



**VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ**

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**FAKULTA STAVEBNÍ**

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

**ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY**

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

**PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA  
ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU  
Z NOSNÍKŮ I-73**

PROBABILISTIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE MADE OF I-73  
GIRDERS

**DIPLOMOVÁ PRÁCE**

DIPLOMA THESIS

**AUTOR PRÁCE**

AUTHOR

**Bc. Michal Nezval**

**VEDOUCÍ PRÁCE**

SUPERVISOR

**Ing. DAVID LEHKÝ, Ph.D.**

**BRNO 2017**



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

STUDIJNÍ PROGRAM	N3607 Stavební inženýrství
TYP STUDIJNÍHO PROGRAMU	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
STUDIJNÍ OBOR	3607T009 Konstrukce a dopravní stavby
PRACOVISŤE	Ústav stavební mechaniky

## ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

DIPLOMANT	<b>Bc. Michal Nezval</b>
NÁZEV	<b>Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti železobetonového mostu z nosníků I-73</b>
VEDOUCÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE	Ing. David Lehký, Ph.D.
DATUM ZADÁNÍ	31. 3. 2016
DATUM ODEVZDÁNÍ	13. 1. 2017

V Brně dne 31. 3. 2016

.....  
prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.  
Vedoucí ústavu

.....  
prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA  
Děkan Fakulty stavební VUT

## PODKLADY A LITERATURA

- [1] Červenka, V. Global safety format for nonlinear calculation of reinforced concrete. Beton- und Stahlbetonbau, 103, 2008, 37–42.
- [2] Červenka, V., Jendele, L., Červenka, J. ATENA Program Documentation – Part 1: Theory, Cervenka Consulting, Prague, 2007, <http://www.cervenka.cz>.
- [3] Česká technická norma ČSN 736222. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Český normalizační institut, Praha, 2013.
- [4] Česká technická norma ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Český normalizační institut, Praha, 2005.
- [5] Technické podmínky TP 224 Ověřování existujících mostů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha, 2010.

Dále literatura dle pokynů vedoucího práce.

## ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ (ZADÁNÍ, CÍLE PRÁCE, POŽADOVANÉ VÝSTUPY)

Nastudujte problematiku posouzení zatížitelnosti mostů, nelineární analýzy porušování konstrukcí z kvazikřehkých materiálů a plně pravděpodobnostního přístupu k výpočtu spolehlivosti. Provedte pravděpodobnostní nelineární analýzu zatížitelnosti a spolehlivosti zvolené železobetonové mostní konstrukce z předpjatých nosníků I-73 a srovnajte s deterministickým výpočtem zatížitelnosti dle stávajících normových předpisů a doporučení.

## STRUKTURA BAKALÁŘSKÉ/DIPLOMOVÉ PRÁCE

### VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).
2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

.....

**Ing. David Lehký, Ph.D.**

Vedoucí diplomové práce

## **ABSTRAKT**

Většina starších mostů na dálnicích a pozemních komunikacích v České republice a ve světě byly navrženy dle předpisů lišících se od dnes platných norem. Zatížitelnost, klíčovou vlastnost mostů, je možné podle současných norem stanovit několika způsoby. V předložené diplomové práci je porovnávána nelineární analýza metodou konečných prvků s využitím deterministických metod a plně pravděpodobnostního přístupu. Analýza je provedena pro nosník I-73. Pro předpověď únosnosti po zbytek životnosti mostu je uvažován také vliv degradace betonu s případnou navazující korozí výztuže.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Nelineární analýza, metoda konečných prvků, spolehlivost, zatížitelnost, degradace, nosník I-73

## **ABSTRACT**

Many older bridges on the highways and roads in the Czech republic and all around the world have been designed by codes, which are distinct of currently valid codes. Considering current codes, it is possible to set load bearing capacity in few different ways. In presented diploma thesis nonlinear finite element analysis using deterministic methods is compared with fully probabilistic nonlinear finite element analysis. Girder I-73 is analysed. Also the influence of degradation processes and following corrosion of reinforcement is taken into account, when load capacity is predicted for residual service life.

