VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI TLAČENÝCH OCELOVÝCH SLOUPŮ SE STOJINOU OBETONOVANOU BETONEM VYSOKÉ PEVNOSTI

RELIABILITY ANALYSIS OF STEEL COLUMNS WITH ENCASED WEB IN HIGH STRENGTH CONCRETE UNDER COMPRESSION

TEZE DISERTAČNÍ PRÁCE
PhD THESIS

AUTOR PRÁCE — Ing. LIBOR PUKLICKÝ
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE — prof. Ing. ZDENĚK KALA, Ph.D.
SUPERVISOR

BRNO, LISTOPAD 2014

KLÍČOVÁ SLOVA

mezní stav únosnosti, ocelový sloup, vysokopevnostní beton, spolehlivost, imperfekce, návrh, vlastní pnutí, dotvarování betonu, nelineární analýza, stochastická analýza

KEY WORDS

ultimate limit state, steel column, high-strength concrete, reliability, imperfections, design, residual stress, concrete creep, nonlinear analysis, stochastic analysis

MÍSTO ULOŽENÍ PRÁCE

Ústav stavební mechaniky a Knihovnické informační centrum Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně.

OBSAH

1 ÚVOD 3

2 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE 4

3 TEORETICKÁ ANALÝZA VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI 5

3.1 Ohyb kolem osy *z* - teorie 2. řádu, fyzikálně nelineární výpočet 6

4 SROVNÁVACÍ A PARAMETRICKÉ STUDIE 8

4.1 Porovnání teoretického řešení s experimenty 8

4.2 Parametrická citlivostní analýza 10

5 GEOMETRICKY NELINEÁRNÍ ANALÝZA MKP 11

5.1 Varianty výpočetních analýz 12

5.2 Vliv vlastních pnutí 14

5.3 Dotvarování betonu 17

6 VSTUPNÍ NÁHODNÉ VELIČINY 22

6.1 Statistické porovnání numerického řešení s experimenty 22

7 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI 26

7.1 Statistická analýza 26

7.2 Mezní únosnost dle ČSN EN 1994-1-1 - EUROKÓD 4 27

8 ZÁVĚR 28

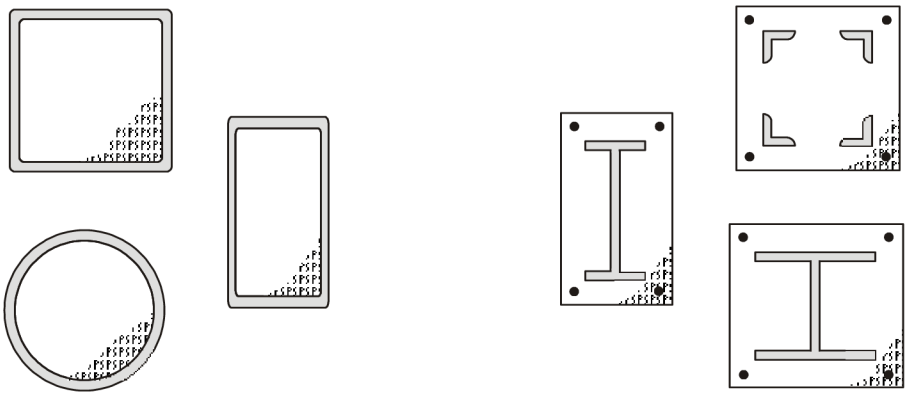
9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ 29

9.1 Použitá literatura 29

9.2 Normy 30

1 ÚVOD

Ocel a beton jsou ve stavitelství velmi často používané materiály. Kompozitní ocelobetonový konstrukční systém s výhodou využívá vlastnosti obou materiálů, tj. tuhost a tvárnost betonu se kombinuje s vysokou pevností konstrukčních ocelí. Rozvoj poznání skutečného chování nosných konstrukčních systémů, jejich mezních stavů a mechanismu porušování je orientován na základní spektrum progresivních materiálů a jejich kombinací, tj. zejména na vysokopevnostní beton a ocel. Obecně známe dva základní typy kompozitních sloupů běžně používaných ve stavebnictví, tj. ocelové profily vyplněné betonem a ocelové obetonované profily. Základní příklady kompozitních profilů jsou znázorněny na obr. 1.1.



Obr. 1.1 Ocelové profily vyplněné betonem a ocelové obetonované profily

Při analýze mezních stavů těchto sloupů je ale třeba také zohlednit i vliv nevyhnutelných počátečních imperfekcí, které snižují únosnost sloupu v porovnání s chováním ideálního tlačeného prutu. Na rozdíl od tlačených ocelových prutů je k dispozici méně teoretických a experimentálních dat. Kombinace materiálů ocel – beton také přináší výskyt dalších časově závislých jevů a to především souvisejících s problematikou smršťování a dotvarování betonové části průřezu.

Předložená práce se zabývá teoretickou analýzou mezního stavu únosnosti. Pro řešení byly využity výsledky experimentálního výzkumu, který probíhal na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí pod vedením doc. Karmazínové a prof. Melchera [10], [11]. Dále budou využívány výsledky experimentálního výzkumu [4]. Při řešení je zohledněn náhodný vliv počátečních imperfekcí, většina materiálových a geometrických charakteristik byla měřena a jsou známy jejich statistické charakteristiky.

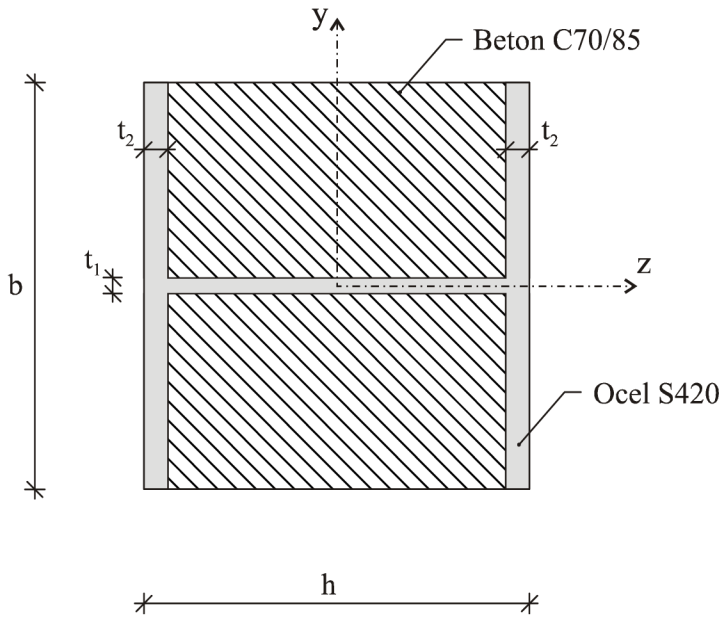
2 CÍLE DISERTAČNÍ PRÁCE

Cílem disertační práce je statistická analýza mezního stavu únosnosti ocelobetonových sloupů namáhaných tlakem. Cíle práce je možné rozdělit do těchto oblastí:

1. Pro studium únosnosti sestavit numerickou metodu vycházející z analytického Timošenkova řešení, která bude zahrnovat i vliv geometrické a fyzikální nelinearity. Výsledky této metody ověřit s výsledky získanými z experimentů a s výsledky nelineárních výpočtových modelů v programovém systému ANSYS [24] .
2. Zpracovat parametrickou citlivostní analýzu a určit dominantní materiálové a geometrické charakteristiky, jejichž rozptyl má na rozptyl únosnosti největší vliv.
3. Parametrickou citlivostní analýzou stanovit vliv vlastních pnutí na mezní únosnost u prutů s betonovou výplní a bez betonu.
4. V rámci práce provést analýzu vlivu dotvarování a smršťování a stanovit jejich vliv na únosnost.
5. Vypočítat návrhovou únosnost s pomocí stochastického modelu a statistickým vyhodnocením určit návrhovou únosnost dle návrhových podmínek spolehlivosti normy EN1990 [18].
6. Porovnat návrhovou únosnost vypočítanou stochastickým výpočtem s hodnotou stanovenou dle Eurokódu 4 [23]. Vyjádřit se zda je normový návrh spolehlivý a ekonomický a případně doporučit možné změny metodických či normových postupů.

3 TEORETICKÁ ANALÝZA VZPĚRNÉ ÚNOSNOSTI

Předmětem analýzy je mezní stav únosnosti kloubově uloženého ocelobetonového tlačeného sloupu konstrukční délky $L = 3$ m, který je tvořen ocelovým profilem HE 140A s obetonovanou stojinou betonem vysoké pevnosti, viz obr. 3.1.



Obr. 3.1 Průřez ocelobetonového tlačeného sloupu

Pro krátkodobé zatížení lze v souladu s ČSN EN 1994-1-1 [23] počítat s účinnou pružnostní ohybovou tuhostí *EI* průřezu spřaženého sloupu dle vztahu:

$$EI = E_o \cdot I_o + C_a \cdot E_b \cdot I_b \tag{1}$$

kde

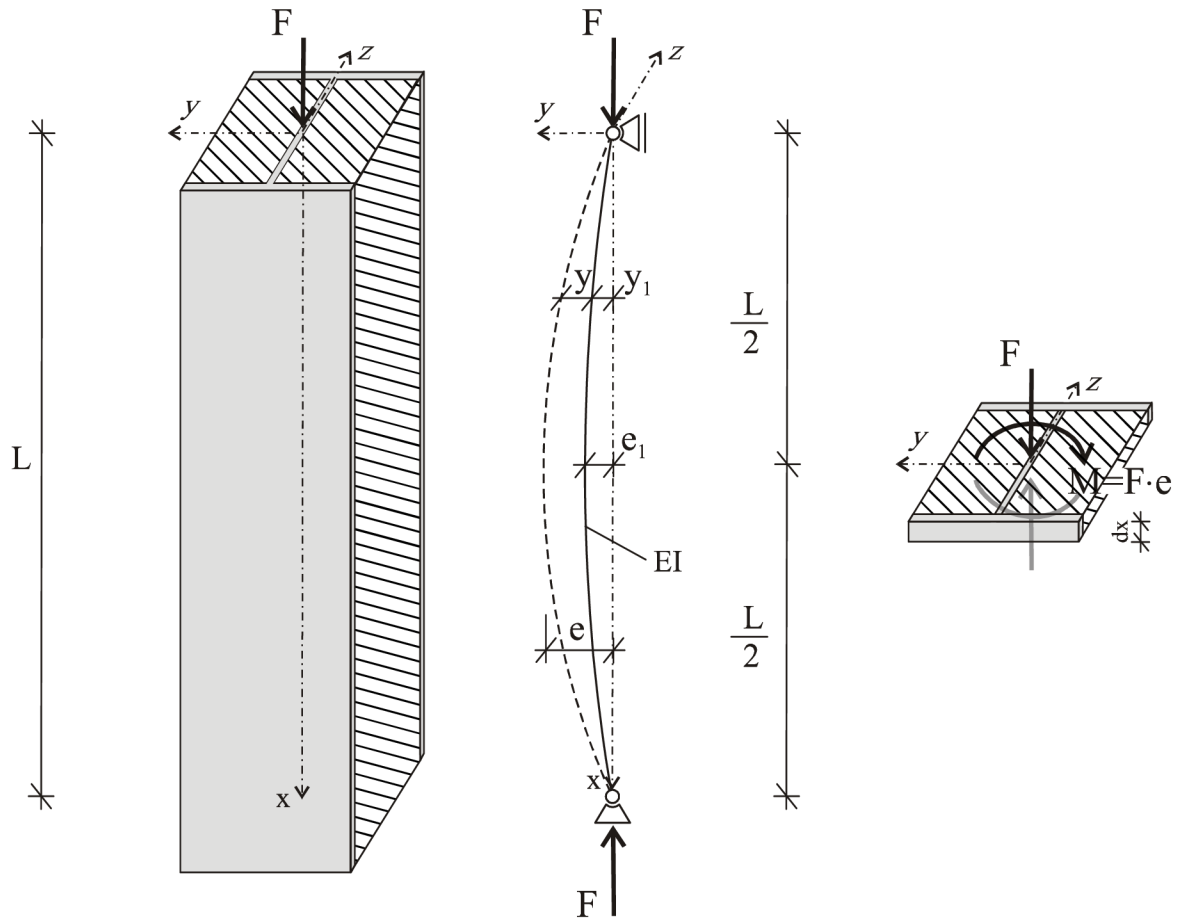
$C_a \cdot E_b \cdot I_b$ je účinná ohybová tuhost betonové části.

