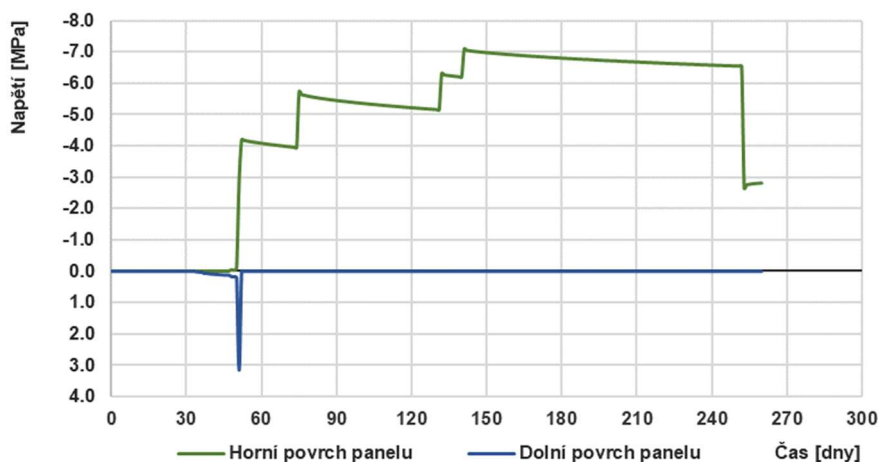
- Relativní vlhkost okolního prostředí (předpoklad)  $RH = 80 \%$
- Typ cementu  $N$  (CEM 42,5 N)
- Předpínací napětí  $\sigma_{p0} = 1000 \text{ MPa}$
- Doba ošetřování betonu  $t_s = 2 \text{ dny}$
- Čas vnesení předpětí  $t_p = 5 \text{ dní}$
- Čas betonáže dolní části průřezu  $t_b = 33 \text{ dní}$
- Čas betonáže horní části průřezu  $t_t = 47 \text{ dní}$
- Zatížení vlastní tíhou  $\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$
- Změna zatížení č. 1 (začátek zkoušky)  $t_{sw} = 51 \text{ dní}$   
 $\Delta F_1 = 12,44 \text{ kN}$   
 $t_{F1} = 75 \text{ dní}$
- Změna zatížení č. 2  $\Delta F_2 = 7,97 \text{ kN}$   
 $t_{F2} = 132 \text{ dní}$

- Změna zatížení č. 3  $\Delta F_3 = 6,14 \text{ kN}$
- Odtížení  $t_{F3} = 141 \text{ dní}$   
 $t_{ul} = 253 \text{ dní}$

### 3.3.5 Časový vývoj napětí v jednotlivých částech průřezu

Na následujících grafech je zobrazený vypočtený časový vývoj napětí v jednotlivých částech průřezu za předpokladu vzniku trhlin. Uvedený čas se vztahuje k napnutí předpínací výztuže.

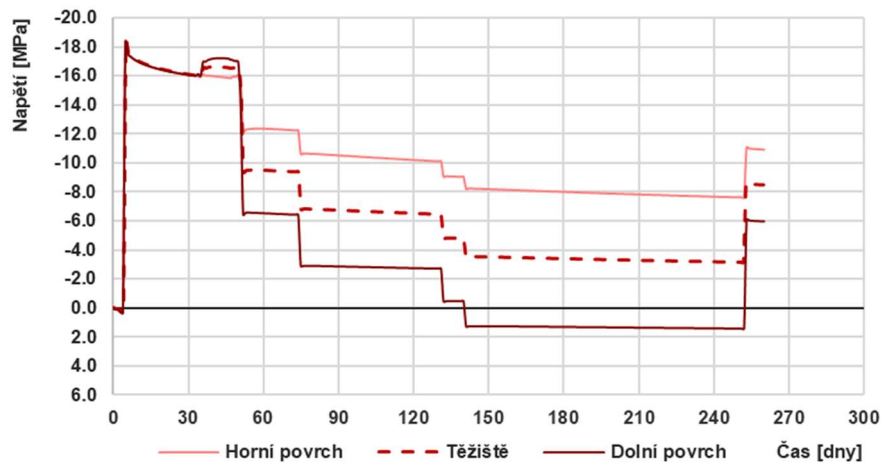
Na Obr. 3.17 můžeme vidět průběh napětí na horním a dolním povrchu panelu. Na dolním povrchu dochází ihned po vnesení vlastní tíhy panelu k překročení střední tahové pevnosti betonu a ke vzniku trhliny. Napětí je proto dále nulové. Na horním povrchu dochází v časech změny zatížení k nárůstu tlakového napětí, které v čase mírně klesá. To je způsobeno vlivem dotvarování betonu a přenášením účinků zatížení do tužších částí průřezu (betonářská a předpínací výztuž, předepnutý betonový prut).



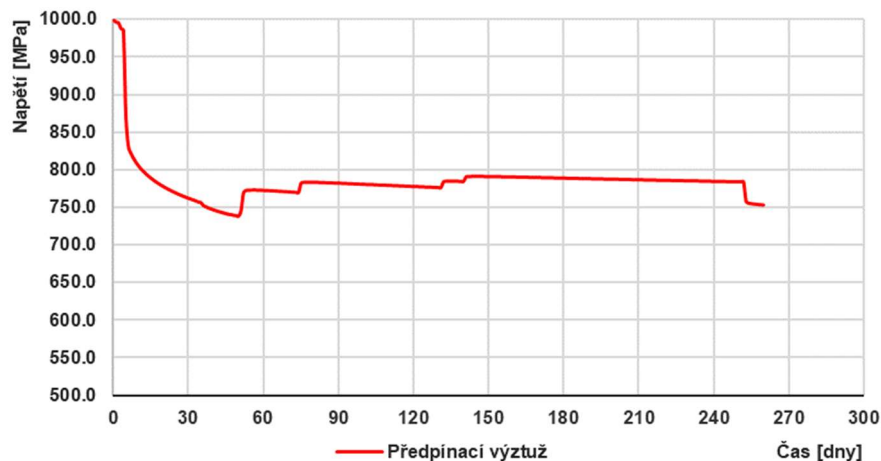
Obr. 3.17 Časový vývoj na horním a dolním povrchu panelu

Na Obr. 3.18 je zobrazen časový průběh napětí v předepnutém betonovém prutu. Po jeho předepnutí dochází v čase 5 až 33 dní ke ztrátám předpětí vlivem dotvarování betonu a relaxace předpínací výztuže. Po zabetonování prutů do dolní části panelu v čase 33 dní dochází vlivem jejího smršťování k rozdílnému vývoji napětí na horním a dolním povrchu prutu – v průřezu vzniká záporný ohybový moment. Naopak po betonáži horní části panelu v čase 47 dní vzniká v průřezu v důsledku smršťování kladný ohybový moment. Dále můžeme vidět pokles tlakové rezervy v prutu při aplikaci zatížení v čase 51 dní a také její mírný pokles v čase v důsledku dotvarování betonu v horní části panelu – předepnutý prut má větší tuhost (větší modul pružnosti a menší součinitel dotvarování). Maximální tahové napětí ve spodních vláknech prutu na konci

ohybové zkoušky dosahuje hodnoty přibližně 1,4 MPa, v prutu tedy nedochází k překročení tahové pevnosti betonu a ke vzniku a rozvoji trhlin.



Obr. 3.18 Časový vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu

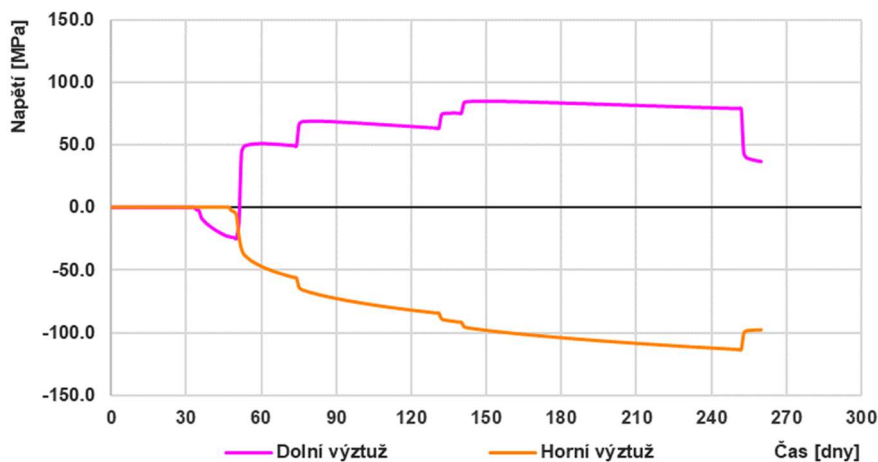


Obr. 3.19 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži

Na Obr. 3.19 je zobrazen časový průběh napětí v předpínací výztuži. Po jejím napnutí dochází k poklesu napětí vlivem relaxace. K významnému poklesu napětí dochází po předepnutí betonového prutu, a to vlivem elastického přetvoření prutu a dále jeho dotvarováním a smršťováním. K drobným změnám napětí dochází také po zhotovení dolní a horní části finálního panelu. Ztráty předpětí před vnesením vlastní tíhy panelu (v čase 51 dní) jsou přibližně 26 %. Vlivem zatížení dochází k mírnému nárůstu napětí v lanech.

Graf na Obr. 3.20 ukazuje vývoj napětí v betonářské výztuži při horním a dolním povrchu. V dolní výztuži dochází po zhotovení dolní části panelu ke vzniku záporného napětí

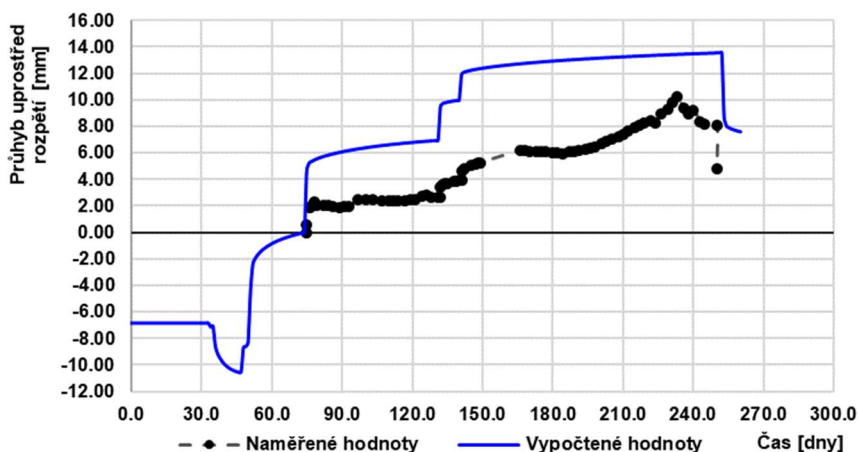
vlivem smršťování betonu. Podobný efekt můžeme pozorovat v horní výztuži po zhotovení horní části panelu. Dále dochází ke změnám napětí v betonářské výztuži vlivem působícího zatížení. U horního povrchu se zvětšuje tlakové napětí ve výztuži, u dolního povrchu přechází tlakové napětí ve výztuži v tahové napětí. Po odlehčení panelu dochází ke snížení napětí ve výztuži u obou povrchů.



Obr. 3.20 Časový vývoj napětí v betonářské výztuži

### 3.3.6 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu

Na Obr. 3.21 je zobrazeno porovnání naměřeného průhybu během ohybové zkoušky s hodnotami z výpočetního modelu (hodnoty z výpočetního modelu jsou svisle posunuty tak, aby na začátku zkoušky byl nulový průhyb).



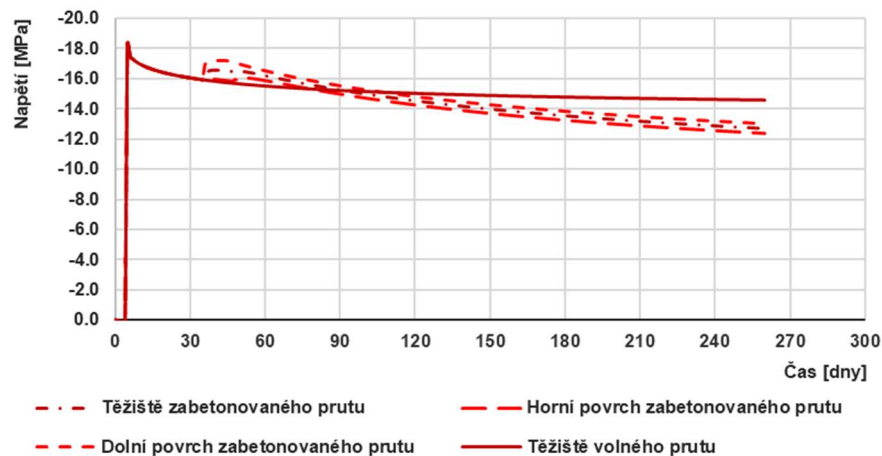
Obr. 3.21 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu

Od začátku ohybové zkoušky jsou vypočtené hodnoty průhybu více než dvojnásobné v porovnání s naměřenými hodnotami, a to jak z hlediska okamžité deformace, tak z hlediska dotvarování panelu. Tento rozdíl se mírně snižuje ke konci ohybové zkoušky, kde jsou predikované hodnoty větší přibližně o 70 %. Rozdíl mezi těmito křivkami je

pravděpodobně způsoben rozdílem ve vzniku a rozvoji trhlin v dolní části panelu. Skutečná tahová pevnost betonu byla pravděpodobně vyšší než hodnota stanovená normou. Svou roli také mohla sehrát jiná relativní vlhkost okolního prostředí, než jaká byla uvažována, a která má zásadní vliv na reologické změny betonu. Podrobněji bude vliv jednotlivých parametrů zkoumán v navazující parametrické studii.

### 3.3.7 Vývoj napětí v nezatíženém panelu a ve volně položeném prutu

Tato kapitola se věnuje časovému vývoji napětí v nezatíženém panelu (celoplošně podepřeném) a ve volně položeném předepnutém prutu (na prutu, který nebyl zabetonovaný do panelu), a jejich porovnání. Výpočet je proveden pro čas, po který trvala dlouhodobá ohybová zkouška.



Obr. 3.22 Časový vývoj napětí v těžišti předpjatého prutu

U volně položeného prutu můžeme vidět exponenciální pokles tlakového napětí (napětí je po celém průřezu konstantní). Změna je z větší části způsobena smršťováním a dotvarováním betonu, menší část je způsobena relaxací předpínací výztuže.

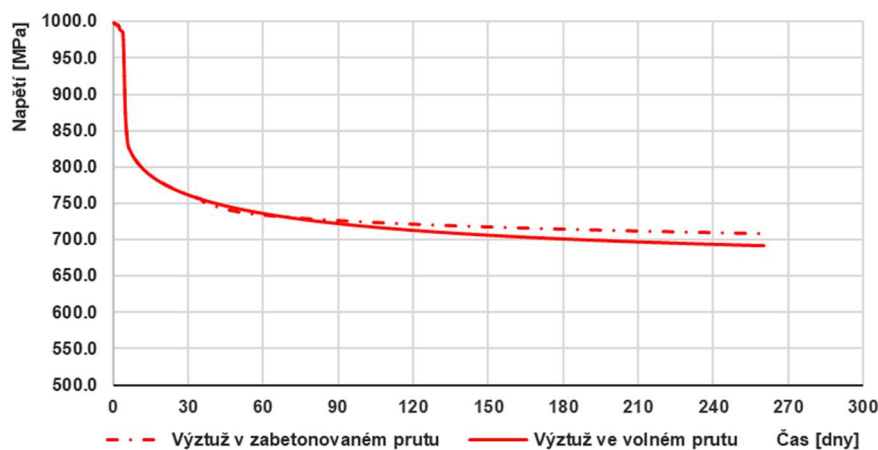
V okamžiku, kdy dojde k zabetonování prutu do dolní části panelu, si můžeme všimnout nárůstu tlakového napětí v prutu, který je způsobený smršťováním nového betonu. K většímu nárůstu dochází v dolních vláknech prutu, k menšímu v horních vláknech. Po provedení horní části panelu se trend obrací a dochází k poklesu tlakového napětí. Ten je způsobený těmito třemi základními vlivy:

- 1) smršťováním horní části panelu, které způsobuje v průřezu tlakovou sílu a kladný ohybový moment, které v součtu vytváří v předepnutém prutu tahové napětí
- 2) je zabráněno volnému dotvarování předepnutého prutu, část tlakového napětí (předpětí) se tedy přenáší do ostatních částí průřezu
- 3) relaxací předpínací výztuže



Z dlouhodobého hlediska tedy dochází k větším ztrátám tlakového napětí v betonovém prutu, pokud je tento prut zabetonovaný do panelu. Po 260 dnech jsou ztráty předpětí v těžišti průřezu přibližně 20 % pro volně položený prut, resp. 31 % pro zabetonovaný prut. S postupem času by tento rozdíl ještě narůstal, jak je vidět z vývoje křivek na Obr. 3.22.

Na Obr. 3.23 můžeme vidět vývoj napětí v předpínací výztuži ve volně položeném a v zabetonovaném prutu. Po napnutí výztuže dochází ke ztrátám napětí vlivem její relaxace. Dále po vnesení předpětí do betonového prutu dochází k významné ztrátě napětí vlivem lineárního přetvoření betonového prutu. Následně mají dominantní vliv reologické změny v betonovém prutu – smršťování a dotvarování betonu.



Obr. 3.23 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži

Po provedení dolní části panelu dochází k nárůstu ztráty napětí ve výztuži – dolní část panelu smršťuje, vnáší do předepnutého prutu tlakové napětí, ten se přetváří a dochází ke ztrátě napětí v předpínací výztuži. Po provedení horní části panelu dochází ke zpomalení poklesu napětí. Na výsledné napětí ve výztuži mají vliv stejné faktory, které mají vliv na napětí v betonovém prutu:

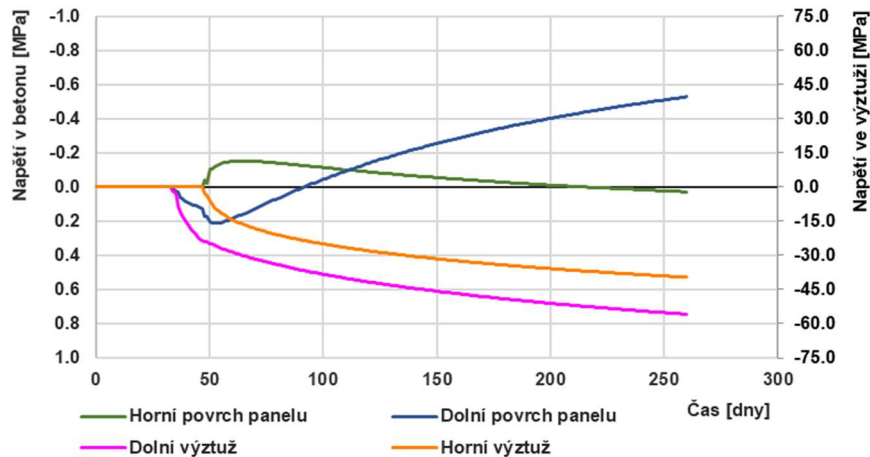
- 1) smršťování horní části panelu, které způsobuje v průřezu tlakovou sílu a kladný ohybový moment, které v součtu vytváří tahové napětí v předpínací výztuži
- 2) je zabráněno volnému dotvarování předepnutého prutu, jeho deformace je tedy menší, stejně jako deformace předpínací výztuže; ztráta napětí ve výztuži je proto menší
- 3) relaxace předpínací výztuže

Ztráta napětí v předpínací výztuži je ve výsledku větší, pokud dojde k zabetonování prutu do panelu. Rozdíl je ale téměř zanedbatelný. Po 260 dnech je napětí ve výztuži ve



volně položeném prutu na hodnotě přibližně 69,2 % napínacího napětí, v zabetonovaném prutu přibližně 70,8 % napínacího napětí.

Pro úplnost je na Obr. 3.24 zobrazen průběh napětí v ostatních částech nezatíženého panelu.



Obr. 3.24 Časový vývoj napětí v ostatních částech průřezu

Co se týká napětí v betonu, jeho časový vývoj odpovídá trendům popsaným výše. Po provedení dolní části panelu dochází na dolním povrchu ke vzniku malého tahového napětí v betonu. Napětí je vytvářeno kombinací dotvarování předepnutého prutu a smršťování dolní části panelu. Dále pak přítomností betonářské výztuže, která brání volnému přetváření betonu. Naopak ve výztuži při dolním povrchu vzniká v tomto důsledku tlakové napětí, které je poměrně velké.

Po betonáži horní části panelu se k vlivům přidávají také její reologické změny. Při součtu všech změn ve všech částech průřezu začíná ve spodních vláknech vznikat malá tlaková rezerva. U horního povrchu vzniká nejprve malé tlakové napětí, které se ale v čase zmenšuje a přechází do malého tahového napětí. Obecně lze říct, že vzniklá napětí v dolní i horní části panelu jsou zanedbatelná. Naproti tomu napětí v betonářské výztuži dosahuje po 260 dnech hodnot přibližně - 56 MPa u dolního povrchu, resp. - 40 MPa u horního povrchu.

Popsané jevy platí za předpokladu, že v dolní ani horní části betonu nevznikají smršťovací trhliny.

### 3.3.8 Rozvinutí výpočetního modelu na předpokládanou dobu životnosti

Tato kapitola se věnuje vývoji napětí v jednotlivých částech panelu a jeho průhybu za předpokladu, že by byl skutečně použitý v reálné konstrukci. Jsou uvažovány 2 varianty zatížení panelu:

- 1) zatížení shodné s provedenou dlouhodobou zatěžovací zkouškou
- 2) zatížení kvazistálou kombinací zatížení

Ve variantě zatížení 2 byla uvažována kvazistálá kombinace zatížení podle norem ČSN EN 1990 [5] a ČSN EN 1991-1-1 [4]. Na panel bylo ve výpočtu postupně aplikováno následující zatížení:

- Vlastní tíha panelu  $\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$   
 $t_{sw} = 51 \text{ dní}$
- Ostatní stálé zatížení  $\Delta f_1 = 1,5 \text{ kN/m}^2$  (odhad)  
 $t_{f1} = 75 \text{ dní}$
- Kombinační hodnota užitého zatížení  $\Delta f_2 = 30 \% \text{ z } 2,0 \text{ kN/m}^2$   
 $t_{f2} = 135 \text{ dní}$

Dále byl uvažován krátkodobý nárůst užitého zatížení na jeho charakteristickou hodnotu ( $2,0 \text{ kN/m}^2$ ) v čase 25 let a následné odtížení zpět na kvazistálou hodnotu. Díky aplikaci tohoto zatížení dojde k maximálnímu rozvoji trhlin a následně lze určit maximální hodnotu průhybu panelu.

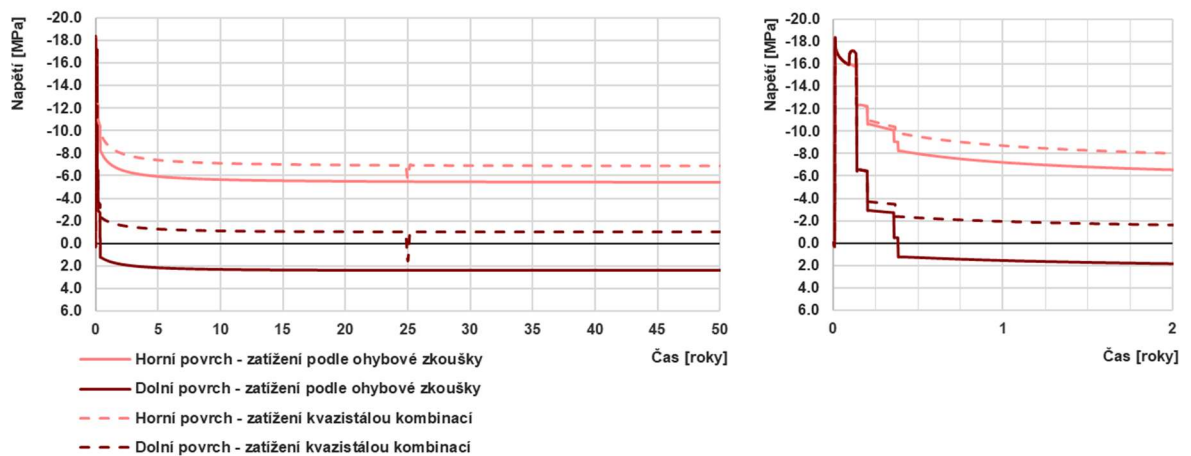
Pro účely této kapitoly byl upraven ve výpočetním modelu krok časové diskretizace, který se v čase mění – od jednoho dne pro první rok až po 60 dní pro stáří panelu větší než 10 let.

#### 3.3.8.1 Časový vývoj napětí

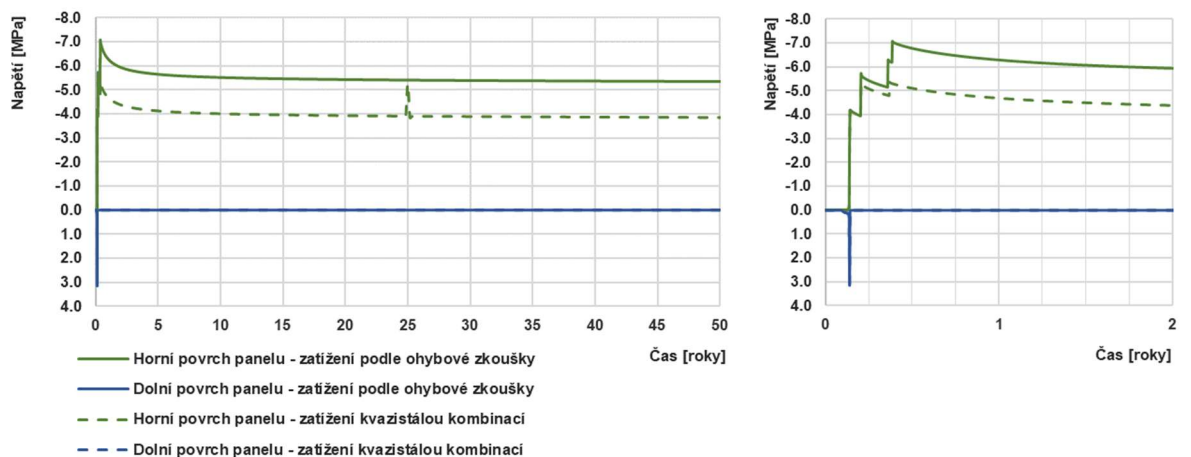
Na Obr. 3.25 až Obr. 3.28 je zobrazen časový vývoj napětí v jednotlivých částech panelu pro dvě dříve uvedené varianty zatížení. Obecně si můžeme všimnout, že účinky zatížení při zatěžovací zkoušce jsou mírně větší než při zatížení kvazistálou kombinací zatížení. Dále můžeme vidět, že k největším změnám v napětí vlivem reologických změn dochází do času přibližně 4-6 let. Poté se hodnoty napětí už téměř nemění.

Na Obr. 3.25 je zobrazen vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu. Při kvazistálé kombinaci zatížení v něm nedochází ke vzniku tahových napětí. Při zatížení charakteristickou kombinací zatížení (v čase 25 let) dochází u dolní povrchu prutu ke vzniku tahového napětí o velikosti přibližně  $2,0 \text{ MPa}$ , nedochází ale k překročení tahové

pevnosti prutu. Předepnutý betonový prut se tedy podílí na tuhosti panelu po celou dobu jeho životnosti.



Obr. 3.25 Časový vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu v období 0-50 let

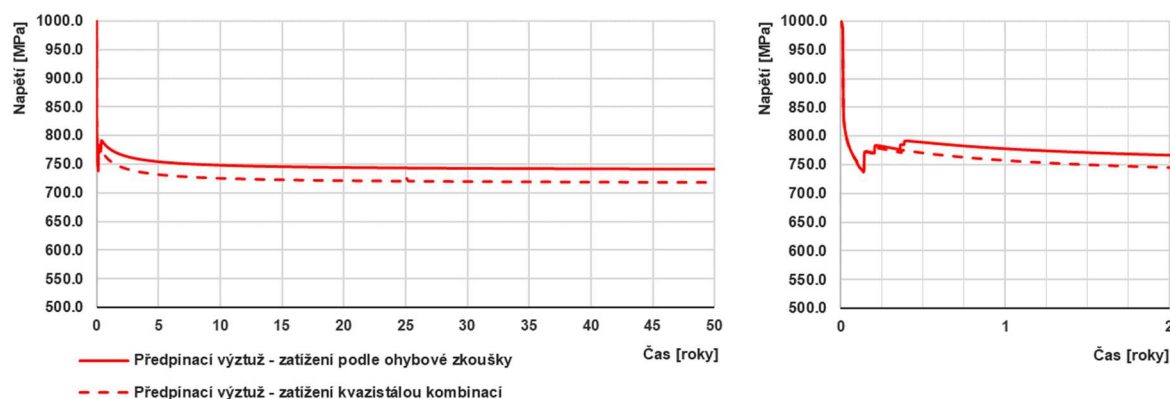


Obr. 3.26 Časový vývoj napětí na horním a dolním povrchu panelu v období 0-50 let

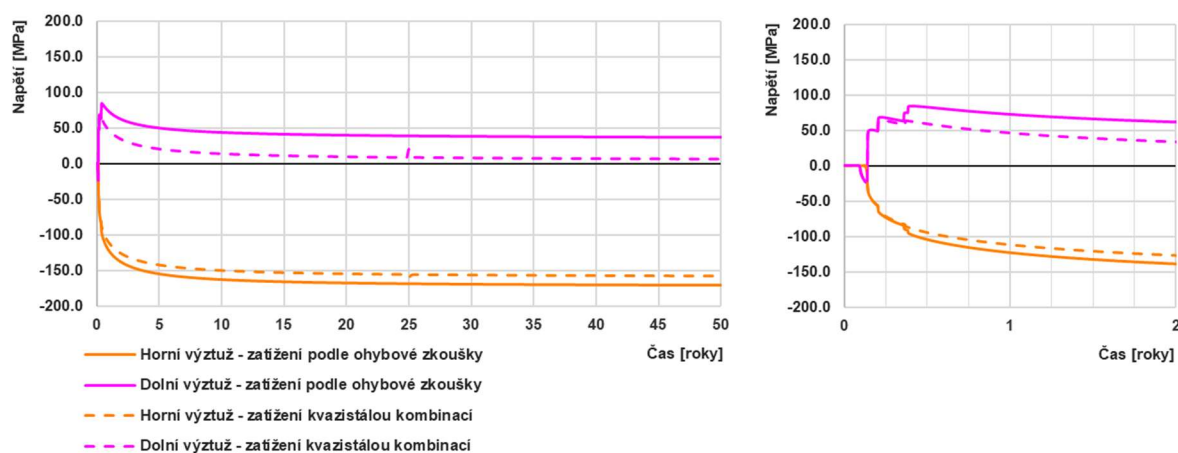
Na Obr. 3.26 můžeme vidět vývoj napětí na horním a dolním povrchu panelu. U dolního povrchu je překročena tahová pevnost betonu ihned po vnesení vlastní tíhy panelu, dochází tedy ke vzniku trhliny a k oslabení průřezu. U horního povrchu vznikají při kvazistálé kombinaci zatížení napětí o velikosti přibližně  $-5,5$  MPa, což je přibližně 20 % jeho charakteristické válcové pevnosti v tlaku. Při zatížení charakteristickou kombinací v čase 25 let dochází k nárůstu tlakového napětí přibližně o 1,2 MPa. Pokud by k tomuto navýšení zatížení došlo na začátku životnosti, bylo by celkové tlakové napětí u horního povrchu panelu přibližně pod hodnotou 7,0 MPa (25 % charakteristické pevnosti betonu). Tyto hodnoty napětí jsou vyhovující a nemají nepříznivý vliv na životnost panelu.

## Nelineární analýza dlouhodobého a krátkodobého chování panelu s předepnutou částí průřezu

Grafy na Obr. 3.27 a Obr. 3.28 zobrazují časový vývoj napětí v předpínací a betonářské výztuži. Dosažená napětí se po celou dobu životnosti pohybují hluboko pod mezí kluzu. Napětí v předpínací výztuži se na konci životnosti při kvazistálé kombinaci ustálilo okolo hodnoty 720 MPa, dochází tedy ke ztrátě přibližně 28 % napínacího napětí. U dolního povrchu dochází vlivem dotvarování předepnutého betonového prutu k poklesu tahového napětí v betonářské výztuži, a to až téměř na nulovou hodnotu.



Obr. 3.27 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži v období 0-50 let



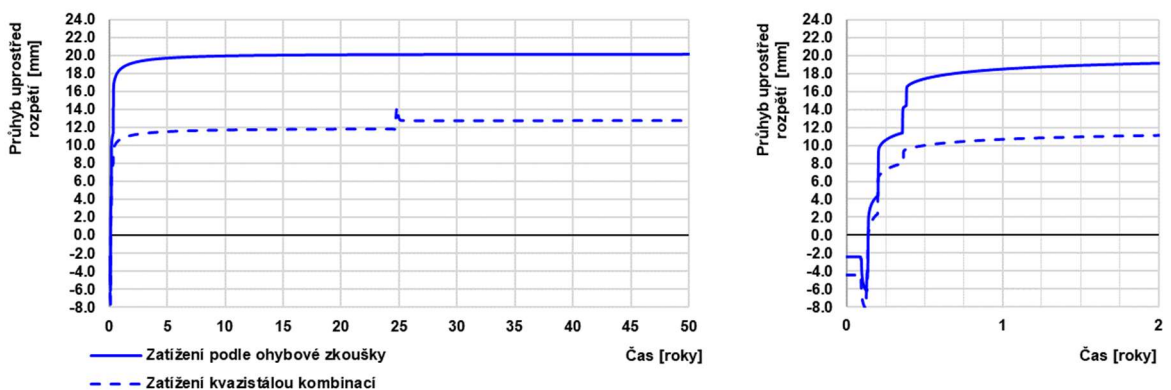
Obr. 3.28 Časový vývoj napětí v betonářské výztuži v období 0-50 let

### 3.3.8.2 Časový vývoj průhybu

Na Obr. 3.29 můžeme vidět časový vývoj průhybu panelu uprostřed rozpětí po celou dobu jeho životnosti. Hodnoty průhybů jsou svisle posunuty tak, aby těsně před vnesením vlastní tíhy byl průhyb nulový.

Můžeme si všimnout, že průhyb při zatížení kvazistálou kombinací dosahuje přibližně 60 % průhybu při zatížení podle zatěžovací zkoušky. Podobně jako u průběhu napětí, k ustálení hodnot průhybu dochází v čase přibližně 4-6 let. V čase 25 let bylo krátkodobě

aplikováno zatížení charakteristickou kombinací. Rozdíl v hodnotě průhybu před a po zatížení charakteristickou kombinací zatížení je přibližně 1,0 mm. Nedošlo však ke vzniku trhlin v předepnutém prutu, ale pouze k rozvoji a vzniku nových trhlin v dolní části panelu. Tím došlo k poklesu celkové tuhosti panelu, a proto se průhyb po odtížení nevrátil na původní hodnotu. Na konci životnosti je průhyb panelu uprostřed rozpětí při zatížení kvazistálou kombinací přibližně 13,0 mm, což odpovídá asi 1/450 rozpětí panelu. Velikost průhybu je vyhovující.



Obr. 3.29 Časový vývoj průhybu v období 0-50 let

### 3.3.9 Parametrická studie

Následující text se zabývá provedenou parametrickou studií, která řeší vliv různých faktorů na časový průběh průhybu a napětí ve vybraných částech panelu. Do studie je zahrnutý vliv pevnostní třídy betonu (resp. tahové pevnosti betonu), relativní vlhkosti okolního prostředí a velikosti předpínací síly. Uvažované zatížení je totožné se zatížením aplikovaným během dlouhodobé ohybové zkoušky. Na obrázcích Obr. 3.30 až Obr. 3.37 můžeme vidět časový vývoj průhybu uprostřed rozpětí a časový vývoj napětí ve vybraných částech průřezu.