## **KEYWORDS**

Nonlinear analysis, finite element method, reliability, load bearing capacity, degradation, girder I-73

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP**

Bc. Michal Nezval *Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti železobetonového mostu z nosníků I-73*. Brno, 2016. 72 s., 1 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. David Lehký, Ph.D.

## **PROHLÁŠENÍ**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval samostatně a že jsem uvedl všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 13. 1. 2017

---

Bc. Michal Nezval  
autor práce

## **PODĚKOVÁNÍ**

Na tomto místě bych rád poděkoval Ing. Davidu Lehkému, Ph.D. za vedení mé diplomové práce a za cenné rady k dané problematice. Dále chci poděkovat všem, kteří mě během studia podporovali a pomáhali mně se rozvíjet.

## Obsah

<b>1</b>	<b>Úvod.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Spolehlivost stavebních konstrukcí.....</b>	<b>3</b>
2.1	Podmínka spolehlivosti .....	4
2.2	Pravděpodobnost poruchy, index spolehlivosti .....	5
2.3	Směrné úrovně spolehlivosti dle norem .....	6
<b>3</b>	<b>Zatížitelnost mostů v České republice .....</b>	<b>10</b>
3.1	Normální zatížitelnost .....	10
3.2	Výhradní zatížitelnost .....	11
3.3	Výjimečná zatížitelnost .....	12
<b>4</b>	<b>Degradace železobetonových konstrukcí.....</b>	<b>13</b>
4.1	Karbonatace betonu .....	13
4.2	Průnik chloridů .....	14
4.3	Koroze výztuže.....	15
<b>5</b>	<b>Nelineární MKP analýza zatížitelnosti betonového mostu .....</b>	<b>17</b>
5.1	Deterministický přístup NLMKPA.....	21
5.1.1	Postup dle ČSN EN 1992-2.....	21
5.1.2	Metoda PSF .....	22
5.1.3	Metoda ECoV .....	22
5.2	Plně pravděpodobnostní přístup NLMKPA .....	23
5.2.1	Pravděpodobnostní modely základních veličin .....	23
5.2.2	Simulační metody .....	27
5.2.3	Odhad návrhové únosnosti.....	29
<b>6</b>	<b>Posouzení nosníku I-73 .....</b>	<b>32</b>
6.1	Charakteristika nosníku I-73 délky 27 metrů .....	32
6.2	Posouzení nosníku I-73 deterministickými metodami NLMKPA.....	32
6.3	Plně pravděpodobnostní posouzení nosníku I-73 NLMKPA.....	36
6.4	Vyhodnocení odolnosti nosníku I-73 a porovnání jednotlivých metod NLMKPA.....	40



<b>7</b>	<b>Změna únosnosti nosníku I-73 v čase vlivem degradace.....</b>	<b>43</b>
7.1	Diagnostický průzkum konstrukce .....	43
7.2	Matematické modelování degradačních jevů .....	43
7.3	Matematické modelování koroze výztuže .....	46
7.4	Simulace zatížení oslabeného nosníku .....	47
<b>8</b>	<b>Určení zatžitelnosti železobetonového mostu z nosníků I-73 .....</b>	<b>49</b>
8.1	Popis dálničního mostu.....	49
8.2	Příčný roznos zatížení.....	50
8.3	Materiálové vlastnosti mostu, stálé zatížení .....	51
8.4	Parametry simulací .....	52
8.5	Stanovení zatžitelnosti.....	52
<b>9</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>57</b>
	Seznam literatury.....	60
	Seznam obrázků .....	63
	Seznam tabulek.....	65
	Seznam použitých zkratk a symbolů.....	66
	Seznam příloh .....	69

# 1 ÚVOD

S rozšiřující se silniční sítí vzrůstá i počet mostů pozemních komunikací. Dle údajů Ředitelství silnic a dálnic České republiky [1] je u nás na silnicích a rychlostních komunikacích celkem 17 578 mostů (k 1. 7. 2016). Nevzrůstá ovšem jen počet, ale také stáří těchto mostů. Je nutné řešit otázku jejich spolehlivosti, provozuschopnosti, zatížitelnosti či zbytkové životnosti a s tím spojenou strategii údržby či rekonstrukce s ohledem na stavební stav konstrukce. Více než 3 000 mostů české silniční sítě je ve špatném až havarijním stavu a nutně potřebují částečnou nebo celkovou rekonstrukci.