$E_o \cdot I_o$ je účinná ohybová tuhost ocelové části.

Součinitel, který je ve vztahu (1) označen jako C_a, je možno v souladu s normou [23] uvažovat hodnotou $C_a \equiv 0{,}6$.

Předpokládejme, že síla *F*, kterou je sloup zatížen se skládá ze síly F_o, kterou přenáší ocelová část průřezu a ze síly F_b, kterou přenáší betonová část průřezu, přičemž platí statická silová podmínka, že:

$$F = F_o + F_b \tag{2}$$



Obr. 3.2 Statické namáhání ocelobetonového sloupu pod tlakem

Hodnoty sil F_o, F_b a parametr C_a je možno určit ze dvou deformačních podmínek:

1) Ohyb kolem osy z: Výchylka ve směru osy y po celé délce prutu e se rovná výchylce ocelové části e_o a ta se rovná výchylce e_b betonové části, tj. $e = e_o = e_b$.
2) Poměrné přetvoření ve směru osy x: poměrné přetvoření ocelové části od síly F_o se rovná poměrnému přetvoření betonové části průřezu od síly F_b.

3.1 Ohyb kolem osy z - teorie 2. řádu, fyzikálně nelineární výpočet

U řešeného příkladu je nezbytné použít tzv. teorii 2. řádu se započítáním vlivu deformací způsobených zatížením. Budeme předpokládat, že prut je vyroben ve tvaru afiním budoucímu vybočení s počáteční výchylkou

uprostřed délky označenou e_1. V obecném bodě vzdáleném x od podpory bude platit:

$$y_1 = e_1 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \tag{3}$$

Pro zatížení silou F podle obr. 3.2 bude výsledná poloha kteréhokoliv bodu osy prutu dána diferenciální rovnicí:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{F \cdot (y + y_1)}{EI} = 0 \tag{4}$$

Po dosazení za y_1 a s uvážením okrajových podmínek v místě uložení ($x = 0$; $y + y_1 = 0$ a $x = L$; $y + y_1 = 0$, $F \neq 0$) obdržíme řešení diferenciální rovnice (4) ve tvaru [16]:

$$y = \frac{e_1}{\frac{F_{cr}}{F} - 1} \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \tag{5}$$

kde F_{cr} je příslušná Eulerova kritická síla ideálního prutu.

$$F_{cr} = \pi^2 \frac{EI}{L^2}. \tag{6}$$

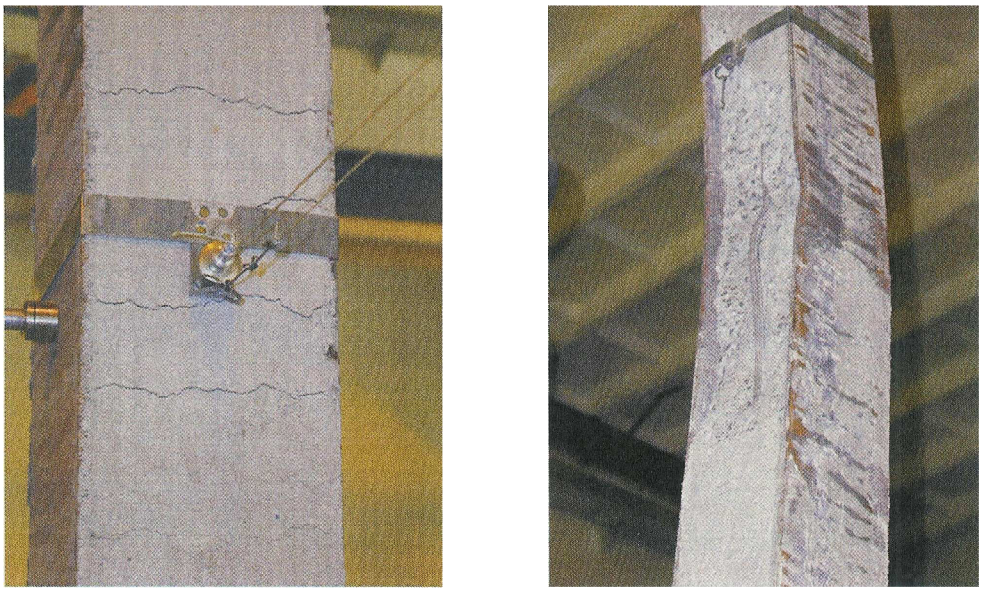
Z výše uvedených předpokladů jsou stanoveny síly, které přenáší betonová a ocelová část průřezu a následně normálová napětí v pružném stavu.

Pokud napětí v oceli přesáhne mez kluzu nebo napětí v betonu přesáhne pevnost betonu v tlaku nebo v tahu, pak je žádoucí geometricky nelineární řešení rozšířit o fyzikálně nelineární řešení. Průřez rozdělíme na vrstvičky řezy vedenými ve směru osy z.

V jednom zatěžovacím kroku předpokládejme, že se průřezové charakteristiky nemění, tj. že se nemění velikost a tvar zplastizované části průřezu. Postup vychází z přírůstkového nelineárního řešení dle [5], [6]. Jako parametr je zvolen přírůstek deformace Δe pro který je stanoven přírůstek zatížení F_Δ. Stávající přenesené zatížení je zkorigováno tak, aby byla splněna momentová podmínka i při nárůstu deformace o Δe. V jednotlivých vrstvičkách průřezu určíme přírůstek normálového napětí, který přičteme k napětí z předchozích kroků. V dalším kroku u průřezu zredukujeme plochu u těch segmentů, u kterých napětí překročilo mez kluzu, pevnost betonu v tahu nebo v tlaku. Postup opakujeme pro další kroky i+2, i+3 atd.

4 SROVNÁVACÍ A PARAMETRICKÉ STUDIE

Teoretické řešení popsané v předchozí kapitole by mělo co nejvěrněji vystihovat reálné chování skutečného ocelobetonového sloupu. Za tímto účelem výsledky teoretického řešení porovnáme s výsledky experimentálního ověření vzpěrné únosnosti a působení sloupů (těles) T16, T17, T18 s obetonovanou stojinou při osovém tlaku, které proběhly na Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí roku 2002 pod vedením prof. Melchera a doc. Karmazínové v rámci výzkumného záměru VUT v Brně reg. č. MSM 261100007, viz obr. 4.1.

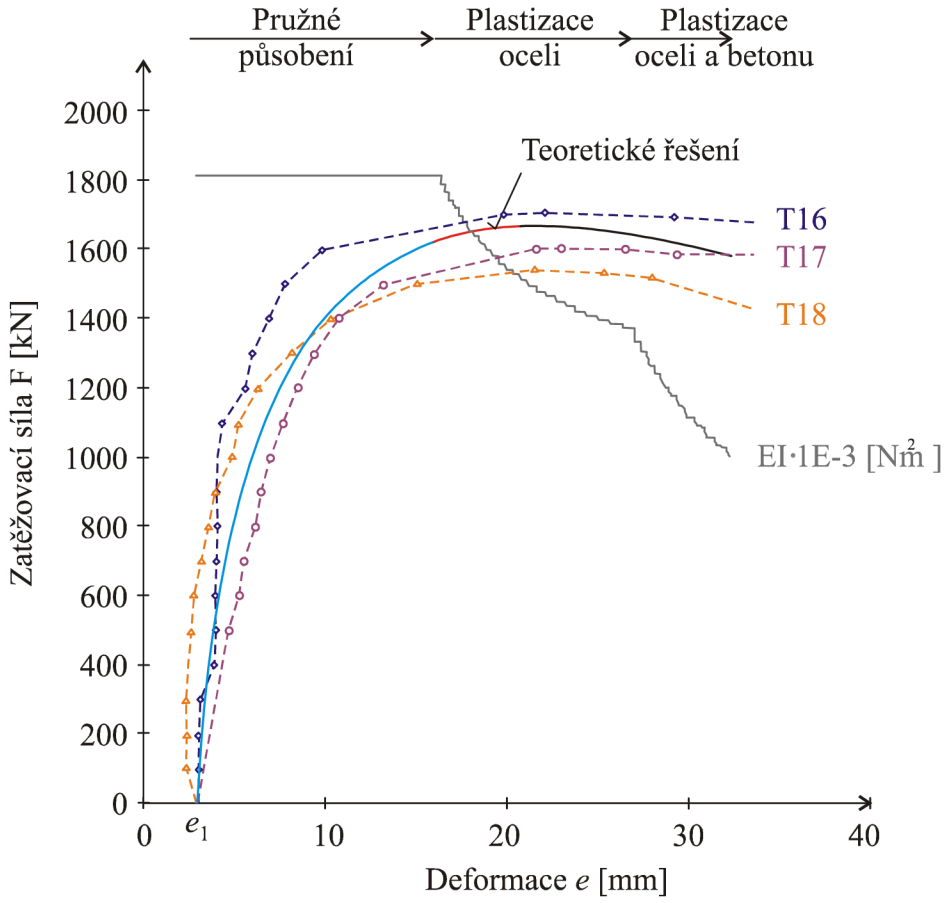


Obr. 4.1 Fotografická dokumentace zatěžovací zkoušky tělesa T17

4.1 Porovnání teoretického řešení s experimenty

Ve srovnávací studii s teoretickým řešením budeme uvažovat experimentálně zjištěné materiálové a geometrické charakteristiky. Veličiny h, b, t_1, t_2, E_o, které nebyly měřeny, jsou uvažovány nominálními hodnotami, viz tab. 1. Součinitel C_a je zadán teoretickou hodnotou dle druhé deformační podmínky. Tvar počátečního zakřivení je ve tvaru jedné půlvlny funkce sinus s maximálními amplitudami 2,99 mm, -2,95 mm a 2,92 mm. S ohledem na symetrii řešeného průřezu je možno uvažovat maximální amplitudy absolutními hodnotami, přičemž statistickým vyhodnocením obdržíme střední hodnotou $m_{e1} = 2{,}9533$ mm a směrodatnou odchylkou $S_{e1} = 0{,}035119$ mm.

Závislost „zatížení - přetvoření“ obdržená teoretickým řešením je na obr. 4.2 vykreslena plnou čarou, jejíž modrá část odpovídá pružnému řešení získanému podle teorie 2. řádu. Červená a černá část odpovídá pružnoplastickému řešení. Mezní únosnost je definována jako vrchol zatěžovací



Obr. 4.2 Porovnání teoretického řešení s experimentálními výsledky

Tab. 1 Vstupní geometrické a materiálové charakteristiky

č.	Název veličiny	Materiál	Symbol	Hodnota
1	Nominální výška průřezu	Ocel	h	133 mm
2	Nominální šířka průřezu		b	140 mm
3	Nominální tloušťka stojiny		t_1	5,5 mm
4	Nominální tloušťka pásnice		t_2	8,5 mm
5	Průměrná mez kluzu		m_{fy}	455,81 MPa
6	Modul pružnosti oceli		E_o	210 GPa
7	Prům. krychelná pevnost betonu	Beton	m_{fc}	102,5 MPa
8	Modul pružnosti betonu		E_b	49,5 GPa
9	Amplituda počátečního zakřivení		e_1	2,9533 mm

dráhy na předělu mezi červenou a černou částí křivky. Za deformaci na mezní únosnosti označme maximální deformaci uprostřed prutu zatíženého silou rovnající se mezní únosnosti. U oceli a u betonu byly uvažovány bilineární pružno-plastické pracovní diagramy bez zpevnění. Červená čára (rostoucí část větve) odpovídá rostoucí zatěžovací síle a rostoucí deformaci, černá čára (klesající část větve) odpovídá klesající zatěžovací síle a rostoucí deformaci.