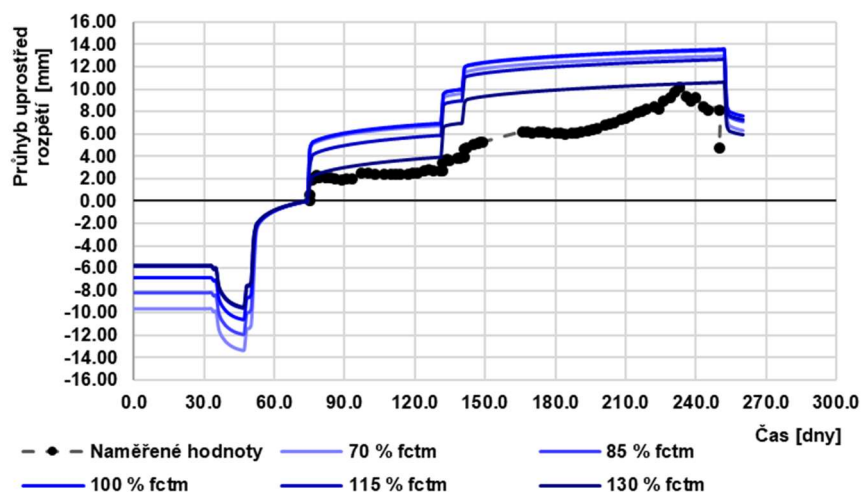
#### 3.3.9.1 Tahová pevnost dolní části panelu

Ve výpočtech byl stejně jako u krátkodobé zkoušky uvažován rozptyl střední tahové pevnosti betonu mezi hodnotami 70 % a 130 %  $f_{ctm}$ . Pevnostní třída betonu, a tedy ani jeho další parametry nebyly měněny.

Na Obr. 3.30 si můžeme všimnout, že průhyb uprostřed rozpětí na konci ohybové zkoušky nabývá pro tahové pevnosti o velikosti 70 % až 115 %  $f_{ctm}$  podobných hodnot. K výraznějšímu poklesu predikovaného průhybu dochází až při tahové pevnosti o velikosti 130 %  $f_{ctm}$ . V takovém případě vypočtené hodnoty na začátku zkoušky přibližně odpovídají naměřeným hodnotám. Postupně ale dochází k nárůstu rozdílu mezi

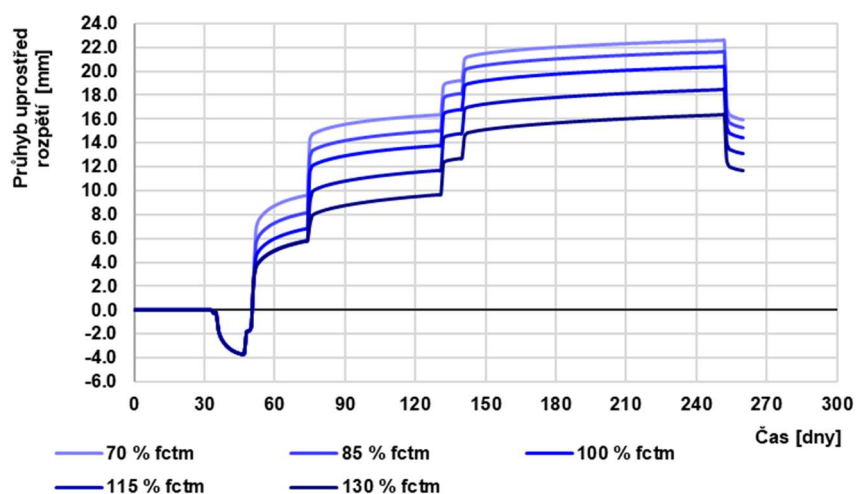
## Nelineární analýza dlouhodobého a krátkodobého chování panelu s předepnutou částí průřezu

křivkami, kdy jsou na konci ohybové zkoušky vypočtené hodnoty asi o 60% větší než naměřené.



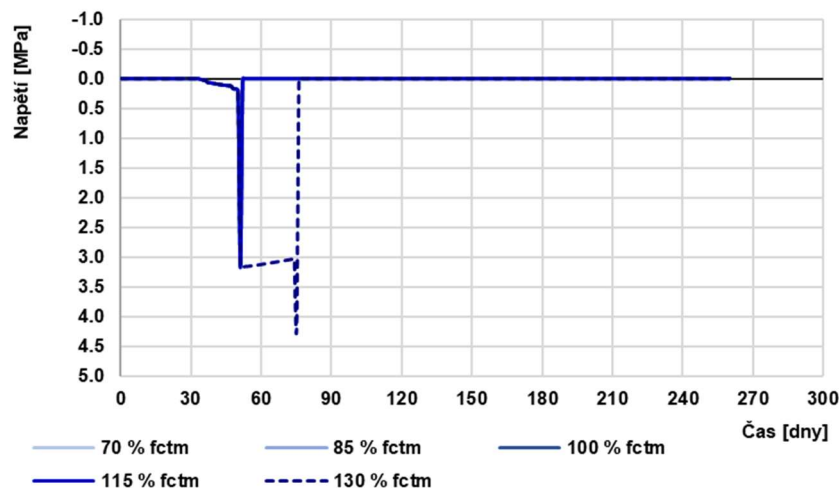
Obr. 3.30 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj průhybu

Z Obr. 3.30 by se mohlo zdát, že tahová pevnost dolní části panelu nemá na průhyb zásadní vliv, pokud významně nepřevyšuje střední hodnotu. Výstižnější je proto Obr. 3.31, na kterém nejsou křivky průhybu posunuté, tj. nulová hodnota průhybu je nastavena pro čas 0 dní (betonáž předepnutého prutu). Z tohoto grafu je vliv tahové pevnosti betonu již zřejmý. Při snížení její hodnoty o 30 % dojde k nárůstu maximálního průhybu o 11 %, naopak při nárůstu její hodnoty o 30 % dojde k poklesu maximálního průhybu o 20 %. Tahová pevnost tedy nemá zásadní vliv pouze na výsledný průhyb dosažený při provedené ohybové zkoušce, na celkový průhyb panelu ale vliv má.



Obr. 3.31 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj průhybu

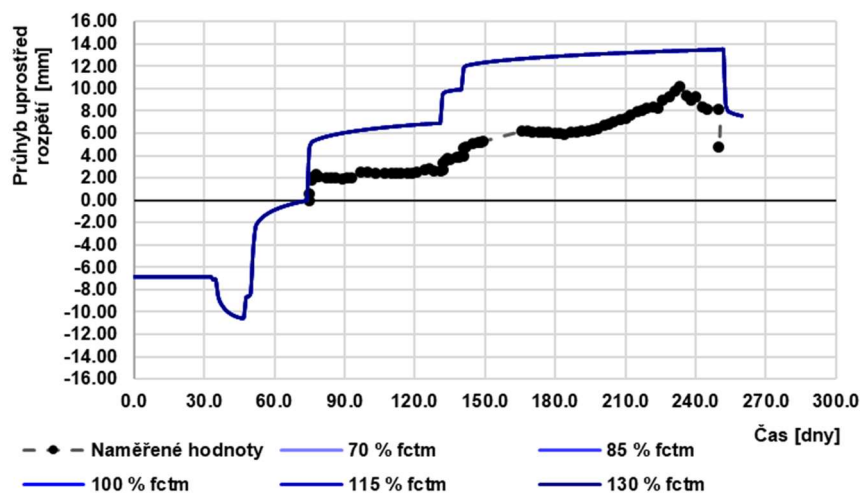
Z Obr. 3.32 můžeme vidět, že pokud je tahová pevnost menší než 115 %  $f_{ctm}$ , dojde k jejímu překročení a k rozvoji trhlin v dolní části panelu již při vnesení jeho vlastní tíhy. Při zkoušce je tedy zatížení aplikováno na již oslabený panel, a proto dochází u těchto hodnot tahových pevností k podobnému časovému vývoji průhybů během zkoušky. Pokud dosahuje tahová pevnost hodnoty 130 %  $f_{ctm}$ , dojde ke vzniku trhlin u dolního povrchu panelu až při vnesení první části zatížení během ohybové zkoušky. Ke vzniku trhlin v předepnutém betonovém prutu nedochází.



Obr. 3.32 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj napětí u dolního povrchu panelu

### 3.3.9.2 Tahová pevnost betonu předepnutého betonového prutu

Ve výpočtech byl uvažován rozptyl střední tahové pevnosti betonu mezi hodnotami 70 % a 130 %  $f_{ctm}$  (2,85 MPa až 5,30 MPa).



Obr. 3.33 Vliv střední tahové pevnosti betonu předepnutého prutu na časový vývoj průhybu

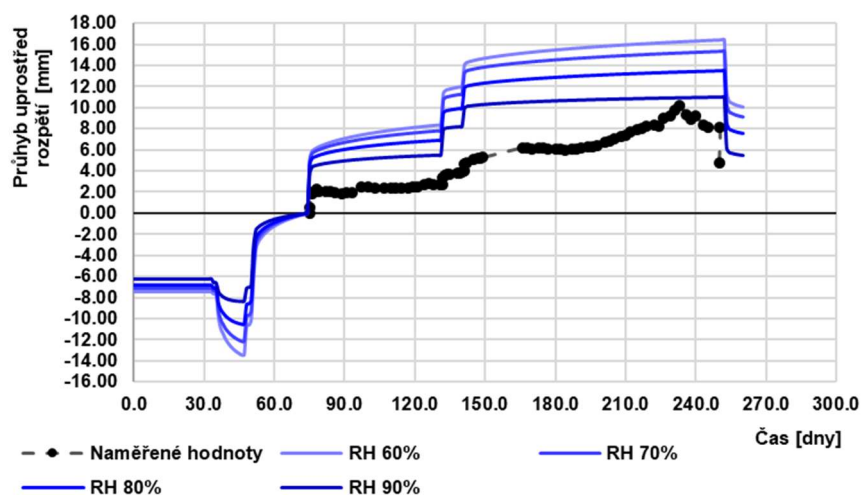


Vzhledem k tomu, že v předepnutém betonovém prutu vznikala během ohybové zkoušky tahová napětí do velikosti 1,5 MPa, nedochází v něm při uvažovaném rozptylu tahové pevnosti ke vzniku trhlin. Proto je průběh průhybu stejný pro všechny uvažované tahové pevnosti, jak můžeme vidět na Obr. 3.33.

### 3.3.9.3 Relativní vlhkost okolního prostředí

V parametrické studii byl uvažován rozptyl relativní vlhkosti okolního prostředí mezi hodnotami 60 % a 90 %. Na Obr. 3.34 a Obr. 3.35 můžeme vidět časový vývoj průhybu a napětí u dolního povrchu předepnutého prutu pro různé hodnoty relativní vlhkosti.

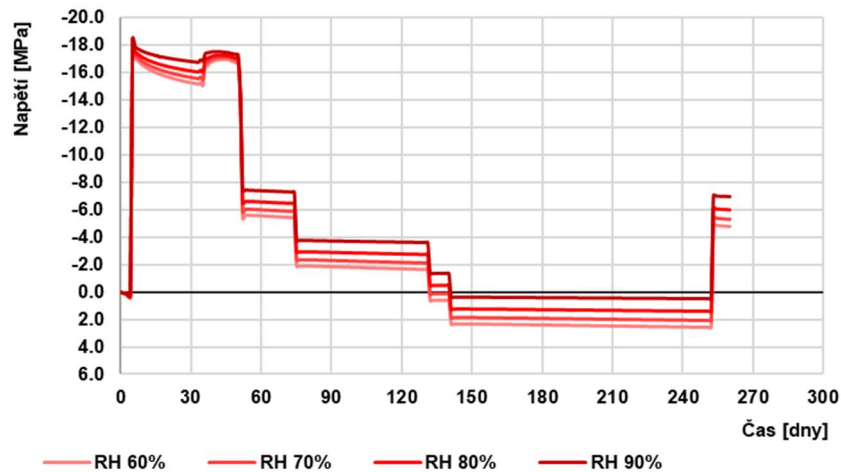
Z Obr. 3.34 můžeme vidět zásadní vliv relativní vlhkosti okolního prostředí na vývoj průhybu panelu při ohybové zkoušce. Při RH 60 % je průhyb uprostřed rozpětí přibližně o 50 % větší v porovnání s RH 90 %. Avšak ani při RH 90 % neodpovídají vypočtené průhyby průběhu ohybové zkoušky. V porovnání s ní jsou na začátku měření vypočtené průhyby téměř dvojnásobné, postupně ale dochází k přibližování obou křivek. Na konci zkoušky je rozdíl přibližně 40 %.



Obr. 3.34 Vliv relativní vlhkosti okolního prostředí na časový vývoj průhybu

Zásadní vliv má relativní vlhkost okolního prostředí také na vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu. Na Obr. 3.35 je zobrazen vývoj napětí u jeho dolního povrchu. Na konci ohybové zkoušky je rozdíl v napětí mezi RH 60 % a RH 90 % přibližně 2,1 MPa. To je rozdíl, který může v některých případech zatížení rozhodovat o vzniku trhlin v předepnutém prutu a o nárůstu průhybu panelu. Během ohybové zkoušky ale nedochází pro žádnou z uvažovaných hodnot relativní vlhkosti okolního prostředí ke vzniku trhlin v předepnutém betonovém prutu.

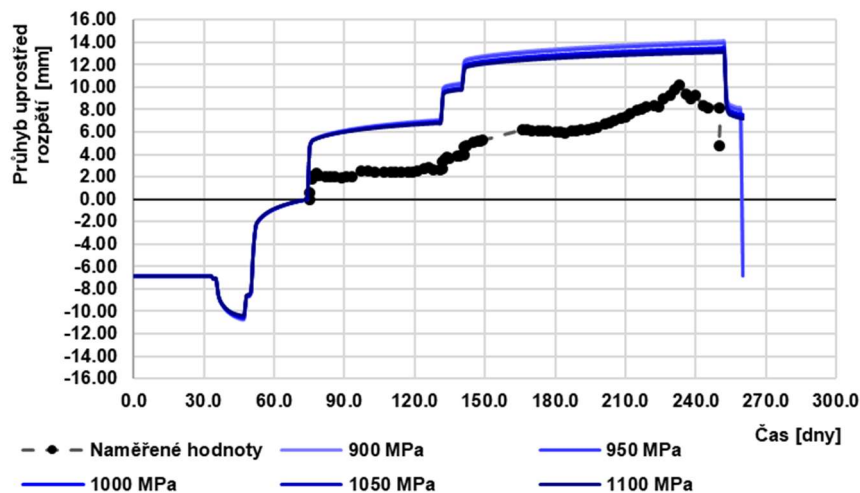




Obr. 3.35 Vliv relativní vlhkosti okolního prostředí na časový vývoj napětí u dolního povrchu předepnutého prutu

### 3.3.9.4 Velikost předpínací síly

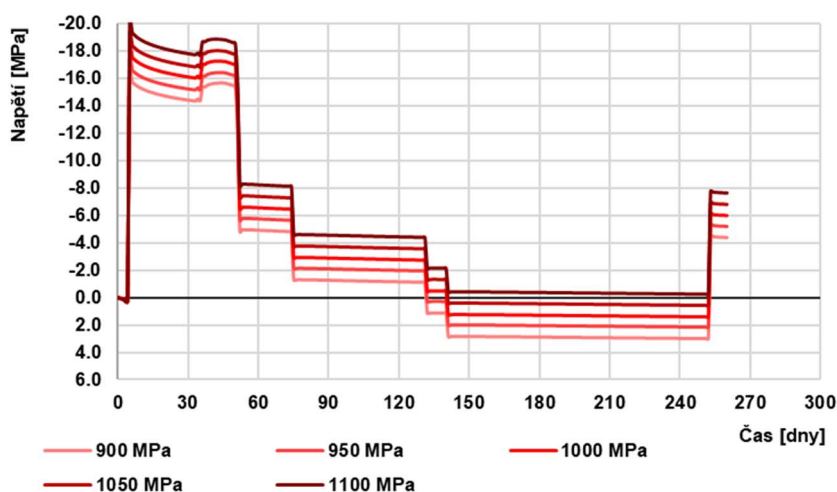
Byl uvažován rozptyl napínacího napětí mezi hodnotami 900 MPa a 1100 MPa. Tímto lze částečně také simulovat odchylky ve velikosti smršťování a dotvarování betonu.



Obr. 3.36 Vliv velikosti napínacího napětí na časový vývoj průhybu

Na Obr. 3.36 můžeme vidět časový vývoj průhybu při uvažovaném rozptylu hodnot. Velikost napínacího napětí nemá pro ohybovou zkoušku zásadní vliv, a to vzhledem k tomu, že při žádném z uvažovaných napínacích napětí nevznikají trhliny v předepnutém betonovém prutu. Při větším napínacím napětí se konečný průhyb mírně snižuje, což je dáno vnesením větší tlakové rezervy do dolních vláken panelu vlivem dotvarování předepnutého prutu.

Na Obr. 3.37 je zobrazen vývoj napětí na dolním povrchu předepnutého prutu. Na konci zkoušky je rozdíl v napětí na dolním povrchu předepnutého prutu 3,2 MPa pro napínací napětí 900 MPa a 1100 MPa. Pokud by bylo napínací napětí o dalších přibližně 70 MPa nižší, začalo by docházet ke vzniku trhlin v předepnutém betonovém prutu a k nárůstu průhybu. Napínací napětí tedy může mít zásadní vliv na velikost průhybu, ale pouze v případě, že v předepnutém betonovém prutu vzniknou trhliny. To pravděpodobně ale není případ provedené ohybové zkoušky.



Obr. 3.37 Vliv velikosti napínacího napětí na časový vývoj napětí u dolního povrchu předepnutého prutu

Parametrickou studií bylo zjištěno, že neshoda mezi naměřenými a predikovanými hodnotami průhybu je pravděpodobně způsobena kombinací vyšší tahové pevnosti betonu dolní části panelu a vyšší relativní vlhkosti okolního prostředí, než jaké byly uvažovány ve výpočtu.

### 3.4 Porovnání s panely vyrobenými běžnými způsoby

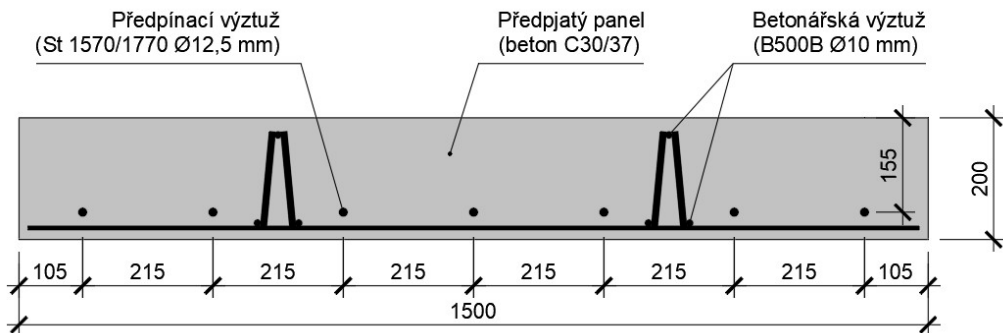
Pro posouzení výhod a nevýhod popsaného typu panelu je nezbytné jeho porovnání ze statického hlediska se standardně vyráběnými panely. Byly uvažovány 2 případy:

- 1) předpjatý panel s totožným množstvím použité předpínací výztuže
- 2) železobetonový panel se srovnatelnou ohybovou únosností

#### 3.4.1 Předpjatý panel

Ve výpočtu je uvažován předpjatý betonový panel o stejných rozměrech a se stejným množstvím předpínací a betonářské výztuže jako zkoumaný panel. Předpínací výztuž je ale uvažována blíže k dolnímu povrchu panelu tak, aby její efektivita byla co největší, ale aby zároveň splňovala požadavky na minimální tloušťku betonové krycí vrstvy. Dále

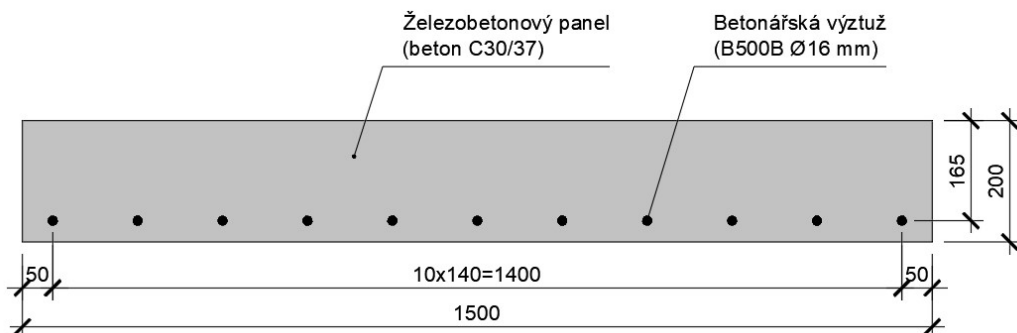
se uvažuje větší napínací napětí (1400 MPa), aby byla předpínací výztuž efektivně využita. Poloha betonářské výztuže je zachována. Betonáž panelu se předpokládá v jedné etapě z betonu třídy C30/37, vnesení předpětí se uvažuje v čase 5 dní.



Obr. 3.38 Příčný řez předpjatým panelem

### 3.4.2 Železobetonový panel

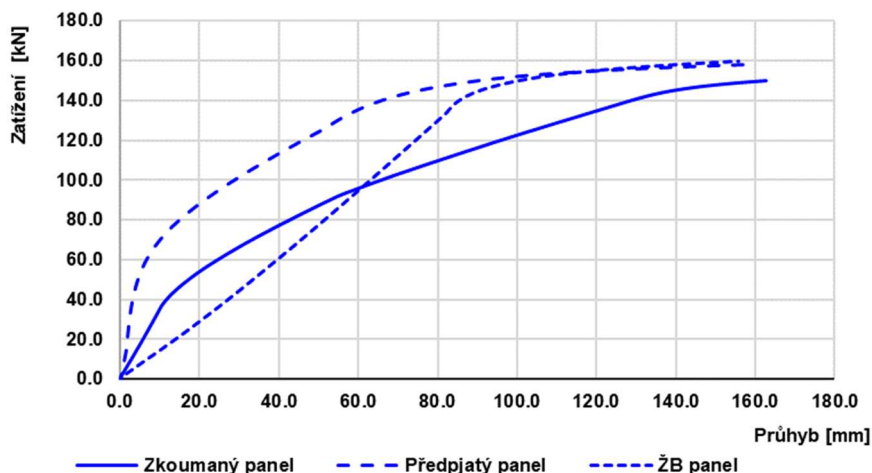
Množství betonářské výztuže železobetonového panelu bylo zvoleno tak, aby jeho únosnost byla srovnatelná s únosností předpjatého panelu. Rozměry panelu zůstaly zachovány.



Obr. 3.39 Příčný řez železobetonovým panelem

### 3.4.3 Krátkodobá ohybová zkouška

Výsledek výpočtu je zobrazen na dalším grafu. K nejrychlejšímu nárůstu průhybu během zatěžování dochází u železobetonového panelu. Až do dosažení meze kluzu v betonářské výztuži je nárůst téměř konstantní. Po dosažení meze kluzu dochází k výraznému poklesu tuhosti panelu a k ještě rychlejšímu nárůstu průhybu. Naopak nejpomaleji dochází k nárůstu průhybu u panelu z předpjatého betonu. Do doby vzniku trhlin u dolního povrchu předpjatého panelu je průhyb 3x-4x menší než u zkoumaného panelu. Tuhost předpjatého panelu je ale vyšší i po vzniku trhlin u jeho dolního povrchu a k výraznější ztrátě tuhosti dochází až po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži. Všechny tři panely dosahují únosnosti při podobné hodnotě zatížení a při přibližně stejné hodnotě průhybu.

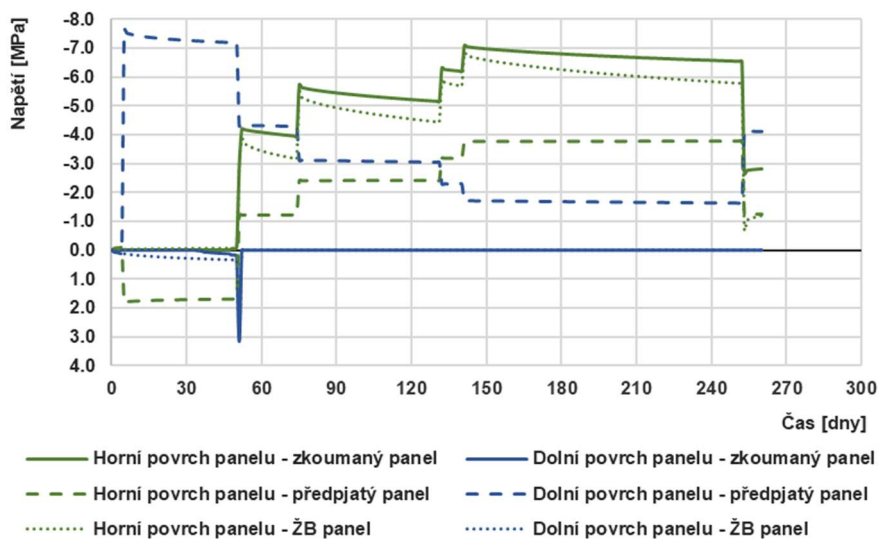


Obr. 3.40 Zatěžovací křivky pro různé typy panelu

### 3.4.4 Dlouhodobá ohybová zkouška

#### 3.4.4.1 Porovnání napětí

Na Obr. 3.41 až Obr. 3.43 můžeme vidět časový průběh napětí pro jednotlivé typy panelů. Zatížení bylo uvažováno totožné s ohybovou zkouškou panelu.

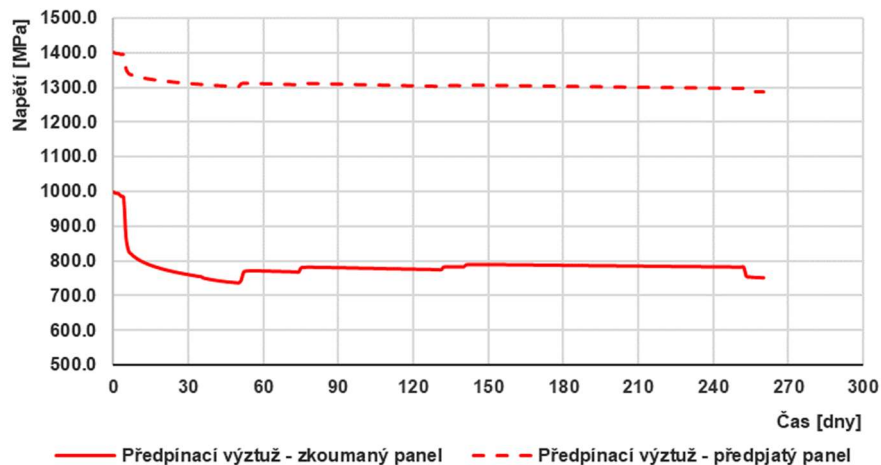


Obr. 3.41 Velikost napětí na horním a dolním povrchu panelu pro různé typy panelu

Vývoj tlakového napětí na horním povrchu panelu je pro zkoumaný a železobetonový panel podobný. U klasického předpjatého panelu dochází vlivem předpětí k tahovému napětí u horních vláken, o které se následně snižuje velikost tlakového napětí od zatížení panelu. Největší tlakové napětí u zkoumaného panelu je přibližně -7,0 MPa, což lze považovat za přijatelnou hodnotu. Nižší napětí u horního povrchu předpjatého panelu tedy nelze považovat za jeho výhodu. Jednoznačným benefitem předpjatého panelu ale je, že ani na konci ohybové zkoušky nedochází ke vzniku trhlin ani ke vzniku

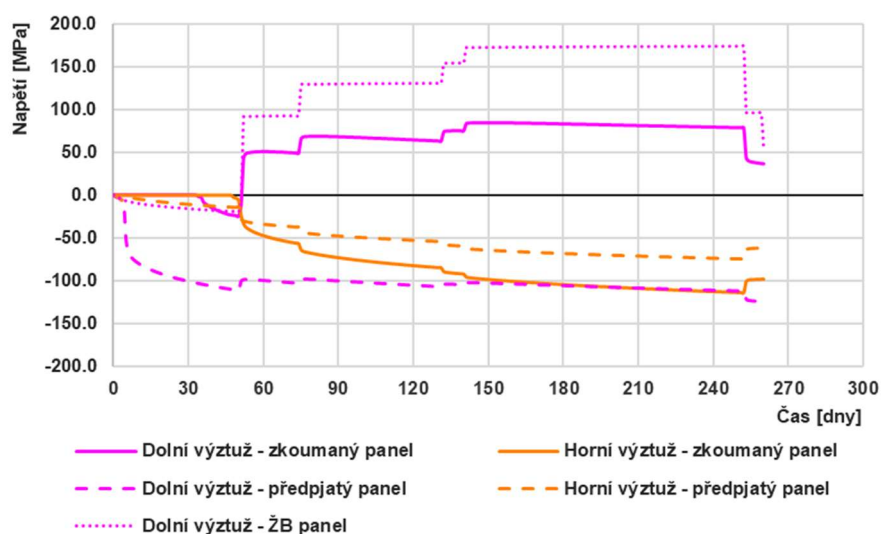
tahových napětí na dolním povrchu a nedochází proto ke snížení ohybové tuhosti panelu. U zkoumaného i železobetonového panelu vznikají trhliny na dolním povrchu ihned po vnesení jeho vlastní tíhy.

Za další benefit předpjatého panelu můžeme považovat nižší ztráty předpětí, jak je vidět na obrázku Obr. 3.42. Ty jsou u předpjatého panelu na konci ohybové zkoušky přibližně 100 MPa, u zkoumaného panelu pak více než dvojnásobné. Předpínací výztuž lze tedy lépe využít.



Obr. 3.42 Velikost napětí v předpínací výztuži pro různé typy panelu

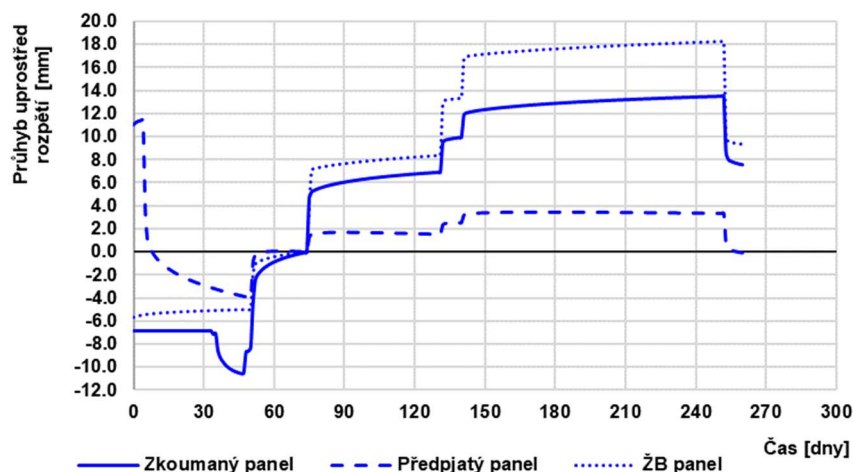
Na Obr. 3.43 je zobrazen časový vývoj napětí v betonářské výztuži pro jednotlivé typy panelu. Napětí se pohybuje mezi hodnotami -100 MPa až 180 MPa, což jsou běžné hodnoty, které zásadně neovlivňují použitelnost ani únosnost panelu.



Obr. 3.43 Velikost napětí v předpínací výztuži pro různé typy panelu

### 3.4.4.2 Porovnání průhybů

Na Obr. 3.44 můžeme vidět časový vývoj průhybu panelů (hodnoty z výpočetního modelu jsou svisle posunuty tak, aby na začátku zkoušky byl nulový průhyb). I v tomto případě bylo uvažováno zatížení totožné s ohybovou zkouškou panelu.



Obr. 3.44 Časový vývoj průhybu pro různé typy panelu

K největšímu průhybu dochází u železobetonového panelu, který po vzniku trhlin ztrácí velkou část ohybové tuhosti. Jeho průhyb dosahuje na konci ohybové zkoušky hodnoty 18,3 mm. K mírnému zlepšení dochází u zkoumaného panelu, u kterého sice vznikají u dolního povrchu trhliny, ale na ohybové tuhosti se stále podílejí předepnuté betonové pruty. Jeho průhyb dosahuje hodnoty 13,5 mm a je tedy o 26 % nižší v porovnání se železobetonovým panelem. U předpjatého panelu nedochází ke vzniku trhlin, a proto se po celou dobu zkoušky podílí na tuhosti celý (neporušený) průřez. Konečný průhyb je 3,3 mm, což je snížení o 82 % v porovnání se železobetonovým panelem, resp. o 76 % v porovnání se zkoumaným panelem.

## 3.5 Závěr

Tato část práce se věnovala vyhodnocení dlouhodobé a krátkodobé ohybové zkoušky panelu s předepnutou částí průřezu. Bylo zjištěno, že:

- Uvažovaný výpočetní model pro krátkodobou ohybovou zkoušku má poměrně dobrou shodu s naměřenými hodnotami, a to i přesto, že z části vychází z modelu pro dlouhodobou ohybovou zkoušku, který se neshoduje s naměřenými hodnotami.

- Výpočetní model se lépe shoduje v oblasti před vznikem trhlin v předepnutém betonovém prutu. Po jejich vzniku dochází ke snížení přesnosti modelu, která se opět zvyšuje po dosažení meze kluzu v předpínací výztuži.
- Na tvar zatěžovací křivky má vliv především velikost předpínací síly a pevnost tlačného betonu u horního povrchu panelu.
- Uvažovaný výpočetní model pro dlouhodobou ohybovou zkoušku se významně liší od naměřených hodnot – vypočtené hodnoty průhybu jsou více než dvojnásobné v porovnání s naměřenými hodnotami.
- Zásadní vliv na průhyb během dlouhodobé ohybové zkoušky má pevnost betonu v tahu v dolní části panelu a relativní vlhkost okolního prostředí. Tahová pevnost předepnutého betonového prutu by měla vliv až při větším zatížení panelu, než jaké bylo během zkoušky aplikováno.
- Během dlouhodobé ohybové zkoušky pravděpodobně nedošlo ke vzniku trhlin v předepnutém betonovém prutu.
- Ke vzniku trhlin v předepnutém betonovém prutu nedochází ani během jeho předpokládané životnosti při očekávaném zatížení kvazistálou kombinací zatížení.
- Při porovnání krátkodobého chování zkoumaného panelu se standardním panelem a železobetonovým panelem bylo zjištěno, že k nejrychlejšímu nárůstu průhybu dochází u železobetonového panelu. Nejtuzší je naopak panel z předpjatého betonu. Zkoumaný panel při větším zatížení dosahuje větších průhybů než železobetonový panel, což je dáno větším stupněm vyztužení železobetonového panelu. Únosnost všech tří panelů je ale dosažena při srovnatelné hodnotě zatížení a průhybu.
- Porovnáním dlouhodobého chování zkoumaného panelu se standardním předpjatým panelem a železobetonovým panelem bylo zjištěno, že standardně předepnutý panel vykazuje během aplikovaného zatížení výrazně nižší průhyby než zkoumaný panel. Naopak železobetonový panel vykazuje vyšší průhyby. Rozdíl je v tomto případě ale menší.

Výpočetní model by vzhledem k výše uvedenému bylo vhodné ověřit na dalších vzorcích panelu.