Je potřeba si uvědomit, že spousta stávajících mostů byla navržena metodami, které se liší od současných předpisů a norem. V překládané práci jsou srovnávány čtyři metody, podle kterých lze existující konstrukce posuzovat, a to dle ČSN EN 1992-2 [2], metodou dílčích součinitelů spolehlivosti (metoda PSF), metodou odhadu globálního součinitele spolehlivosti (metoda ECoV) [3] a plně pravděpodobnostním přístupem.

Rozvoj výpočetní techniky a programů pro numerické simulace umožňuje k určení spolehlivosti konstrukce využít pokročilých nelineárních analýz založených na metodě konečných prvků se zohledněním kvazikřehkého chování betonu. S využitím lomové mechaniky dostáváme díky virtuálním simulacím realističtější představu o působení zatížení na stavební konstrukci bez nutnosti provádět nákladné zkoušky in-situ [4].

Také nesmí být opomenuto, že konstrukce z železobetonu nebo předpjatého betonu jsou vystaveny působení chloridů a vlivu karbonatice, které způsobují jejich degradaci a po ztrátě pasivační schopnosti krycí vrstvy betonu i následnou korozi betonářské či předpínací výztuže [5], což má také vliv na výslednou spolehlivost. Efektivní modelování těchto jevů [6] je nezbytné pro plánování sledu případných oprav.

Pokud jsou účinky působícího zatížení menší než odolnost konstrukce pro daný zatěžovací stav, můžeme říci, že je konstrukce spolehlivá. Rozlišujeme dva základní mezní stavy, a to mezní stav použitelnosti (MSP) a mezní stav únosnosti (MSÚ). Někdy se za další mezní stav považuje trvanlivost konstrukce (MST).

V předložené práci jsou v první části, která se skládá ze čtyř kapitol, nejprve popsány podmínky spolehlivosti a její hodnoty dle platných norem. Další kapitola popisuje zatížitelnost dle v České republice platné normy. Dále jsou popsány

degradační procesy snižující únosnost betonových mostů. Na závěr první části je nastíněna nelineární analýza stavebních konstrukcí pomocí metody konečných prvků a jsou představeny jednotlivé aplikovatelné přístupy, tedy metody PSF, ECoV, postup dle ČSN EN 1992-2 a plně pravděpodobnostní přístup. Druhá část má tři kapitoly, v té úvodní je posouzen nosník I-73 z pohledu všech výše zmíněných metod pro MSP a MSÚ. V další kapitole je za pomoci vhodných modelů simulována degradace železobetonového nosníku při plně pravděpodobnostním přístupu a předpovězen průběh použitelnosti a únosnosti po zbytek životnosti konstrukce s ohledem na úbytek výztuže. V závěrečné části jsou všechny znalosti aplikovány k určení zatížitelnosti železobetonového mostu z nosníků I-73 převádějící dálnici D2 přes polní cestu, železnici a místní komunikaci u obce Břeclav, je tedy určena a porovnána zatížitelnost z pohledu jednotlivých metod.

Cílem práce je porovnat jednotlivé výpočetní metody pro posouzení spolehlivosti stávající železobetonové konstrukce a určení její zatížitelnosti. Dále je pomocí vhodných modelů simulována degradace a úbytek výztuže, což má také vliv na spolehlivost konstrukce.