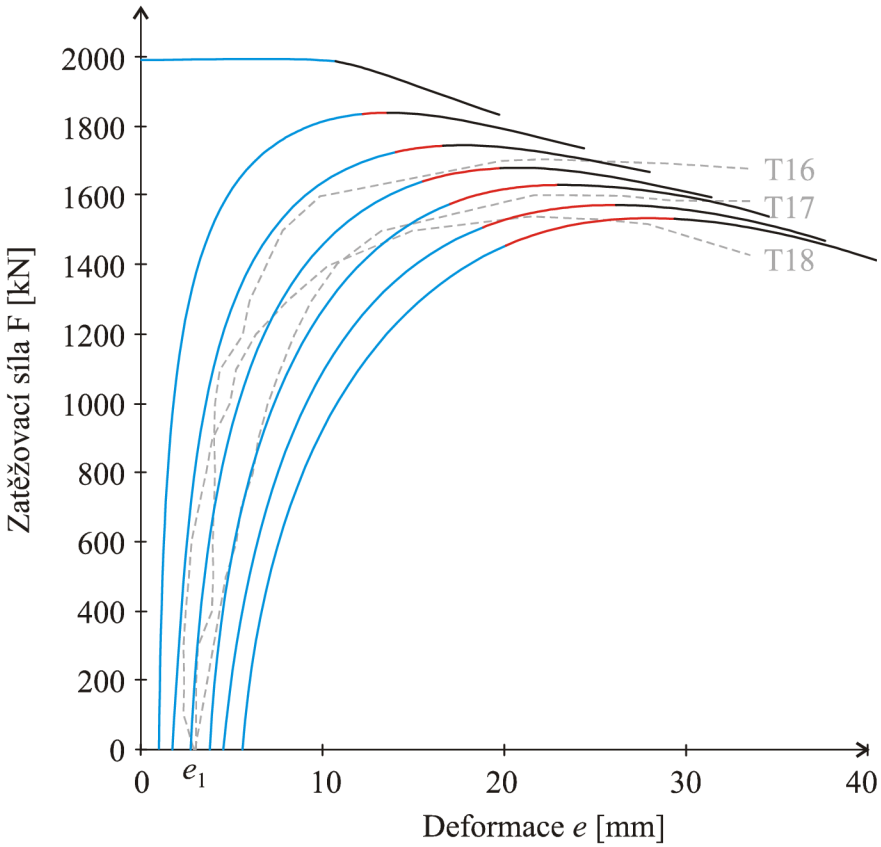
Z obr. 4.2 je patrno, že se teoretické řešení velmi dobře shoduje s výsledky zatěžovacích zkoušek těles T16, T17, T18. Experimentálně obdržené výsledky se mírně liší, což může být způsobeno imperfekcemi, které nebyly měřeny např. vlastním pnutím, tuhostí kloubového uložení konců prutu, excentricitou zatěžovací síly, odchylkami průřezových charakteristik od nominálních hodnot a drobnými odchylkami modulu pružnosti oceli či jinými materiálovými či geometrickými charakteristikami, které nebyly mechanickými zkouškami postihnuty.

Z teoretického řešení jsme obdrželi pružnou únosnost 1624,256 kN (konec modré a začátek červené větve) a mezní únosnost (vrchol zatěžovací dráhy) 1663,145 kN. Odpovídající deformace na mezní únosnosti 20,8 mm se velmi dobře shoduje s experimentálně zjištěnými deformacemi 21,91 mm, 22,73 mm a 21,28 mm těles T16, T17, T18. Plastická rezerva únosnosti je 2,4 %, což je dle očekávání a v souladu s obecnými poznatky relativně malá hodnota. Na obr. 4.2 je dále zobrazena změna ohybové tuhosti $EI \cdot 1E-3$ teoretického řešení. Únosnost 1663,145 kN odpovídá stavu, kdy je částečně zplastizován ocelový průřez, přičemž betonový průřez je ještě v pružném stavu. Při dalším růstu deformace (klesající část křivky) se velmi rychle rozvíjí i plastizace v nejvíce tlačené betonové části průřezu.

4.2 Parametrická citlivostní analýza

Cílem parametrické citlivostní analýzy je zjistit, které geometrické nebo materiálové imperfekce mají na mezní stav únosnosti a tomu odpovídající deformace největší vliv.

Jednou ze zkoumaných imperfekcí je amplituda počátečního zakřivení osy prutu, pro kterou je uvažováno sedm hodnot na intervalu $e_1 \in \langle 0; 5{,}4 \rangle$ mm. Všechny ostatní veličiny jsou uvažovány dle tab. 1. Z grafů na obr. 4.3 je patrný velký vliv počáteční amplitudy e_1 na mezní únosnost a tomu odpovídající deformaci. Další veličiny, u kterých se prokázal velký vliv, jsou e_1, E_b, f_y, b, t_2. Tyto veličiny (imperfekce) by měly být měřeny s maximální přesností a to i na úkor těch imperfekcí, u kterých se vliv neprokázal.



Obr. 4.3 Analýza vlivu počáteční deformace e_1 osy prutu

5 GEOMETRICKY NELINEÁRNÍ ANALÝZA MKP

K ověření výsledků teoretické analýzy byl vytvořen model ocelobetonového prutu pro fyzikálně nelineární výpočet MKP v programovém systému ANSYS.

Ocelový prut a koncové roznášecí desky jsou modelovány deskostěnovými prvky Shell 181. Betonovou výplň tvoří objemové prvky Solid 65. Použité prvky umožňují řešení úloh plasticity, velkých posunů a velkých poměrných deformací.

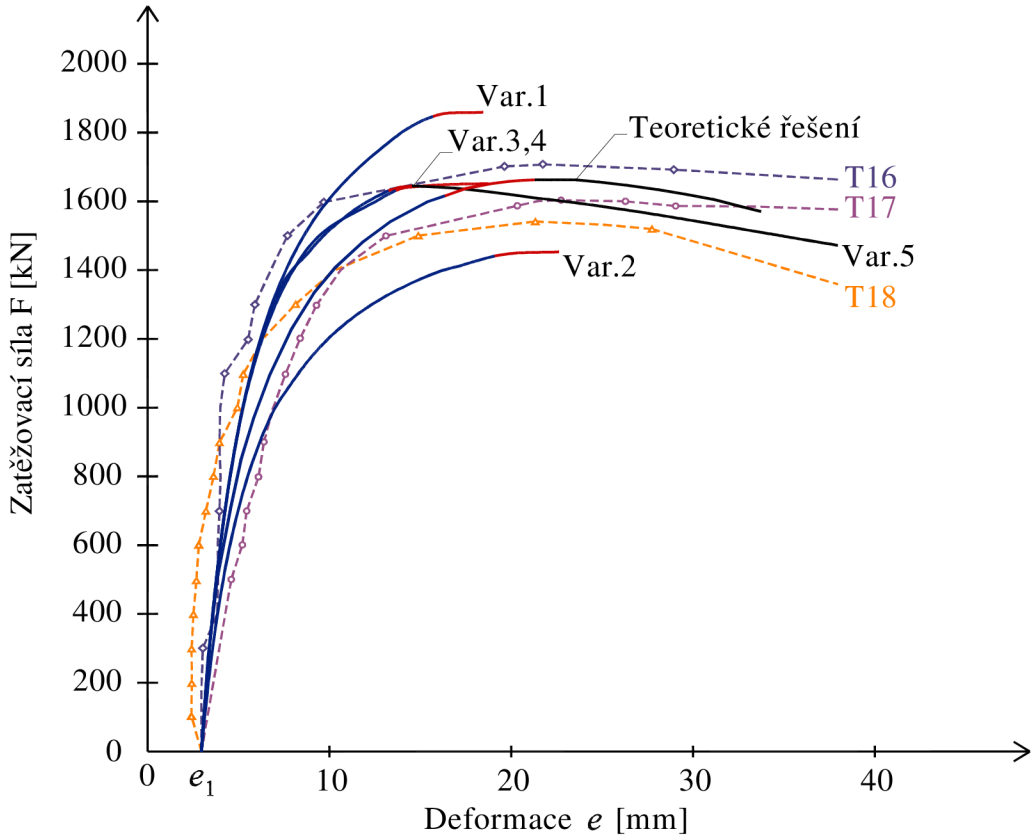
Vstupní charakteristiky byly převzaty z tab. 1. Okrajové podmínky podporového konce prutu jsou definovány v koncovém uzlu v ose prutu. V tomto uzlu bylo zamezeno posunu ve směru osy *x*,*y* a *z*, roznos reakce do průřezu je zajištěn koncovými deskami. Druhý, posuvný okraj prutu je pro zabránění rotací kolem podélné osy upevněn liniovou podporou. Koncovým uzlům liniové podpory je zabráněno posuvům ve směru osy *y* a *z*.

Pro řešení nelineární úlohy byla použita Euler Newton-Raphsonova metoda založená na proporcionálním zatěžování [1]. Výpočet únosnosti byl ukončen tehdy, až bylo dosaženo mezní únosnosti prutu. Při výpočtu bylo využito automatického přitěžování programem ANSYS.

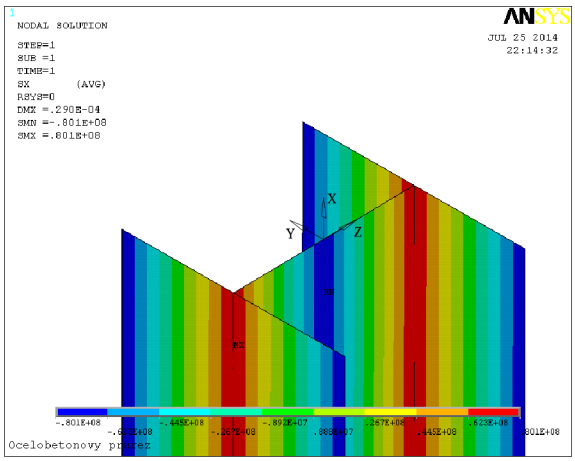
5.1 Varianty výpočetních analýz

V průběhu vytváření optimálního modelu, bylo vytvořeno celkem 5 základních variant:

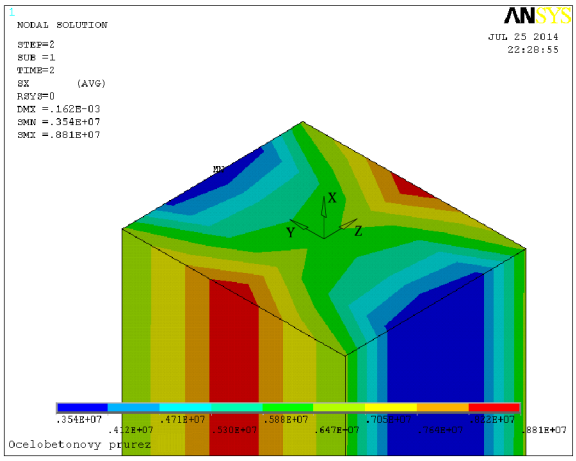
- **Var. 1** Výpočet byl proveden se stejnými podmínkami, jako v teoretickém modelu, tedy s bilineárním pracovním diagramem oceli a betonu.
- **Var. 2** Modul pružnosti betonu E_b je redukován součinitelem C_a=0,6.
- **Var. 3** Styk betonu s ocelí je modelován vrstvičkou betonu tl.20mm, s modulem pružnosti E_b redukovaným hodnotou C_a=0,6.
- **Var. 4** Pro beton je v souladu s EC2 [20] uvažován parabolicko – rektangulární pracovní diagram. Do výpočtu jsou doplněny i zatěžovací stavy pro působení vlastního pnutí a smršťování betonu.
- **Var. 5** Model zůstává stejný jako ve variantě Var. 4, přitěžování je provedeno deformačním posunem.



Obr. 5.1 Porovnání variant MKP s experimentálními výsledky



Obr. 5.2 Ocel, σ_x od vlastních pnutí



Obr. 5.3 Beton, σ_x při smršťování betonu

Nejvhodnější variantou s ohledem na shodu s experimentem a další použití modelu je Var. 4. Pružná únosnost činí 1631,23 kN a mezní únosnost (vrchol zatěžovací dráhy) 1651,42 kN. Rozdílná hodnota deformace na mezní únosnosti 18,75 mm (naměřené hodnoty deformací na tělesech jsou 21,91 mm, 22,73 mm, 21,28 mm) může být způsobena idealizovaným pracovním diagramem oceli a betonu, nehomogenitou materiálu.