## 4 Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů

Pro stanovení působení betonové konstrukce jsou důležité dlouhodobé objemové změny betonu. K jejich predikci se používají reologické modely. Ty jsou většinou odvozeny z měření na laboratorních vzorcích. Měření na konstrukcích skutečné velikosti je poměrně málo. Cílem realizovaného experimentálního programu je ověřit výsledky predikce porovnáním s výsledky měření na reálné konstrukci. Strunové tenzometry byly osazeny do dvou sloupů v podzemních podlažích osmipodlažní budovy.

### 4.1 Popis experimentu

#### 4.1.1 Popis objektu

Objekt Palmovka Open Park III, ve kterém byly tenzometry osazeny, leží v Praze 8 na Palmovce. Celý komplex se skládá ze dvou hlavních objektů a dvou menších mezilehlých částí – spojovacího krčku a navazující haly. Hlavní budovy mají tři podzemní a osm nadzemních podlaží.



Obr. 4.1 – Vizualizace budovy Palmovka Open Park III

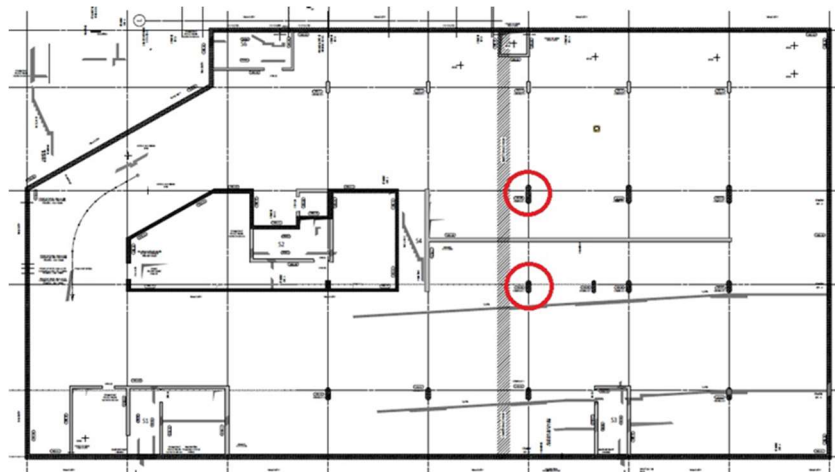
Podzemní část objektu je rozsahem větší než nadzemní část. Objekt má v suterénu půdorysný tvar obdélníku (se zkoseným rohem) o vnějších rozměrech cca 65x35 m. V nadzemních podlažích se obrys domu redukuje na obdélník velikosti 65x22 m. Ve třetím nadzemním podlaží přibývá vykonzolovaná část 5,5x41,0. Dům je ukončen plochou střechou, kraj střechy je lemován atikami. Spodní stavba objektu je navržena jako bílá



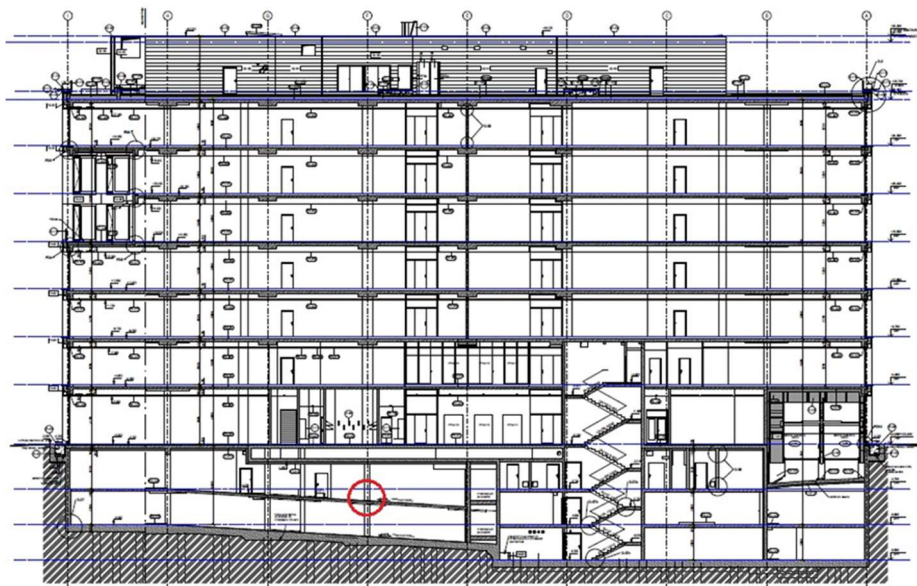
vana. Nosnou konstrukci objektu tvoří nosný železobetonový kombinovaný skelet – kombinace nosných stěn a sloupů a monolitických stropních desek. Konstrukce objektu je řešena jako jeden dilatační celek [6].

#### 4.1.2 Umístění tenzometrů

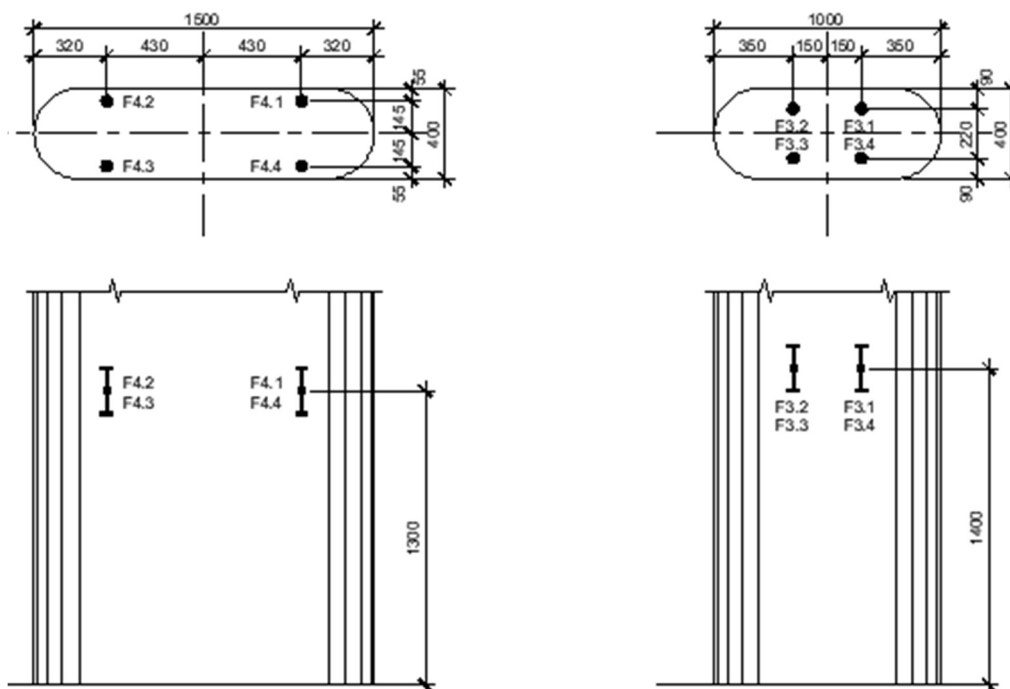
K měření byly použity strunové tenzometry EDS-20V-E. Tenzometry byly osazeny do dvou sloupů (F3 a F4) ve druhém podzemním podlaží. Do každého z těchto sloupů byly ve svislém směru osazeny čtyři tenzometry. Umístění tenzometrů je zobrazeno na obrázcích níže. Další čtyři tenzometry byly osazeny do zkušebních válců ( $\varnothing 150$  mm, výška 300 mm), které byly vyrobeny ze stejného betonu, jako sloupy. Tyto válce byly umístěny v prostředí stavby.



Obr. 4.2 – Půdorys budovy s vyznačenou polohou tenzometrů



Obr. 4.3 – Řez budovou s vyznačenou polohou tenzometrů



Obr. 4.4 – Umístění tenzometrů ve sloupech F4 (vlevo) a F3 (vpravo)

#### 4.1.3 Průběh měření

Betonáž sloupu F4 proběhla dne 31.1.2017. K měření deformací byl použit přístroj Gage Technique Ltd, typ GT1174-3. Měření deformací probíhalo první týden po betonáži každý den, poté po dobu asi jednoho měsíce 2x týdně a od druhého měsíce probíhalo přibližně 1x týdně. Po prvním roce měření byl interval prodloužen na cca 1 měření za měsíc. Betonáž sloupu F3 proběhla dne 23.2.2017. Frekvence měření byla obdobná jako u sloupu F4. Při každém měření deformací sloupu byla zároveň měřena deformace válců. Válce byly ale v čase cca 500 dní od začátku měření ztraceny (pravděpodobně odstraněny stavebními dělníky). Od této doby probíhalo pouze měření deformací sloupů.



Obr. 4.5 – Pohled na zabetonovaný sloup F4 (vlevo) a na odečítací skříňku v přilehlé stěně (vpravo)

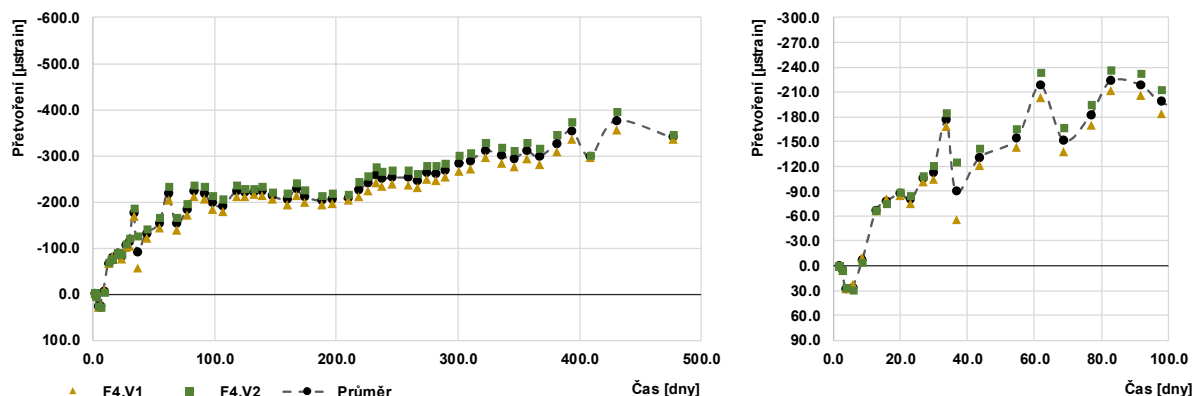
#### 4.1.4 Měření relativní vlhkosti okolního prostředí

Pro správnou predikci deformací betonu pomocí reologických modelů je nezbytné znát relativní vlhkost okolního prostředí. V prostředí stavby ale nebylo možné provést její dlouhodobé měření. Na základě průběžného vyhodnocování naměřených deformací vzniklo podezření, že relativní vlhkost v okolí jednotlivých sloupů může být různá. Proto proběhlo u obou sloupů krátkodobé měření relativní vlhkosti (cca 4 dny), jehož cílem bylo ověření hodnot předpokládaných ve výpočtu.

### 4.2 Naměřené hodnoty

#### 4.2.1 Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2

Naměřené hodnoty deformací jednotlivých válců a jejich průměr jsou zobrazeny v grafu na Obr. 4.6. Na začátku měření si můžeme všimnout nabývání objemu betonu, které přetrvává po dobu asi 4 dní. Tento fenomén byl pozorován i při jiných experimentech realizovaných na Katedře betonových a zděných konstrukcí – např. [7].

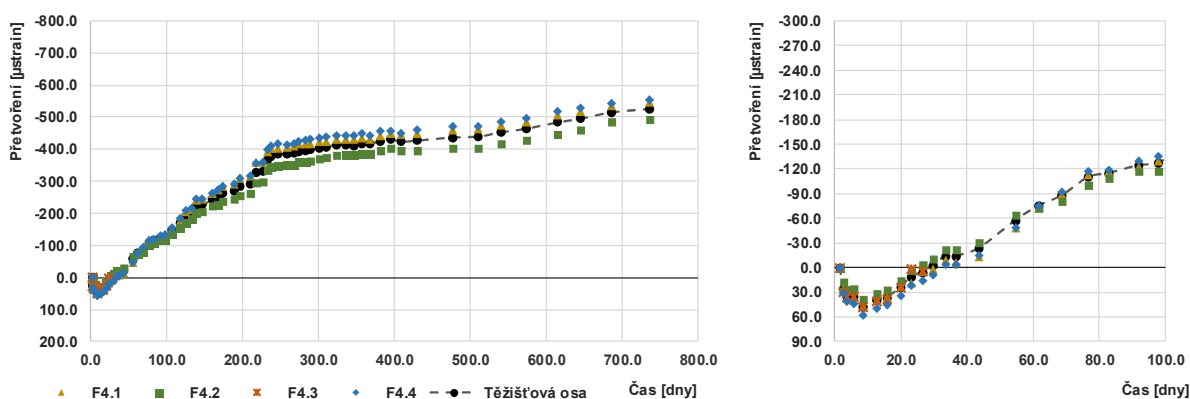


Obr. 4.6 – Naměřené přetvoření válců F4.V1 a F4.V2 a jejich průměr

Poté dochází ke smršťování válců, které se ke konci měření ustálilo mezi -350 μstrain a -400 μstrain. Výkyvy přetvoření na konci měření jsou způsobeny změnami vlhkosti okolního prostředí. V průběhu měření si můžeme všimnout několika větších výkyvů v naměřených deformacích – např. v čase cca 35 dní nebo cca 70 dní. Tyto změny jsou připisovány velkým změnám relativní vlhkosti okolního prostředí a vzlínání srážkové vody, která se během výstavby několikrát dostala až ke zkušebním válcům a ke sloupu F4. U sloupu tyto výkyvy naměřeny nebyly, což je způsobeno rozdílnými proporcemi válců a sloupu.

#### 4.2.2 Přetvoření sloupu F4

Na Obr. 4.7 je zobrazen časový průběh deformací naměřených na jednotlivých tenzometrech osazených ve sloupu F4. Tenzometr F4.3 přestal několik dní po začátku měření fungovat. Dále je na obrázku vidět hodnota deformace v těžiškové ose sloupu. Ta byla určena v čase, kdy fungovaly všechny 4 tenzometry, jako průměr hodnot naměřených na všech 4 tenzometrech. Od doby, kdy přestal tenzometr F4.3 fungovat, byl přírůstek deformací určen pouze z tenzometrů F4.2 a F4.4 – tyto tenzometry jsou ve sloupu umístěny ve středové souměrnosti. Zahrnutí deformací z tenzometru F4.1 by způsobilo, že by byly zobrazeny deformace mimo těžiškovou osu sloupu.



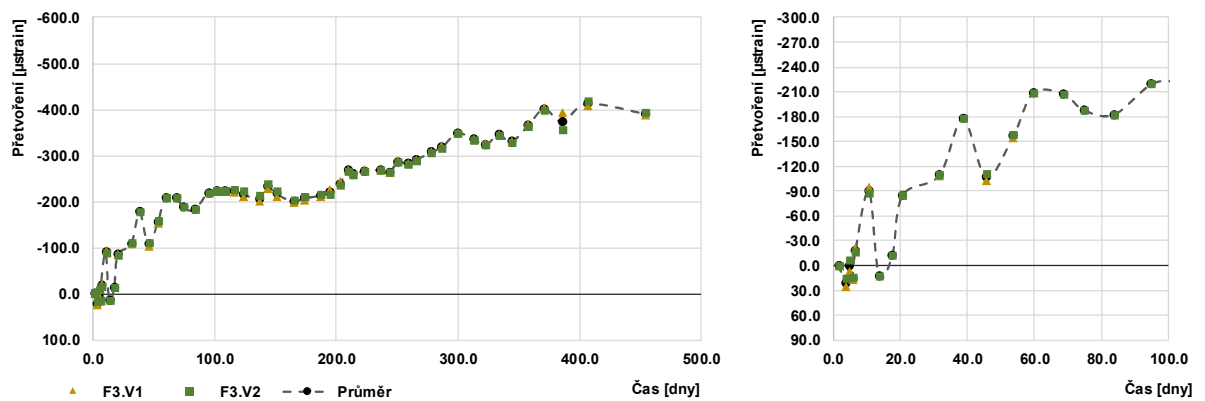
Obr. 4.7 – Naměřené přetvoření tenzometrů F4.1 až F4.4 a přetvoření v ose sloupu F4

Na začátku měření si opět můžeme všimnout nabývání objemu betonu sloupu. V porovnání se zkušebními válci trvá tento jev delší dobu, přibližně 9 dní. To je pravděpodobně dáno pomalejšími vysycháním sloupů, díky kterému začne smršťování převládat nad nabýváním objemu později než u válců.

Poté dochází k obratu trendu a objem betonu se začne vlivem smršťování a dotvarování sloupu zmenšovat. V čase cca 210 dní je patrný rychlejší nárůst přetvoření – v tomto čase došlo ke kompletnímu odstojkování stropní desky nad sloupem, a tedy ke vnesení největší části zatížení. Dále dochází už jen k mírnému nárůstu deformací, které jsou způsobeny především dotvarováním betonu.

#### 4.2.3 Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2

Naměřené hodnoty deformací jednotlivých válců a jejich průměr můžeme vidět na Obr. 4.8. Trendy v chování válců jsou podobné, jako u válců F4.V1 a F4.V2 – nejprve nabývání objemu betonu po dobu přibližně 4 dnů, poté nárůst smršťování a ustálení deformací okolo hodnoty -400 µstrain.



Obr. 4.8 – Naměřené přetvoření válců F3.V1 a F3.V2 a jejich průměr

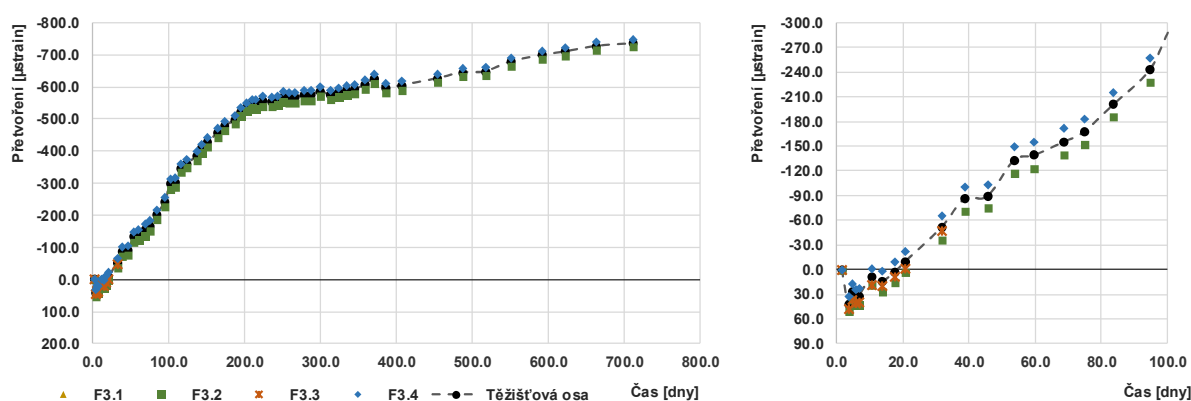
Během realizace experimentu se zprvu nepředpokládalo, že by relativní vlhkost okolního prostředí u sloupů mohla být různá. Válce betonované současně se sloupem F4 a válce betonované se sloupem F3 byly proto na stavbě uloženy na stejném místě, tj. poblíž sloupu F4. Proto můžeme vidět v naměřených hodnotách totožné výkyvy deformací způsobené vzlínáním srážkové vody, avšak s časovým odstupem odpovídajícím odstupem mezi betonážemi sloupů.

#### 4.2.4 Přetvoření sloupu F3

Na obrázku níže je zobrazen časový průběh deformací naměřených na jednotlivých tenzometrech osazených ve sloupu F3. Tenzometr F3.1 byl od začátku měření nefunkční. Zobrazená deformace v ose sloupu je určena jako průměr hodnot naměřených na tenzometrech F3.2 a F3.4, které jsou ve sloupu umístěny ve středové souměrnosti. Zahrnutí deformací z tenzometru F3.3 by způsobilo, že by byly zobrazeny deformace mimo těžišťovou osu sloupu, podobně jako u sloupu F4.

Na začátku měření opět dochází k nabývání objemu betonu, které trvá cca 7 dní. Poté dochází k otočení trendu, kdy smršťování převládne nad nabýváním objemu. K jeho otočení dochází asi o 2 dny dříve než u sloupu F4, což je pravděpodobně dáno menšími rozměry sloupu F3 a tím větší hodnotou smršťování od vysychání. Nárůst přetvoření sloupu F3 je ve srovnání se sloupem F4 výrazně rychlejší. K jeho výraznému zpomalení dochází v čase cca 200 dní. Od tohoto času je nárůst deformací velmi pozvolný. Naměřená konečná deformace sloupu F3 dosahuje větších hodnot než deformace sloupu F4, a to o přibližně 200 µstrain, přestože normálové napětí ve sloupech je přibližně stejné (viz kapitola 4.3.2). Rozdíl v naměřených hodnotách může být způsoben kombinací některých z těchto faktorů:

- 1) Náhradní rozměr sloupu F3 je menší než u sloupu F4 (298 mm vs. 327 mm). Tím dochází k výraznějšímu smršťování od vysychání u sloupu F3.
- 2) V okolí sloupu F3 byla v průběhu výstavby pravděpodobně nižší relativní vlhkost než v okolí sloupu F4. U sloupu F4 a u zkušebních válců stála několikrát i po dobu několika dnů nebo týdnů srážková voda, která do podzemních podlaží během výstavby pronikala. Naproti tomu se sloup F3 nachází na rampě, a proto se do jeho okolí srážková voda nikdy nedostala. Prostředí okolo sloupů F4 a F3 jsou navíc oddělená betonovou stěnou (viz Obr. 4.2). Proto mohlo docházet k většímu smršťování od vysychání a k většímu dotvarování sloupu F3.
- 3) U sloupu F3 došlo ke kompletnímu odstojkování stropní desky nad sloupem v čase asi 110 dní (vs. 210 dní u sloupu F4). V tomto čase si na obrázku níže můžeme všimnout rychlejšího nárůstu deformací, způsobeného vnesením velké části zatížení sloupu. Sloup F3 byl zatížen dříve než sloup F4, proto docházelo k jeho většímu dotvarování.



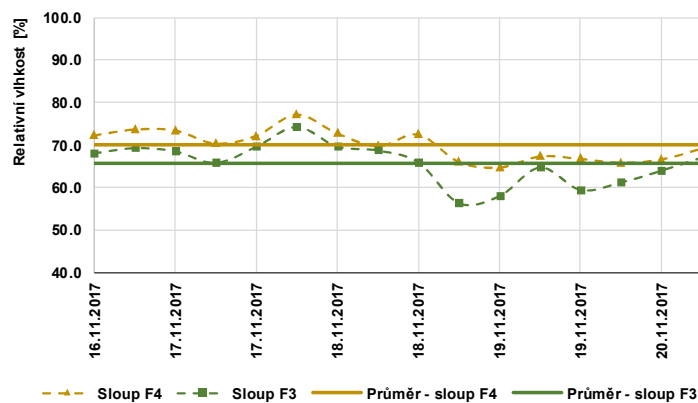
Obr. 4.9 – Naměřené přetvoření tenzometrů F3.1 až F3.4 a přetvoření v ose sloupu F3

Pokud ale porovnáme časový průběh deformací obou sloupů zjistíme, že největší část rozdílu mezi oběma křivkami vzniká v prvních cca 100 dnech měření. To napovídá, že je rozdíl pravděpodobně způsoben rozdílným smršťováním sloupů.

#### 4.2.5 Relativní vlhkost okolního prostředí

Na Obr. 4.10 můžeme vidět časový průběh naměřené relativní vlhkosti okolního prostředí obou sloupů. Měření probíhalo ve dnech 16.11.2017 až 20.11.2017, tj. ve stáří 289-292 dní sloupu F4, resp. ve stáří 266-269 dní sloupu F3. V okolí sloupu F4 byla zjištěna relativní vlhkost 70,1 % (s variačním koeficientem 4,9 %), u sloupu F3 byla zjištěna relativní vlhkost 65,7 % (variačním koeficientem 7,2 %). Relativní vlhkost okolního prostředí byla během měření u sloupu F3 asi o 5 % nižší než u sloupu F4.





Obr. 4.10 – Naměřená relativní vlhkost okolního prostředí u jednotlivých sloupů

### 4.3 Výpočet deformací podle reologických modelů

Pro porovnání naměřených deformací válců a sloupů s deformacemi predikovanými reologickými modely byly použity tyto 3 modely:

- 1) Reologický model podle Model Code 2010 [3]
- 2) Model B3 [8]
- 3) Model B4 [9]

#### 4.3.1 Vstupy do reologických modelů

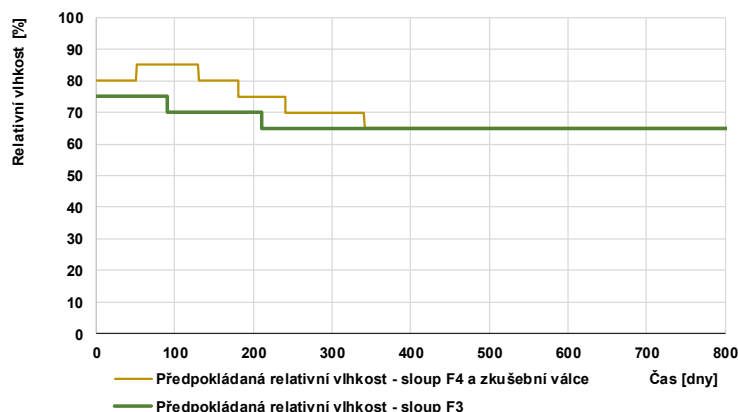
Vstupní data pro výpočet deformací byla odvozena ze známého složení použitého betonu, ze známého typu použitého cementu, ze známé pevnostní třídy betonu a ze známé geometrie sloupů a válců.

Sloupy i válce byly vyrobeny z betonu pevnostní třídy C50/60. Průřezová plocha sloupu F4 je 0,566 m<sup>2</sup> a sloup je vyztužen 12 pruty Ø20 a 12 pruty Ø22. Stupeň vyztužení sloupu F4 je tedy přibližně 1,47 %. Sloup F3 má průřezovou plochu 0,366 m<sup>2</sup> a je vyztužen 8 pruty Ø20 a 12 pruty Ø22. Stupeň vyztužení sloupu F3 je asi 1,93%.

Zatížení sloupů bylo převzato z konečně-prvkového modelu. Výsledky z tohoto modelu byly poskytnuty projektantem stavby (HSD statika s.r.o.). Časovému vývoji zatížení se podrobněji věnuje kapitola 4.3.2.

Předpokládaná relativní vlhkost okolního prostředí, resp. její časový průběh, byl určen odhadem na základě provedeného měření, běžné relativní vlhkosti v Praze v průběhu roku, běžné relativní vlhkosti v budovách, zkušenosti a přítomnosti zateklé srážkové vody u sloupů a válců. Předpokládaný časový průběh relativní vlhkosti okolního prostředí je zobrazen na Obr. 4.11.

## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů



Obr. 4.11 – Předpokládaná relativní vlhkost okolního prostředí u jednotlivých sloupů

Obecně lze říct, že modely B3 a B4 jsou komplexnější než model podle Model Code 2010. Ten zahrnuje vliv průměrné pevnosti betonu v tlaku (podle třídy betonu), typ použitého cementu, relativní vlhkost okolního prostředí, náhradní rozměr prvku, stáří betonu při vnesení zatížení a dobu ošetřování betonu. Model podle Model Code 2010 zahrnuje v podstatě jen vlivy, které jsou známé ve fázi projektu (nikoliv realizace), s výjimkou relativní vlhkosti okolního prostředí, která je v projekční praxi odhadována.

V dalším výpočtu byly použity následující hodnoty:

- Průměrná hodnota pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm} = 58 \text{ MPa}$
- Typ cementu 42,5 R
- Náhradní rozměr prvku  $h = 75 \text{ mm}$  (válce)  
 $h = 327 \text{ mm}$  (sloup F4)  
 $h = 298 \text{ mm}$  (sloup F3)
- Doba ošetřování betonu  $t_s = 2 \text{ dny}$

Modely B3 a B4 zahrnují i vlivy, které jsou známé nebo zjistitelné až při realizaci konstrukce, nebo jsou známé dokonce jen při laboratorních podmínkách. Proto tyto modely nebývají v praxi běžně používané, ale měly by být přesnější.

Model B3 v porovnání s Model Code 2010 navíc zahrnuje obsah cementu v betonové směsi, vodní součinitel, poměr kameniva a cementu ve směsi a tvar prvku. Byly použity tyto hodnoty (podle známé receptury použité betonové směsi):

- Obsah cementu  $c = 470 \text{ kg/m}^3$
- Vodní součinitel  $w/c = 0,330$
- Poměr kameniva a cementu  $a/c = 3,61$
- Tvar prvku nekonečný válec



Model B4 k tomu navíc uvažuje teplotu okolního prostředí, teplotu okolního prostředí během tvrdnutí betonu a objemovou hmotnost betonu. Byly uvažovány tyto hodnoty (hodnoty byly odhadnuty):

- Teplota okolního prostředí  $T = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Teplota okolního prostředí během tvrdnutí betonu  $T_{\text{cur}} = 0 \text{ }^{\circ}\text{C}$
- Objemová hmotnost betonu  $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$

#### 4.3.2 Postup výstavby a jeho vliv na zatížení sloupů

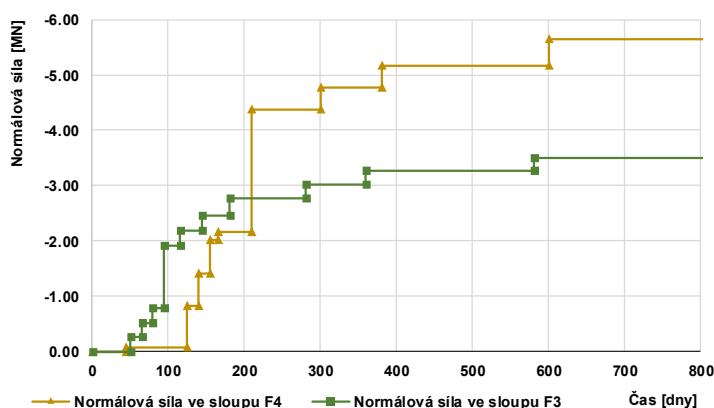
Výstavba nosné konstrukce probíhala přibližně deset měsíců (leden 2017 - říjen 2017). Betonáž sloupů proběhla s časovým odstupem přibližně 3 týdny. V současné době je budova kompletně dokončena a postupně přechází do užívání. Sloupy jsou tedy zatíženy kvazistálou kombinací zatížení - vlastní tíhou nosné konstrukce, ostatním stálým zatížením a částí užitného zatížení (předpoklad 20 % charakteristické hodnoty užitného zatížení).

K vnášení zatížení do sloupů docházelo postupně. Několik týdnů po betonáži sloupů byla stropní deska nad nimi hustě podstojkována, zatímco probíhala betonáž dalších pater. Normálová síla od tíhy sloupů v dalších patrech byla tedy vnesena vždy při jejich betonáži. Vlastní tíha stropních desek byla do sloupů vnášena postupným probíráním stojek, přičemž většina jejich tíhy byla vnesena až při kompletním odstojkování stropní desky nad sloupy ve druhém podzemním podlaží.

Současná předpokládaná normálová síla od výše uvedeného zatížení ve sloupech je - 5,64 MN ve sloupu F4, resp. -3,50 MN ve sloupu F3. Průřezová plocha sloupu F3 je menší než u sloupu F4, a díky tomu nabývají normálová napětí v betonu v obou sloupech (se započtením vlivu výztuže) podobné hodnoty.

#### 4.3.3 Předpokládaný časový vývoj normálové síly ve sloupech

Na základě výše uvedeného a na základě známých časových údajů o postupu výstavby (betonáž jednotlivých pater, probírání stojek, kompletní odstojkování apod.) byl odhadnut časový vývoj normálové síly v jednotlivých sloupech. Konečná hodnota normálové síly byla převzata ze statického výpočtu budovy (od projektanta). Předpokládaný časový vývoj normálové síly můžeme vidět na Obr. 4.12.



Obr. 4.12 – Předpokládaný časový vývoj normálové síly v jednotlivých sloupech

#### 4.3.4 Vliv výztuže na přetvoření sloupů

Do výpočtu přetvoření sloupu je zahrnutý vliv jeho vyztužení. Výpočet je proveden pomocí časové diskretizace s krokem o velikosti  $\Delta t = 1$  den. Vlivem dotvarování a smršťování betonu dochází k nárůstu deformace betonu. Díky spolupůsobení výztuže a betonu se v čase přenáší část síly z betonové části průřezu do betonářské výztuže – to znamená, že napětí v betonu v čase klesá, zatímco napětí ve výztuži roste.