## 2 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

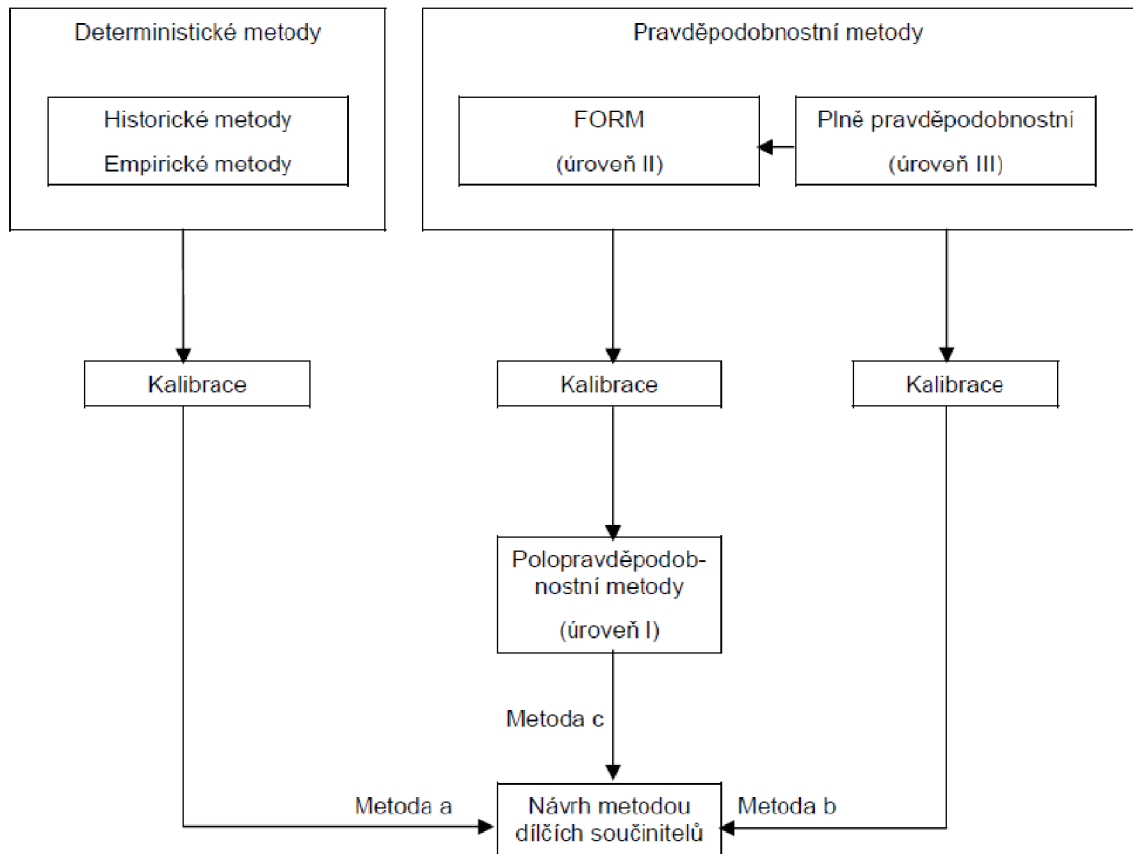
Stavební konstrukce jsou navrhovány s určitou spolehlivostí s ohledem na jejich životnost, ekonomičnost, sociologické dopady a další. Dle Sadílka a kol. [7] spolehlivostí rozumíme schopnost konstrukce plnit svoji funkci při zachování provozních ukazatelů v daných mezích a v požadovaném časovém úseku. Spolehlivost je charakterizována bezporuchovostí, životností, opravitelností a udržitelností. Dalšími složkami mohou být bezpečnost, použitelnost a trvanlivost.

Rozdělení spolehlivostních metod používaných pro navrhování a hodnocení stavebních konstrukcí:

- deterministické (úroveň I) založené na dlouhodobých zkušenostech ze stavební praxe, posouzení probíhá jen na základě návrhových hodnot základních veličin
- spolehlivostní metody prvního řádu (úroveň II) využívají určité dobře definované aproximace a jejich výsledky lze považovat za dostatečné pro ověření většiny konstrukcí, pravděpodobnost poruchy je stanovena ve vybraných návrhových bodech na mezi porušení pomocí iteračních postupů
- plně pravděpodobnostní (úroveň III) posuzují konstrukci na základě přesných integrací a skrze teoretické modely základních veličin stanoví pravděpodobnost pro celý systém, poskytují v zásadě správné řešení daného problému spolehlivosti

Metoda dílčích součinitelů spolehlivosti obsažená v současnosti používaných normativních předpisech platných v České republice pro navrhování a posuzování existujících stavebních konstrukcí podle ČSN EN a ČSN ISO je založena na polopravděpodobnostní metodě úrovně I (označována též jako metoda návrhových hodnot).