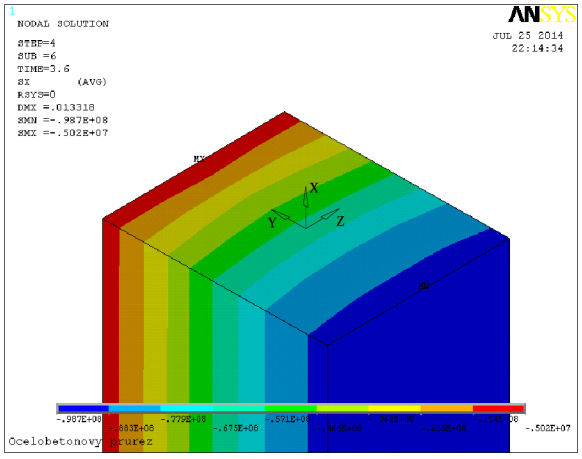
Vlastní pnutí jsou uvažována střední hodnotou σ_r=80 MPa. Zavedení vlastních pnutí je na modelu simulováno nerovnoměrnou změnou teploty ocelového prvku o $\Delta T = \pm 63{,}3°$ K. Dosažení stanovených hodnot je viditelné na obr. 5.2. Okraje pásnic a střed stojiny jsou tlačené hodnotou -80,1 MPa. Na styku stojiny a pásnice je tah 80,1 MPa.

Smršťování z vysychání tvrdnoucího betonu je stanoveno podle EC2 [20]. V modelu je zadáno snížením teploty prvků Solid 65 o $\Delta T = -17{,}1°$ K. Ocelový prut brání betonu ve zkracování a tím je do jeho prvků vnášen tlak. Výstupem jsou normálová napětí σ_x na obr. 5.3. Minimálních hodnot napětí je dosaženo na okrajích betonu, maximální napětí jsou v rozích na styku pásnice a stojiny. Napětí však dosahují malých hodnot ve srovnání s hodnotami normálových napětí při dosažení mezní únosnosti na obr. 5.4, kde již napětí od smršťování betonu není pozorovatelné. Pro stanovení vlivu smršťování na mezní únosnost byla provedena parametrická studie s 10 silmulacemi metodou LHS s náhodnými veličinami podle tab. 2. Průměrný pokles mezní únosnosti vlivem smršťování představuje hodnotu 0,26 kN. Z výsledku analýzy vyplývá zanedbatelný vliv smršťování betonu na mezní únosnost prutů.

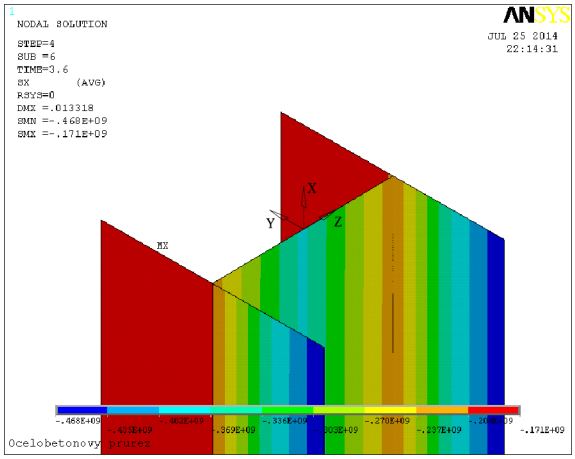
Třetí zatěžovací stav zahrnuje postupné přitěžování. Na obrázcích je zobrazeno napětí v plastickém stadiu oceli, na zatěžovací křivce se jedná o vzestupnou větev vykreslenou červenou čárou.

Největších hodnot normálového napětí bylo dosaženo uprostřed prutu, směrem ke koncům se intenzita napětí snižuje. Podle obr. 5.5 je napětí ve více

zatěžované polovině pásnice rozděleno do několika pásem s rozsahem σ_x =-204 MPa až -468 MPa, zatímco druhá polovina pásnice je v jednotném pásmu napětí σ_x =-171 MPa až -204 MPa. Rozdíl napětí na okraji a uprostřed pásnice je způsoben superpozicí tlakových napětí od vlastních pnutí na okraji pásnice a přitěžování normálovou silou na excentricitě.



Obr. 5.4 Beton, normálová napětí σ_x



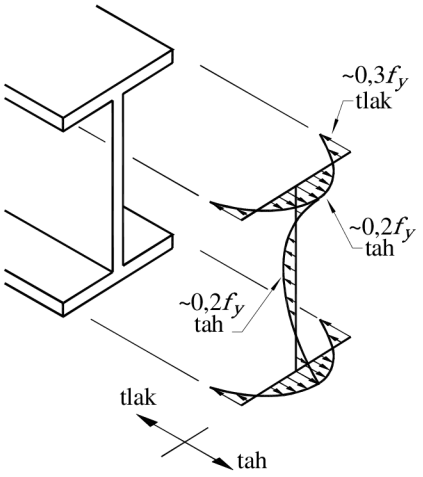
Obr. 5.5 Ocel, normálová napětí σ_x,

Na obr. 5.4, jsou zobrazena normálová napětí v betonu s maximální hodnotou σ_x =-98,7 MPa. Zatímco u oceli již probíhá plastizace pásnic, beton ještě nedosahuje krychelné pevnosti betonu f_c=102,5 MPa. Model ANSYS tak potvrzuje výsledky teoretického řešení, ze kterých vyplývá, že k drcení betonu dochází až po dosažení meze kluzu oceli.

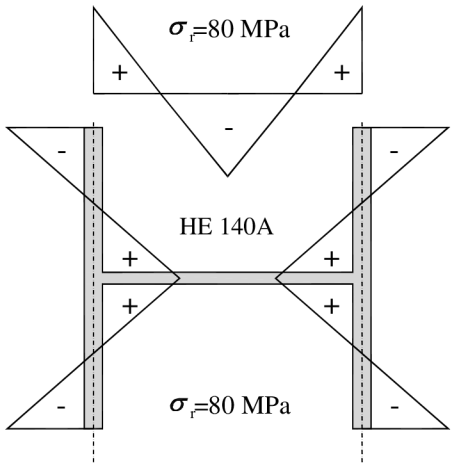
Pro zjištění vlivu Poissonova součinitele na únosnost prutu byl proveden parametrický výpočet se zadáním Poissonova součinitele v intervalu $\mu \in \langle 0{,}0;\ 0{,}05;\ 0{,}10;0;\ 0{,}15;\ 0{,}20 \rangle$. Pro každou hodnotu bylo provedeno 10 simulací metodou LHS se vstupními náhodnými veličinami podle tab. 2 s uvažováním e_1=2,9533 mm. Na výslednou únosnost byl prokázán malý vliv (0,2 %), v dalších analýzách bude uvažováno s hodnotou Poissonova součinitele μ=0,2.

5.2 Vliv vlastních pnutí

Vlastní pnutí σ_r jsou přítomna v každém kovovém prvku, pokud nebyla redukována žíháním. Podle [2] dosahují maximální hodnoty v průřezu běžně 50 % f_y, v našem případě je horní mez vlastních pnutí v souladu s [15] omezena na ~0,3 f_y to je σ_r =160 MPa.



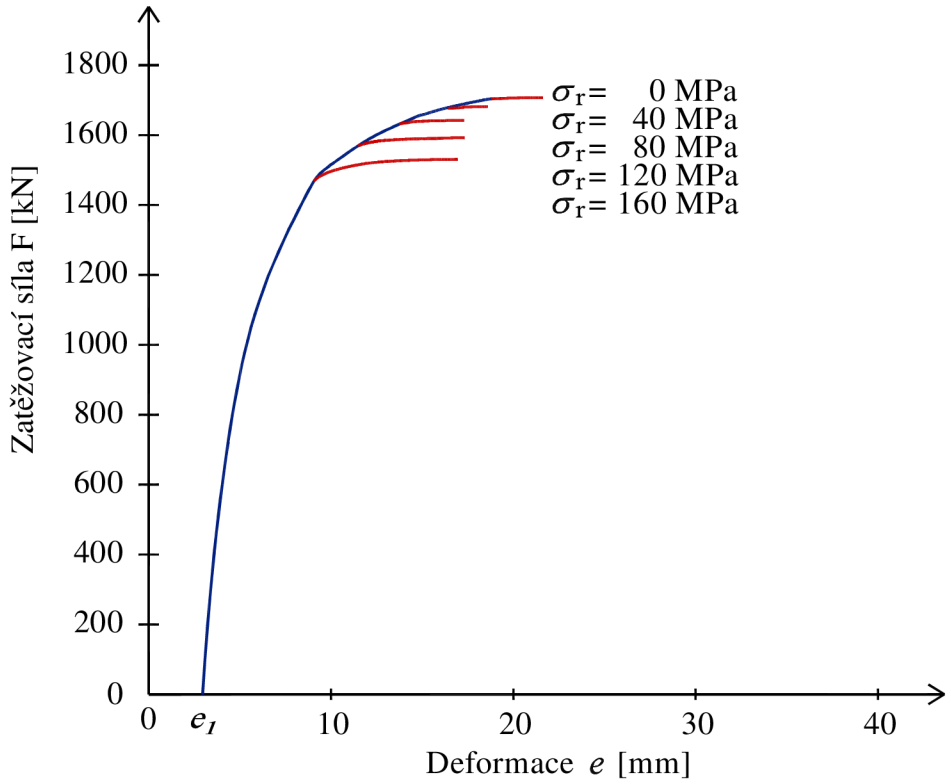
Obr. 5.6 Vlastní pnutí σ_r ve válcovaném profilu



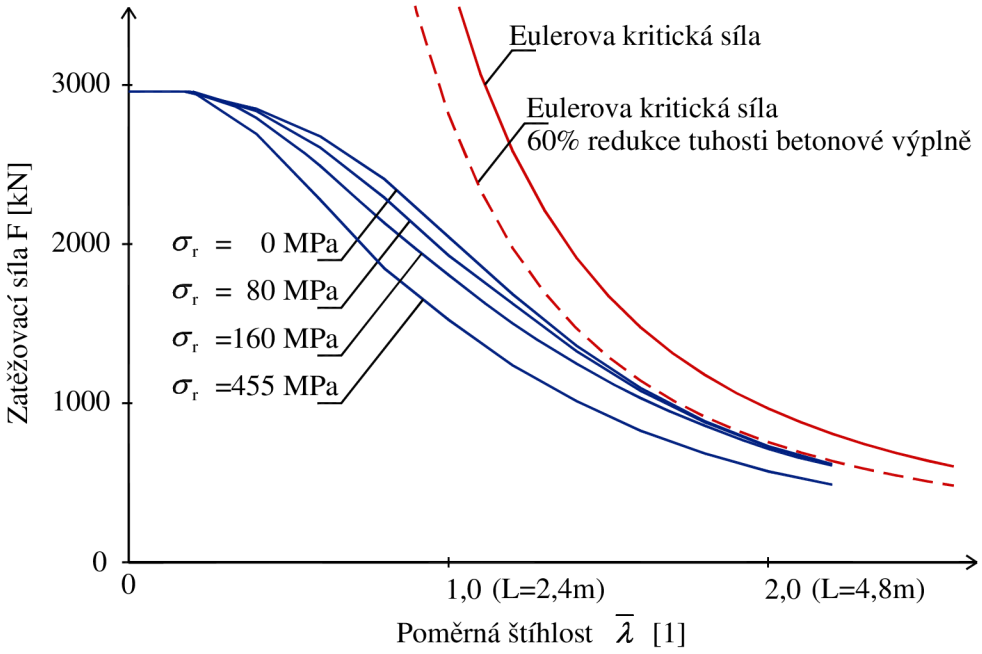
Obr. 5.7 Idealizovaný průběh vlastních pnutí σ_r MPa

Pro analýzu vlivu vlastních pnutí na mezní únosnost budeme σ_r uvažovat hodnotami $\sigma_r \in \langle 0\ \text{MPa}; 40\ \text{MPa}; 80\ \text{MPa}; 120\ \text{MPa}; 160\ \text{MPa} \rangle$, ostatní vstupní veličiny jsou dle tab. 1. Průběh vlastních pnutí je uvažován podle obr. 5.7 jako lomená čára s tlačenými okraji pásnic a středem stojiny. Výstupem analýzy jsou křivky zatížení - přetvoření“ na obr. 5.8. Mezní únosnost prutu je snížena až o 10,2 % při σ_r=160 MPa. Důsledkem předčasné plastizace je i snížení maximální výchylky (4,7mm při σ_r=160 MPa). Na druhé straně narůstá podíl plastické únosnosti - od 0,2 % (pro σ_r=0 MPa) až po 3,7 % (pro σ_r=160 MPa).