Princip výpočtu deformací pro vnější zatížení působící od času  $t_0 = 0$  dní a pro smršťování betonu v jednotlivých krocích je následující [10]:

- krok č. 0 ( $t_0$ ) – pružné působení:

$$\text{rovnováha sil} \quad N = N_{c0} + N_{s0} \quad (4.1)$$

$$\text{přetvoření výztuže} \quad \varepsilon_{s0} = \frac{N_{s0}}{E_s A_s} = \frac{N - N_{c0}}{E_s A_s} \quad (4.2)$$

$$\text{přetvoření betonu} \quad \varepsilon_{c0} = \frac{N_{c0}}{E_{c0} A_c} = \frac{N - N_{s0}}{E_{c0} A_c} \quad (4.3)$$

$$\text{rovnost přetvoření} \quad \varepsilon_{c0} = \varepsilon_{s0} = \varepsilon_0 \quad (4.4)$$

$$\frac{N - N_{c0}}{E_s A_s} = \frac{N_{c0}}{E_{c0} A_c} \rightarrow N_{c0} = \frac{N E_{c0} A_c}{E_s A_s + E_{c0} A_c} \quad (4.5)$$

$$\frac{N - N_{s0}}{E_{c0} A_c} = \frac{N_{s0}}{E_s A_s} \rightarrow N_{s0} = \frac{N E_s A_s}{E_s A_s + E_{c0} A_c} \quad (4.6)$$

$$\text{přetvoření průřezu} \quad \varepsilon_{c0} = \varepsilon_{s0} = \frac{N_{c0}}{E_{c0} A_c} = \frac{N_{s0}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 \quad (4.7)$$

• **krok č. 1 ( $t_1$ ) – s vlivem dlouhodobých jevů:**

rovnováha sil  $N = N_{c0} + N_{s0} + \Delta N_{c1} + \Delta N_{s1} \rightarrow \Delta N_{c1} = -\Delta N_{s1}$  (4.8)

přetvoření výztuže  $\varepsilon_{s1} = \frac{N_{s1}}{E_s A_s} = \frac{N_{s0} + \Delta N_{s1}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 + \frac{\Delta N_{s1}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 - \frac{\Delta N_{c1}}{E_s A_s}$  (4.9)

přetvoření betonu  $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_0[1 + \varphi(t_1, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_1, t_0) + \frac{\Delta N_{c1}}{E_{ct1} A_c} [1 + \varphi(t_1, \tau_1)]$  (4.10)

čas  $\tau_1 = \frac{t_1 + t_0}{2}$  (4.11)

rovnost přetvoření  $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{s1} = \varepsilon_1$  (4.12)

$$\varepsilon_0[1 + \varphi(t_1, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_1, t_0) + \frac{\Delta N_{c1}}{E_{ct1} A_c} [1 + \varphi(t_1, \tau_1)] = \varepsilon_0 - \frac{\Delta N_{c1}}{E_s A_s}$$
 (4.13)

$$\Delta N_{c1} = - \frac{\varepsilon_0 \varphi(t_1, t_0) + \varepsilon_{shr}(t_1, t_0)}{\frac{1 + \varphi(t_1, \tau_1)}{E_{ct1} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}}$$
 (4.14)

síla v betonu  $N_{c1} = N_{c0} + \Delta N_{c1}$  (4.15)

síla ve výztuži  $N_{s1} = N_{s0} + \Delta N_{s1} = N_{s0} - \Delta N_{c1}$  (4.16)

přetvoření průřezu  $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{s1} = \frac{N_{s1}}{E_s A_s} = \varepsilon_1$  (4.17)

• **krok č. 2 ( $t_2$ ) – s vlivem dlouhodobých jevů:**

rovnováha sil  $N = N_{c1} + N_{s1} + \Delta N_{c2} + \Delta N_{s2} \rightarrow \Delta N_{c2} = -\Delta N_{s2}$  (4.18)

přetvoření výztuže  $\varepsilon_{s2} = \frac{N_{s2}}{E_s A_s} = \frac{N_{s0} + \Delta N_{s1} + \Delta N_{s2}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 + \frac{\Delta N_{s1}}{E_s A_s} + \frac{\Delta N_{s2}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 - \frac{\Delta N_{c1}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{c2}}{E_s A_s}$  (4.19)

přetvoření betonu  $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_0[1 + \varphi(t_2, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_2, t_0) + \frac{\Delta N_{c1}}{E_{ct} A_c} [1 + \varphi(t_2, \tau_1)] + \frac{\Delta N_{c2}}{E_{ct2} A_c} [1 + \varphi(t_2, \tau_2)]$  (4.20)

čas  $\tau_2 = \frac{t_2 + t_1}{2}$  (4.21)

rovnost přetvoření  $\varepsilon_{c2} = \varepsilon_{s2} = \varepsilon_2$  (4.22)

$$\varepsilon_0[1 + \varphi(t_2, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_2, t_0) + \frac{\Delta N_{c1}}{E_{ct1} A_c} [1 + \varphi(t_2, \tau_1)] + \frac{\Delta N_{c2}}{E_{ct} A_c} [1 + \varphi(t_2, \tau_2)] = \varepsilon_0 - \frac{\Delta N_{c1}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{c2}}{E_s A_s}$$
 (4.23)

$$\Delta N_{c2} = - \frac{\varepsilon_0 \varphi(t_2, t_0) + \varepsilon_{shr}(t_2, t_0) + \Delta N_{c1} \left[ \frac{1 + \varphi(t_2, \tau_1)}{E_{ct1} A_c} + \frac{1}{E_s A_s} \right]}{\frac{1 + \varphi(t_2, \tau_2)}{E_{ct2} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}}$$
 (4.24)

## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů

$$\text{síla v betonu} \quad N_{c2} = N_{c0} + \Delta N_{c1} + \Delta N_{c2} \quad (4.25)$$

$$\text{síla ve výztuži} \quad N_{s2} = N_{s0} + \Delta N_{s1} + \Delta N_{s2} = N_{s0} - \Delta N_{c1} - \Delta N_{c2} \quad (4.26)$$

$$\text{přetvoření průřezu} \quad \varepsilon_{c2} = \varepsilon_{s2} = \frac{N_{s2}}{E_s A_s} = \varepsilon_2 \quad (4.27)$$

- **krok č. n ( $t_n$ ) – s vlivem dlouhodobých jevů:**

$$\begin{aligned} \text{přetvoření výztuže} \quad \varepsilon_{sn} &= \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \frac{N_{s0} + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s} = \varepsilon_0 + \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s} \\ &= \varepsilon_0 - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s} \end{aligned} \quad (4.28)$$

$$\begin{aligned} \text{přetvoření betonu} \quad \varepsilon_{cn} &= \varepsilon_0 [1 + \varphi(t_n, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] \\ &\quad + \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)] \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$\text{čas } \tau_n \quad \tau_n = \frac{t_n + t_{n-1}}{2} \quad (4.30)$$

$$\text{rovnost přetvoření} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \varepsilon_n \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_0 [1 + \varphi(t_n, t_0)] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] \\ + \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)] \\ = \varepsilon_0 - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s} \end{aligned} \quad (4.32)$$

$$\begin{aligned} \Delta N_{cn} \\ = - \frac{\varepsilon_0 \varphi(t_n, t_0) + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci} \left[ \frac{1 + \varphi(t_n, \tau_i)}{E_{cti} A_c} + \frac{1}{E_s A_s} \right]}{\frac{1 + \varphi(t_n, \tau_n)}{E_{ctn} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}} \end{aligned} \quad (4.33)$$

$$\text{síla v betonu} \quad N_{cn} = N_{c0} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (4.34)$$

$$\text{síla ve výztuži} \quad N_{sn} = N_{s0} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{si} = N_{s0} - \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (4.35)$$

$$\text{přetvoření průřezu} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \varepsilon_n \quad (4.36)$$

Vzhledem k tomu, že normálová síla byla do sloupu vnášena postupně, je potřeba uvedené vzorce upravit pro zatížení vnesené v obecném čase:

- krok č. n ( $t_n$ ) pro zatížení  $N_j$  vnesené v čase  $t_{0j}$ :

$$\begin{array}{l} \text{přetvoření} \\ \text{od zatížení} \end{array} \quad \varepsilon_{0j} = \frac{N_j}{E_s A_s + E_{c0j} A_c} \quad (4.37)$$

$$\begin{array}{l} \text{přetvoření} \\ \text{výztuže} \end{array} \quad \varepsilon_{sn} = \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \frac{\sum_{j=1}^m N_{s0j} + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s} \quad (4.38)$$

$$= \sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} + \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s}$$

$$= \sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s}$$

$$\begin{array}{l} \text{přetvoření} \\ \text{betonu} \end{array} \quad \varepsilon_{cn} = \sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} [1 + \varphi(t_n, t_{0j})] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] \quad (4.39)$$

$$+ \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)]$$

$$\begin{array}{l} \text{rovnost} \\ \text{přetvoření} \end{array} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \varepsilon_n \quad (4.40)$$

$$\sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} [1 + \varphi(t_n, t_{0j})] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] \quad (4.41)$$

$$+ \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)] = \sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s}$$

$$\Delta N_{cn} \quad (4.42)$$

$$= - \frac{\sum_{j=1}^m \varepsilon_{0j} [\varphi(t_n, t_{0j})] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci} \left[ \frac{1 + \varphi(t_n, \tau_i)}{E_{cti} A_c} + \frac{1}{E_s A_s} \right]}{\frac{1 + \varphi(t_n, \tau_n)}{E_{ctn} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}}$$

$$\begin{array}{l} \text{síla v betonu} \end{array} \quad N_{cn} = \sum_{j=1}^m N_{c0j} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (4.43)$$

$$\begin{array}{l} \text{síla ve} \\ \text{výztuži} \end{array} \quad N_{sn} = \sum_{j=1}^m N_{s0j} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{si} = \sum_{j=1}^m N_{s0j} - \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (4.44)$$

$$\begin{array}{l} \text{přetvoření} \\ \text{průřezu} \end{array} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \varepsilon_n \quad (4.45)$$

V rovnicích (4.1) až (4.45) bylo použito označení veličin:

$N$	normálová síla v průřezu
$t_n$	čas v kroku $n$
$\tau_n$	průměrný čas mezi kroky $n$ a $n-1$
$\varphi(t_n, t_0)$	součinitel dotvarování v čase $t_n$ pro zatížení vnesené v čase $t_0$
$\epsilon_{shr}(t_n, t_s)$	přetvoření od smršťování v čas $t_n$
$E_s$	modul pružnosti oceli
$A_s$	plocha výztuže
$E_{ctn}$	modul pružnosti betonu v čase $\tau_n$
$A_c$	průřezová plocha betonu
$N_{c0}$	počáteční síla v betonové části průřezu od zatížení
$N_{s0}$	počáteční síla v betonářské výztuži od zatížení
$\Delta N_{cn}$	změna síly v betonové části průřezu v kroku $n$
$\Delta N_{sn}$	změna síly v betonářské výztuži v kroku $n$
$N_{cn}$	síla v betonové části průřezu v kroku $n$
$N_{sn}$	síla v betonářské výztuži v kroku $n$
$\epsilon_0$	počáteční přetvoření průřezu od zatížení
$\epsilon_{cn}$	přetvoření betonové části průřezu v kroku $n$
$\epsilon_{sn}$	přetvoření betonářské výztuže v kroku $n$

## 4.4 Porovnání výsledků měření s výsledky výpočtu podle vybraných reologických modelů

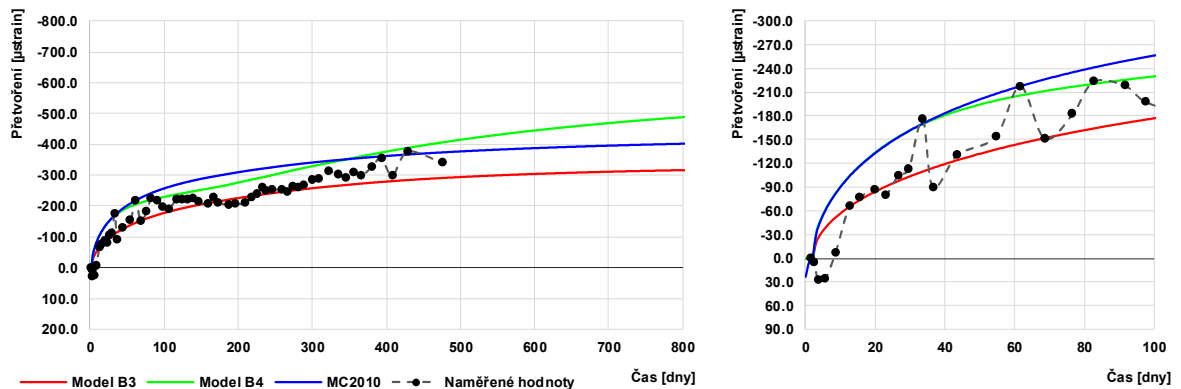
### 4.4.1 Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2

Porovnání naměřených a predikovaných hodnot můžeme vidět na Obr. 4.13. Všechny tři modely předpovídají podobný vývoj deformací válců, přičemž naměřené hodnoty deformací se nacházejí přibližně uvnitř obálky predikovaných hodnot. Obecně můžeme říct, že v případě zkušebních válců je predikce deformací všemi zkoumanými modely poměrně přesná. To je pravděpodobně způsobeno tím, že reologické modely jsou odvozeny z podobných těles a tím, že deformace je tvořena pouze smršťováním.

#### Model Code 2010

Reologický model podle Model Code 2010 nedokáže (stejně jako ostatní zkoumané modely) vystihnout nabývání objemu betonu v počáteční fázi tvrdnutí. Největší shoda mezi predikovanými a naměřenými hodnotami je v čase do 60 dní a poté na konci

měření v čase od 350 dní. I přes relativně dobrou shodu s naměřenými hodnotami je v tomto případě Model Code 2010 nejméně přesný v porovnání s modely B3 a B4.



Obr. 4.13 – Porovnání naměřených deformací válců F4.V1 a F4.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely

### **Model B3**

Model B3 je v případě zkušebních válců v prvních přibližně 300 dnech měření velmi přesný, přestože je z hlediska výpočtu smršťování betonu nejjednodušší ze zkoumaných modelů. Od času 300 dní se začíná rozdíel mezi predikovanými a naměřenými hodnotami zvětšovat.

### **Model B4**

Můžeme vidět, že model B4 má velmi dobrou shodu s naměřenými hodnotami deformací. Ze všech zkoumaných modelů vystihuje model B4 nejlépe sklon vývoje naměřených deformací. Z vývoje deformací se navíc zdá, že v pozdějším období mohl být model B4 nejpřesnější i z hlediska velikosti naměřených hodnot.

### **4.4.2 Přetvoření sloupu F4**

Na Obr. 4.14 je zobrazeno porovnání naměřených hodnot s hodnotami predikovanými vybranými reologickými modely.

### **Model Code 2010**

Hodnoty predikované modelem se po dobu prvních přibližně 50 dnů měření významně liší od naměřených hodnot, a to především z hlediska vývoje deformací. Jak bylo uvedeno již u zkušebních válců, reologický model nedokáže vystihnout nabývání objemu betonu na začátku měření, z čehož vyplývá rozdíl mezi oběma křivkami. Od času přibližně 50 dnů je mezi predikovanými a naměřenými hodnotami velmi dobrá shoda, v současné době se křivky liší přibližně o 10 %. Drobné rozdíly mezi oběma křivkami lze vysvětlit především změnami v relativní vlhkosti okolního prostředí a odlišným vývojem

velikosti normálové síly ve sloupu F4 v čase. Ze sledovaných modelů je v případě sloupu F4 model podle Model Code 2010 nejméně výstižný.

### Model B3

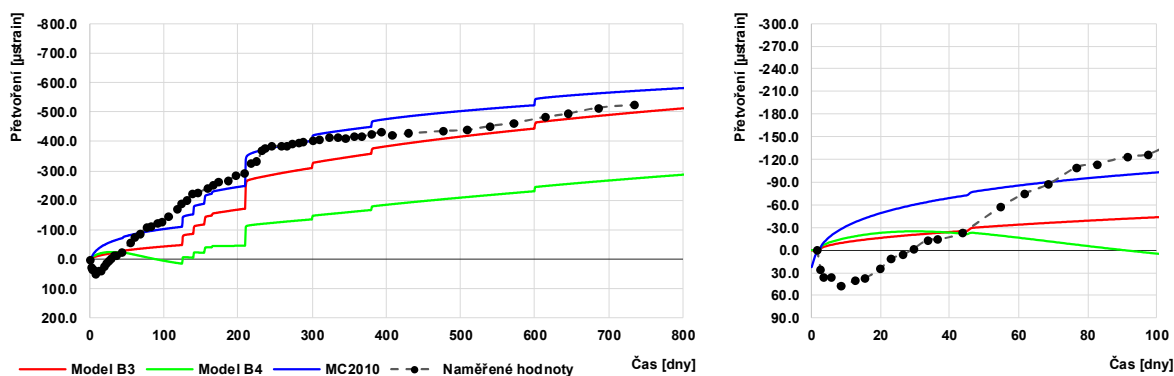
Časový vývoj deformací predikovaných modelem B3 odpovídá svým sklonem přibližně modelu podle Model Code 2010. Rozdíl mezi těmito modely vzniká z velké části v prvních přibližně 50 dnech, po zbytek měření je rozdíl mezi modely téměř konstantní. Od času přibližně 400 dní lze model B3 považovat v podstatě za přesný, počáteční vývoj deformací v čase do 400 dní se ale významně liší od naměřených hodnot.

### Model B4

Můžeme vidět, že model B4 je v případě sloupu F4 mnohem méně výstižný než v případě zkušebních válců. To je pravděpodobně způsobeno tím, že model B4 je odvozen z měření na vzorcích s náhradním rozměrem 12 mm – 120 mm. Do tohoto rozsahu náhradního rozměru zkušební válec spadá (náhradní rozměr zkušebního válce je 75 mm), zatímco sloup s náhradním rozměrem cca 330 mm leží zcela mimo tento interval.

Na první pohled si můžeme všimnout, že naměřené a predikované hodnoty se zcela liší. Při hlubším zkoumání je ale vidět, že sklon obou křivek je od času přibližně 200 dní stejný. Největší nesoulad mezi oběma křivkami (jak z hlediska hodnot přetvoření, tak z hlediska sklonu křivky) se odehrává do času přibližně 100 dní. Z toho lze usuzovat, že predikce dotvarování sloupu odpovídá naměřeným hodnotám, zatímco v predikci smršťování (především autogenního) model B4 tak přesný není.

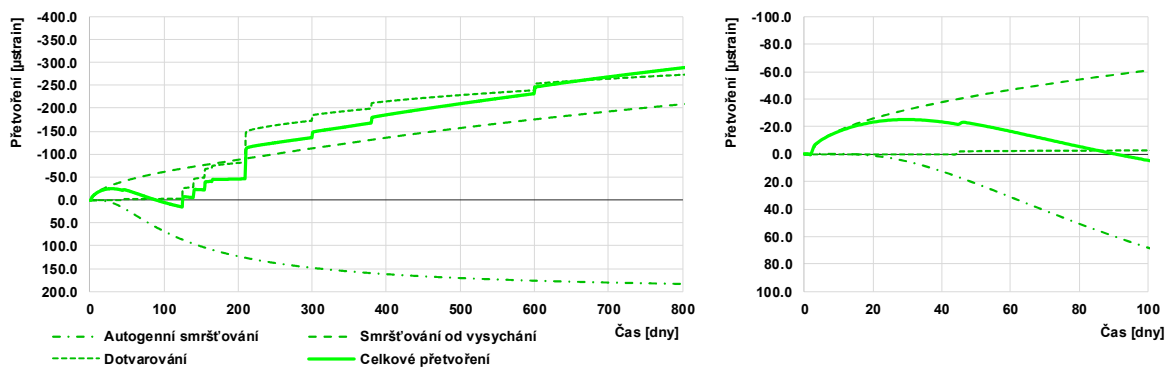
Naměřené hodnoty přetvoření sloupu jsou po dvou letech od betonáže přibližně dvojnásobné v porovnání s predikovanými hodnotami.



Obr. 4.14 – Porovnání naměřených deformací sloupu F4 s hodnotami predikovanými reologickými modely

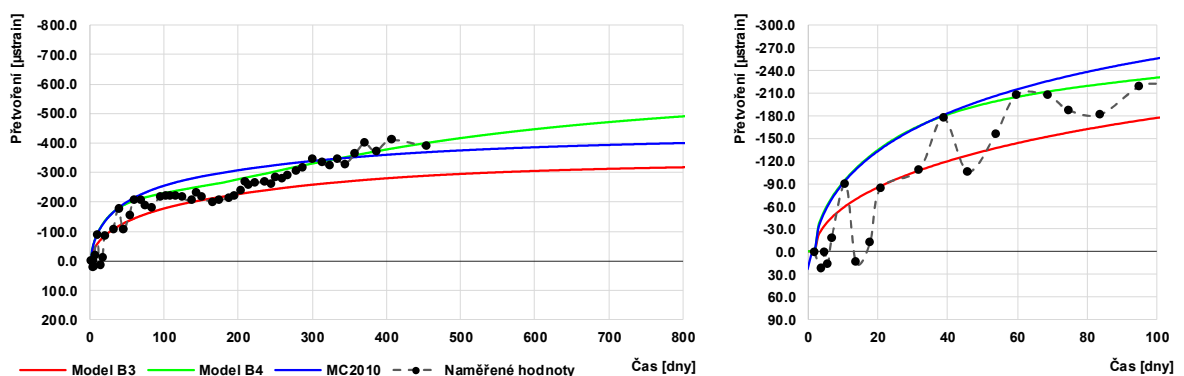


Pokud budeme model B4 zkoumat podrobněji a celkovou predikovanou deformaci rozložíme na její jednotlivé části (autogenní smršťování, smršťování od vysychání a dotvarování) pak zjistíme, že pro danou betonovou směs model B4 predikuje kladné autogenní smršťování o konečné velikosti přibližně 200  $\mu$ strain. Vzhledem k tomu, že predikovaná hodnota smršťování od vysychání je v současné době přibližně -200  $\mu$ strain, dochází k vzájemnému vyrušení účinku autogenního smršťování a smršťování od vysychání. Celková deformace by tedy v současnosti měla odpovídat přibližně hodnotě od dotvarování sloupu. Takový výsledek byl překvapivý, a proto byl konzultován s autory modelu B4. Od autorů modelu bylo zjištěno, že model B4 obsahuje nepřesnost v autogenním smršťování a že se připravuje aktualizace modelu – podrobněji bude popsáno v dalších kapitolách.



Obr. 4.15 – Jednotlivé složky deformace sloupu F4 predikované modelem B4

#### 4.4.3 Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2



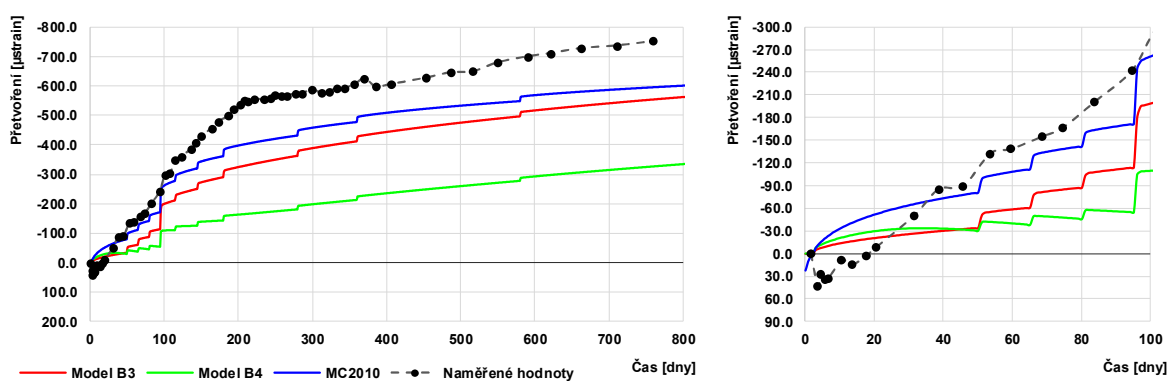
Obr. 4.16 – Porovnání naměřených deformací válců F3.V1 a F3.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely

Na Obr. 4.16 můžeme vidět porovnání naměřených a predikovaných hodnot deformací válců F3.V1 a F3.V2. Opět si můžeme všimnout, že v případě zkušebních válců je predikce deformací všemi zkoumanými modely poměrně přesná. O jednotlivých

použitých reologických modelech platí v zásadě totéž, jako v případě zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 – viz kapitola 4.4.1.

#### 4.4.4 Přetvoření sloupu F3

Na Obr. 4.17 je zobrazeno porovnání naměřených hodnot s hodnotami predikovanými vybranými reologickými modely. Z grafu je patrné, že v případě sloupu F3 dosahují reologické modely menší přesnosti než v případě sloupu F4. Naměřené hodnoty deformací jsou výrazně vyšší než predikované hodnoty. Jak bylo uvedeno v kapitole 4.2.4, naměřená deformace sloupu F3 je o přibližně 200  $\mu$ strain větší než u sloupu F4, přestože jsou napětí v obou sloupech srovnatelná.



Obr. 4.17 – Porovnání naměřených deformací sloupu F3 s hodnotami predikovanými reologickými modely

#### Model Code 2010

Největší shoda mezi predikovanými a naměřenými hodnotami je v období přibližně od 40 do 100 dnů. Před tímto obdobím jsou predikované hodnoty vyšší než naměřené, po tomto období jsou predikované hodnoty nižší než naměřené. Predikovaný nárůst deformací v prvních 200 dnech je výrazně pomalejší než skutečně naměřený nárůst. Od času 200 dní je sklon obou křivek podobný. V současnosti je rozdíl mezi naměřenými a predikovanými hodnotami přibližně 150  $\mu$ strain (asi 25 %). Ze všech zkoumaných modelů je Model Code 2010 v případě sloupu F3 nejméně přesný.

#### Model B3

Časový vývoj deformací predikovaných modelem B3 a modelem podle Model Code 2010 je podobný. Rozdíl mezi modely vzniká především v prvních přibližně 50 dnech měření, stejně jako u sloupu F4. S postupem času se nyní rozdíl mezi modely snižuje. Model B3 je z hlediska predikovaných hodnot deformací méně přesný než Model Code 2010,

avšak rychlost nárůstu deformací od času přibližně 200 dní predikuje model B3 výstižněji.

#### **Model B4**

Stejně jako v případě sloupu F4, i u sloupu F3 se hodnoty predikované modelem B4 výrazně liší jak od naměřených hodnot, tak od hodnot predikovaných zbývajícími dvěma reologickými modely. Rozdíl mezi predikovanými a naměřenými hodnotami je v současnosti větší než 100 %. Jak bylo uvedeno v kapitole 4.4.2, rozdíl je pravděpodobně způsoben nepřesnostmi v predikci autogenního smršťování.

### **4.5 Aktualizace modelu B4 z roku 2019**

Komunikací s autory modelu B4 bylo zjištěno, že model B4 obsahuje nepřesnost v autogenním smršťování a že připravují aktualizaci modelu, resp. výpočtu autogenního smršťování podle tohoto modelu. Do modelu byla nově přidána složka přetvoření od nabývání objemu betonu. Celková deformace se tedy nově skládá ze čtyř složek: z autogenního smršťování, které má vždy zápornou hodnotu, ze smršťování od vysychání, z nabývání objemu betonu a z dotvarování. Díky této změně by mělo být možné predikovat počáteční nabývání objemu betonu.

Konečná hodnota autogenního smršťování se nově určuje na základě složení betonové směsi. Protože jsou ale tyto údaje často předem nedostupné, je možné hodnotu alternativně určit na základě pevnostní třídy betonu.

Předběžné aktualizované vzorce pro výpočet deformací podle modelu B4 jsou poskytnuty autorovi této práce. Než bude aktualizace modelu dokončena, je doporučen následující postup [11] [12]:

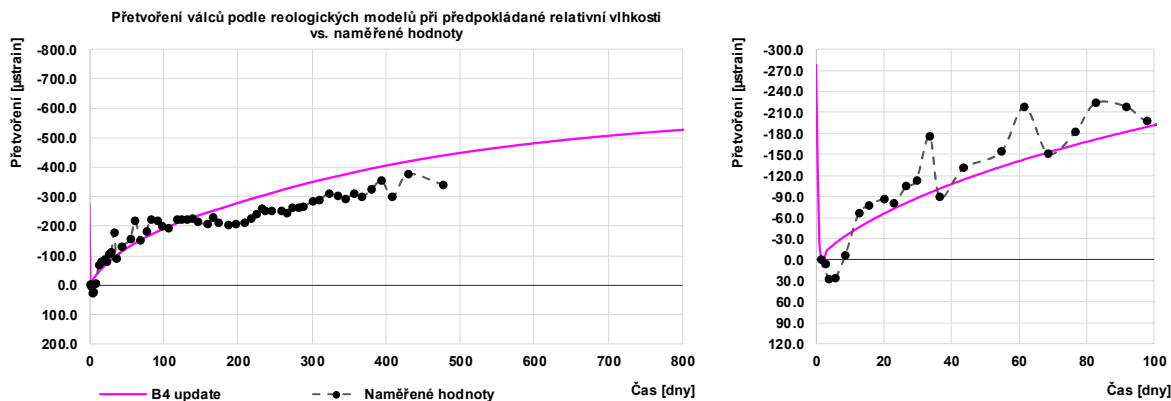
- 1) Pro malé prvky, jako jsou zkušební válce, se mají do výpočtu deformací zahrnout pouze 3 složky deformace: smršťování od vysychání, nabývání objemu betonu a dotvarování.
- 2) Pro masivní prvky, jako je např. sloup, se mají do výpočtu deformací zahrnout všechny 4 složky deformace, tedy včetně autogenního smršťování (vypočteného podle aktualizovaného vzorce)

#### **4.5.1 Přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2**

Vzhledem k tomu, že podle postupu doporučeného do dokončení aktualizace modelu B4 se nemá do přetvoření malých prvků zahrnovat vliv autogenního smršťování, je na Obr. 4.18 zobrazena pouze jedna křivka predikované deformace (jako součet smršťování od vysychání a nabývání objemu betonu).

## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů

Shoda mezi naměřenými a predikovanými hodnotami je poměrně dobrá. V prvních přibližně 150 dnech měření je model nejmýstižnější, v druhé polovině měření se ale jeho přesnost postupně snižuje. To může být způsobeno tím, že některá vstupní data byla odhadnuta (především časový průběh relativní vlhkosti okolního prostředí).

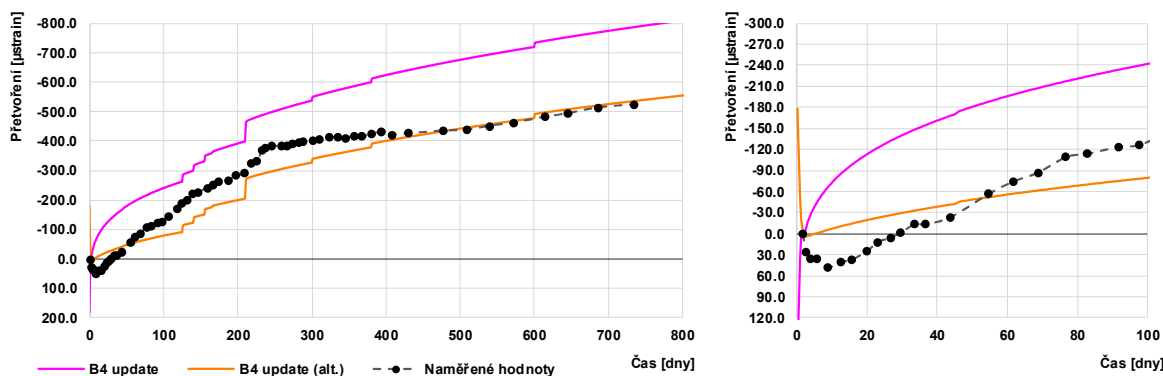


Obr. 4.18 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 podle aktualizovaného modelu B4

### 4.5.2 Přetvoření sloupu F4

Porovnání naměřených deformací sloupu F4 s hodnotami predikovanými aktualizovaným modelem B4 můžeme vidět na Obr. 4.19. Pro výpočet autogenního smrštění byly použity obě nové možnosti

- 1) Základní výpočet založený na složení betonové směsi
- 2) Alternativní výpočet založený na pevnostní třídě betonu

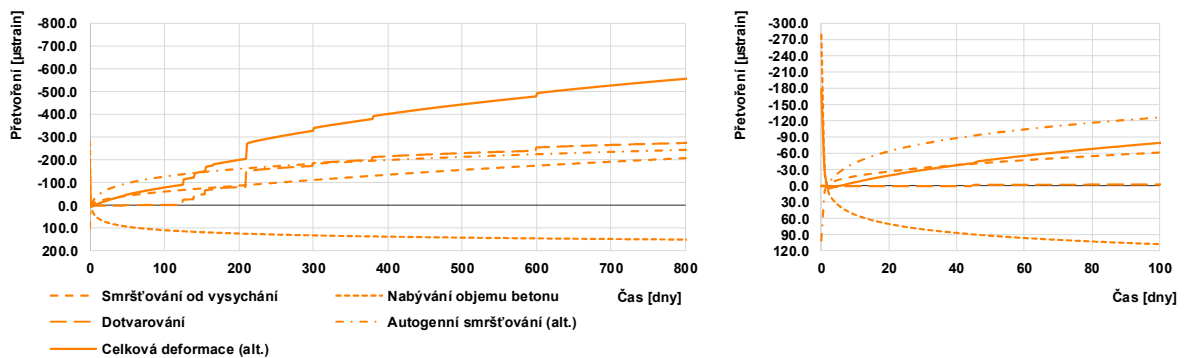


Obr. 4.19 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření sloupu F4 podle aktualizovaného modelu B4

Na první pohled si můžeme všimnout, že predikované hodnoty deformací, vypočtené podle obou nových přístupů, se významně liší. Hodnota autogenního smrštění určená na základě složení betonové směsi je v čase 800 dní přibližně -510  $\mu$ strain, zatímco hodnota určená na základě pevnostní třídy (alternativní predikovaná hodnota) je ve

stejném čase přibližně  $-240 \mu\text{strain}$ . Rozdíl těchto hodnot tvoří rozdíl mezi fialovou a oranžovou křivkou.

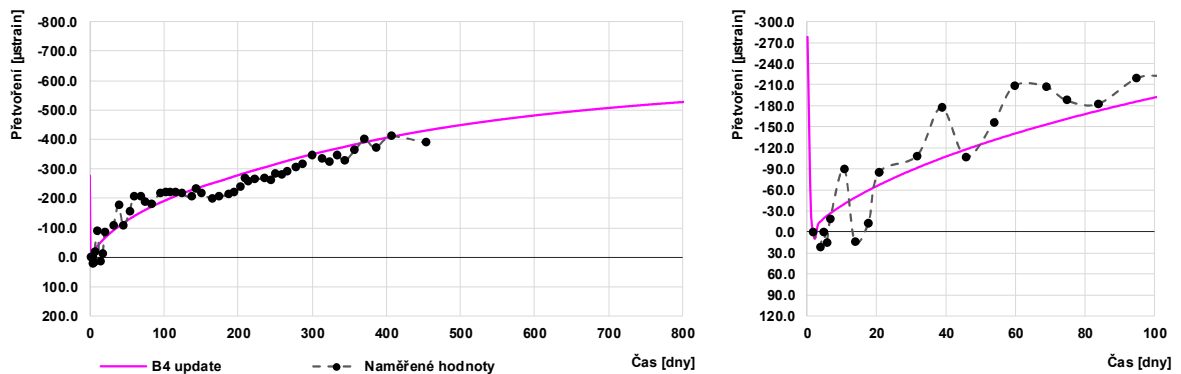
V zásadě můžeme říct, že hodnoty predikované na základě pevnostní třídy betonu (alternativní predikovaná hodnota) se velmi dobře shodují se skutečně naměřenými hodnotami, a to zejména v druhé polovině měření, kde je shoda téměř 100 %. Naproti tomu hodnoty predikované na základě složení betonové směsi se v současnosti liší od naměřených hodnot přibližně o 50 %.



Obr. 4.20 – Jednotlivé složky deformace sloupu F4 predikované aktualizovaným modelem B4 (autogenní smršťování vypočtené na základě pevnostní třídy betonu)

Přestože je součástí modelu B4 i složka nabývání objemu betonu, nedokáže model stále predikovat nabývání objemu na začátku měření správně. Velikost autogenního smršťování a smršťování od vysychání jsou větší, a proto jsou výsledné predikované deformace od přibližně druhého dne měření záporné. Rozdělení predikované deformace na jednotlivé složky je zobrazeno na Obr. 4.20 (pouze pro přístup založený na pevnostní třídě).

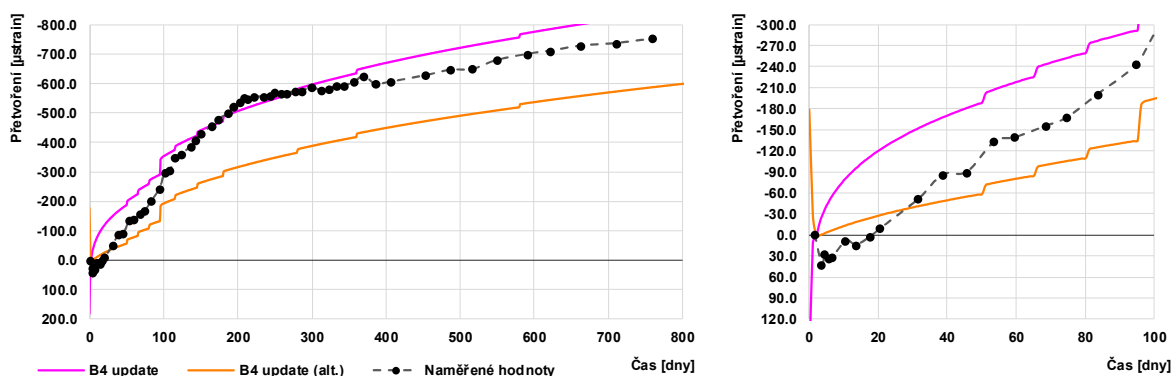
#### 4.5.3 Přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2



Obr. 4.21 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 podle aktualizovaného modelu B4

Porovnání naměřených deformací zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 s predikovanými hodnotami můžeme vidět na Obr. 4.21. Aktualizovaný model můžeme považovat za velmi přesný. Mírný nesoulad můžeme pozorovat mezi 30 a 60 dny, ten může být ale způsobený změnami relativní vlhkosti okolního prostředí. U těchto zkušebních válců dosahuje model vyšší přesnosti než u zkušebních válců F4.V1 a F4.V2. Obecně lze říct, že model B4 je po jeho aktualizaci mnohem výstižnější, a to zejména u masivních prvků.