Uvedené rozčlenění jednotlivých metod je též uvedeno v přehledu spolehlivostních metod v ČSN EN 1990 [8] a je zobrazeno na obrázku 2-1, na kterém můžeme vidět návaznost jednotlivých metod a jejich vztah k metodě dílčích součinitelů spolehlivosti. Ze schématu je zřejmé, že ukazatele spolehlivosti pro metodu dílčích součinitelů lze získat třemi cestami, a to kalibrací z historických a empirických metod, ze zjednodušené metody FORM nebo pomocí plně pravděpodobnostního přístupu. ČSN EN vychází ze znalosti empirických metod s aktualizací pomocí pravděpodobnostních metod.



Obr. 2-1: Přehled spolehlivostních metod dle ČSN EN 1990

## 2.1 Podmínka spolehlivosti

Základní koncepci teorie spolehlivosti můžeme uvést formálně matematicky. Náhodná veličina  $E$  popisuje účinek zatížení, náhodná veličina  $R$  je odolnost konstrukce. Tyto dvě veličiny jsou vzájemně nezávislé s hustotami pravděpodobnosti  $f_R(r)$  a  $f_E(e)$ . Jsou-li účinky zatížení  $E$  menší než odolnost konstrukce  $R$ , považujeme konstrukci za spolehlivou.

a) *deterministicky formulovaná podmínka spolehlivosti*

$$R_d \geq E_d, \quad (2.1)$$

kde  $R_d$  a  $E_d$  jsou návrhové deterministické (nominální) hodnoty odolnosti konstrukce  $R$  a účinků zatížení  $E$ .

b) *pravděpodobnostní podmínka spolehlivosti*

$$R - E \geq 0. \quad (2.2)$$

Levá strana nerovnice (2.2) je často označována jako rezerva spolehlivosti a obvykle se značí  $Z$ . Pro mezní stav konstrukce poté platí:

$$R - E = Z = 0, \quad (2.3)$$

což můžeme považovat jako limitní stav konstrukce. Náhodná veličina  $Z$  je tedy funkce náhodného vektoru dvou veličin:

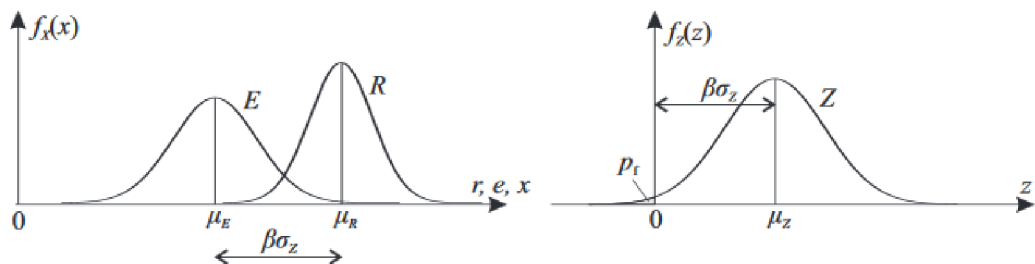
$$Z = (R, E) = R - E. \quad (2.4)$$

## 2.2 Pravděpodobnost poruchy, index spolehlivosti

Teoretická pravděpodobnost poruchy je dána jako pravděpodobnost záporné rezervy spolehlivosti, tedy pravděpodobnost, že náhodná veličina  $R$  nabude menší hodnoty než veličina  $E$ :

$$p_f = P(R - E < 0) = P(Z < 0). \quad (2.5)$$

Význam pravděpodobnosti poruchy a její vazba na rezervu spolehlivosti je naznačena na obrázku 2-2 vpravo.