U ocelových prutů bez betonové výplně se pohybuje největší pokles mezní únosnosti vlivem vlastního pnutí v pásmu hodnot poměrné štíhlosti $\overline{\lambda} = 0{,}6 - 0{,}8$. Účelem další analýzy bude ověřit, jestli tato hodnota platí i u prutů s betonovou výplní. Tato analýza bude provedena pro 11 těles se štíhlostí $\overline{\lambda} = 0{,}2$ až $\overline{\lambda} = 2{,}2$. Srovnávací výpočet bude proveden pro mezní hodnoty vlastních pnutí $\sigma_r \in \langle 0\ \text{MPa}; 80\ \text{MPa}; 160\ \text{MPa}; 455\ \text{MPa} \rangle$. Hypotetická hranice vlastního pnutí $\sigma_r = 455$ MPa, která dosahuje meze kluzu, je do výčtu doplněna se záměrem zvýraznění rozdílů mezi obetonovaným prutem a prutem bez betonové výplně. Ostatní parametry jsou uvažovány podle tab. 1. Počáteční amplituda e_1 je v souladu s [14] uvažována jako hodnota závislá na délce prutu L/750.



Obr. 5.8 Analýza vlivu-vlastních pnutí σ_r, prut L= 3m s průměrnými charakteristikami



Obr. 5.9 Prut s obetonovanou stojinou, závislost mezní únosnosti na $\bar{\lambda}$

Pro vlastní pnutí $\sigma_r = f_y$=455 MPa bylo dosaženo maximálního poklesu únosnosti při hodnotě poměrné štíhlosti $\bar{\lambda} = 1{,}2$ (58,9 % u prutů bez betonu, s betonem 27,2 %). Pokles únosnosti se při zvyšující štíhlosti téměř nemění. Dosažením meze kluzu na okrajích pásnic je snížena ohybová tuhost přůřezu, naopak tlaková tuhost zůstává zachována. Tyto parametry se projeví u štíhlejších prutů, kde rychle narůstá výchylka a převáží momentové namáhání. Přítomnost betonu uvedený efekt významně snižuje.

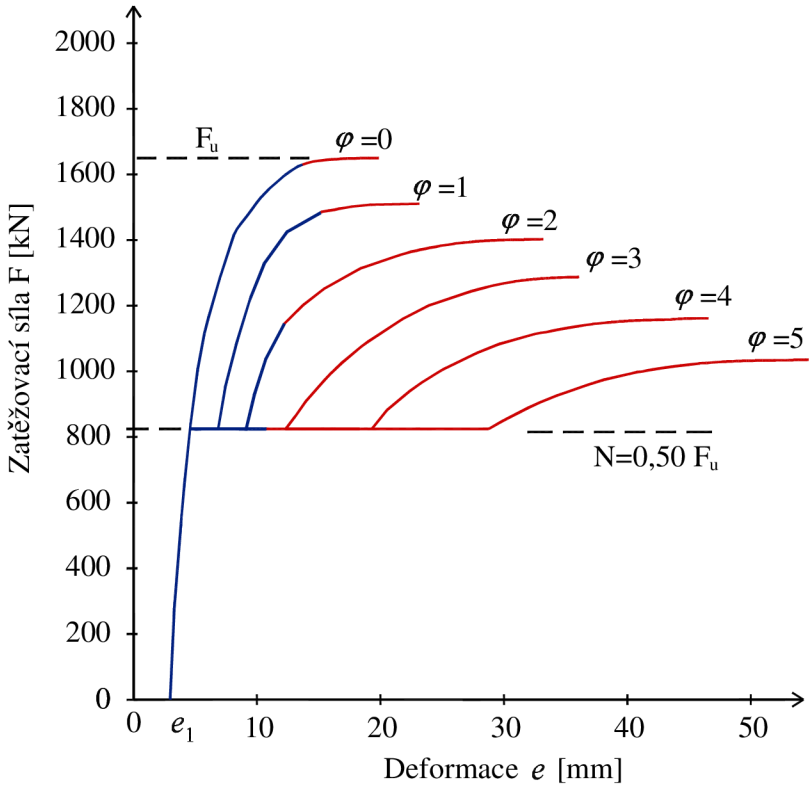
Na obr. 5.9 jsou vykresleny průběhy mezních únosností vs. poměrná štíhlost $\bar{\lambda}$ pro prut s obetonovanou stojinou. Červenou čarou je do obrázku doplněn průběh Eulerovy kritické síly ideálního prutu. Hodnoty Eulerovy kritické síly jsou vypočteny podle vztahu (6). Čárkovanou čarou je do obr. 5.9 doplněn průběh Eulerovy kritické síly, ve kterém je tuhost betonové části redukována součinitelem C_a=0,6. Maximální snížení únosnosti u prutu bez výplně se vyskytne při štíhlosti $\bar{\lambda} = 0{,}8$ (14,4 % pro $\sigma_r = 80$ MPa a 35,3 % pro $\sigma_r = 160$ MPa). Pruty s betonovou výplní projevují maximální pokles únosnosti při štíhlosti $\bar{\lambda} = 0{,}9$ (5,7 % pro $\sigma_r = 80$ MPa a 11,8 % pro $\sigma_r = 160$ MPa). Poznamenejme, že uvedených maxim bylo dosaženo současně u absolutních a relativních hodnot.

5.3 Dotvarování betonu

Dotvarování betonu je deformace způsobená plastickým přetvořením betonu vlivem vnějšího zatížení. V této práci budou použity funkce dotvarování, popsané v Eurokódu 2. V Eurokódech jsou uvedeny dva postupy pro výpočet dotvarování. První je v základní normě ČSN EN 1992-1-1 [20], v tomto předpisu označovaný jako obyčejný beton. Další postup stanovení dotvarování je uveden v ČSN EN 1992-2 [21] a je doporučený pro vysokopevnostní beton (beton třídy vyšší než C50/60).

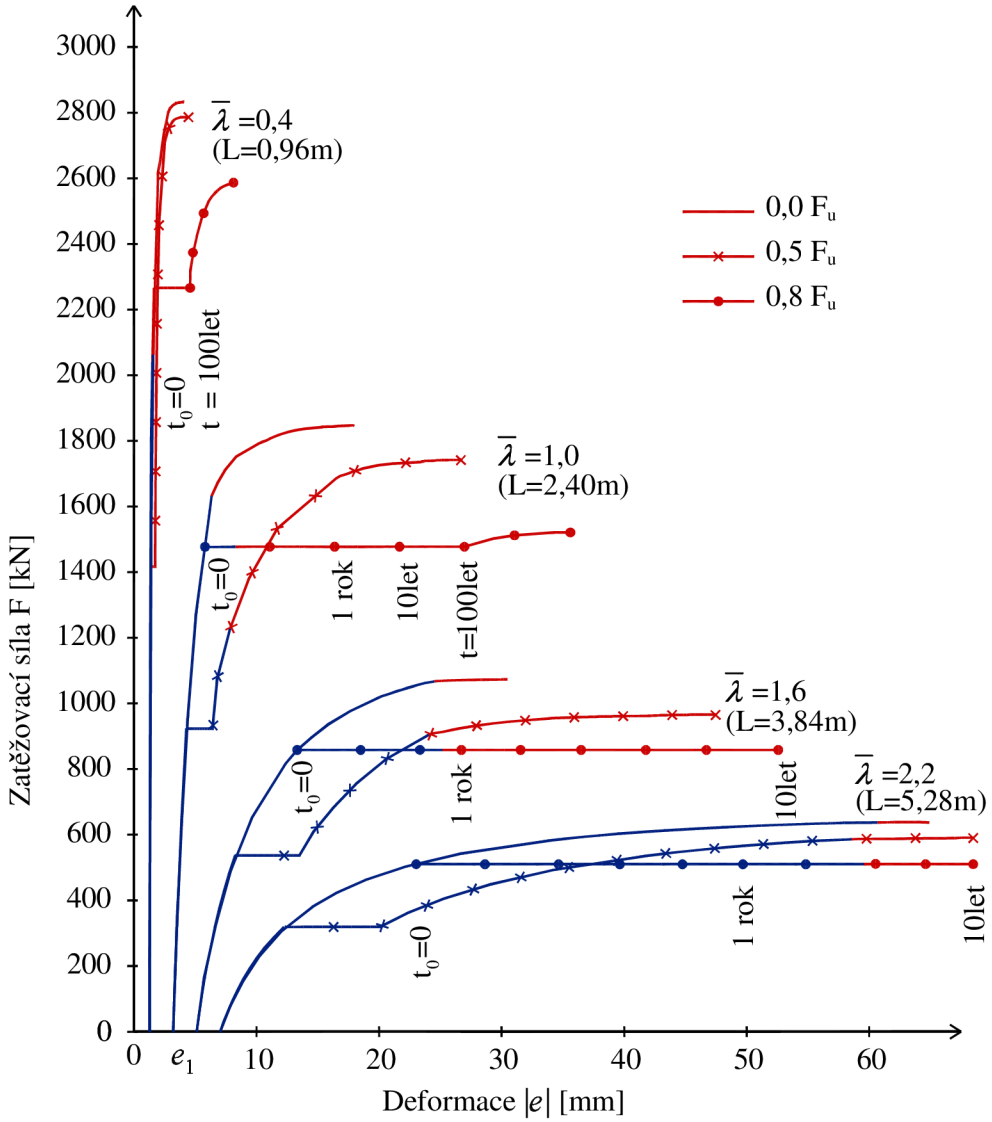
Mezní hodnoty dotvarování dosahují φ=6. Pro analýzu vlivu dotvarování na mezní únosnost budeme φ uvažovat $\varphi \in \langle 0, 1, 2, 3, 4, 5 \rangle$, jako ostatní vstupní veličiny jsou brány průměrné hodnoty dle tab. 1. Jedná se tedy o průměrný prut z experimentu. Stálé zatížení prutu je představováno silou *N* o velikosti 50 % krátkodobé mezní únosnosti F_u. Působením této konstantní síly dojde k nárůstu výchylky prutu. Toto je zobrazeno na obr. 5.10 jako vodorovný úsek zatěžovací křivky. Takto vychýlený prut je následně zatěžován jako při zatěžovací zkoušce. Z obrázku jsou patrné relativně vysoké rozdíly deformací a mezních únosností. Plastizace pásnic proběhne vlivem nárůstu momentového namáhání pro hodnoty $\varphi \in \langle 3, 4, 5 \rangle$ již během dotvarování, tedy při velikosti síly, která představuje pouze polovinu pružné únosnosti bez vlivu dotvarování. Mezní únosnost prutu bez vlivu dotvarování činí 1651,42 kN. Účinek dotvarování na průměrný prut může při extémních hodnotách dotvarování v tomto případě způsobit pokles

únosnosti až 37,2 %. Pro běžné případy lze uvažovat s nižší hodnotou dotvarování. Např. pro velikost dotvarování φ=2 představuje pokles mezní únosnosti 14,9 %.



Obr. 5.10 Analýza vlivu součintele dotvarování φ

Další studie je zaměřena na vliv velikosti podílu stálého zatížení na dosaženou mezní únosnost. Zkušební těleso je vybetonováno a zatíženo v době t_0=28 dní tedy v čase, kdy beton dosáhne normové pevnosti. Stálé zatížení bude reprezentováno jako síla, s hodnotou 50 %, 75 % a 80 % krátkodobé mezní únosnosti F_u, která je stanovena bez vlivu dotvarování. Tato síla bude působit od doby t_0=28 dní, do konce předpokládané životnosti konstrukce, která je podle [18] uvažována t=100 let. Proces dotvarování betonu tedy probíhá v intervalu t_0 =28 dnů až t=100 let při konstantní zatěžovací síle. Amplituda počátečního zakřivení osy prutu je podle doporučení Gerharda Sedláčka a Christiana Millera [14] uvažována hodnotou L/750. Ostatní vstupní charakteristiky jsou uvažovány jako průměrné hodnoty podle tab. 1. Velikost vlastních pnutí je uvažována σ_r =160 MPa.Vlivem dotvarování se během této doby zvětší výchylka prutu. V době t=100 let je na prut aplikováno další zatížení a je získána hodnota nové mezní únosnosti s vlivem dotvarování.