#### 4.5.4 Přetvoření sloupu F3



Obr. 4.22 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření sloupu F3 podle aktualizovaného modelu B4

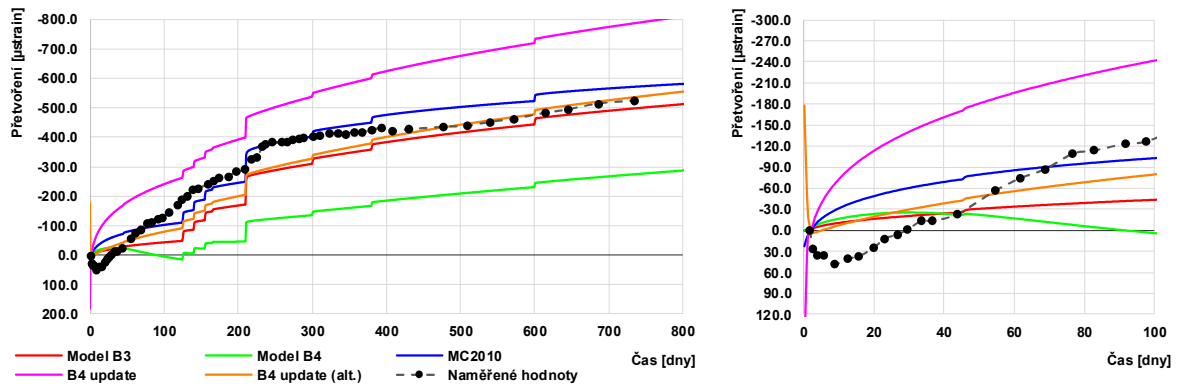
Na Obr. 4.22 můžeme vidět porovnání naměřených deformací sloupu F3 s hodnotami predikovanými aktualizovaným modelem B4. Na první pohled si můžeme všimnout, že narozdíl od sloupu F4 je v tomto případě výstižnější postup založený na složení betonové směsi. Ten odpovídá naměřeným hodnotám především v období od 150 do 350 dní. Při hlubším zkoumání je ale také vidět, že od času cca 400 dní odpovídá sklon naměřených hodnot sklonu hodnot predikovaných na základě pevnostní třídy betonu. Zde je vidět jistá podobnost mezi sloupem F3 a F4.

Vzhledem k tomu, že naměřené deformace sloupu F3 jsou větší, než předpovídají ostatní použité modely, a také jsou z neznámého důvodu větší než naměřené deformace sloupu F4 (přestože je napětí v obou sloupech srovnatelné), se lze domnívat, že hodnoty predikované na základě pevnostní třídy jsou stejně jako u sloupu F4 přesnější než hodnoty predikované na základě složení betonové směsi.

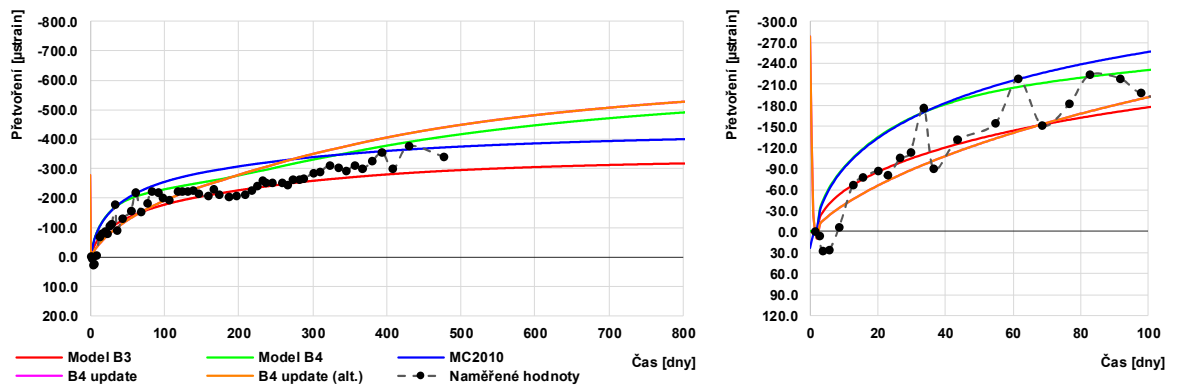
#### 4.6 Celkové porovnání

Na dalších obrázcích jsou bez dalšího slovního komentáře porovnány naměřené deformace jednotlivých prvků s hodnotami predikovanými pomocí všech výše zmíněných reologických modelů.

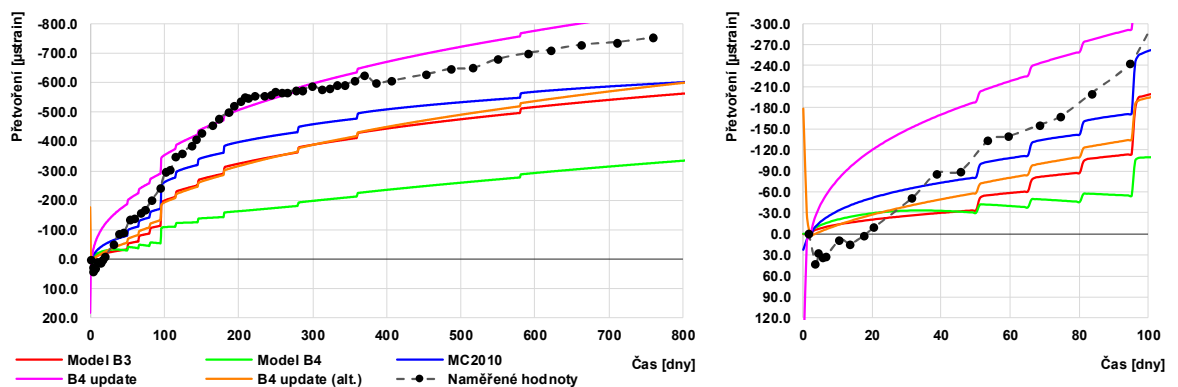
Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – dotvarování a smršťování sloupů



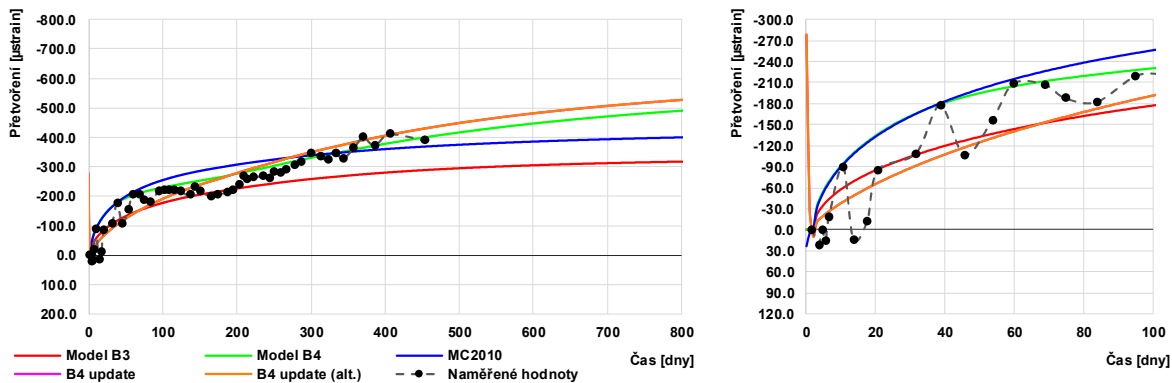
Obr. 4.23 – Porovnání naměřených deformací sloupu F4 s hodnotami predikovanými reologickými modely



Obr. 4.24 – Porovnání naměřených deformací válců F4.V1 a F4.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely



Obr. 4.25 – Porovnání naměřených deformací sloupu F3 s hodnotami predikovanými reologickými modely



Obr. 4.26 – Porovnání naměřených deformací válců F3.V1 a F4.V3 s hodnotami predikovanými reologickými modely

## 4.7 Závěr

Tato část práce byla zaměřena na porovnání hodnot deformací naměřených na skutečné konstrukci a hodnot predikovaných různými reologickými modely – Model Code 2010, Model B3 a Model B4 vč. jeho aktualizace z roku 2019. Bylo zjištěno, že:

- U zkušebních válců bylo obecně dosaženo větší přesnosti predikovaných deformací než u sloupů, což je pravděpodobně způsobeno tím, že reologické modely jsou často odvozeny pouze z měření na laboratorních vzorcích.
- Žádný z použitých modelů nedokáže predikovat počáteční nabývání objemu betonu.
- Všechny použité modely predikují u zkušebních válců podobný průběh deformací, a to především na začátku měření. Později se obálka predikovaných deformací rozevírá.
- Deformace zkušebních válců byly nejlépe predikovány modelem B4, a to jak před jeho aktualizací, tak po jeho aktualizaci.
- Deformace sloupů byla nejlépe predikována modelem B3 a modelem podle Model Code 2010, a dále modelem B4 po aktualizaci za použití výpočtu autogenního smrštění založeném na pevnostní třídě použitého betonu.
- Model B4 před aktualizací predikuje na masivních prvcích zcela nepřesné hodnoty, což je způsobeno především nevhodným výpočtem autogenního smršťování.
- Po aktualizaci modelu B4 došlo k výraznému zvýšení shody, a to zejména u masivních sloupů, kdy je shoda mezi naměřenými a predikovanými hodnotami v druhé polovině měření téměř 100 %.



Popsaný experiment ukazuje, že měření deformací na reálných konstrukcích z reálné betonové směsi a za reálných podmínek je nezbytnou součástí ověření platnosti reologických modelů. Proto je nutné rozšířit databázi deformací naměřených na reálných konstrukcích tak, aby mohly být reologické modely ověřovány a případně aktualizovány.

Předpokládá se, že tento experiment potrvá ještě několik let a díky tomu poskytne cenné informace o objemových změnách reálných betonových konstrukcí jak během výstavby, tak během užívání stavby.

## **5 Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek**

K omezení tahových napětí v betonových deskách se často, především v pozemním stavitelství, provádějí smršťovací pruhy. V desce se při betonáži vynechá souvislý pás, který se zabetonuje s odstupem několika týdnů až měsíců. Během této doby proběhne velká část smršťování betonu desky. Díky tomu se může deska deformovat, omezí se část napjatosti vzniklé vázanou deformací, a proto v ní vznikají menší tahová napětí, než kdyby byla vybetonována v jedné etapě. Tím dochází také k omezení vzniku trhlin, což je hlavní důvod pro provádění smršťovacích pruhů.

Provádění smršťovacích pruhů ale přináší během realizace několik problémů. Zejména je komplikovaný přístup ke smršťovacímu pruhu pro jeho betonáž, protože se většinou provádí v době, kdy jsou už provedeny stropní desky v dalších podlažích. Dále je potřeba pod smršťovacím pruhem ponechat bednění po delší dobu než pod zbytkem desky, což vede k neefektivnímu využití hmotných zdrojů.

Provedením smršťovacích pruhů můžeme do jisté míry zabránit vzniku trhlin rovnoběžných se smršťovacím pruhem. Na druhou stranu ale ve smršťovacím pruhu po jeho betonáži vznikají na rozhraní s již provedenou deskou vlivem smršťování tahová napětí. Ta vedou ke vzniku většího množství drobných trhlin kolmých na smršťovací pruh. Další nevýhodou je samotný vznik další pracovní spáry, která je náchylná na vznik netěsnosti, což může být problém především u konstrukcí ve styku se zemí nebo v horším případě s tlakovou vodou.

Cílem této části práce je určení a zhodnocení vlivu smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek.

### **5.1 Popis měření**

Do stropní desky byly ve dvou bodech osazeny tenzometry (v každém bodě čtyři) pro měření poměrných deformací. V každém bodě byly dva tenzometry osazeny ve směru volné deformace desky. Další dva tenzometry byly osazeny ve směru vázané deformace, aby bylo možné určit stupeň jejího omezení a z něj vznikající tahová napětí. Místa byla zvolena tak, aby bylo možné určit také vliv smršťovacích pruhů. Měření probíhá na stropní desce v 5. NP budovy Palmovka Open Park IV.

Zde je nutné říct, že pojmenování směrů desky jako směr volné deformace a směr vázané deformace je zjednodušující, slouží pouze pro rychlejší orientaci v textu a je založeno na převládající deformaci v tom konkrétním směru. Směr volné deformace je uvažovaný jako kolmý k okraji stropní desky – převládá volná deformace, které je bráněno pouze ohybovou (relativně nízkou) tuhostí krajních sloupů. Jako směr vázané deformace je uvažovaný směr rovnoběžný s okrajem stropní desky – převládá vázaná deformace, kdy je volné deformaci zabráněno ohybovou tuhostí několika řad sloupů a ztužujícími monolitickými jádry.

Další čtyři tenzometry byly osazeny do zkušebních válců, které byly vyrobeny ze stejného betonu jako zkoumaná stropní deska. Válce byly umístěny v prostředí stavby. Součástí práce je také porovnání hodnot deformací naměřených na zkušebních válcích s hodnotami predikovanými reologickými modely.

### 5.1.1 Popis objektu

Objekt Palmovka Open Park IV, ve kterém byly osazeny tenzometry, stojí v Praze 8 na Palmovce. Celý komplex se skládá ze dvou hlavních objektů a dvou menších mezilehlých částí – spojovacího krčku a navazující haly. Hlavní budovy mají tři podzemní podlaží a osm nadzemních podlaží. Objekt má přibližný půdorysný tvar trojúhelníku s obdélníkovým výstupkem u jednoho vrcholu.



Obr. 5.1 – Vizualizace budovy Palmovka Open Park IV

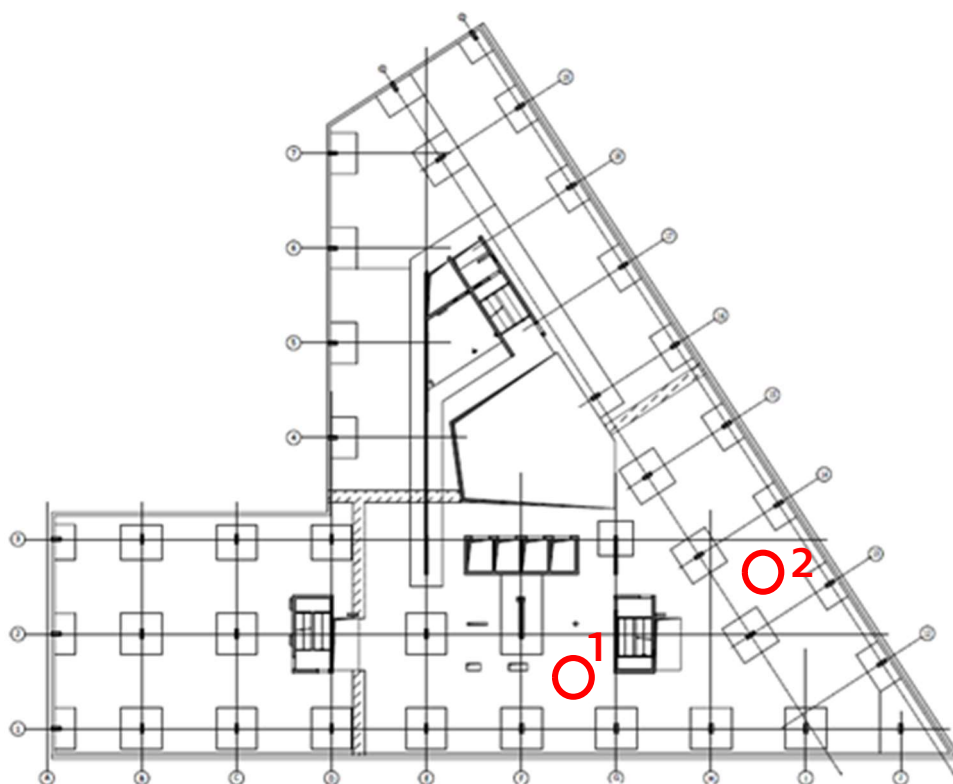
Dům je ukončen plochou střechou, kraj střechy je lemován atikami. Spodní stavba objektu je navržena jako bílá vana. Nosnou konstrukci objektu tvoří nosný železobetonový skelet – kombinace sloupů a monolitických stropních desek.

Prostorovou tuhost konstrukce zajišťují tři železobetonová jádra. Konstrukce objektu je řešena jako jeden dilatační celek.

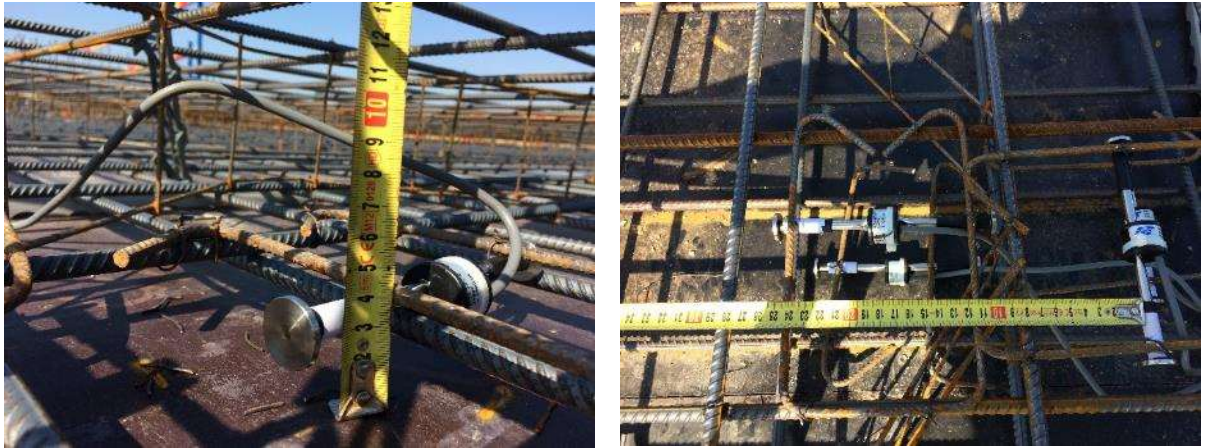
### 5.1.2 Umístění tenzometrů

K měření byly použity tenzometry EDS-20V-E. Strunové tenzometry byly umístěny na dvou místech do stropní desky v pátém nadzemním podlaží. V každém bodě byly dva tenzometry osazeny ve směru volné deformace (kolmo na hranu budovy) – jeden u horního povrchu a druhý u dolního povrchu. Další dva tenzometry byly osazeny ve směru vázané deformace (rovnoběžně s hranou budovy) – také u horního a dolního povrchu. Umístění je zobrazeno na Obr. 5.2 až Obr. 5.4. Další čtyři tenzometry byly osazeny do zkušebních válců, které jsou vyrobeny ze stejného betonu jako stropní deska. Válce byly umístěny v prostředí stavby.

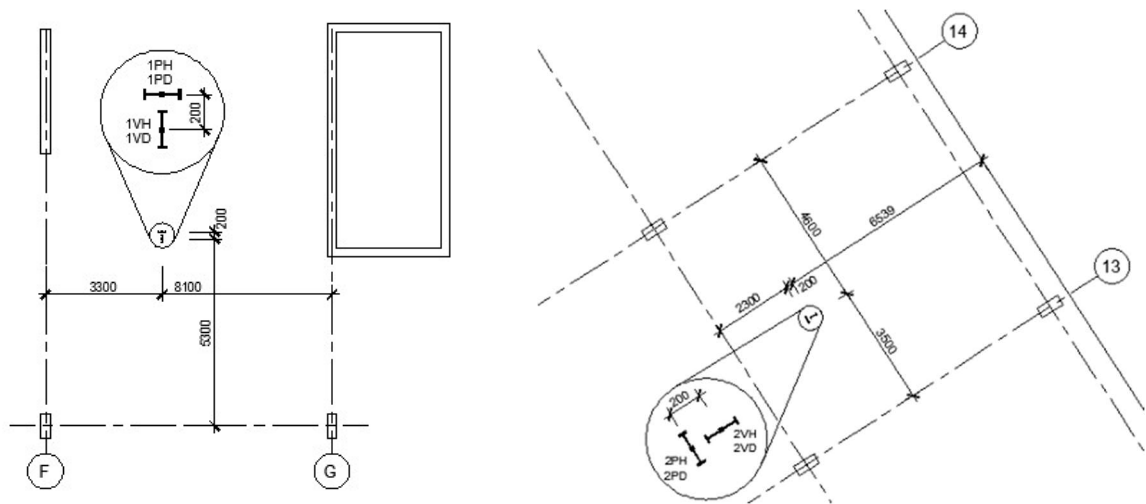
Tenzometry byly v obou bodech osazeny ve směru volného smršťování ve výšce 55 mm a 165 mm nad dolním povrchem stropní desky. Ve směru vázaného smršťování byly osazeny ve výšce 30 mm a 190 mm nad dolním povrchem stropní desky.



Obr. 5.2 – Půdorys budovy s vyznačením polohy tenzometrů



Obr. 5.3 – Umístění tenzometrů ve stropní desce



Obr. 5.4 – Umístění tenzometrů ve stropní desce (vlevo bod 1, vpravo bod 2)

### 5.1.3 Průběh měření

Betonáž stropní desky proběhla dne 2.6.2017. Měření deformací probíhalo první týden po betonáži každý den, poté po dobu asi jednoho měsíce 2x týdně, od druhého měsíce probíhalo měření první rok přibližně 1x týdně, po prvním roce byl interval měření prodloužen na cca 1 měření za měsíc. Aktuálně probíhá měření přibližně jednou za 6 měsíců. Při každém měření deformací desky byla zároveň měřena deformace válců. Válce byly ale v březnu 2018 ztraceny (pravděpodobně odstraněny pracovníky stavby).

## 5.2 Naměřené hodnoty

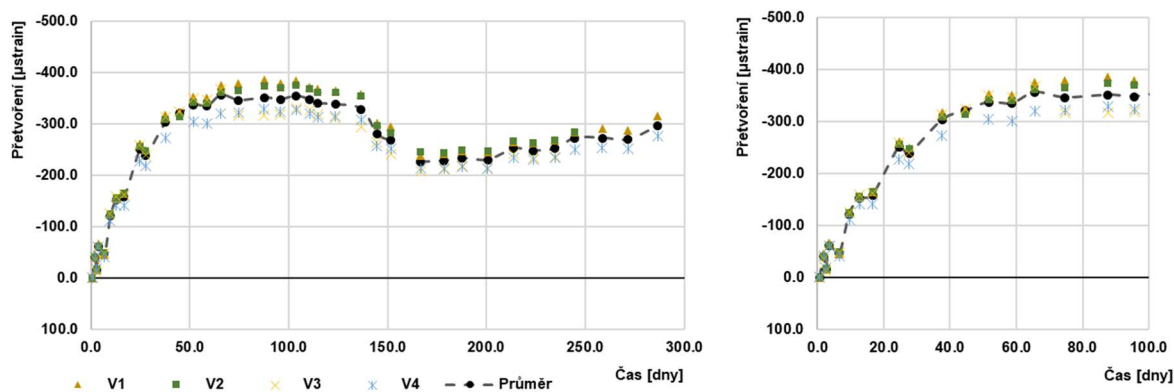
### 5.2.1 Deformace válců

Na Obr. 5.5 můžeme vidět časový průběh deformací zkušebních válců V1 až V4. Vývoj deformací je hladký bez větších výkyvů.

V prvních přibližně 50 dnech můžeme vidět nárůst deformace od smršťování, který se v čase cca od 50 do 140 dní ustálil na hodnotě kolem  $-350 \mu\text{strain}$ . V čase cca 140 dní je



patrné nabývání objemu betonu. To je pravděpodobně způsobené tím, že byly válce nedopatřením po dobu asi jednoho až dvou týdnů vystaveny dešti. Hodnota přetvoření při tom klesla asi na 220  $\mu$ strain. Po následném umístění zkušebních válců do budovy začalo docházet k opětovnému vysychání válců a k pomalému nárůstu jejich přetvoření. Do konce měření se deformace zvětšila asi o 70  $\mu$ strain.



Obr. 5.5 – Naměřené deformace zkušebních válců V1 až V4

### 5.2.2 Deformace betonu v bodě č. 1

Na Obr. 5.6 jsou zobrazeny naměřené vodorovné deformace stropní desky v bodě č. 1. Průběh deformací v čase je až na pár krátkodobých výkyvů hladký. Krátkodobé výkyvy, např. v čase cca 280 dní, jsou pravděpodobně způsobeny změnou relativní vlhkosti okolního prostředí. Můžeme si všimnout, že v tomto čase dochází ve směru vázané deformace k větší změně přetvoření než ve směru volné deformace, což je v rozporu s očekávaným chováním, kdy by měla být deformace ve volném směru větší než ve směru vázaném.

Ve směru volné deformace došlo po betonáži desky k nárůstu deformací vlivem smršťování betonu. Hodnota deformace se u obou povrchů přibližně po 50 dnech ustálila mezi hodnotami -100 a -120  $\mu$ strain. V tomto čase zároveň došlo k zabetonování smršťovacích pruhů v desce. K opětovnému nárůstu deformace začalo docházet v čase přibližně 300 dní, na čemž se pravděpodobně podílely tyto 3 faktory:

- Provedení fasády budovy
- Vliv ročního období (jaro 2018) – obecně nižší relativní vlhkost, méně srážek
- Uvedení budovy do provozu a s tím spojené používání vzduchotechniky

V tomto čase se od sebe také začaly vzdalovat průběhy deformací u horního a dolního povrchu, což je způsobeno uvedením budovy do provozu a s tím souvisejícím svislým

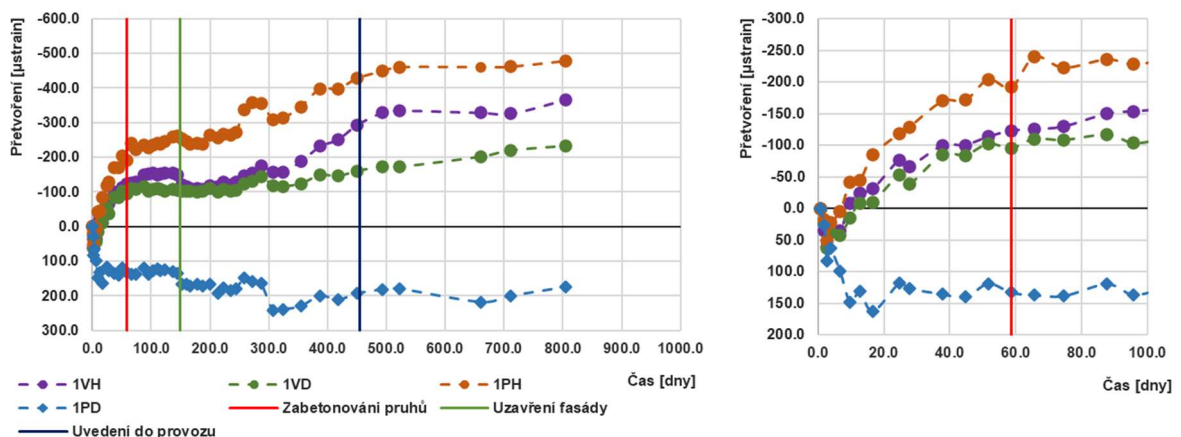
zatížením stropní desky. V současné době se přetvoření ustálilo okolo hodnoty  $-350 \mu\text{strain}$  pro horní povrch, resp.  $-200 \mu\text{strain}$  pro dolní povrch.

Ve směru vázané deformace došlo po betonáži desky k nárůstu záporné deformace u horního povrchu desky, zatímco u spodního povrchu docházelo k jejímu prodlužování. Tento jev nedokážeme vysvětlit a pravděpodobně souvisí se zatížením stropní desky vlivem provádění stavby (např. stojky bednění stropní konstrukce v 6. NP vč. tíhy čerstvého betonu).

Od času přibližně 300 dní můžeme pozorovat podobné trendy v chování jako ve směru volné deformace. Po provedení smršťovacích pruhů patrně nedochází k rozdílu v chování stropní desky v jednotlivých směrech. Proto lze předběžně usuzovat, že smršťovací pruhy nemají vliv na napjatost stropních desek. Podrobněji bude napětí analyzováno v dalších kapitolách.

Legenda označení tenzometrů:

- 1VH (2VH) směr volné deformace, horní povrch
- 1VD (2VD) směr volné deformace, dolní povrch
- 1PH (2PH) směr vázané deformace, horní povrch
- 1PD (2PD) směr vázané deformace, dolní povrch



Obr. 5.6 – Naměřené deformace v bodě č. 1

### 5.2.3 Deformace betonu v bodě č. 2

Na Obr. 5.7 můžeme vidět průběh naměřených deformací v bodě č. 2. Průběh deformací je i v tomto případě hladký, bez větších výkyvů. Lokální výkyvy pouze jednoho z tenzometrů jsou pravděpodobně způsobeny chybou měření. Výkyvy všech tenzometrů současně jsou způsobeny změnou relativní vlhkosti okolního prostředí.

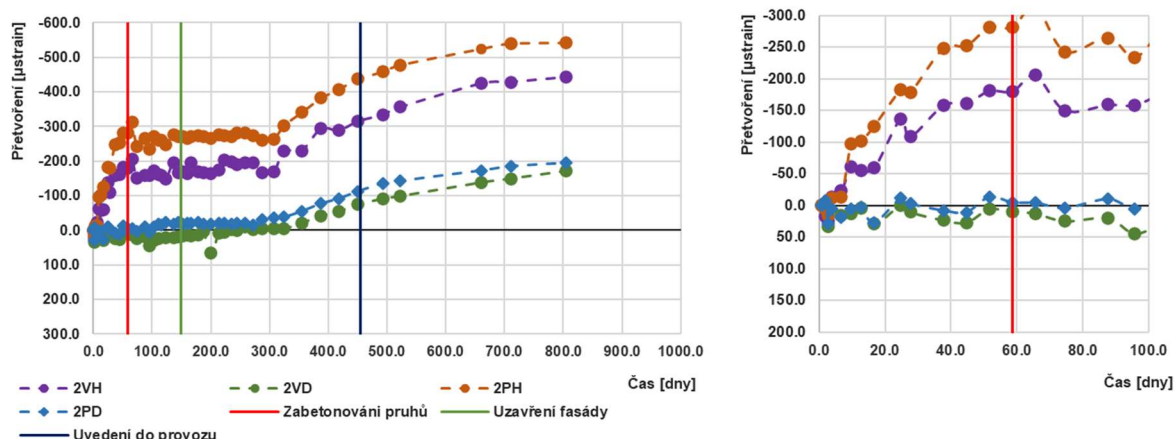
## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek

Ve směru volné deformace dochází krátce po betonáži desky k oddělení křivek zobrazujících deformaci horního a dolního povrchu. Hornímu povrchu narůstá deformace (zkrácení), zatímco dolní povrch se téměř nedeformuje. To znamená, že u dolního povrchu se deformace od smršťování a deformace od zatížení vzájemně téměř vyrovnají. Po zabetonování smršťovacích pruhů dojde k poklesu deformace horního povrchu – tato změna ale nastává i ve směru vázané deformace, pravděpodobně tedy nejde o vliv smršťovacího pruhu.

Deformace na horním povrchu se v čase přibližně 50 dní ustálila okolo hodnoty  $160 \mu\text{strain}$ . K dalšímu nárůstu dochází od času přibližně 300 dní, podobně jako v bodě č. 1. Od tohoto času dochází i ke zkracování dolního povrchu, jedná se tedy o účinek smršťování betonu. V současnosti došlo k ustálení hodnot okolo  $-450 \mu\text{strain}$  u horního povrchu a  $-180 \mu\text{strain}$  u dolního povrchu.

Ve směru vázané deformace došlo krátce po betonáži také k oddělení křivek zobrazujících deformaci horního a dolního povrchu. Hodnoty deformací jsou vyšší než ve směru volné deformace. To je pravděpodobně způsobeno větším ohybovým momentem ve směru vázané deformace. Opět došlo k ustálení hodnot od času přibližně 50 dní, k jejich opětovnému nárůstu od času 300 dní a aktuálně k jejich ustálení.

Podobně jako v bodě č. 1 nedochází k rozdílu v chování desky ve směrech volné a vázané deformace. Proto lze i z druhého měření předběžně usuzovat, že smršťovací pruhy nemají zásadní vliv na napjatost stropních desek.



Obr. 5.7 – Naměřené deformace v bodě č. 2

### 5.3 Výpočet deformací podle reologických modelů

V dalších kapitolách se k predikci deformací válců a stropní desky používají vybrané reologické modely. Byly uvažovány stejné reologické modely jako v kapitole 4:



- 1) Reologický model podle Model Code 2010 [3]
- 2) Model B3 [8]
- 3) Model B4 (vč. jeho aktualizace) [9]

### 5.3.1 Vstupy do výpočetních modelů

Vstupní data pro výpočet deformací byla opět odvozena ze známého složení použitého betonu, ze známého typu použitého cementu, ze známé pevnostní třídy betonu a ze známé geometrie válců a stropní desky. Relativní vlhkost okolního prostředí byla uvažována hodnotou 60 %. Stropní desky i zkušební válce byly provedeny z betonu pevnostní třídy C25/30.

Pro výpočty pomocí reologického modelu podle Model Code 2010 byly použity následující hodnoty:

- Pevnost betonu v tlaku  $f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
- Typ cementu 32,5 R
- Náhradní rozměr prvku  $h = 75 \text{ mm}$  (válec)  
 $h = 220 \text{ mm}$  (deska)
- Doba ošetřování betonu  $t_s = 2 \text{ dny}$

V Modelu B3 byly navíc uvažovány tyto hodnoty:

- Obsah cementu  $c = 350 \text{ kg/m}^3$
- Vodní součinitel  $w/c = 0,49$
- Poměr kameniva a cementu  $a/c = 5,03$
- Tvar prvku nekonečný válec  
nekonečná deska

Pro výpočet pomocí Modelu B4 byly navíc uvažovány následující hodnoty:

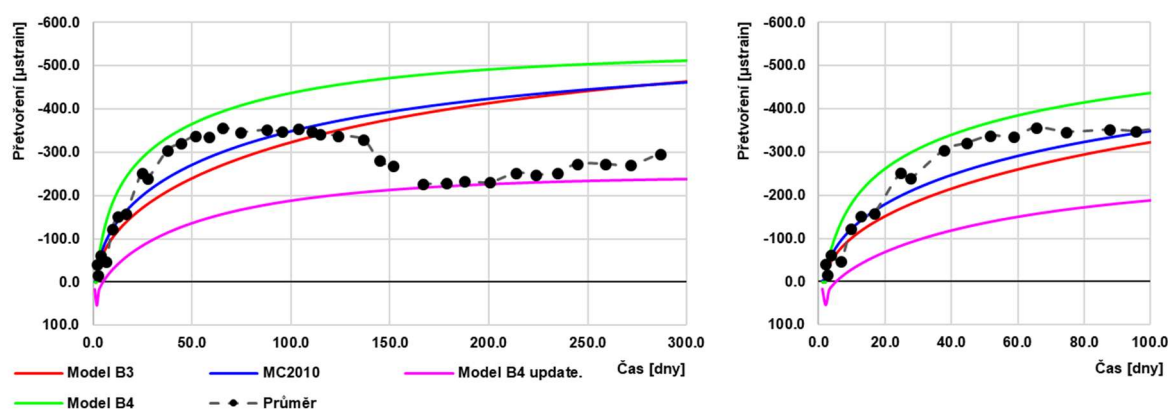
- Teplota prostředí  $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Teplota prostředí během tvrdnutí betonu  $T_{cur} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Objemová hmotnost  $\rho = 2350 \text{ kg/m}^3$

## 5.4 Porovnání deformací s výsledky podle reologických modelů

### 5.4.1 Zkušební válce

Porovnání naměřených a predikovaných hodnot deformací zkušebních válců je zobrazeno na Obr. 5.8. Jako nejvýstižnější se jeví model B4, který až do doby cca 100 dní vystihuje chování betonu téměř přesně. Poté došlo k nechtěnému vystavení válců dešti, což způsobilo nárůst objemu betonu válců. Model B4 přesto i poté predikoval správně směr křivky. Modely B3 a model podle Model Code 2010 mají sobě podobný průběh, ale

reologické změny betonu v tomto případě správně nepředpovídají. Predikované hodnoty jsou o přibližně 100  $\mu$ strain nižší než hodnoty naměřené. Nejméně přesný se jeví model B4 po jeho aktualizaci, kdy jsou predikované hodnoty nižší až o přibližně 200  $\mu$ strain. Celkově se výstižnost jednotlivých modelů liší od předešlé části této práce. To je způsobeno tím, že stropní desky (a související zkušební válce) byly provedeny z betonu pevnostní třídy C25/30, ve kterém bylo použito menší množství cementu s normálním nárůstem pevnosti. Sloupy zkoumané v kapitole 4 byly vyrobeny z betonu pevnostní třídy C50/60, ve kterém bylo použito větší množství cementu s rychlým nárůstem pevnosti.