Obr. 2-2: Stanovení pravděpodobnosti poruchy a indexu spolehlivosti

Při posuzování stavební konstrukcí jsou obecně účinky zatížení a odolnost konstrukce funkcí více proměnných, neboť na konstrukci působí například její vlastní tíha, ostatní stálé zatížení apod. V případě odolnosti je posouzení ovlivněno materiálovými charakteristikami materiálů, například tlakovou pevností betonu nebo tahovou pevností betonářské výztuže. V tomto případě je funkce mezního stavu  $Z(\mathbf{X})$  sestavena pro vektor základních veličin  $\mathbf{X}$ . Tyto veličiny jsou náhodné a lze je popsat pomocí teorie pravděpodobnosti a statistické matematiky. Předpokladem pro spolehlivost konstrukce je platnost nerovnosti  $Z(\mathbf{X}) > 0$ . Pak je pravděpodobnost poruchy  $p_f$  dána vztahem:

$$p_f = \int_{-\infty}^0 f(X_1, X_2, \dots, X_j) dX_1 dX_2 \dots dX_j, \quad (2.6)$$

kde  $f(X_1, X_2, \dots, X_j)$  je sdružená hustota pravděpodobnosti pro realizaci vektoru náhodných veličin  $X_1, X_2, \dots, X_j$ ,

Pomocí pravděpodobnosti poruchy  $p_f$  je možné definovat další ukazatel spolehlivosti konstrukce, kterým je zobecněný index spolehlivosti  $\beta$  a je definován vztahem:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f), \quad (2.7)$$

kde  $\Phi()$  je distribuční funkce normované normální veličiny. V tabulce 2-1 jsou uvedeny hodnoty pravděpodobnosti poruchy a tomu odpovídající indexy spolehlivosti.

Tab. 2-1: Vztah mezi pravděpodobnostmi poruchy  $p_f$  a indexem spolehlivosti  $\beta$

$p_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

Z výpočtu obdržené hodnoty pravděpodobnosti poruchy  $p_f$  nebo indexu spolehlivosti  $\beta$  je potřeba porovnat s doporučenou/požadovanou směrnou hodnotou pravděpodobnosti poruchy  $p_{f,t}$ , případně s doporučenou/požadovanou hodnotou indexu spolehlivosti  $\beta_t$  pro analyzovaný mezní stav a zadanou referenční dobu. Při navrhování a posouzení stavební konstrukcí musí být splněna nerovnost:

$$p_f < p_{f,t}, \text{ příp. } \beta > \beta_t. \quad (2.8)$$

## 2.3 Směrné úrovně spolehlivosti dle norem

### a) Návrhová a zbytková životnost konstrukce

Pro správné posouzení stavební konstrukce je vhodné ji nejprve zatřídit dle platných předpisů a norem. Nejdůležitějším kritériem je její životnost, nebo-li předpokládané referenční období, po které je konstrukce schopna s určitou mírou spolehlivosti odolávat všem zatížením, jež se mohou vyskytnout během provádění a následného užívání. V případě nových konstrukcí hovoříme o návrhové životnosti  $T_d$ , tedy předpokládaném časovém intervalu, kdy má být konstrukce užívána pro daný účel při běžné údržbě, avšak bez podstatné opravy. Návrhová životnost  $T_d$  dle ČSN EN 1990 je zobrazena v tabulce 2-2, kde je informativně rozdělena do pěti tříd. Můžeme vidět, že mostní konstrukce jsou v tomto případě zařazeny do 5. třídy.

Tab. 2-2: Informativní návrhová životnost dle ČSN EN 1990

Třída	Návrhová životnost (roky)	Příklad
1	10	dočasné konstrukce <sup>1)</sup>
2	10 až 25	vyměnitelné konstrukční části, např. ložiska
3	25 až 50	zemědělské a obdobné stavby
4	80	budovy a další běžné stavby
5	100	monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

<sup>1)</sup> konstrukce nebo části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

Hovoříme-li o stávajících konstrukcích, většinou se rozumí referenčním obdobím časový interval mezi kontrolní, případně hlavní prohlídkou mostu a dobou teoretické životnosti mostu nebo časem další hlavní prohlídky. Pro dané referenční období, respektive zbytkovou životnost mostu musí být splněny podmínky spolehlivosti dle platných ČSN EN a ČSN ISO.