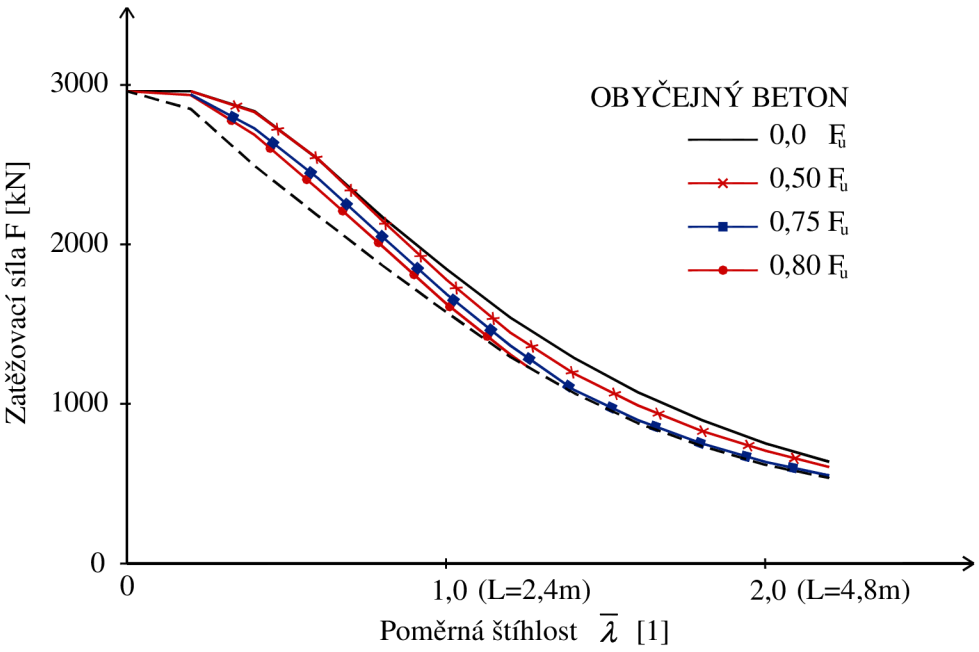
Obr. 5.11 Vliv dotvarování pro stálé zatížení o síle N=0, 0,5 a 0,8 F_u

Postupný nárůst přetvoření z dotvarování je v programu ANSYS modelován metodou časové diskretizace [12], která poskytuje reálný průběh zatěžovacích křivek a k tomu odpovídající napětí. Podle dosaženého napětí a pružného přetvoření je vypočtena hodnota plastického přetvoření z dotvarování a přepočtena na změnu teploty. Součinitel teplotní roztažnosti betonu je v souladu s EC2 uvažován hodnotou 10.10^{-6} K^{-1}.Závislost zatěžovací síly na výchylce je vykreslena na obr. 5.11, kde jsou vybrány průběhy pro 4 poměrné štíhlosti $\bar{\lambda} \in \langle 0{,}4; 1{,}0; 1{,}6; 2{,}2 \rangle$. Plnou čarou je vykreslena zatěžovací křivka bez vlivu dotvarování (velikost síly N=0 %F_u). Stálé zatížení u ostatních prutů je reprezentováno silou o velikosti N=50 %F_u a N=80 %F_u. Čas při dosažení 50 % celkového dotvarování je $t \approx 1$ rok, 75 % celkového dotvarování je dosaženo při $t \approx 10$ let.

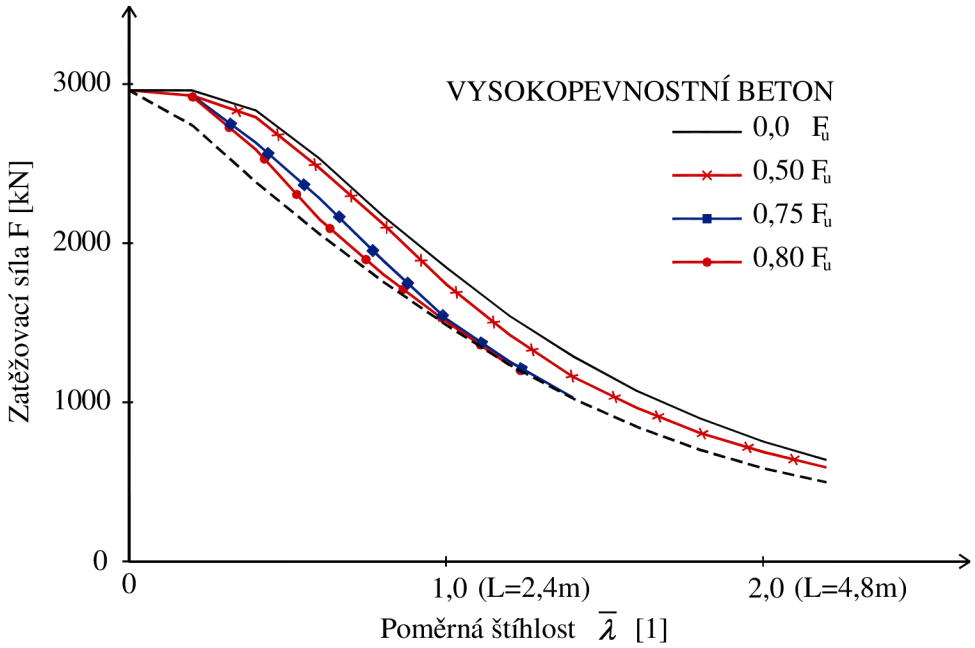
Ve způsobu přenosu zatížení jsou sledovány dva případy:

- vybočování prutu se po proběhnutí dotvarování zastaví, prvek je schopen přenášet další zatížení. Během dalšího přitěžování je zmobilizována nosná kapacita betonu. Geometrie prutu je však změněna značnou deformací, která zvětšuje ohybový moment a přenesené zatížení již nedosahuje hodnot krátkodobé únosnosti F_u.
- výchylka se neomezeně zvětšuje do vyčerpání únosnosti průřezu nárůstem ohybového momentu, tento případ je zobrazen pro $\overline{\lambda} \in \langle 1{,}6;\ 2{,}2 \rangle$

Pro porovnání vlivu dotvarování mezi obyčejným a vysokopevnostním betonem jsou na obr. 5.12 a obr. 5.13 vykresleny závislosti mezních únosností na poměrné štíhlosti $\overline{\lambda}$. Jednotlivé obrázky zachycují podíl stálého zatížení, které je představováno silou N o konstantní velikosti 50 %, 75 % a 80 % krátkodobé mezní únosnosti F_u. Při porovnání únosností jsou viditelné narůstající rozdíly v dosažených únosnostech mezi pruty s obyčejným a vysokopevnostním betonem. Při malých poměrných štíhlostech $\overline{\lambda} = 0{,}4$ je vliv dotvarování téměř neznatelný, a projeví se až při vyšším podílu stálého zatížení. Při zatížení 0,75 F_u jsou ještě všechny pruty schopny přenést nahodilé zatížení, ale při 0,8 F_u pruty se štíhlostí $\overline{\lambda} \in \langle 1{,}4;\ 1{,}6;\ 1{,}8;\ 2{,}0;\ 2{,}2 \rangle$ vyčerpají únosnost během procesu dotvarování. Těmto prutům již nelze stanovit únosnost pro hodnotu stálého zatížení 0,80 F_u, protože v průběhu životnosti konstrukce došlo ke ztrátě únosnosti zvětšením výchylky podobně jako na obr. 5.11. Dosažitelná mezní únosnost s vlivem dotvarování je u těchto prutů nižší než hodnota stálého zatížení N=0,80 F_u.



Obr. 5.12 Obyčejný beton, únosnost s vlivem dotvarování vs. $\overline{\lambda}$



Obr. 5.13 Vysokopevnostní beton, únosnost s vlivem dotvarování vs. $\bar{\lambda}$

Tato hranice, kdy je velikost stálého zatížení rovna mezní únosnosti prutu s vlivem dotvarování, je na obr. 5.12 a obr. 5.13 vykreslena černou čárkovanou čarou. Pokud tedy stálé zatížení prutu bude nad úrovní této hranice, dojde vlivem dotvarování ke ztrátě únosnosti ještě před dosažením plánované životnosti, aniž by byl prut přitěžován jakoukoliv další silou. Průběhy mezních únosností pro podíl stálého zatížení 0; 0,50, 0,75 % a 80 % F_u jsou zobrazeny rozdílným typem čáry. Průběh únosností pro podíl stálého zatížení 0 % F_u znamená, že je bez vlivu dotvarování.

Rozdíl v únosnosti mezi vysokopevnostním a obyčejným betonem dosahuje v tomto příkladu až 5,5 %. Vliv dotvarování snižuje únosnost u vysokopevnostního betonu až o 22,4 %, tzn., že nejvyšší možná hodnota stálého zatížení je 87,6 % krátkodobé únosnosti. Je nutné připomenout, že hodnoty se týkají pouze tohoto příkladu.

Mezní únosnost dosažená metodou časové diskretizace použitou v této práci byla porovnána s únosností vypočtené podle metodiky EC4 [23] (efektivní modul). Ze srovnání rozdílů únosností o (2,3 až 4,8 %) lze označit shodu obou metod jako dobrou.

6 VSTUPNÍ NÁHODNÉ VELIČINY

Statistické charakteristiky náhodných veličin vychází z experimentů, nicméně směrodatné odchylky popisují imperfekce jako hromadné jevy, kde se předpokládá měření na velkém počtu vzorků. Tento přístup je nezbytný k tomu, abychom mohli s využitím spolehlivostní analýzy činit i obecnější závěry. Přehledně jsou vstupní náhodné veličiny uvedeny v tab. 2.

Tab. 2 Vstupní náhodné veličiny

č.	Název veličiny	Materiál	Symbol	Střední hodnota	Směrodatná odchylka
1	Nominální výška průřezu	Ocel	h	133 mm	0,59 mm
2	Nominální šířka průřezu		b	140 mm	1,39 mm
3	Nominální tloušťka stojiny		t_1	5,5 mm	0,23 mm
4	Nominální tloušťka pásnice		t_2	8,5 mm	0,39 mm
5	Mez kluzu		f_y	455,81 MPa	21,771 MPa
6	Modul pružnosti oceli		E_o	210 GPa	12,6 GPa
7	Krychelná pevnost betonu	Beton	f_c	102,5 MPa	10,64 MPa
8	Korekční parametr modulu pružnosti betonu		Θ_{Eb}	1,12	0,07
9	Počáteční zakřivení e_1		e_1	0 mm	L/1470
10	Vlastní pnutí		σ_r	80 MPa	20 MPa

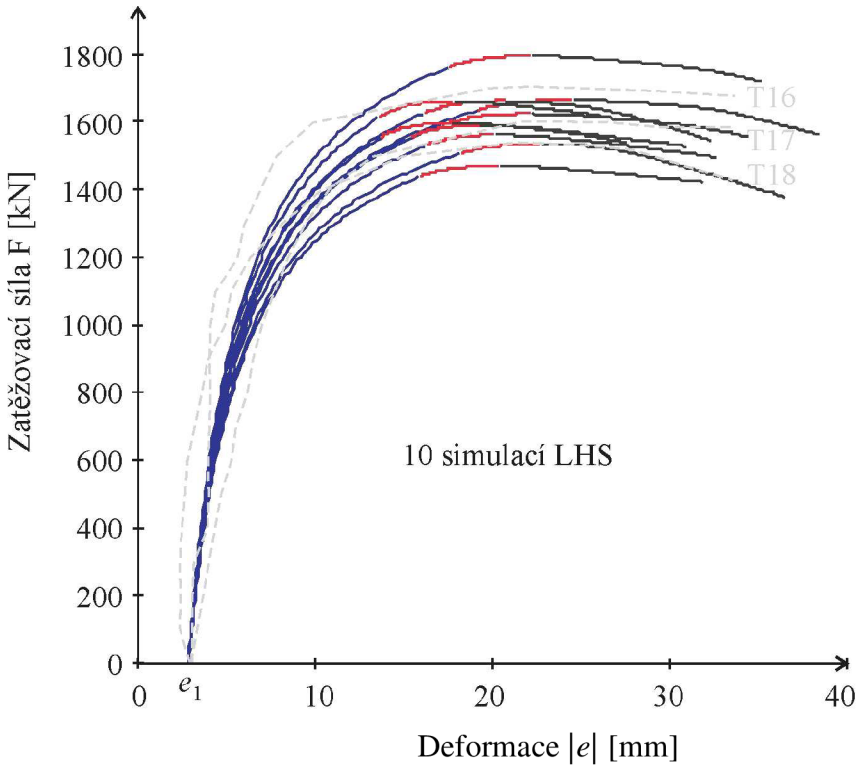
6.1 Statistické porovnání numerického řešení s experimenty