Obr. 5.8 – Porovnání naměřených deformací na zkušebních válcích s reologickými modely

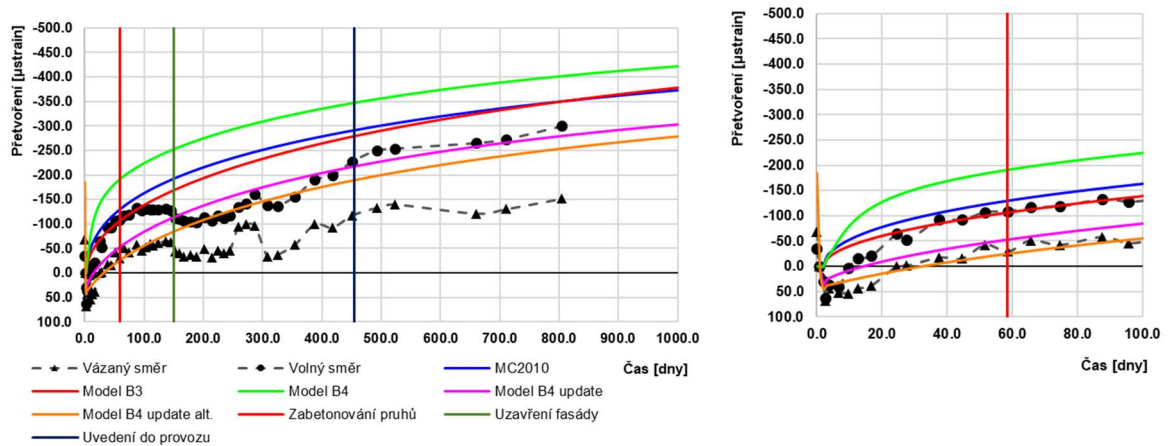
#### 5.4.2 Stropní deska

Porovnání deformací na stropní desce bude provedeno v těžišti průřezu. Z podkladů od projektanta budovy bylo zjištěno, že maximální častá hodnota ohybového momentu na desce v měřených bodech je 19,0 kNm/m. Při střední tahové pevnosti betonu ve 28 dnech ( $f_{ctm} = 2,6$  MPa) je hodnota ohybového momentu při vzniku trhlin 21,0 kNm/m. Předpokládá se proto, že ohybové trhliny nevznikají a že průřez působí celý (neporušený). Protože bylo u horního a dolního povrchu použito stejné množství výztuže, nachází se těžiště průřezu v polovině tloušťky stropní desky. V této kapitole je uvažováno pouze přetvoření od volného smršťování betonu, bez vlivu vznikajících normálových napětí.

##### 5.4.2.1 Bod č. 1

Na Obr. 5.9 můžeme vidět porovnání deformací naměřených v těžišti desky s reologickými modely. V souladu s předpoklady uvedenými v kapitole 5.4.2 byly hodnoty deformací v těžišti určeny jako průměr hodnot u horního a dolního povrchu

desky. Hodnoty deformací u horního a dolního povrchu nejsou v této kapitole pro přehlednost zobrazeny.



Obr. 5.9 – Porovnání naměřených deformací v bodě č. 1 s reologickými modely

Největší hodnoty deformací predikuje model B4, naopak nejnižší hodnoty predikuje model B4 po jeho aktualizaci. Model podle Model Code 2010 a model B3 předpovídají, podobně jako u zkušebních válců, téměř shodný průběh deformací.

Můžeme si všimnout, že ve vázaném směru jsou deformace obecně nižší než ve volném směru. Tento rozdíl vzniká z části ještě před zabetonováním smršťovacích pruhů, dále se ale v čase zvyšuje. Na konci grafu jsou hodnoty deformací ve vázaném směru přibližně poloviční v porovnání s volným směrem.

Ve volném směru je nejlepší shoda naměřených hodnot s modelem B3 a modelem podle Model Code 2010. Do času přibližně 100 dní je shoda téměř 100 %, poté dochází k poklesu naměřených hodnot a následně k jejich opětovnému růstu. Od času 500 dní se shoda opět zvýšila, ale již nedosáhla takové přesnosti, jako na začátku měření. Model B4 je nejméně přesný, a to jak před jeho aktualizací, tak i po ní. Naměřené hodnoty se liší od predikovaných o  $\pm 50$  až  $100 \mu\text{strain}$ .

Ve vázaném směru je porovnání s reologickými modely smysluplné pouze do času zabetonování smršťovacích pruhů. Poté se předpokládá vznik normálového napětí, které není v této kapitole zohledněno. Nejblíže k naměřeným hodnotám je model B4 po aktualizaci. Ostatní modely predikují výrazně vyšší hodnoty, než jaké byly naměřeny.

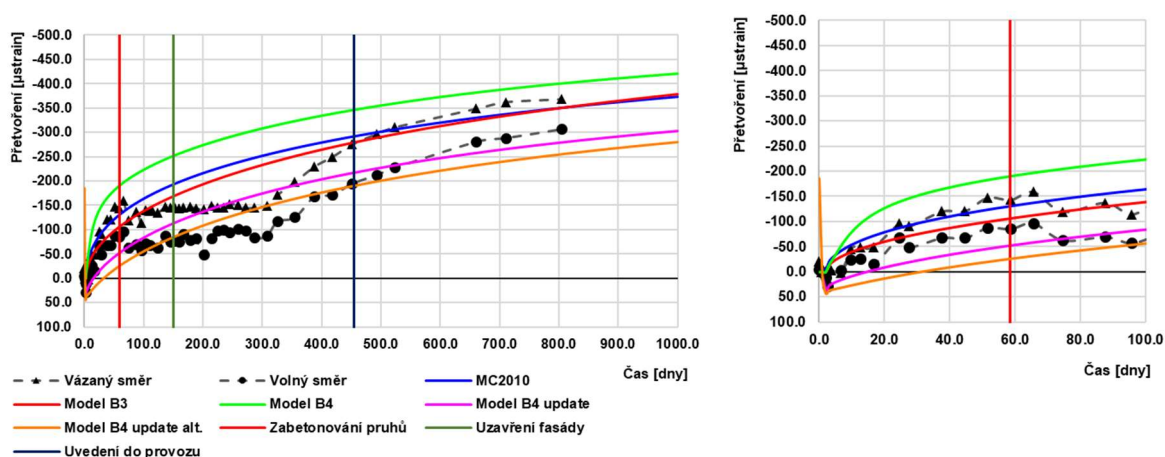
Porovnání deformací s reologickými modely je ve vázaném směru ale zavádějící, protože naměřené hodnoty deformací byly již od začátku měření výrazně nižší než ve směru volné deformace.

### 5.4.2.2 Bod č. 2

Na Obr. 5.10 je zobrazeno porovnání naměřených a predikovaných hodnot deformací v bodě č. 2. Na rozdíl od bodu č. 1 je v tomto případě deformace ve vázaném směru větší než ve směru volném, což neodpovídá očekávanému chování desky. Dalším rozdílem je, že rozdíl mezi deformací ve volném a pevném směru je od zabetonování smršťovacích pruhů téměř konstantní (přibližně 50  $\mu$ strain).

Na začátku měření je deformace ve volném směru až do času přibližně 60 dní nejlépe predikována modelem B3. Podobně jako v bodě č. 1 poté dochází k poklesu naměřených hodnot a k jejich následnému růstu, až postupně téměř dosáhnou predikovaných hodnot. Podobnou shodu vykazuje také model podle Model Code 2010. Nejmenší shoda naměřených deformací je s modelem B4 před i po jeho aktualizaci.

Ve směru vázané deformace se do času zabetonování smršťovacích pruhů naměřené hodnoty nejlépe shodují s modelem podle Model Code 2010 a s modelem B4.



Obr. 5.10 – Porovnání naměřených deformací v bodě č. 2 s reologickými modely

## 5.5 Určení napjatosti ve stropní desce

### 5.5.1 Postup výpočtu napjatosti

První část výpočtu napjatosti vychází z postupu uvedeného v kapitole 4.3.4. V jednotlivých časech měření je vypočtena predikovaná hodnota přetvoření podle reologického modelu.

Ve druhé části výpočtu je z rozdílu naměřené a predikované hodnoty přetvoření určena změna normálové síly, resp. změna napětí nutná k dosažení naměřené deformace.

- krok č. n-1 ( $t_{n-1}$ ):

$$\text{změna síly v betonu} \quad \Delta N_{cn-1,2} = (\varepsilon_{measured,n-1} - \varepsilon_{cn-1}) \frac{E_{ctn-1} A_c}{1 + \varphi(t_{n-1}, \tau_{n-1})} \quad (5.1)$$

$$\text{změna síly ve výztuži} \quad \Delta N_{sn-1,2} = (\varepsilon_{measured,n-1} - \varepsilon_{cn-1}) E_s A_s \quad (5.2)$$

Tato síla musí být následně zahrnuta do první části výpočtu v dalším kroku.

- krok č. n ( $t_n$ ):

$$\text{přetvoření výztuže} \quad \varepsilon_{sn} = \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} N_{si2} + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s} \quad (5.3)$$

$$= \sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) + \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{si} + \Delta N_{sn}}{E_s A_s}$$

$$= \sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s}$$

$$\text{přetvoření betonu} \quad \varepsilon_{cn} = \sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) \quad (5.4)$$

$$+ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)]$$

$$+ \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)]$$

$$\text{rovnost přetvoření} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \varepsilon_n \quad (5.5)$$

$$\sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) [1 + \varphi(t_n, \tau_i)] + \varepsilon_{shr}(t_n, t_0) \quad (5.6)$$

$$+ \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\Delta N_{ci}}{E_{cti} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_i)]$$

$$+ \frac{\Delta N_{cn}}{E_{ctn} A_c} [1 + \varphi(t_n, \tau_n)]$$

$$= \sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci}}{E_s A_s} - \frac{\Delta N_{cn}}{E_s A_s} \quad (5.7)$$

$$\Delta N_{cn} = - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (\varepsilon_{measured,i} - \varepsilon_{ci}) [\varphi(t_n, \tau_i)]}{\frac{1 + \varphi(t_n, \tau_n)}{E_{ctn} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}}$$

$$- \frac{\varepsilon_{shr}(t_n, t_0) + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta N_{ci} \left[ \frac{1 + \varphi(t_n, \tau_i)}{E_{cti} A_c} + \frac{1}{E_s A_s} \right]}{\frac{1 + \varphi(t_n, \tau_n)}{E_{ctn} A_c} + \frac{1}{E_s A_s}}$$

$$\text{síla v betonu} \quad N_{cn} = \sum_{i=1}^n N_{ci2} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (5.8)$$

$$\text{síla ve výztuži} \quad N_{sn} = \sum_{i=1}^n N_{si2} + \sum_{i=1}^n \Delta N_{si} = \sum_{i=1}^n N_{si2} - \sum_{i=1}^n \Delta N_{ci} \quad (5.9)$$

$$\text{přetvoření průřezu} \quad \varepsilon_{cn} = \varepsilon_{sn} = \frac{N_{sn}}{E_s A_s} = \varepsilon_n \quad (5.10)$$

V rovnicích (5.1) až (5.10) bylo použito označení veličin:

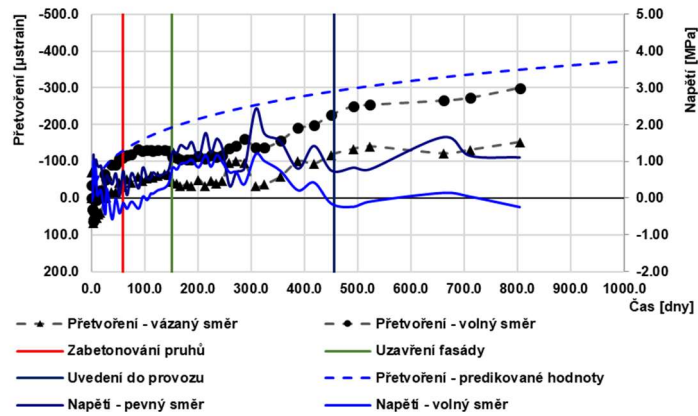
$N_{cn,2}$	změna síly v betonu v kroku n nutná pro dosažení predikované deformace
$N_{sn,2}$	změna síly ve výztuži v kroku n nutná pro dosažení predikované deformace
$t_n$	čas v kroku n
$T_n$	průměrný čas mezi kroky n a n-1
$\epsilon_{measured,n}$	naměřená deformace v kroku n
$\varphi(t_n, t_0)$	součinitel dotvarování v čase $t_n$ pro zatížení vnesené v čase $t_0$
$\epsilon_{shr}(t_n, t_s)$	přetvoření od smršťování v čas $t_n$
$E_s$	modul pružnosti oceli
$A_s$	plocha výztuže
$E_{ctn}$	modul pružnosti betonu v čase $t_n$
$A_c$	průřezová plocha betonu
$\epsilon_{cn}$	přetvoření betonové části průřezu v kroku n
$\epsilon_{sn}$	přetvoření betonářské výztuže v kroku n
$\Delta N_{cn}$	změna síly v betonové části průřezu v kroku n
$\Delta N_{sn}$	změna síly v betonářské výztuži v kroku n
$N_{cn}$	síla v betonové části průřezu v kroku n
$N_{sn}$	síla v betonářské výztuži v kroku n

## 5.5.2 Bod č. 1

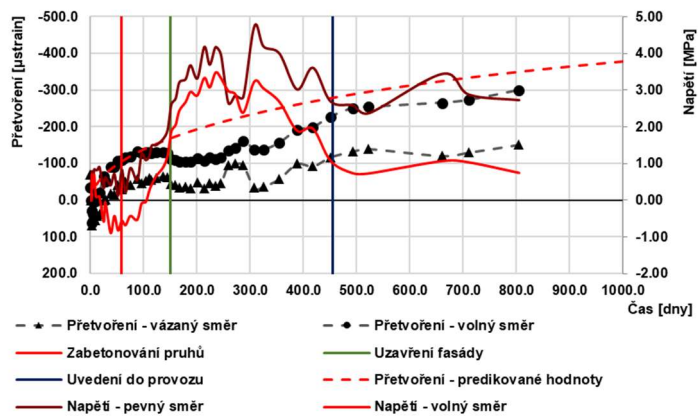
### 5.5.2.1 Napětí v betonu podle jednotlivých reologických modelů

Na Obr. 5.11 až Obr. 5.15 můžeme vidět vypočtený vývoj napětí v betonu ve volném a vázaném směru. Obecně si můžeme všimnout, že v prvních přibližně 50 dnech dochází k nárůstu napětí. Poté dochází ke stagnaci růstu a po dalších asi 50 dnech dochází k jeho poklesu, který u některých modelů vede až ke změně orientace napětí mezi tahem a tlakem. Do času přibližně 300 dnů dochází k další stagnaci napětí a následně k jeho vývoji směrem ke stejným hodnotám, které byly vypočteny pro čas přibližně 50 dní. Je nutno podotknout, že uvedená napětí jsou pouze teoretická, založená na rozdílu mezi predikovaným a naměřeným přetvořením stropní desky. Ve volném směru by napětí mělo být menší než ve vázaném směru. Ve volném směru deformaci brání pouze tuhost krajní řady sloupů, zatímco ve vázaném směru je volné deformaci bráněno více řadami sloupů a ztužujícími jádry budovy.

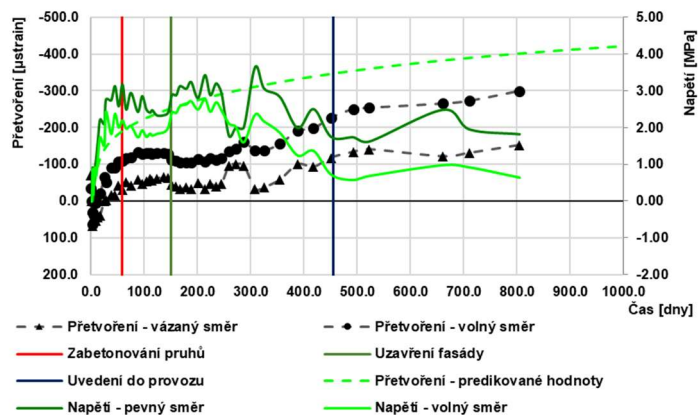
Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů  
– vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek



Obr. 5.11 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle Model Code 2010



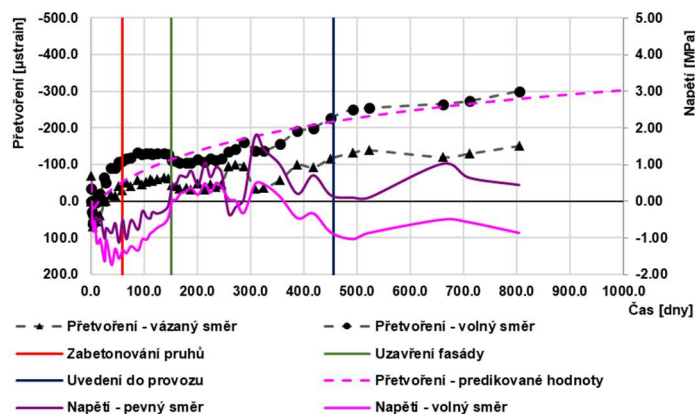
Obr. 5.12 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B3



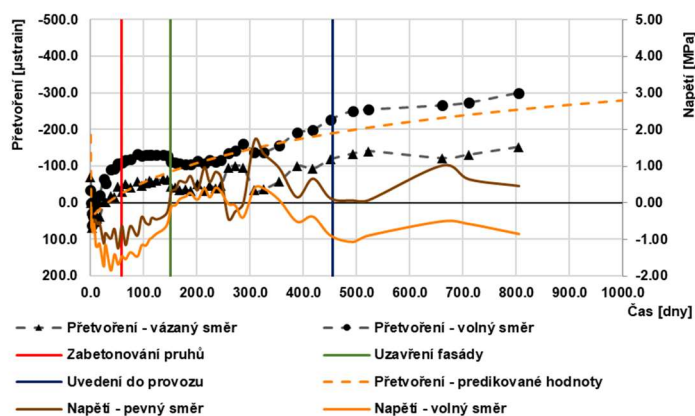
Obr. 5.13 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4



## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek



Obr. 5.14 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4 po aktualizaci



Obr. 5.15 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4 po aktualizaci s alternativním výpočtem autogenního smršťování

### 5.5.2.2 Přehled napětí v betonu v jednotlivých směrech

Pro srovnání jednotlivých reologických modelů je na Obr. 5.16 a Obr. 5.17 zobrazen vývoj napětí v betonu v jednotlivých směrech pro uvažované reologické modely. Dále jsou v grafech zobrazeny predikované hodnoty přetvoření za předpokladu volné deformace.

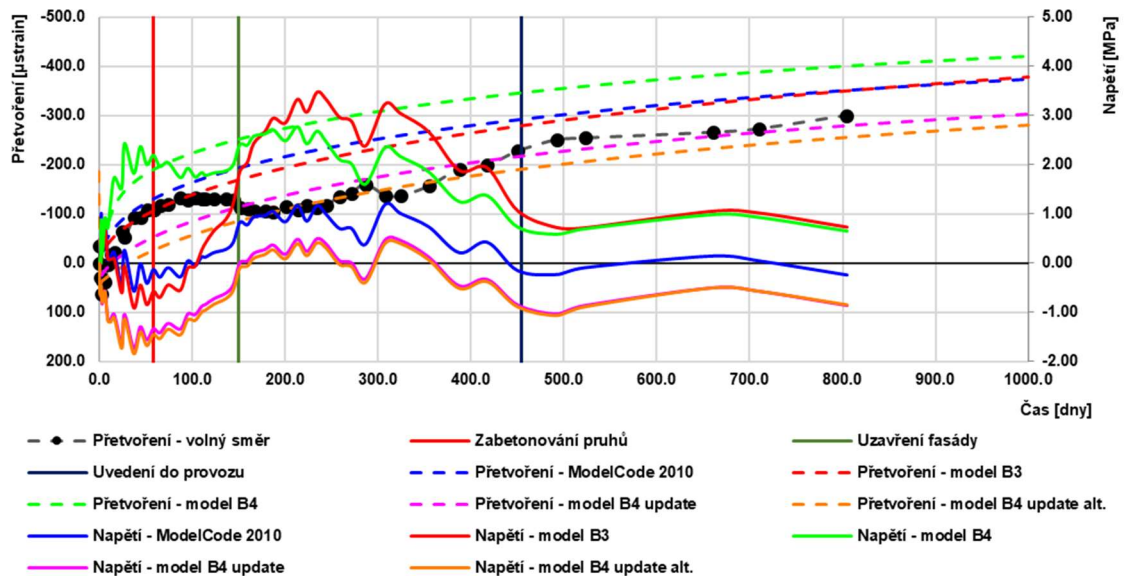
V obou směrech desky vzniká v prvních 50 dnech největší tahové napětí podle modelu B4, podle kterého nabývá hodnot okolo 2,0 MPa ve volném směru a 2,5-3,0 MPa ve směru vázané deformace. Podle ostatních reologických modelů vznikají ve volném směru tlaková napětí o velikosti až -2,0 MPa, ve vázaném směru vznikají napětí přibližně mezi -1,5 MPa a 1,0 MPa.

V prvních týdnech po zabetonování smršťovacích pruhů nedochází ani v jednom směru k významnější změně napětí s výjimkou modelu B3, podle kterého dochází v obou směrech k růstu tahového napětí. Podle ostatních modelů je nárůst násobně menší. Nárůst podle všech modelů je ale způsoben změnou v trendu naměřených hodnot

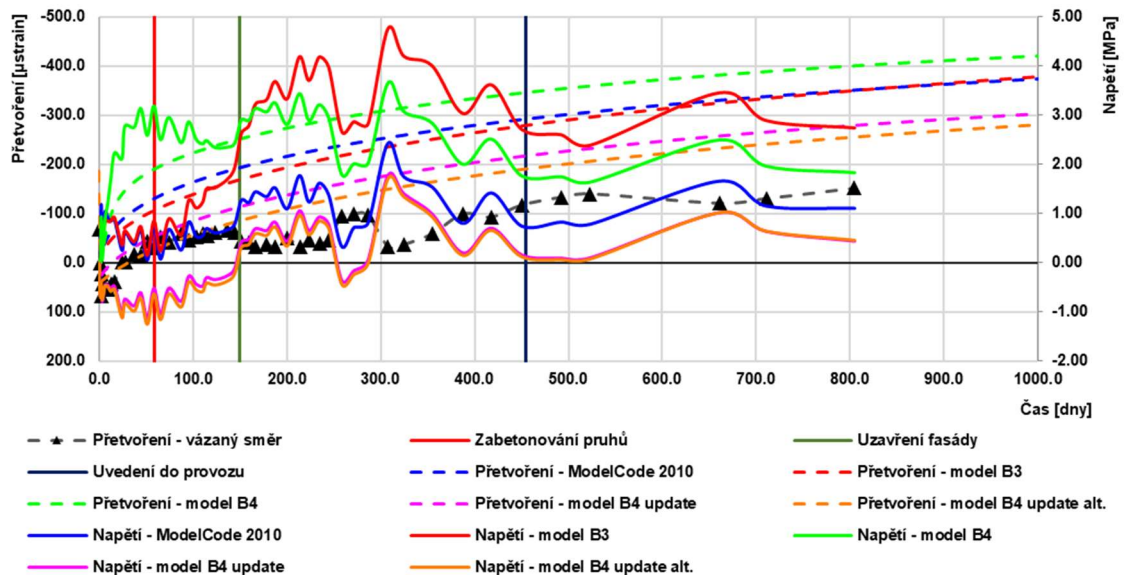


Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů  
– vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek

deformací, který je popsán v kapitole 5.2.2. Největší tahová napětí vznikají podle výpočtu v čase před opětovným nárůstem naměřených deformací. Ve směru volné deformace dosahují hodnot až 3,5 MPa, ve směru vázané deformace až 4,8 MPa. Následně dochází k poklesu hodnot napětí a k jejich ustálení mezi hodnotami -1,0 MPa a 1,0 MPa ve volném směru, a mezi hodnotami 0,5 MPa a 3,0 MPa ve vázaném směru.



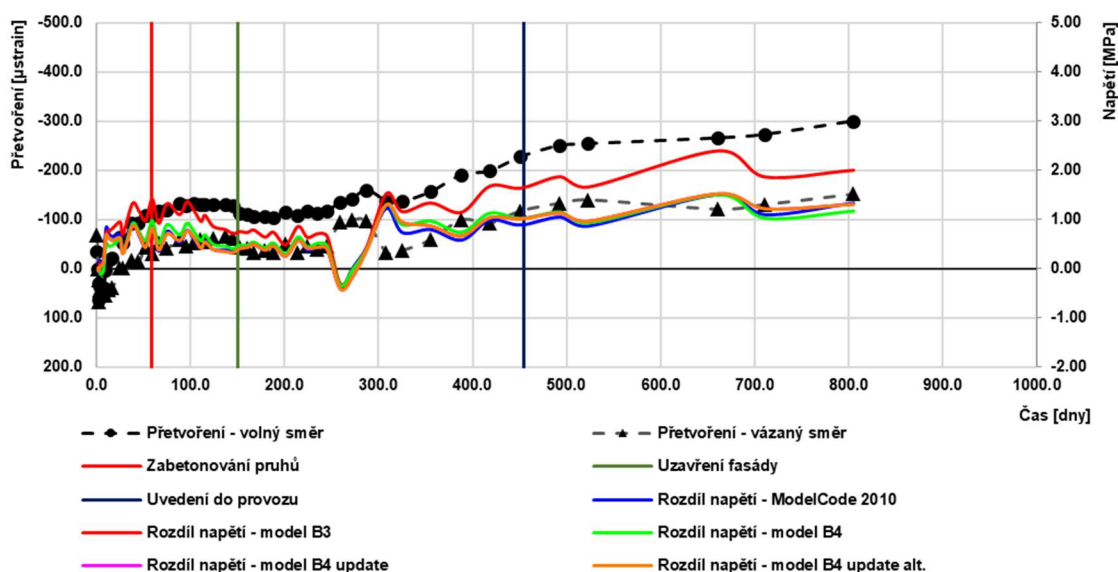
Obr. 5.16 – Napětí v betonu ve volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů



Obr. 5.17 – Napětí v betonu ve vázaném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů

Jak již bylo uvedeno, jedná se pouze o teoretická napětí. Pro účel posouzení vlivu smršťovacích pruhů na napjatost stropní desky, což je hlavním cílem této části práce, je důležitější rozdíl napětí mezi směrem vázané a volné deformace. Časový vývoj tohoto rozdílu je zobrazen na Obr. 5.18.

Rozdíl napětí podle všech uvažovaných modelů má srovnatelný časový průběh s výjimkou modelu B3, podle kterého je rozdíl v napětí přibližně o 0,7 MPa větší ve srovnání s ostatními modely. Z obrázku můžeme vidět, že k nárůstu rozdílu v tahovém napětí dochází do času přibližně 50 dní. Poté dochází k ustálení hodnot okolo 1,0 MPa a po čase přibližně 100 dní dochází k jeho poklesu. Po zabetonování smršťovacích pruhů nedochází k žádné změně trendu v rozdílu napětí. K opětovnému nárůstu rozdílu dochází od času přibližně 300 dní, kdy začalo docházet k nárůstu naměřených deformací desky. Aktuálně je rozdíl napětí podle modelu B3 přibližně 2,0 MPa, podle ostatních modelů přibližně 1,2 MPa.



Obr. 5.18 – Rozdíl v napětí v betonu ve vázaném a volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů

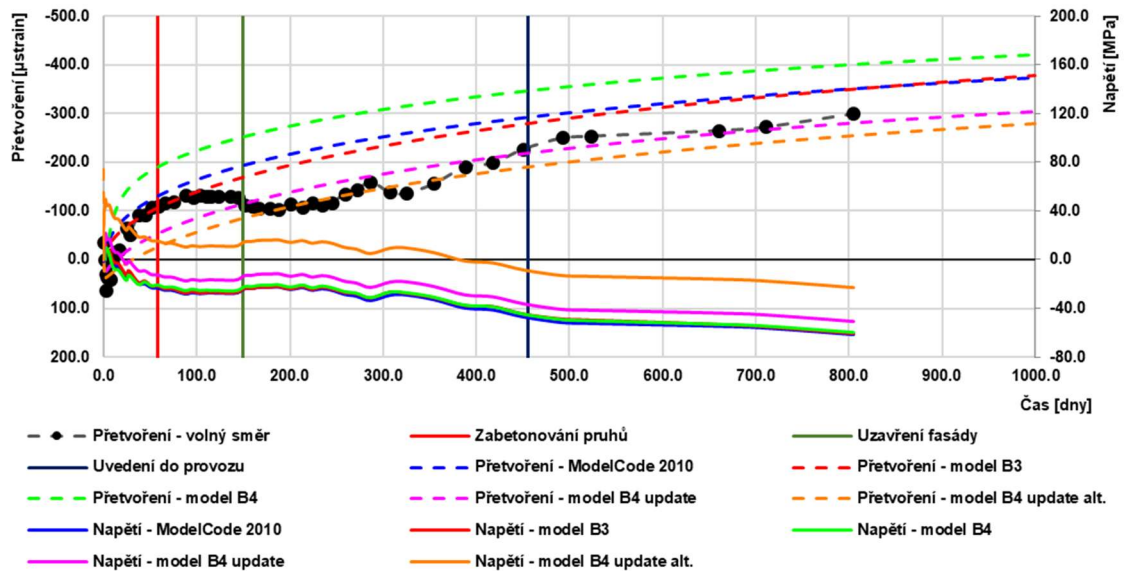
### 5.5.2.3 Přehled napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech

Tato kapitola se věnuje vývoji napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech desky podle jednotlivých reologických modelů. Vypočtené napětí zohledňuje pouze vliv normálové síly v desce, nikoliv vliv ohybového momentu. Jedná se tedy o navýšení napětí ve výztuži vlivem omezení volné deformace desky.

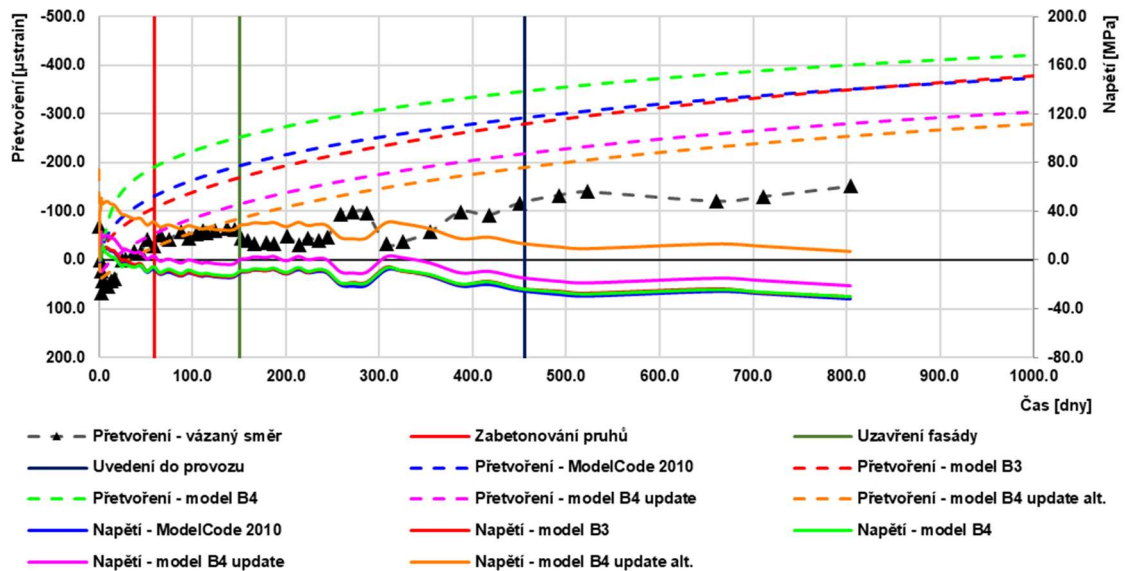
Na Obr. 5.19 a Obr. 5.20 je zobrazen vývoj napětí ve volném a vázaném směru podle jednotlivých modelů. Vývoj napětí má v obou směrech podobný průběh. Po betonáži

Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů  
– vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek

desky vzniká ve výztuži tahové napětí o velikosti až 50 MPa, které se v průběhu měření vlivem smršťování betonu desky snižuje až následně přechází do tlaku. Aktuálně dosahuje napětí ve výztuži ve volném směru přibližně -60 MPa, ve vázaném směru asi -30 MPa.



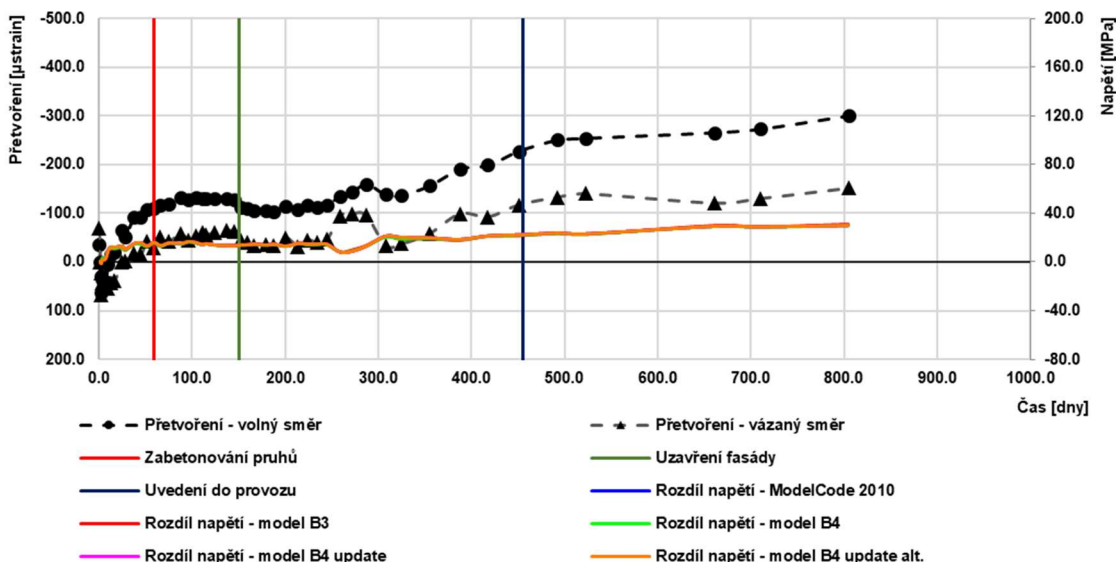
Obr. 5.19 – Napětí v betonářské výztuži ve volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů



Obr. 5.20 – Napětí v betonářské výztuži ve vázaném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů

Na Obr. 5.21 je opět zobrazen rozdíl v napětí mezi směrem vázané a volné deformace. Všechny uvažované modely predikují v podstatě stejný časový průběh rozdílu napětí. Můžeme vidět, že k největšímu nárůstu rozdílu dochází v prvních asi 20 dnech od

betonáže desky. Poté se nárůst ustálí okolo hodnoty 15 MPa a k jeho dalšímu nárůstu dochází, podobně jako v betonu, až v čase, kdy došlo k opětovnému nárůstu naměřených deformací desky. Ani v případně betonářské výztuže není patrná žádná změna ve vývoji rozdílu napětí vlivem zabetonování smršťovacích pruhů. Aktuálně je rozdíl v napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech přibližně 35 MPa.



Obr. 5.21 – Rozdíl v napětí v betonářské výztuži ve vázaném a volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů

### 5.5.3 Bod č. 2

#### 5.5.3.1 Přehled napětí v betonu v jednotlivých směrech

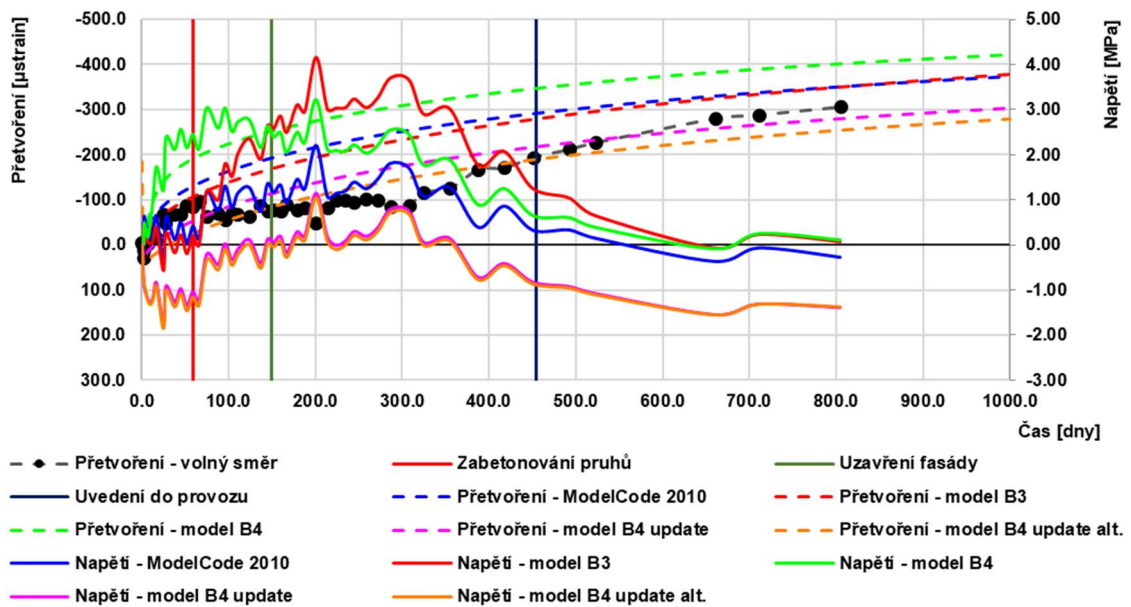
Na Obr. 5.22 a Obr. 5.23 je zobrazen vývoj napětí v betonu v bodě č. 2 v jednotlivých směrech pro jednotlivé reologické modely. Obecně můžeme ve druhém bodě pozorovat podobné trendy, jako v bodě prvním.

Největší napětí vzniká v obou směrech do času přibližně 50 dní, kdy ve volném směru nabývá hodnot od -1,5 MPa (model B4 po aktualizaci) až po hodnoty 2,5 MPa (model B4). Ve vázaném směru se podle jednotlivých modelů pohybuje mezi -2,0 MPa a 2,0 MPa. Poté dochází k ustálení hodnot, opět s výjimkou modelu B3, podle kterého se v obou směrech napětí v betonu zvyšuje.

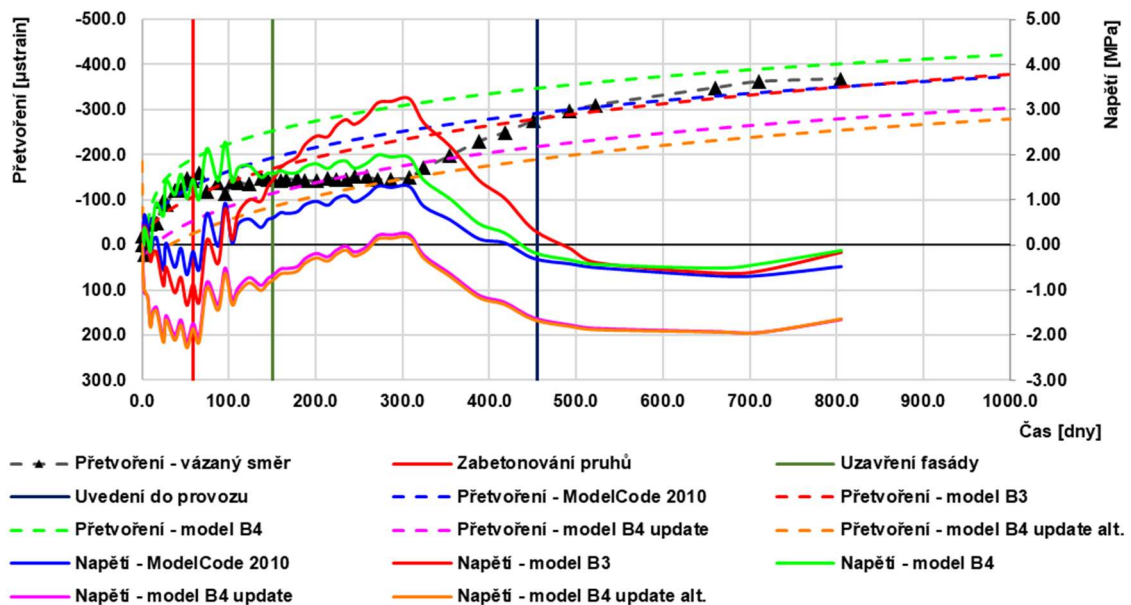
K maximálnímu napětí ve volném směru dochází v čase přibližně 200 dní, kdy dosahuje podle modelu B3 hodnoty 4,1 MPa. Poté dochází podle všech použitých modelů k poklesu napětí a k jeho ustálení okolo hodnoty 0,0 MPa podle modelů B3, B4 a modelu podle ModelCode 2010, resp. okolo hodnoty -1,5 MPa podle modelu B4 po aktualizaci. Ve směru vázané deformace vzniká maximální tahové napětí přibližně o 100 dní

Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů  
– vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek

později, kdy dosahuje až hodnoty 3,2 MPa (podle modelu B3). Poté také dochází k poklesu napětí, které se aktuálně ustálilo okolo hodnoty -0,5 MPa podle modelů B3, B4 a modelu podle ModelCode 2010, resp. okolo hodnoty -1,5 MPa podle modelu B4 po aktualizaci. Podobně jako v prvním bodě, ani v tomto případě nedochází po zabetonování smršťovacích pruhů v žádném směru ke změně ve vývoji napětí.



Obr. 5.22 – Napětí v betonu ve volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů



Obr. 5.23 – Napětí v betonu ve vázaném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů



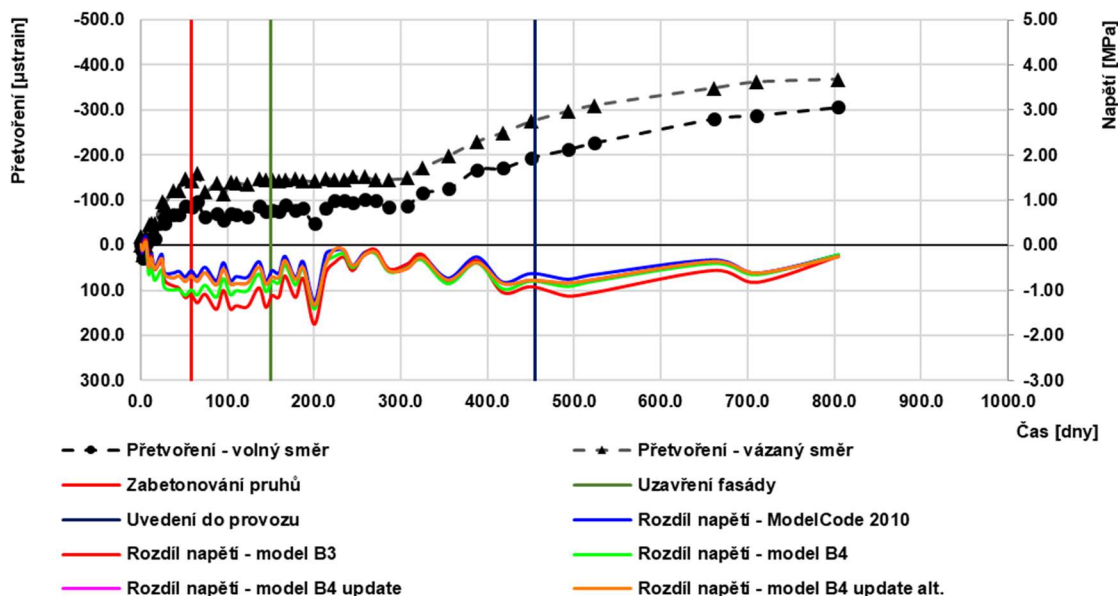
## Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů – vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek

Ve volném směru je na konci měření predikováno tlakové napětí. Obecně, pokud vzniká tlakové napětí, je to pravděpodobně způsobeno jinou (nižší) skutečnou relativní vlhkostí okolního prostředí, než jaká byla uvažována ve výpočtu – jedná se tedy jen o teoretické napětí, které reálně v konstrukci nevzniká. Jak již bylo uvedeno výše, pro zkoumaný vliv smršťovacích pruhů je zajímavý především rozdíl napětí v jednotlivých směrech.

Na Obr. 5.24 můžeme opět vidět rozdíl mezi napětím ve vázaném a volném směru desky. Na rozdíl od bodu č. 1 je vývoj podle všech modelů srovnatelný, a to vč. modelu B3.

Z grafu můžeme vidět, že nárůstu rozdílu v napětí dochází opět do času přibližně 50 dní, tedy přibližně do doby zabetonování smršťovacích pruhů. Poté dochází k ustálení rozdílu napětí okolo hodnoty -1,0 MPa, která se v průběhu měření snižuje až na hodnotu okolo -0,3 MPa.

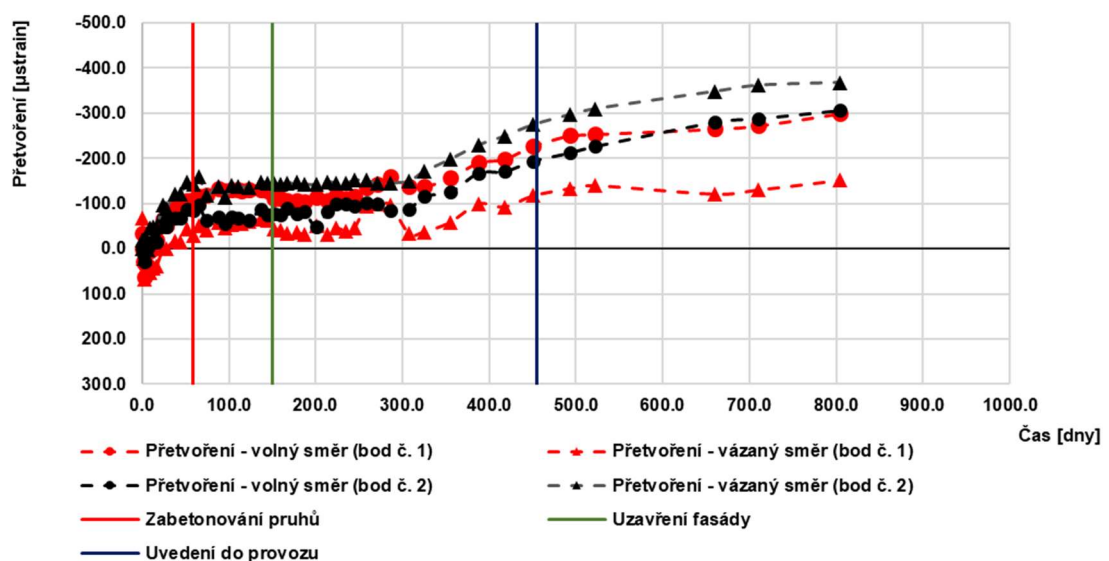
Zásadní rozdíl mezi body č. 1 a č. 2 je v orientaci rozdílu napětí. Zatímco v bodě č. 1 má napětí ve směru vázané deformace větší hodnotu než ve směru volné deformace, v bodě č. 2 je trend obrácený. To vyplývá z toho, že naměřené hodnoty deformace ve směru vázané deformace byly v bodě č. 2 větší než naměřené deformace ve volném směru.



Obr. 5.24 – Rozdíl v napětí v betonu ve vázaném a volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů

Tento výsledek měření je v rozporu s chováním desky, které bylo očekávané. Rozdíl v chování může být způsoben jedním nebo kombinací těchto vlivů:

- Vznik trhliny ve směru vázané deformace v bodě č. 2 - přetvoření ve vázaném směru je u horního povrchu větší než ve volném směru již od času asi 10 dní, kdy došlo k jeho skokovému zvýšení – viz Obr. 5.7. U dolního povrchu ale podobný trend nepozorujeme. Ke vzniku trhliny tedy pravděpodobně nedošlo, i když nelze její vznik jednoznačně vyloučit.
- Větší tuhost desky ve volném směru – ve směru desky, který byl uvažovaný jako volný (kolmo na obvod desky), jsou sloupy orientovány tužší osou. Sloupy mají půdorysný rozměr 800 mm x 300 mm - v tužším směru (a ve směru uvažované volné deformace desky) je ohybová tuhost jednoho sloupu více než 7 krát větší než v měkčím směru (ve směru uvažované vázané deformace desky). Ve směru uvažované vázané deformace v bodě č. 2 navíc nejsou žádná ztužující jádra a volné deformaci brání pouze ohybová tuhost sloupů okolo jejich měkčí osy. Mezi bodem č. 2 a smršťovacím pruhem se nacházejí čtyři sloupy, ve směru uvažované volné deformace brání deformaci dva sloupy, zato ale s přibližně 7 krát větší ohybovou tuhostí. Výsledná ohybová tuhost sloupů v uvažovaném směru volné deformace je tedy přibližně 3,5 krát větší než ve směru uvažované vázané deformace. Je pravděpodobné, že toto vedlo k větší deformaci desky ve směru uvažované vázané deformace, která byla naměřena.



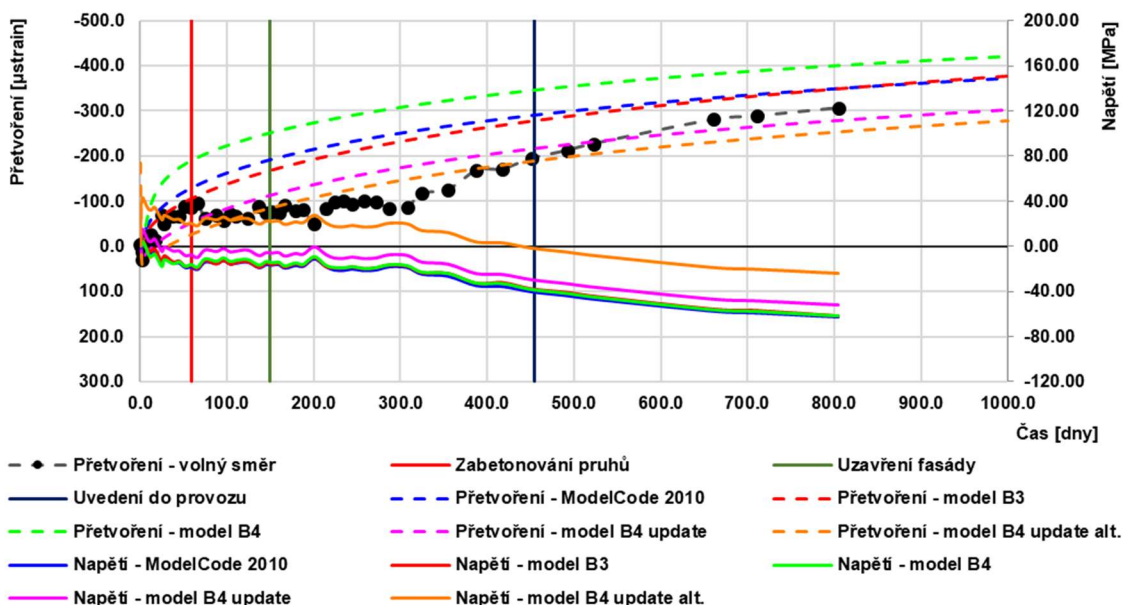
Obr. 5.25 – Naměřené deformace v bodech č. 1 a č. 2 ve směrech vázané a volné deformace

Tuto hypotézu částečně potvrzuje graf na obrázku Obr. 5.25. Z něj můžeme vidět, že v obou zkoumaných bodech je v uvažovaném volném směru podobný průběh a velikost deformací. To odpovídá skutečnosti, že sloupy jsou po obvodě budovy orientovány stejným způsobem – tužší osa sloupu je kolmá na okraj budovy. Uvažovaná volná deformace je tedy v obou bodech omezena podobně. Největší deformace proběhla ve směru uvažované vázané deformace v bodě č. 2, což je pravděpodobně dáno poměrem tuhostí sloupů v jednotlivých směrech, jak bylo popsáno výše. Naopak nejmenší deformace byla naměřena v bodě č. 1 ve směru vázané deformace. Tento bod se nachází mezi dvěma jádry, která svou násobně větší tuhostí (v porovnání se sloupy) výrazně brání volné deformaci.

### 5.5.3.2 Přehled napětí v betonářské výztuži v jednotlivých směrech

Na Obr. 5.26 a Obr. 5.27 je opět zobrazen vývoj napětí ve volném a vázaném směru podle jednotlivých modelů. Vývoj napětí ve výztuži má v obou směrech podobný průběh. Po betonáži desky vzniká ve výztuži tahové napětí o velikosti až 40 MPa, které se v prvních 50 dnech sníží na přibližně 20 MPa ve volném směru, resp. 10 MPa ve vázaném směru.

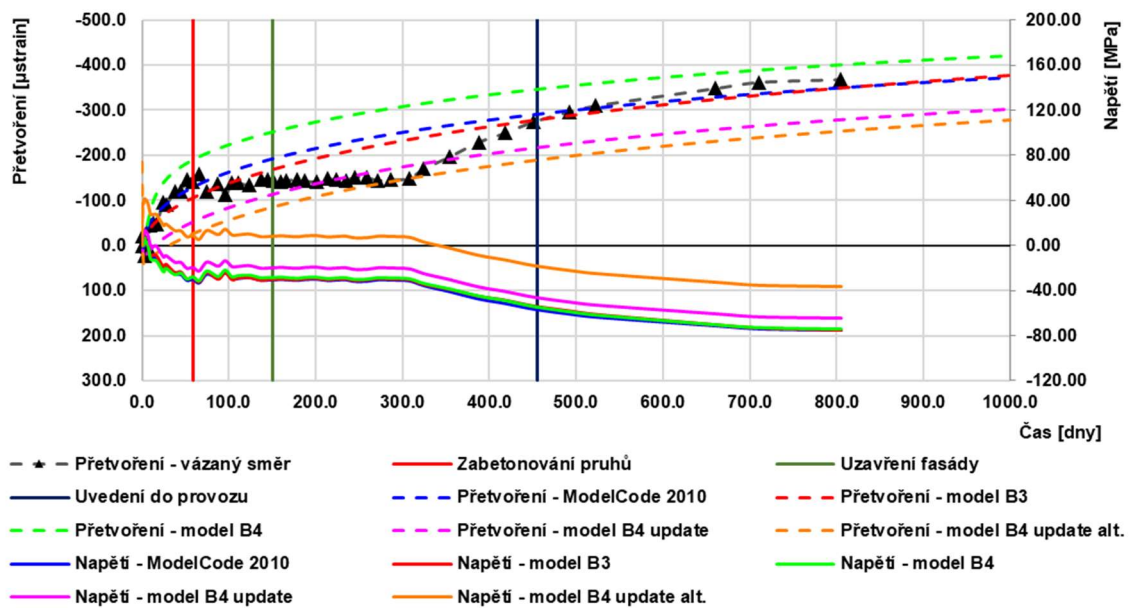
Okolo těchto hodnot se napětí pohybuje až do času přibližně 300 dní, poté dochází ke snižování napětí až do záporných hodnot. Na konci měření se napětí ve výztuži ve volném směru pohybuje okolo -60 MPa, ve vázaném směru okolo -70 MPa.



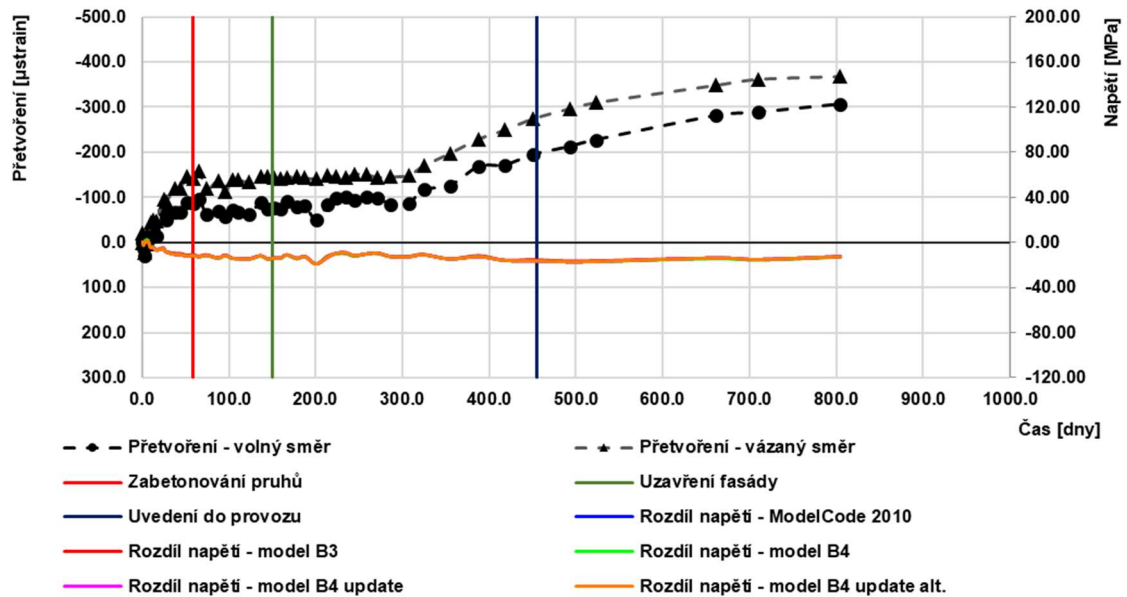
Obr. 5.26 – Napětí v betonářské výztuži ve volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů



Měření objemových změn betonu na reálné konstrukci a ověření reologických modelů  
– vliv smršťování a smršťovacích pruhů na napjatost stropních desek



Obr. 5.27 – Napětí v betonářské výztuži ve vázaném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů



Obr. 5.28 – Rozdíl v napětí v betonářské výztuži ve vázaném a volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů

Na Obr. 5.28 je zobrazen rozdíl v napětí v betonářské výztuži mezi směrem vázané a volné deformace. Všechny uvažované modely predikují téměř stejný časový průběh, podobně jako v bodě č. 1. K nárůstu rozdílu napětí dochází především v prvních přibližně 50 dnech, poté dochází k ustálení okolo hodnoty -15 MPa, a to až do konce měření. Podobně jako v případě betonu, i v případně betonářské výztuže je v pevném

směru napětí nižší než ve volném směru. Pravděpodobná příčina byla popsána v kapitole 5.5.3.1. Po provedení smršťovacích pruhů opět nedochází k výrazné změně ve vývoji napětí, resp. k rozdílu mezi směrem volné a vázané deformace.

## 5.6 Závěr

Tato část práce se věnovala vlivu smršťovacích pruhů na deformaci skutečné stropní desky ve směru volné a vázané deformace a jejich rozdílu. Dále se věnovala napjatosti stropní desky, a to opět v obou jejich směrech. Součástí této části je také ověření predikovaných deformací zkušebních válců pomocí reologických modelů se skutečně naměřenými hodnotami. Pro všechny výpočty byly uvažovány stejné reologické modely, jako v kapitole 4.

Bylo zjištěno, že:

- U zkušebních válců bylo dosaženo nejlepší shody mezi naměřenými deformacemi a modelem B4, nejméně přesný se jeví model B4 po jeho aktualizaci.
- Celkově se výstižnost jednotlivých modelů v případě válců liší od předešlé části této práce, což je pravděpodobně způsobené nižší pevnostní třídou betonu a menším množstvím a jinou třídou použitého cementu.
- Napětí v betonu stropní desky v uvažovaném volném směru se podle jednotlivých reologických modelů během měření pohybovalo mezi hodnotami - 2,0 MPa až 4,0 MPa.
- V uvažovaném směru vázané deformace se napětí v betonu během měření pohybovalo mezi hodnotami -2,0 MPa až 5,0 MPa.
- Rozdíl v napětí v betonu ve směru vázané deformace v porovnání se směrem volné deformace se během měření pohyboval v závislosti na modelu mezi -1,5 MPa až 2,5 MPa.
- Rozdíl v napětí v betonářské ve směru vázané deformace v porovnání se směrem volné deformace se během měření pohyboval v závislosti na modelu mezi -20 MPa až 30 MPa.
- Ani v jednom měřeném bodě nedošlo k výrazné změně ve vývoji napětí (resp. deformace) po zabetonování smršťovacích pruhů.
- Velká část napětí ve stropní desce vznikla ve dvou etapách:
  - 1) Po betonáži desky, kdy pravděpodobně dochází ke kombinaci vlivu rychlého počátečního vysychání betonu a ochlazení po odeznění hydratačního tepla

- 2) Po uzavření fasády a následném užívání budovy, kdy dochází k výraznějšímu vysychání konstrukce, a tudíž k nárůstu smršťování od vysychání

Popsaný experiment ukazuje, že provádění smršťovacích pruhů významně neovlivňuje napjatost stropních desek. Zároveň se ukazuje, že pokud se smršťovací pruhy provádějí, je jejich polohu nutné předem pečlivě uvážit. Jak je vidět z měření v bodě č. 2, smršťovací pruh byl pravděpodobně umístěn ve směru, ve kterém byla volná deformace omezena méně, než se předpokládalo v projekční přípravě stavby i v přípravě experimentu.

Předpokládá se, že měření deformací pozorované stropní desky potrvá ještě několik dalších let a díky tomu poskytne informace o objemových změnách a napjatosti stopních desek i během užívání stavby.

## 6 Vliv modulu pružnosti na průhyby železobetonových konstrukcí

Pro výpočet průhybů železobetonových konstrukcí se uvažuje se střední hodnotou modulu pružnosti betonu. Pokud se skutečný modul pružnosti betonu významně neliší od střední hodnoty, má u většiny konstrukcí jen malý vliv na jejich chování. V praxi se často setkáváme s tím, že dochází k větším průhybům železobetonových konstrukcí, než předpokládal statický výpočet. Někdy je tento jev připisován nízké hodnotě modulu pružnosti použitého betonu. Obvykle je ale větší průhyb způsobený vznikem trhlin, což vyvolává pokles tuhosti. Tato část práce se zabývá porovnáním vlivu modulu pružnosti betonu a vlivu vzniku trhlin na průhyb konstrukcí.

### 6.1 Úvod

Při posuzování betonových konstrukcí v mezním stavu použitelnosti se uvažuje lineární průběh přetvoření a napětí v průřezu, s výjimkou tahových oblastí, ve kterých se počítá se vznikem trhlin. Při výpočtu deformací se pak většinou uvažuje průměrná hodnota modulu pružnosti. Při posuzování betonových konstrukcí v mezním stavu únosnosti se také používá průměrná hodnota modulu pružnosti, protože je obtížné určit, zda je méně příznivá jeho vyšší nebo nižší hodnota. Pokud není hodnota modulu pružnosti výrazně odlišná od průměrné hodnoty, nemá na působení konstrukcí zásadní vliv. Následující text se zabývá vlivem velikosti modulu pružnosti na průhyb konstrukcí.

### 6.2 Modul pružnosti ve statických výpočtech

Ve výpočtech stavebních konstrukcí je modul pružnosti jedním ze základních vstupů. Většina výpočtů je založena na předpokladu, že se konstrukce chová pružně. Napětí v provozních stavech jsou malá, chování materiálů je lineární, a proto můžeme tento předpoklad považovat za správný a můžeme předpokládat platnost Hookova zákona

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E}$$

*Rov. 6.1 Hookův zákon*

kde  $\varepsilon_{el}$  je pružná deformace,  $\sigma$  je napětí a  $E$  je modul pružnosti. Pro výpočet přetvoření, resp. průhybu konstrukce je tedy modul pružnosti základní parametr.

Pro výpočty stavebních konstrukcí je modul pružnosti stanovený v návrhových normách. Např. v Eurokódu [2] je stanovený právě svou střední hodnotou. Ta se určuje jako hodnota sečnového modulu pružnosti při napětí odpovídajícímu 40 % průměrné tlakové pevnosti. Tato hodnota je uvedena pouze jako přibližná a lze ji upravit na základě známých vlastností použitého kameniva. I po této úpravě se ale stále jedná o

orientační střední hodnotu modulu pružnosti. Modul pružnosti roste s tlakovou pevností betonu, která se v průběhu času zvyšuje. Na základě dohody se pro statické výpočty (pokud není potřeba přesnější výpočet) uvažují hodnoty ve stáří betonu 28 dní.

Pro určení dlouhodobého chování je potřeba do výpočtu zahrnout vliv dotvarování betonu. Ten se obvykle uvažuje pomocí součinitele dotvarování. Ten udává poměr mezi zpožděnou deformací (dotvarováním) a pružnou deformací při konstantním napětí. Proto je i zpožděná deformace závislá na velikosti modulu pružnosti.

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma}{E_c} [1 + \varphi(t, t_0)]$$

*Rov. 6.2 Výpočet dlouhodobé deformace od zatížení*

kde  $E_c$  je tečnový modul pružnosti uvažovaný hodnotou  $1.05 E_{cm}$ ,  $\varphi$  je součinitel dotvarování,  $t_0$  je stáří betonu v době začátku působení zatížení a  $t$  je stáří betonu v okamžiku, kdy počítáme deformaci  $\varepsilon$ .

### **6.3 Vliv modulu pružnosti na chování betonových konstrukcí**

Konstrukce se obecně posuzují ve dvou mezních stavech: v mezním stavu použitelnosti a v mezním stavu únosnosti. V mezním stavu použitelnosti se předpokládá pružné působení konstrukce, což nám dovoluje pružné výpočty včetně aplikace principu superpozice a principu proporcionality. Pokud dojde k porušení průřezu trhlinami, dojde také ke změně tuhosti konstrukce. Tuto změnu je nutné zahrnout do výpočtu deformací, při výpočtu vnitřních sil se ale tato změna z praktických důvodů zanedbává.

V mezním stavu únosnosti se uvažuje nelineární působení materiálů. Konstrukce se v mezním stavu únosnosti pružně nechovají. Pro zjednodušení je ale přijata praxe, že vnitřní síly v konstrukci jsou počítány za předpokladu lineárního působení i platnosti principu superpozice a principu proporcionality. Posudky průřezů jsou ale prováděny za předpokladu nelineárního působení materiálů. Nelineární výpočty, ve kterých se uvažuje nelineární působení i při výpočtu vnitřních sil, se provádějí jen ojediněle. Takové výpočty jsou velmi náročné a nelze v nich aplikovat principy superpozice ani proporcionality.

#### **6.3.1 Staticky určité konstrukce**

U staticky určitých konstrukcí jsou vnitřní síly definovány podmínkami rovnováhy. Jsou nezávislé na přetvárných vlastnostech materiálů, resp. konstrukce. Proto jsou i nezávislé na modulu pružnosti. Modul pružnosti tedy přímo neovlivňuje velikost vnitřních sil ani dimenzování jednotlivých konstrukčních částí. Při výpočtu přetvoření

ale hraje modul pružnosti svoji základní roli. Nižší modul pružnosti je příčinou větších deformací, pootočení a průhybů.

### 6.3.2 Staticky neurčité konstrukce

U staticky neurčitých konstrukcí jsou vnitřní síly určeny podmínkami rovnováhy a přetvárnými podmínkami – tedy i modulem pružnosti. Pokud je modul pružnosti v celé konstrukci stejný (homogenní konstrukce) pak rozdělení vnitřních sil neovlivňuje. Takových konstrukcí je ale velmi málo. Ve většině případů jsou velikostí modulu pružnosti ovlivněny jak vnitřní síly, tak deformace konstrukce.

### 6.3.3 Vliv velikosti modulu pružnosti na průhyby železobetonové konstrukce

Na průhyb železobetonových konstrukcí má vliv řada parametrů. Na krátkodobé průhyby má vliv především vnik trhlin a modul pružnosti. Na dlouhodobé průhyby má navíc vliv dotvarování betonu a v případě nesymetricky vyztužených průřezů je průhyb ovlivněn též smršťováním betonu, jehož vliv na průhyb je významný.

Především u pozemních staveb se lze v praxi často setkat s tím, že průhyby konstrukce jsou větší, než předpokládal statický výpočet. Někteří tento jev přisuzují tomu, že byl při výstavbě použit beton s nižším modulem pružnosti, než je hodnota předpokládaná v návrhové normě. Obvykle ale k větším průhybům dochází v důsledku nedostatečné tloušťky desky. Tím pádem vzniká v konstrukci více trhlin, což způsobuje nárůst průhybu.

V následujícím příkladu je ukázáno, do jaké míry je průhyb jednoduché desky ovlivněn nižším modulem pružnosti a jak vznikem trhlin. Byla zvolena prostě podepřená deska z betonu C30/37 o rozpětí 4.80 m a tloušťce 200 mm. Krytí výztuže je 30 mm, rozteč  $\emptyset 16$  je 150 mm. Štíhlost desky je přibližně 29 a stupeň vyztužení je 0,83 %.

#### 6.3.3.1 Deterministický výpočet

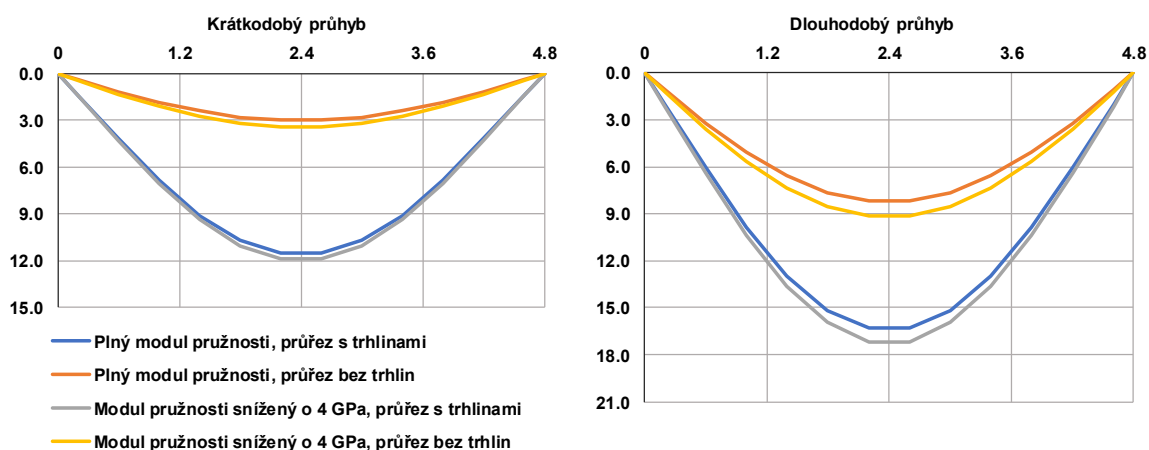
Příklad je rozdělen do několika částí. V první části je řešený případ, ve kterém se uvažuje, že je tuhost desky po celé její délce konstantní, odpovídající průřezům oslabeným trhlinami. Pro desku je spočítáný krátkodobý a dlouhodobý průhyb uprostřed rozpětí od kvazi-stálé kombinace. V **Error! Reference source not found.** jsou zobrazeny hodnoty zjištěné deterministickým výpočtem při plném modulem pružnosti podle [2] (32.8 GPa) a při modulem pružnosti redukovaném o 4 GPa (přípustná odchylka podle [11]). Výsledky můžeme také vidět na Obr. 6.1

V druhé části výpočtu se uvažuje proměnná tuhost po délce desky. Průřezy s nižším ohybovým momentem, kde trhliny nevznikají, jsou uvažovány s plnou tuhostí, směrem ke středu rozpětí se tuhost snižuje v závislosti na velikosti ohybového momentu. Vliv

smršťování betonu nebyl v příkladu uvažován. Pro srovnání je v obou částech spočítaný také průhyb určený za předpokladu plné tuhosti desky, tj. bez vlivu trhlin. Stejným způsobem (za předpokladu plné tuhosti) jsou průhyby počítány ve většině komerčních softwarů.