Pro ověření zda vstupní náhodné veličiny věrně vystihují reálný rozptyl mechanických a geometrických charakteristik provedeme sérii počítačově simulovaných zatěžovacích zkoušek. Pro řešení použijeme 10 kroků metody LHS [3], [8] a grafy „zatížení-přetvoření“ porovnáme se třemi experimentálně zjištěnými křivkami na obr. 4.2. Všechny vstupní veličiny z tab. 2 budeme uvažovat jako náhodné s výjimkou amplitudy počátečního zakřivení e_1, kterou budeme uvažovat deterministickou hodnotou 2,9533 mm, neboť experimentálně zjištěné hodnoty 2,99 mm, -2,95 mm a 2,92 mm se prakticky neliší, všechny křivky na obr. 4.2 vycházejí prakticky ze stejného bodu, rozptyl tedy musí být způsobený jinými imperfekcemi. S cílem statistického porovnání teoretického řešení s experimenty budeme u meze kluzu uvažovat směrodatnou odchylku

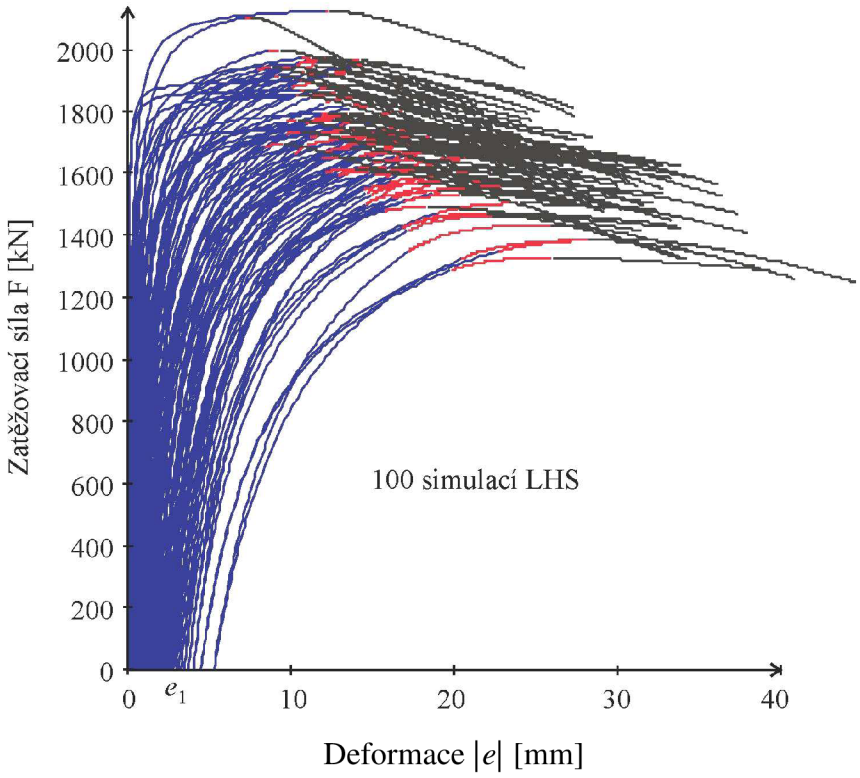
9,69 MPa, která u tří zkoumaných těles vystihuje reálný rozptyl meze kluzu. U náhodné veličiny Θ_{E_b} uvažujme Gaussovo rozdělení hustoty pravděpodobnosti. Nejlepší statistická shoda s experimenty je zajištěna pokud zvolíme střední hodnotu $m_{\Theta_{E_b}} = 1{,}12$ a směrodatnou odchylku $S_{\Theta_{E_b}} = 0{,}07$, viz tab. 2. Poznamenejme, že pokud bychom uvažovali součinitel $\Theta_{E_b} = 1{,}0$, tak by pro krychelnou pevnost 102,5 MPa vyšel sečnový modul pružnosti 41,87 GPa (a nikoli experimentálně zjištěná hodnota 49,5 GPa), tj. nebyla by zajištěna shoda s experimenty zobrazená na obr. 4.2.

Tab. 3 Statistické porovnání numerických řešení

		Střední hodnota	Směrodatná odchylka
Mezní únosnost	Teoretické řešení (10LHS)	1611,4 kN	84,524 kN
	Teoretické řešení (100LHS)	1613,1 kN	82,905 kN
	ANSYS (10LHS)	1603,3 kN	85,657 kN
	ANSYS (100LHS)	1606,9 kN	83,690 kN
	Experiment	1617,4 kN	83,827 kN
Deformace při mezní únosnosti	Teoretické řešení	20,718 mm	1,726 mm
	ANSYS (100LHS)	16,884 mm	1,723 mm
	Experiment	21,973 mm	0,727 mm
E_b	Teoretické řešení (100 LHS)	46,84 GPa	3,29 GPa
	ANSYS (100LHS)	46,84 GPa	3,29 GPa
	Experiment	49,50 GPa	-



Obr. 6.1 Teoretické řešení, křivky zatížení-přetvoření, experimenty vs. simulace LHS pro e_1=2,9533



Obr. 6.2 Numerické řešení, náhodný rozptyl křivek zatížení-přetvoření

Simulace prováděné na teoretickém modelu, byly průběžně ověřovány výpočtem v programu ANSYS. Z tab. 3 je patrno, že shoda numerického řešení s experimenty je velmi dobrá u mezní únosnosti. Shodují se jak střední hodnoty, tak i směrodatné odchylky. U deformace při mezní únosnosti se velmi dobře shodují střední hodnoty, nicméně u směrodatných odchylek je shoda menší, což může být způsobeno i přesností měření deformací při ztrátě únosnosti. V okamžiku kdy prut velmi náhle vybočuje, bychom potřebovali měřit deformace s velmi malým časovým krokem. Nejbližší měřené hodnoty se od sebe odlišují přibližně o 2 mm až 5 mm (viz obr. 4.2), což postačuje na relativně přesné stanovení mezní únosnosti (na vertikální ose), která se kolem vrcholu zatěžovací dráhy mění již jen velmi málo, ale nepostačuje to na přesné určení tomu odpovídající deformace (na horizontální ose).

Poslední srovnávanou veličinou je sečnový modul pružnosti betonu E_b, jehož statistické charakteristiky vychází ze statistických charakteristik součinitele Θ_{E_b} primárně kalibrovaného na shodu mezních únosností. Střední hodnota součinitele Θ_{E_b} z teoretického řešení je nižší než střední hodnota zjištěná experimentálně, směrodatné odchylky nejsou v [7], [9], [11] uvedeny.

Grafické srovnání křivek „zatížení-přetvoření“ získaných teoretickým řešením s pomocí deseti kroků numerické simulační metody LHS se třemi experimentálně zjištěnými křivkami je zobrazeno na obr. 6.1. Tentýž postup je zopakován s pomocí 100 kroků numerické simulační metody LHS. Připomeňme, že rozptyl, který je z obrázku patrný je způsoben rozptylem jiných imperfekcí než amplitudou počátečního zakřivení e_1, která byla uvažována deterministicky (všechny křivky vychází ze stejného bodu). Na obr. 6.2 jsou vykresleny křivky „zatížení-přetvoření“ vypočtené za předpokladu, že všechny veličiny z tab. 3 jsou uvažovány jako náhodné. Výstupy teoretického řešení jsou verifikovány v programu ANSYS.

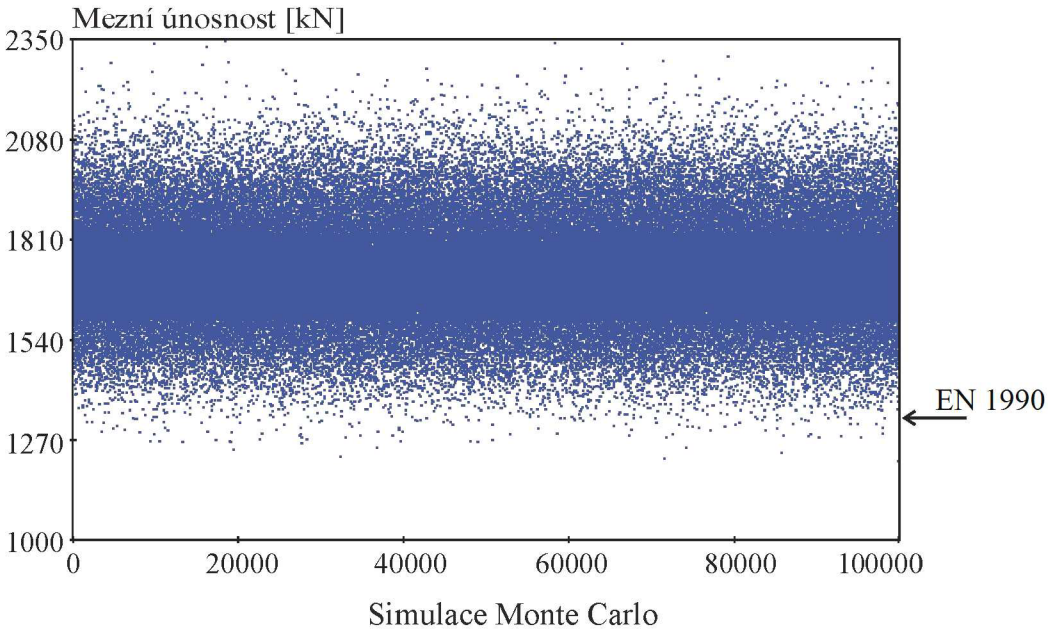
Obdržené křivky „zatížení-přetvoření“ jsou jedním z hlavních výstupů popisujícího náhodné charakteristiky mezního stavu únosnosti zkoumaného prutu.

Srovnání relativně přesného řešení MKP s teoretickým řešením především připravuje podmínky pro statistickou analýzu, kde je třeba k odhadu velmi malých pravděpodobností poruchy provádět zpravidla relativně velké počty simulací, tj. je nutno omezit se na jednodušší výpočtové modely. Ve statistické analýze bude i z hlediska časové náročnosti metody upřednostněn teoretický model s velkým počtem simulačních kroků metodou Monte Carlo.

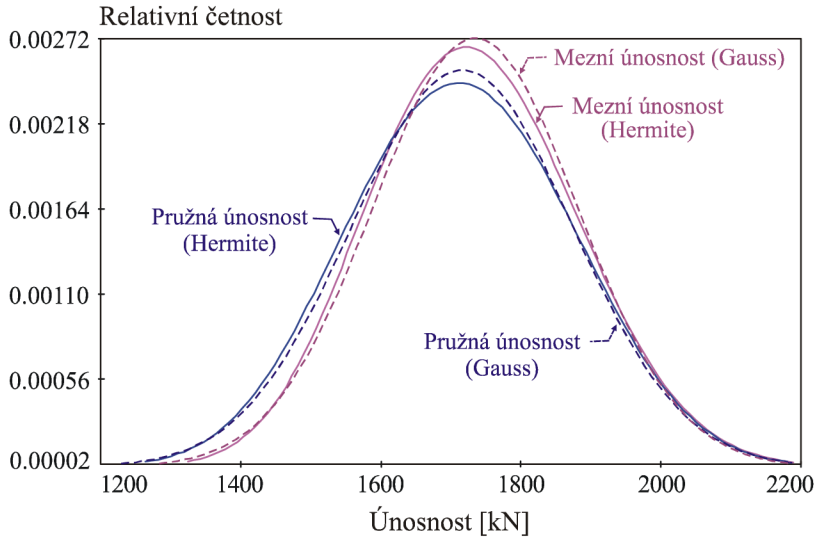
7 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

7.1 Statistická analýza

Ke spolehlivému odhadu 0,1 % kvantilu je potřeba alespoň 100/0,001 simulací, tj. 100 000 simulací je dostačující počet [13], [6]. Pro uvedený příklad byla za odhad kvantilu považována 1000. nejmenší hodnota únosnosti.



Obr. 7.1 Realizace mezní únosnosti vs. návrhové únosnosti dle ČSN EN 1990



Obr. 7.2 Únosnost - Hermitovo a Gaussovo rozdělení hustoty pravděpodobnosti

Nejdůležitějšími výstupy z křivek „zatížení-přetvoření“ na obr. 7.1 je mezní únosnost a odpovídající deformace prutu délky $L = 3{,}0$ m, s vyznačením úrovně mezní a pružné únosnosti podle ČSN EN 1990. Na obr. 7.1 jsou zobrazené náhodné realizace mezní únosnosti pro 100 000 kroků metody Monte Carlo.

Statistické rozdělení pružné a mezní únosnosti je vykresleno na obr. 7.2. Chi-square test a Kolmogorov Smirnov test nevyloučili, že pružná únosnost má Hermitovo čtyřparametrické rozdělení hustoty pravděpodobnosti. Kolmogorov Smirnov test nevyloučil, že mezní únosnost má Hermitovo rozdělení pravděpodobnosti, Chi-square test to vyloučil. Chi-square test a Kolmogorov Smirnov test vyloučily, že pružná a mezní únosnost mají Gaussovo nebo tříparametrické lognormální rozdělení hustoty pravděpodobnosti. Při praktickém použití lze pružnou a mezní únosnost aproximovat Hermitovým rozdělením hustoty pravděpodobnosti, které zohledňuje i šikmost a špičatost náhodných veličin.

7.2 Mezní únosnost dle ČSN EN 1994-1-1 - EUROKÓD 4

Postup výpočtu spřažených ocelobetonových tlačených prvků stanoví EC4 [23], kde je definována únosnost průřezu v tlaku a postup pro výpočet poměrné štíhlosti $\overline{\lambda}$. V EC3 [22] je uvedena závislost součinitele vzpěrnosti na poměrné štíhlosti $\overline{\lambda}$.

Další metodiku pro stanovení návrhové hodnoty poskytuje ČSN EN 1990 [18]. Výsledná zatěžovací síla byla stanovena pro index spolehlivosti β=3,8 (pravděpodobnost poruchy 7,2E-5). Za odhad 0,1% kvantilu je považována 1000. nejmenší hodnota mezní únosnosti z výstupu statistické analýzy kap. 7.1, obr. 7.1. Numerické hodnoty jsou uvedeny v tab. 4.

Tab. 4 Porovnání návrhové hodnoty normálové síly

	EN 1990	Eurokód 4	Rezerva
Návrhová síla	1324,6 kN	1017,1 kN	30,2 %

Návrhová hodnota normálové síly podle EN 1990 je o 30,2 % vyšší oproti návrhové únosnosti podle EC4. Koncepce Eurokódů předpokládá, že návrhem podle Eurokódu 1 až 9 má konstrukce vyšší index spolehlivosti β než 3,8. V tomto ohledu dosažené výsledky splňují uvedený předpoklad, návrhovou hodnotu lze považovat za spolehlivou.

8 ZÁVĚR

Z výsledků předcházejících analýz lze vyvodit následující **hlavní závěry**:

- Součinitel C_a má značný vliv na únosnost prutů. Verifikace teoretického řešení vycházejícího z normového přístupu ověřeného experimenty ukázala, že součinitel spolehlivosti C_a je možno dostatečně spolehlivě uvažovat základní hodnotou C_a =0,6 tak, jak ho uvádí [22].
- Parametrickou citlivostní analýzou bylo určeno, že na mezní únosnosti ocelobetonového prutu délky 3,0 m ($\overline{\lambda} \approx 1{,}0$) se výrazně podílí zejména proměnlivost amplitudy počátečního zakřivení osy prutu. Menší vliv mají sečnový modul pružnosti betonu, mez kluzu oceli, šířka a tloušťka pásnice.
- U modelu MKP se projevila vysoká citlivost nelineárních úloh na idealizaci průběhu pracovního diagramu betonu. V dalších studiích je třeba sledovat průběhy pracovních diagramů betonu se zvýšenou pozorností.
- U ocelového profilu HE 140A snižuje vlastní pnutí únosnost převážně u prutů se štíhlostí $\overline{\lambda} \approx 0{,}8$. U stejného prutu s betonovou výplní je největšího poklesu únosnosti dosaženo při $\overline{\lambda} \approx 0{,}9$. Betonová výplň snižuje nepříznivý vliv vlastních pnutí na mezní únosnost. Pro střední hodnotu vlastních pnutí $\sigma_r = 80$ MPa činil maximální pokles mezní únosnosti u prutů bez betonu 14,4 %, zatímco u prutů s betonovou výplní představuje snížení 5,7 %.
- Parametrická citlivostní analýza, zpracovaná pro 10 simulací LHS, nepotvrzuje vliv smršťování na únosnost zde řešeného ocelobetonového prutu, proto tato problematika nebyla dále podrobněji rozpracována a studována.
- Vliv dotvarování způsobuje nezanedbatelný pokles hodnoty únosnosti. V této práci je sledováno snížení únosnosti v závislosti na vzrůstajícím poměru stálého zatížení a poměrné štíhlosti. U velmi krátkých prutů se vliv dotvarování neprojevuje, vysoký vliv je prokázán u štíhlých prutů, kde dochází k poklesu únosnosti až o 22,4 %. Rozdíl vlivu dotvarování obyčejného a vysokopevnostního betonu na mezní únosnost štíhlých prutů činí až 5,5 %.
- Vypočítané průběhy zatěžovacích křivek a zjištěné únosnosti se velmi dobře shodují s výsledky experimentů, což bylo zjištěno statistickým porovnáním teoretického modelu (viz kapitola 6.1), modelu MKP a výsledků experimentů. To umožnilo verifikovat spolehlivosti návrhu těchto prutů dle normy EN1990.
- Statistickou analýzou se zohledněním proměnlivosti geometrických a fyzikálních veličin byla stanovena návrhová únosnost podle EN1990. Bylo zjištěno, že obdržená hodnota může být až o 30,2 % vyšší, než únosnost stanovená podle EC4 [23]. Oprávněnost zvýšení návrhové únosnosti by však bylo třeba potvrdit ještě dalšími experimenty u většího množství zatěžovacích těles a teoretickým výzkumem.

9 SEZNAM POUŽITÝCH ZDROJŮ

9.1 Použitá literatura

[1] BITTNAR, Z., ŠEJNOHA J. *Numerické metody mechaniky 1 a 2*, Praha, Vydavatelství ČVUT, 1992. ISBN 80-01-00855-X, ISBN 80-01-00901-7.

[2] BŘEZINA, V., *Vzpěrná únosnost kovových prutů a nosníků*, Praha, Československá akademie věd, 1992.

[3] IMAN RC, CONOVER WJ. Small sample sensitivity analysis techniques for computer models with an application to risk assessment. *Communications in Statistics – Theory and Methods,* 1980; 9(17): 1749–1842.

[4] Model Code. Joint Committee on Structural Safety, *JCSS*; 2001. Available from: <http://www.jcss.ethz.ch>.

[5] KALA, Z., *Nelineární odezva ocelových rámů na statické zatížení*, Disertační práce, Brno: VUT–FAST, s.127, 1998.

[6] KALA, Z., *Verifikace kritérií pro navrhování ocelových konstrukcí metodami spolehlivostní analýzy*, Habilitační práce, Brno: VUT–FAST, s.183, 2003.

[7] KARMAZÍNOVÁ M., MELCHER, J. Buckling of Steel and Steel-Concrete Compression Members Composed of High-Strength Materials, In *Proc. of The 10th Int. Conf. Modern Building Materials, Structures and Techniques*, 2010, pp.675-682.

[8] MCKEY, M. D., BECKMAN, R. J., CONOVER, W. J. A Comparison of the Three Methods of Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code, *Technometrics*, Vol.21, No.2, 1979, pp. 239-245.

[9] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ M. The Analysis of Composite Steel-and-Concrete Compression Members with High Strength Concrete, In *Proc. of 2004 SSRC Annual Technical Session and Meeting held in Long Beach, University of Missouri Rolla / SSRC*, 2004, pp.223-237.

[10] MELCHER, J., KALA, Z., HOLICKÝ, M., FAJKUS, M., ROZLÍVKA, L. Design Characteristics of Structural Steels Based on Statistical Analysis of Metallurgical Products, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.60, No.3-5, 2004, pp. 795-808 .

[11] MELCHER, J., KARMAZÍNOVÁ, M. Experimentální ověřování únosnosti tlačených ocelových prutů vyplněných betonem vysoké pevnosti. *Sborník 20. česko- slovenské konference Ocelové konstrukce a mosty 2003*. Praha: ČVUT, 2003. s. 647 (s.) ISBN: 80-01-02747- 3.

[12] NAVRÁTIL, J., *Předpjaté betonové konstrukce*, VUT Brno, FAST, 2004, . ISBN: 80-214-2649-7.

[13] NOVÁK, D., *Pravděpodobnostní optimalizace a citlivostní analýza konstrukcí*, Habilitační práce, Brno: VUT-FAST, 1996.

[14] SEDLACEK, G., MÜLLER, Ch., *Report for CEN/TC250/SC3, Geometrical tolerances in EN 1090-2 for long products used as columns in compression,* RWTH Aachen, 2007.
[15] STUDNIČKA, J. *Ocelové konstrukce*. Vyd. 2., přeprac. V Praze: Nakladatelství ČVUT, 2006, 147 s. ISBN 80-01-03473-9.
[16] TIMOSHENKO S., GERE J., *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York, 1961.

9.2 Normy

[17] ČSN EN 10034, 1995 Tyče průřezu I a H z konstrukčních ocelí – Mezní úchylky rozměrů a tolerance tvaru.
[18] ČSN EN 1990, 2004 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.
[19] ČSN EN 1991, 2007 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1 až 1-7.
[20] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2, 2011 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
[21] ČSN EN 1992-2, 2007 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady.
[22] ČSN EN 1993-1-1 ed. 2, 2011: Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
[23] ČSN EN 1994-1-1 ed.2, 2011 Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
[24] Theory reference for ANSYS and ANSYS Workbench 11.0, ANSYS Release 11.0. ANSYS, Inc., January 2007.

ABSTRACT

The presented paper deals with a theoretical analysis of the ultimate limit state. The results of experimental research carried out at the Institute of Metal and Timber Structures headed by Assoc. Prof. Karmazinová and Professor Melcher were applied. The geometrically and materially nonlinear solution based on the Timošenko's solution is verified by the FEM model in the computer programme system ANSYS. The random influence of initial imperfections is taken into consideration, the majority of material and geometrical characteristics were measured, and their statistical characteristics are known. The following FEM model not only verifies the theoretical solution, but also expresses the triaxial stress state, and in this way, it enables better understanding of the effecting mechanism of a steel concrete member.

The FEM model also includes the influence of residual stress. In the parametric study, the influence of residual stress on the cross-section plastification is researched into, its influence on the load carrying capacity limit is, together with the influence of other imperfections, the subject of the stochastic analysis, applying the Latin Hypercube Sampling (LHS). Further on, the study proves a direct effect of the concrete part of the cross-section (combination of materials steel-concrete) on the decrease of load carrying capacity limit of the beam caused by influence of the residual stress of steel.

With regard to the importance of time dependent phenomena of the concrete creep for the load carrying capacity, the studies given in the Ph.D. thesis are oriented in this respect. The parametric studies of the influence of the concrete creep having applied the Standard Eurocode 2 provide both a comparison of load carrying capacity limits when using common and high-strength concrete types, and also the variability of load carrying capacities.

It follows from the comparison of the statistical analysis outputs according to the design reliability conditions of the Standard EN1990 and of the approach of Eurocode 4 that the Eurocode 4 can be recommended for dimensioning of this member type. According to the studies which we carried out, the design in compliance with Eurocode 4 can be evaluated as the reliable one. A larger set of experimental data is necessary to determine the economy.

ŽIVOTOPIS

Jméno, příjmení, titul:	Libor Puklický, Ing.
Datum narození:	18. 10. 1971
Bydliště:	Rešice 22

DOSAŽENÉ VZDĚLÁNÍ

1986-1990	SPŠ stavební – Třebíč, obor Pozemní stavby
1990-1995	VUT Brno, Fakulta stavební, obor: Konstrukce a dopravní stavby, SZZ vykonána 15.6.1995 na Ústavu betonových a zděných konstrukcí
9/2007 – dosud	Doktorské studium, VUT Brno, Fakulta stavební, obor: Konstrukce a dopravní stavby Působiště: Ústav stavební mechaniky. Školitel: Prof. Ing. Zdeněk Kala, Ph.D. SDZ vykonána: 24. 9. 2010.

ZAMĚSTNÁNÍ

1995 – 1996	DOSING, Projektant
1996 – dosud	D-Projekt, Projektant dopravních staveb, betonových konstrukcí a mostů

DALŠÍ ZNALOSTI

Programovací jazyky:	VisualLISP, VisualBASIC, Pascal

Jazykové znalosti

AJ – komunikativně

NJ – základní znalost