Tab. 6.1 – Deterministický výpočet průhybu prosté desky

	Krátkodobý průhyb [mm]		Dlouhodobý průhyb [mm]		Navýšení průhybu vlivem redukce modulu [%]	
	Plný modul	Redukovaný modul	Plný modul	Redukovaný modul	Krátkodobý	Dlouhodobý
Bez trhlin	3.01	3.41	8.18	9.13	13.21	11.60
S trhlinami a konstantní tuhostí	12.56	12.92	17.29	18.12	2.84	4.79
S trhlinami a proměnnou tuhostí	11.54	11.89	16.32	17.15	3.02	5.08



Obr. 6.1 – Krátkodobý a dlouhodobý průhyb desky určený deterministickým výpočtem

Z provedených výpočtů vyplývá několik závěrů:

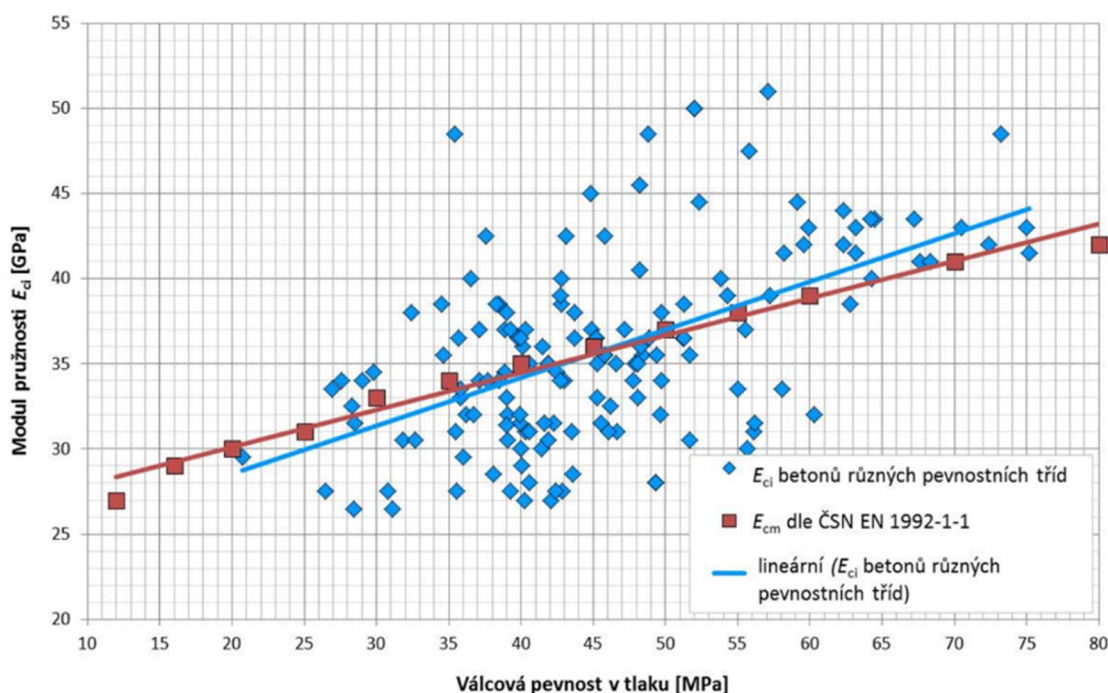
- Jak je známo, uvažování pouze pružného průhybu je chybné. Při započítání vlivu trhlin dochází v tomto příkladu k nárůstu krátkodobého průhybu asi čtyřikrát, dlouhodobého asi dvakrát
- Pokud uvažujeme proměnnou tuhost podél rozpětí desky, dochází pouze k malé redukci průhybu. To je způsobeno tím, že největší vliv na průhyb má tuhost průřezu uprostřed rozpětí
- Pokud uvažujeme vznik trhlin, pak má modul pružnosti jen velmi malý vliv na velikost krátkodobého i dlouhodobého průhybu (cca 3 %, resp. 5 %)



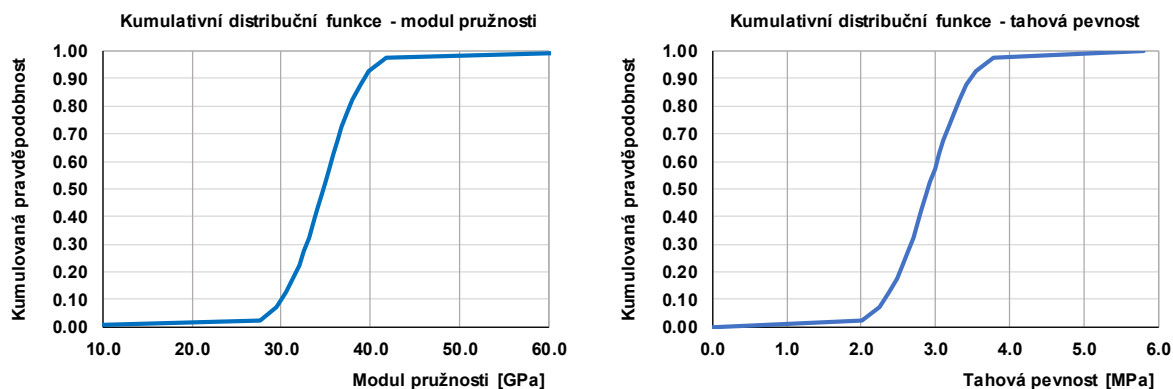
- Pro stanovení průhybu je rozhodující vliv trhlin, vliv menšího modulu pružnosti je řádově nižší

### 6.3.3.2 Statistický výpočet

V dalších částech příkladu byl provedený statistický výpočet zahrnující odchylky modulu pružnosti a tahové pevnosti betonu. Výše uvedená deska byla po délce rozpětí rozdělena na 6 dílů. V každém dílu byl uvažován jiný modul pružnosti, resp. jiná tahová pevnost betonu. Modul pružnosti a jeho variační koeficient byl získán ze souboru cca 70 měření hodnot pro reálný beton C30/37. Tahová pevnost a její variační koeficient byly převzaty z EC2.



Obr. 6.2 – Rozptyl modulu pružnosti v závislosti na válcové pevnosti, převzato z [13]



Obr. 6.3 – Kumulativní distribuční funkce použité ve výpočtu



Vyhodnocení bylo provedeno pomocí metody LHS (Latin Hypercube Sampling) v těchto variantách:

- 1) Proměnný modul pružnosti a konstantní tahová pevnost betonu ( $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$ )
- 2) Konstantní modul pružnosti (32.8 GPa) a proměnná tahová pevnost betonu
- 3) Proměnný modul pružnosti i proměnná tahová pevnost betonu

V Tab. 6.2 a Tab. 6.3 jsou shrnuty výsledky statistických výpočtů průhybu desky, a to vždy průměrná hodnota průhybu a variační koeficient. V tabulce je také uveden průměr a variační koeficient proměnné veličiny uvažované ve výpočtu.

Tab. 6.2 - Průhyby [mm] a variační koeficienty [%] při výpočtu s proměnným modulem pružnosti a tahovou pevností betonu – se vznikem trhlin

	Modul pružnosti		Pevnost v tahu		Krátkodobý průhyb		Dlouhodobý průhyb	
	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]
Proměnný $E_{cm}$	34.7	10.3	2.90	0.0	11.4	1.0	16.1	1.6
Proměnná $f_{ctm}$	34.7	0.0	2.90	15.5	11.2	4.5	15.8	3.1
Proměnný $E_{cm}$ a $f_{ctm}$	34.7	10.3	2.90	15.5	11.2	4.2	15.9	2.7

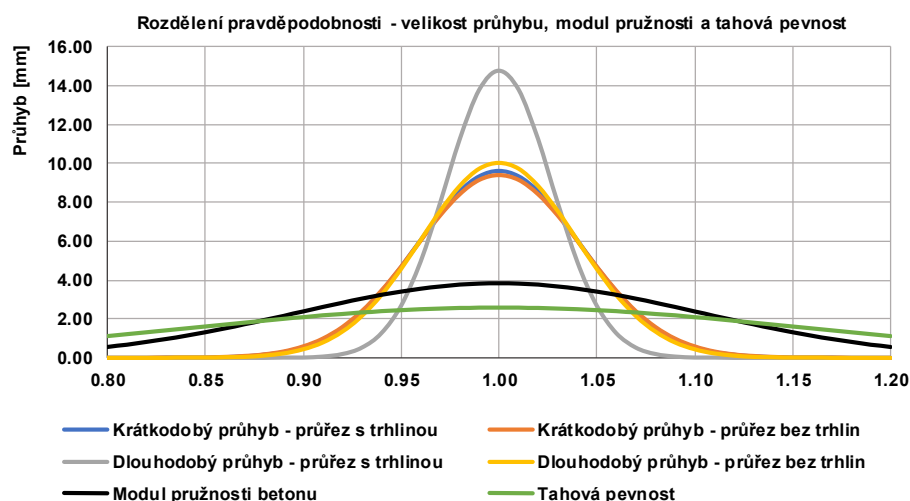
Tab. 6.3 - Průhyby [mm] a variační koeficienty [%] při výpočtu s proměnným modulem pružnosti – bez vzniku trhlin

	Modul pružnosti		Pevnost v tahu		Krátkodobý průhyb		Dlouhodobý průhyb	
	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]	Průměr [GPa]	Variační koeficient [%]
Proměnný $E_{cm}$	34.7	10.3	-	-	2.9	4.2	7.9	4.0

Jak opět vyplývá z **Error! Reference source not found.**, vliv modulu pružnosti na průhyb desky je poměrně malý. Přestože má modul pružnosti betonu variační koeficient 10 %, variační koeficient pro krátkodobý průhyb je při uvažování jen proměnného modulu pružnosti asi 1,0 %, pro dlouhodobý průhyb se pak zvýší na 1,6 %. Vliv proměnné tahové pevnosti je větší, než vliv proměnného modulu, ale variabilita průhybu je nižší než variabilita tahové pevnosti. Pro krátkodobý průhyb je variační koeficient asi 4,5 % a pro

dlouhodobý průhyb asi 3,1 %, zatímco tahová pevnost má variační koeficient 15,5 %. Při uvažování variabilního modulu pružnosti i tahové pevnosti se vliv modulu ztrácí ve variabilitě tahové pevnosti, která má v tomto případě dominantní význam. U dlouhodobého průhybu je variační koeficient relativně malý (viz též Obr. 6.4). To zcela neodpovídá skutečnosti. Důvodem je to, že nebyl uvažován statisticky proměnný součinitel dotvarování, který by variabilitu dlouhodobého průhybu významně navýšil. Záměrem bylo sledovat zejména vliv modulu pružnosti, proto byl úmyslně součinitel dotvarování ponechán jako konstanta.

Výsledky výpočtů jsou zobrazeny také na Obr. 6.4. Graf znázorňuje rozdělení pravděpodobnosti pro krátkodobý a dlouhodobý průhyb se započtením i bez započtením vlivu trhlin a rozdělení pravděpodobnosti u proměnných vstupních veličin – modulu pružnosti betonu a tahové pevnosti. Z obrázku je patrné, že průhyb jako integrální veličina má výrazně menší rozptyl než vstupní veličiny a z **Error! Reference source not found.** je zřejmé, že vliv modulu pružnosti na rozptyl průhybů je minoritní.



Obr. 6.4 – Rozdělení pravděpodobnosti pro krátkodobý a dlouhodobý průhyb a pro proměnné vstupní veličiny – modul pružnosti a tahovou pevnost betonu

## 6.4 Závěr

Pro výpočet deformací železobetonových konstrukcí je modul pružnosti hlavním parametrem. Má také vliv na výpočet a redistribuci vnitřních sil na staticky neurčitých konstrukcích. Proto je nutné, aby byla jeho hodnota určena v návrhových normách. Hodnota modulu pružnosti má velký statistický rozptyl, který má vliv zejména na deformace konstrukcí s plně působícím průřezem (např. předpjaté konstrukce). U deformací železobetonových konstrukcí převládá vliv vzniku trhlin a velikost tahové pevnosti nad vlivem modulu pružnosti.

Pokud dochází na železobetonových konstrukcích k vyšším průhybům, než předpokládal statický výpočet, pak je pravděpodobné, že nebyl správně započtený vliv trhlin nebo dotvarování betonu.

Je třeba zdůraznit, že výše uvedené výsledky platí pro danou železobetonovou konstrukci a uvedený příklad je pouze ilustrativní. Elementární principy chování železobetonových konstrukcí však zůstávají vždy zachovány. Pro předpjaté konstrukce s plně působícím průřezem uvedené závěry neplatí.

## 7 Závěry práce

Práce se obecně zabývala vlivem postupu výstavby na konstrukci a predikci dlouhodobých deformací železobetonových konstrukcí pomocí reologických modelů. Cíle práce byly zaměřeny především na vyhodnocení experimentů provedených v rámci výzkumné činnosti autora, z menší části byly cíle zaměřeny na teoretické určení vlivu modulu pružnosti na průhyby železobetonových konstrukcí. Dílčí závěry jednotlivých částí práce jsou uvedeny v příslušných kapitolách práce.

### 7.1 Přínos pro praxi a vědní obor

Mezi hlavní přínosy a závěry této práce pro praxi a vědní obor patří:

K části alternativně vyztužený prefabrikovaný panel (kap. 3):

- Bylo zjištěno, že používání konstrukcí s předepnutou částí průřezu může být v některých aplikacích zajímavou alternativou k běžně vyráběným panelům, ať už předpjatým, nebo železobetonovým. Hlavní nevýhodou v porovnání se standardním předpjatým panelem je méně efektivní využití předpínací výztuže, které je spojené se vznikem trhlin na dolním povrchu a s nárůstem průhybu panelu již při běžném provozním zatížení konstrukce. Výhodou jsou pak menší nároky na výrobu a dopravu prefabrikované části panelu. V porovnání s uvažovaným železobetonovým panelem dosahuje zkoumaný panel menších průhybů při provozním zatížení. Na druhou stranu průhyby uvažovaného železobetonového panelu nepřekračují požadavky na použitelnost konstrukcí a bylo by možné je dále snížit použitím většího množství betonářské výztuže.
- Pokud by byl zkoumaný panel zaveden do běžné praxe, bylo by jeho zavedení pravděpodobně spojené se zvýšeným nárokem na výpočet tohoto typu konstrukcí, a to především s ohledem na dlouhodobý vývoj napětí v panelu. Z toho důvodu by bylo vhodné vytvoření jednoduchého specializovaného programu, dostupného např. na webových stránkách výrobce.

K části měření poměrných deformací na sloupech administrativní budovy (kap. 4):

- Z měření deformací sloupů reálné administrativní budovy bylo zjištěno, že použité reologické modely mají dobrou shodu při predikci deformací zkušebních válců. Při predikci deformací reálných (masivnějších) prvků se jejich přesnost snižuje až o desítky procent. Proto je měření deformací na reálných konstrukcích nezbytnou součástí ověření platnosti reologických modelů. Je tedy vhodné dále

rozšiřovat databázi měření na reálných konstrukcích tak, aby mohly být reologické modely ověřovány a případně aktualizovány.

- Při analýze konstrukcí je vhodné uvažování vlivu výztuže na výsledné přetvoření od reologických změn – výsledné přetvoření je při uvažování výztuže o 10 % až 15 % nižší (v závislosti na použitém modelu) než při zanedbání vlivu výztuže.
- Od autorů modelu B4 bylo zjištěno, že se pracuje na aktualizaci modelu, která by měla přinést zvýšení jeho přesnosti. Nově bude možné autogenní smršťování určit na základě pevností třídy betonu.

K části měření poměrných deformací na stropních deskách (kap. 5):

- Z měření deformací stropní desky administrativní budovy bylo zjištěno, že provádění smršťovacích pruhů významně neovlivňuje napjatost stropních desek. To je způsobeno především tím, že velká část smršťování probíhá až po zabetonování smršťovacích pruhů, a to zejména po uzavření fasády a po uvedení budovy do provozu, kdy oboje vede ke snížení relativní vlhkosti prostředí.
- Zároveň se ukazuje, že pokud se smršťovací pruhy provádějí, je jejich polohu nutné předem pečlivě uvážit. Jak bylo vidět z měření v bodě č. 2, smršťovací pruh byl pravděpodobně umístěn ve směru, ve kterém byla volná deformace omezena méně, než se předpokládalo v projekční přípravě stavby i v přípravě experimentu.
- Obecně lze říci, že je význam provádění smršťovacích pruhů malý a v projekční přípravě je nutné zvážit nejen jejich přínos, ale také potíže související s jejich prováděním

K části vliv modulu pružnosti na deformace železobetonových konstrukcí (kap. 6):

- V poslední části práce bylo zjištěno, že rozptyl modulu pružnosti má významný vliv na velikost průhybů pouze u konstrukcí s plně působícím průřezem (plně předpjaté prvky). U železobetonových konstrukcí má větší vliv dotvarování betonu a vznik a rozvoj trhlin. V projekční praxi se ve většině případů využívá vzhledem k časové náročnosti nelineární analýzy pouze lineární analýza. To často vede k opomíjení těchto dvou vlivů a následně dochází k větším průhybům železobetonových konstrukcí, než jaké byly předpokládány ve statickém výpočtu.

Výsledky měření na reálných konstrukcích prokázaly, že výpočtové modely, přestože se neustále vyvíjejí, mají své hranice a jejich výstižnost je stále omezená. Predikce deformací (stlačení sloupů, popř. smrštění stropních konstrukcí) je ovlivněna řadou parametrů a výpočetní metody stále neposkytují dostatečně výstižné výsledky.

Provedená experimentální měření však přesto poskytla zajímavé výsledky. Jedním z nezávažnějších je opět potvrzený názor, že smršťovací pruhy ve stropních konstrukcích mají jen omezený význam, a je patrně vhodnější je vůbec neprovádět, protože problémy vznikající při jejich realizaci nejsou adekvátní jejich přínosům. Dále měření ukázala, že přetvoření predikovaná jednotlivými reologickými modely mají velký rozptyl. Obecně tedy můžeme říct, že je spolehlivost výpočtu dlouhodobých deformací malá. To je do jisté míry způsobeno tím, že během projekčních prací není známé dostatečné množství vstupních údajů. Vyšší přesnosti predikce lze pravděpodobně dosáhnout při známých parametrech betonové směsi – typicky např. u letmé betonáže dochází během realizace k aktualizaci statického výpočtu na základě známých parametrů betonu a na základě naměřených deformací.

---

## Reference

- [1] J. Kolář a kol., „Results of the four-point bending test of the reinforced concrete slab,” Czech Technical University in Prague, Klokner Institute, Prague, 2013.
- [2] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha: ÚNMZ, 2011.
- [3] Model Code 2010, First complete draft, Volume 1, 2010.
- [4] ČSN EN 1991-1-1 Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, Praha: ÚNMZ, 2004.
- [5] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ÚNMZ, 2011.
- [6] HSD statika s.r.o., Technická zpráva - stavebně konstrukční část objektu, Administrativní objekt Palmovka Park III, 2016.
- [7] M. Vinkler a J. L. Vitek, „Progressive Drying and Shrinkage of Concrete,” *CONCREEP-10 Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*, 2015.
- [8] Z. P. Bazant a S. Baweja, „Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: Model B3,” *ACI special publication creep and shrinkage of concrete*, 2000.
- [9] Z. P. Bazant, „Model B4 for creep, drying shrinkage and autogenous shrinkage of normal and high-strength concretes with multi-decade applicability,” *RILEM Technical Committee TC-242-MDC*, 2015.
- [10] L. Vráblík, „C&S Program pro výpočet smršťování a dotvarování betonu,” 2006. [Online]. Available: [http://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Cviceni/CaS\\_manual.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/~vrabluk/Cviceni/CaS_manual.pdf).
- [11] M. Rasoolinejad, S. Rahimi-Aghdam a Z. P. Bazant, „Statistical filtering of useful concrete creep data from imperfect laboratory tests,” *Materials and Structures Vol. 51*, 2018.
- [12] M. Rasoolinejad, S. Rahimi-Aghdam a Z. P. Bazant, „Prediction of autogenous shrinkage in concrete from material composition or strength calibrated by a large database, as update of model B4,” *Materials and Structures manuscript Vol. 52*, 2019.

- [13] J. L. Víték, J. Kolísko, R. Coufal, P. Huňka a M. števula, Modul pružnosti betonu, Technická pravidla ČBS 05, ČBS, 2016.



## Seznam obrázků

Obr. 3.1 Příčný řez panelem .....	8
Obr. 3.2 Uspořádání krátkodobé ohybové zkoušky.....	8
Obr. 3.3 Fotografie před zahájením ohybové zkoušky (25.2.2015, Kloknerův ústav ČVUT), převzato z [1].....	9
Obr. 3.4 Časový vývoj průhybu a zatížení během krátkodobé ohybové zkoušky .....	9
Obr. 3.5 Pracovní diagramy tlačeného betonu a předpínací výztuže.....	12
Obr. 3.6 Síly působící v průřezu .....	13
Obr. 3.7 Drcení betonu u horního povrchu panelu při dosažení únosnosti, převzato z [1] .....	13
Obr. 3.8 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu .....	14
Obr. 3.9 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na vývoj krátkodobého průhybu.....	15
Obr. 3.10 Vliv střední tahové pevnosti betonu předepnutého prutu na vývoj krátkodobého průhybu.....	16
Obr. 3.11 Vliv velikosti napínacího napětí na vývoj krátkodobého průhybu .....	16
Obr. 3.12 Vliv střední pevnosti betonu v tlaku horní části panelu na vývoj krátkodobého průhybu.....	17
Obr. 3.13 Vliv přetvoření předpínací výztuže při porušení na vývoj krátkodobého průhybu.....	17
Obr. 3.14 Uspořádání dlouhodobé ohybové zkoušky .....	18
Obr. 3.15 Fotografie z průběhu ohybové zkoušky (12.12.2013, Kloknerův ústav ČVUT), převzato z [1].....	19
Obr. 3.16 Časový vývoj průhybu, teploty a zatížení během dlouhodobé ohybové zkoušky .....	19
Obr. 3.17 Časový vývoj na horním a dolním povrchu panelu .....	22
Obr. 3.18 Časový vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu .....	23
Obr. 3.19 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži .....	23
Obr. 3.20 Časový vývoj napětí v betonářské výztuži .....	24
Obr. 3.21 Porovnání naměřeného a vypočteného průhybu panelu .....	24
Obr. 3.22 Časový vývoj napětí v těžišti předpjatého prutu .....	25
Obr. 3.23 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži .....	26
Obr. 3.24 Časový vývoj napětí v ostatních částech průřezu .....	27
Obr. 3.25 Časový vývoj napětí v předepnutém betonovém prutu v období 0-50 let .....	29
Obr. 3.26 Časový vývoj napětí na horním a dolním povrchu panelu v období 0-50 let..	29
Obr. 3.27 Časový vývoj napětí v předpínací výztuži v období 0-50 let.....	30
Obr. 3.28 Časový vývoj napětí v betonářské výztuži v období 0-50 let.....	30
Obr. 3.29 Časový vývoj průhybu v období 0-50 let .....	31
Obr. 3.30 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj průhybu.....	32
Obr. 3.31 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj průhybu.....	32
Obr. 3.32 Vliv střední tahové pevnosti betonu dolní části panelu na časový vývoj napětí u dolního povrchu panelu.....	33

Obr. 3.33 Vliv střední tahové pevnosti betonu předepnutého prutu na časový vývoj průhybu .....	33
Obr. 3.34 Vliv relativní vlhkosti okolního prostředí na časový vývoj průhybu .....	34
Obr. 3.35 Vliv relativní vlhkosti okolního prostředí na časový vývoj napětí u dolního povrchu předepnutého prutu .....	35
Obr. 3.36 Vliv velikosti napínacího napětí na časový vývoj průhybu .....	35
Obr. 3.37 Vliv velikosti napínacího napětí na časový vývoj napětí u dolního povrchu předepnutého prutu.....	36
Obr. 3.38 Příčný řez předpjatým panelem.....	37
Obr. 3.39 Příčný řez železobetonovým panelem .....	37
Obr. 3.40 Zatěžovací křivky pro různé typy panelu .....	38
Obr. 3.41 Velikost napětí na horním a dolním povrchu panelu pro různé typy panelu .	38
Obr. 3.42 Velikost napětí v předpínací výztuži pro různé typy panelu .....	39
Obr. 3.43 Velikost napětí v předpínací výztuži pro různé typy panelu .....	39
Obr. 3.44 Časový vývoj průhybu pro různé typy panelu .....	40
Obr. 4.1 – Vizualizace budovy Palmovka Open Park III.....	42
Obr. 4.2 – Půdorys budovy s vyznačenou polohou tenzometrů .....	43
Obr. 4.3 – Řez budovou s vyznačenou polohou tenzometrů .....	43
Obr. 4.4 – Umístění tenzometrů ve sloupech F4 (vlevo) a F3 (vpravo).....	44
Obr. 4.5 – Pohled na zabetonovaný sloup F4 (vlevo) a na odečítací skříňku v přilehlé stěně (vpravo).....	44
Obr. 4.6 – Naměřené přetvoření válců F4.V1 a F4.V2 a jejich průměr.....	45
Obr. 4.7 – Naměřené přetvoření tenzometrů F4.1 až F4.4 a přetvoření v ose sloupu F4 .....	46
Obr. 4.8 – Naměřené přetvoření válců F3.V1 a F3.V2 a jejich průměr.....	47
Obr. 4.9 – Naměřené přetvoření tenzometrů F3.1 až F3.4 a přetvoření v ose sloupu F3 .....	48
Obr. 4.10 – Naměřená relativní vlhkost okolního prostředí u jednotlivých sloupů.....	49
Obr. 4.11 – Předpokládaná relativní vlhkost okolního prostředí u jednotlivých sloupů50	
Obr. 4.12 – Předpokládaný časový vývoj normálové síly v jednotlivých sloupech .....	52
Obr. 4.13 – Porovnání naměřených deformací válců F4.V1 a F4.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	57
Obr. 4.14 – Porovnání naměřených deformací sloupu F4 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	58
Obr. 4.15 – Jednotlivé složky deformace sloupu F4 predikované modelem B4.....	59
Obr. 4.16 – Porovnání naměřených deformací válců F3.V1 a F3.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	59
Obr. 4.17 – Porovnání naměřených deformací sloupu F3 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	60
Obr. 4.18 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření zkušebních válců F4.V1 a F4.V2 podle aktualizovaného modelu B4 .....	62
Obr. 4.19 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření sloupu F4 podle aktualizovaného modelu B4 .....	62
Obr. 4.20 – Jednotlivé složky deformace sloupu F4 predikované aktualizovaným modelem B4 (autogenní smršťování vypočtené na základě pevnostní třídy betonu)...	63

Obr. 4.21 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření zkušebních válců F3.V1 a F3.V2 podle aktualizovaného modelu B4.....	63
Obr. 4.22 – Porovnání naměřených a predikovaných hodnot přetvoření sloupu F3 podle aktualizovaného modelu B4 .....	64
Obr. 4.23 – Porovnání naměřených deformací sloupu F4 s hodnotami predikovanými reologickými modely.....	65
Obr. 4.24 – Porovnání naměřených deformací válců F4.V1 a F4.V2 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	65
Obr. 4.25 – Porovnání naměřených deformací sloupu F3 s hodnotami predikovanými reologickými modely.....	65
Obr. 4.26 – Porovnání naměřených deformací válců F3.V1 a F4.V3 s hodnotami predikovanými reologickými modely .....	66
Obr. 5.1 – Vizualizace budovy Palmovka Open Park IV.....	69
Obr. 5.2 – Půdorys budovy s vyznačením polohy tenzometrů .....	70
Obr. 5.3 – Umístění tenzometrů ve stropní desce.....	71
Obr. 5.4 – Umístění tenzometrů ve stropní desce (vlevo bod 1, vpravo bod 2).....	71
Obr. 5.5 – Naměřené deformace zkušebních válců V1 až V4.....	72
Obr. 5.6 – Naměřené deformace v bodě č. 1 .....	73
Obr. 5.7 – Naměřené deformace v bodě č. 2.....	74
Obr. 5.8 – Porovnání naměřených deformací na zkušebních válcích s reologickými modely .....	76
Obr. 5.9 – Porovnání naměřených deformací v bodě č. 1 s reologickými modely .....	77
Obr. 5.10 – Porovnání naměřených deformací v bodě č. 2 s reologickými modely .....	78
Obr. 5.11 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle Model Code 2010.....	81
Obr. 5.12 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B3.....	81
Obr. 5.13 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4.....	81
Obr. 5.14 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4 po aktualizaci ..	82
Obr. 5.15 – Napětí v betonu v jednotlivých směrech podle modelu B4 po aktualizaci s alternativním výpočtem autogenního smršťování .....	82
Obr. 5.16 – Napětí v betonu ve volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů.....	83
Obr. 5.17 – Napětí v betonu ve vázaném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů.....	83
Obr. 5.18 – Rozdíl v napětí v betonu ve vázaném a volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů.....	84
Obr. 5.19 – Napětí v betonářské výztuži ve volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů.....	85
Obr. 5.20 – Napětí v betonářské výztuži ve vázaném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů.....	85
Obr. 5.21 – Rozdíl v napětí v betonářské výztuži ve vázaném a volném směru v bodě č. 1 podle různých reologických modelů .....	86
Obr. 5.22 – Napětí v betonu ve volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů .....	87
Obr. 5.23 – Napětí v betonu ve vázaném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů .....	87

Obr. 5.24 – Rozdíl v napětí v betonu ve vázaném a volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů .....	88
Obr. 5.25 – Naměřené deformace v bodech č. 1 a č. 2 ve směrech vázané a volné deformace .....	89
Obr. 5.26 – Napětí v betonářské výztuži ve volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů .....	90
Obr. 5.27 – Napětí v betonářské výztuži ve vázaném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů .....	91
Obr. 5.28 – Rozdíl v napětí v betonářské výztuži ve vázaném a volném směru v bodě č. 2 podle různých reologických modelů.....	91
Obr. 6.1 – Krátkodobý a dlouhodobý průhyb desky určený deterministickým výpočtem .....	97
Obr. 6.2 – Rozptyl modulu pružnosti v závislosti na válcové pevnosti, převzato z [13].	98
Obr. 6.3 – Kumulativní distribuční funkce použité ve výpočtu .....	98
Obr. 6.4 – Rozdělení pravděpodobnosti pro krátkodobý a dlouhodobý průhyb a pro proměnné vstupní veličiny – modul pružnosti a tahovou pevnost betonu .....	100

## Seznam tabulek

Tab. 6.1 – Deterministický výpočet průhybu prosté desky .....	97
Tab. 6.2 - Průhyby [mm] a variační koeficienty [%] při výpočtu s proměnným modulem pružnosti a tahovou pevností betonu – se vznikem trhlin .....	99
Tab. 6.3 - Průhyby [mm] a variační koeficienty [%] při výpočtu s proměnným modulem pružnosti – bez vzniku trhlin.....	99

## Seznam publikací autora

(vygenerováno z <https://v3s.cvut.cz>, řazeno chronologicky v obráceném pořadí)

*(publikace v recenzovaném časopise registrovaném v databázi SCOPUS)*

Vašátko, R. Experimentální ověření reologického modelu B4 na reálné konstrukci. In: Proceedings of the 8th PhD Workshop of the Department of Concrete and Masonry Structures. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2019. ISBN 978-80-01-06574-7.

**Vašátko, R.; Vítek, J. Experimental Verification of Long-term Behaviour of Concrete Structures. In: Proceedings of the 12th International fib PhD Symposium in Civil Engineering. Praha: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, 2018. p. 755-762. fib PhD Symposia. vol. 12. ISBN 978-80-01-06401-6.**

Vašátko, R. Experimental Verification of Long-Term Behaviour of Concrete Structures. In: PhD Workshop 2018 - CD. Praha: CTU FCE. Department of Concrete and Masonry Structures, 2018. ISBN 978-80-01-06417-7.

**Vašátko, R.; Vítek, J. Long-Term Monitoring of Concrete Building Structure. In: Solid State Phenomena. Uetikon-Zurich: Trans Tech Publications, 2018. p. 160-165. vol. 272. ISSN 1662-9779. ISBN 978-3-0357-1284-1.**

Vašátko, R.; Vítek, J. Dlouhodobé sledování betonové konstrukce budovy. In: 24. Betonářské dny 2017 - Sborník příspěvků. Praha: ČBS - Česká betonářská společnost ČSSI, 2017. ISBN 978-80-906759-0-2.

Vítek, J.; Coufal, R.; Kolísko, J.; Vašátko, R. Modulus of elasticity – specification, acceptance criteria and influence on structural performance. In: Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures. Budapest: Budapest University of Technology and Economics, 2017. p. 31-39. ISBN 978-963-12-9651-8.

Vašátko, R. Impact of Modulus of Elasticity on Deflections of Concrete Structures. In: PhD Workshop 2017. Collection of Abstracts. Praha: katedra betonových a zděných konstrukcí, 2017. pp. 46-47. ISBN 978-80-01-06132-9.

Vašátko, R. Vliv modulu pružnosti na deformace železobetonových konstrukcí. In: PhD Workshop - Full Texts. Praha: katedra betonových a zděných konstrukcí, 2017. ISBN 978-80-01-06132-9.

Vašátko, R. Vyhodnocení dlouhodobé ohybové zkoušky netradičně předpjatého panelu. In: PhD Workshop - Full Text. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra betonových konstrukcí a mostů, 2016. ISBN 978-80-01-05924-1.

Vašátko, R. 4-Point Long-Term Bending Test of Untraditionally Prestressed Concrete Slab. In: PhD Workshop - Collection of Abstracts. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra betonových konstrukcí a mostů, 2016. pp. 42-43. ISBN 978-80-01-05924-1.

Vašátko, R. Vyhodnocení zkoušky netradičně předpjatého panelu 4-bodovým ohybem. In: PhD Workshop 2015 - Full Versions. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2015. ISBN 978-80-01-05722-3.

Vašátko, R. Evaluation of 4-Point Short-Term Bending Test of Untraditionally Prestressed Concrete Slab. In: PhD Workshop 2015 - Collection of Abstracts. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2015. pp. 60-61. ISBN 978-80-01-05722-3.

Vašátko, R. Moderní systémy prefabrikovaných konstrukcí budov. In: PhD Workshop - Proceedings. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2014. ISBN 978-80-01-05471-0.

Vašátko, R. Advanced systems of precast structures. In: PhD Workshop - Collection of Abstracts. Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2014. pp. 57-58. ISBN 978-80-01-05471-0.

## **Použitý software**

Microsoft Office 365 (Word, Excel)

Autodesk AutoCAD 2020, verze Q.111.0.0 AutoCAD 2020.1.3

Wolfram Mathematica 8

PDF-XChange Editor Plus, verze 8.0, build 336.0