*b) Dělení mostů dle následků poruchy*

Dalším doporučeným kritériem pro odpovídající posouzení spolehlivosti objektu je stanovení třídy následků plynoucích z poruchy stavby pomocí koeficientu  $\rho$ , který je dán vztahem:

$$\rho = \frac{(C_f + C_0)}{C_0}, \quad (2.9)$$

kde  $C_f$  jsou náklady na pořízení mostu převedené na současnou hodnotu a  $C_0$  je zbytková hodnota mostu v okamžiku rozhodování o opravě s uvážením případného navýšení hodnoty mostu vlivem opravy.

S ohledem na možné ztráty lidských životů nebo na ekonomické, sociální a ekologické dopady lze následky poruchy rozdělit na velmi malé, malé, střední nebo velké, na základě čehož dělí ČSN EN 1990 stávající betonové mosty do čtyř tříd CC1 až CC3.

V tabulce 2-3 jsou přehledně uvedeny třídy následků poruchy s uvedením příkladů mostů pozemních komunikací, které lze k jednotlivým třídám přiřadit. Pro jednodušší klasifikaci betonových mostů je také uvedena hodnota koeficientu  $\rho$  dle vztahu 2.9.



Tab. 2-3: Rozdělení mostů dle následků poruchy

Třída následků	Informativní podíl nákladů $\rho$	Popis	Příklady pozemních nebo inženýrských staveb
CC1a	$1,0 < \rho < 1,5$	<b>velmi malé</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>velmi malé</b> následky ekonomické, sociální nebo pro životní prostředí	mosty na velmi málo využívaných pozemních komunikacích
CC1b	$1,5 < \rho \leq 2,5$	<b>malé</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>malé/zanedbatelné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro životní prostředí	mosty malých rozpětí na silnicích II. a III. třídy
CC2	$2,5 < \rho \leq 5,0$	<b>střední</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>značné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro životní prostředí	obvyklé typy mostů
CC3	$5,0 < \rho \leq 10$	<b>velké</b> následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo <b>velmi významné</b> následky ekonomické, sociální nebo pro životní prostředí	mosty velkých rozpětí na dálnicích a rychlostních komunikacích

c) Úroveň spolehlivosti dle ČSN EN 1990

Třídám následků poruchy CC1, CC2 a CC3 přímo odpovídají třídy spolehlivosti RC1, RC2 a RC3. V ČSN EN 1990 je uvedena hodnota indexu spolehlivosti pro dvě referenční období, jedná se o 1 rok a 50 let v případě budov a běžných staveb respektive 100 let pro mostní a inženýrské stavby. V tabulce 2-4 jsou uvedeny doporučené hodnoty indexu spolehlivosti pro jednotlivé třídy spolehlivosti při posouzení stavby na mezní stav únosnosti.

Tab. 2-4: Hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta_t$  pro MSÚ (ČSN EN 1990)

Třída spolehlivosti	Minimální hodnota $\beta_t$	
	referenční doba 1 rok	referenční doba 50, 100 <sup>1)</sup> let
RC3 (CC1)	5,2	4,3
RC2 (CC2)	4,7	3,8
RC1 (CC3)	4,2	3,3

<sup>1)</sup> monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

d) Úroveň spolehlivosti dle ČSN ISO 13822

Doporučené hodnoty indexu spolehlivosti  $\beta_t$  dle ČSN ISO 13822 [9] pro jednotlivé mezní stavy a požadovanou dobu životnosti uvádí tabulka 2-5.

Tab. 2-5: Směrné úrovně spolehlivosti dle ČSN ISO 13822

Mezní stav	$\beta_t$	$p_{f,t}$	Referenční doba
Použitelnosti			
- vratné	0,0	-	plánovaná zbytková životnost
- nevratné	1,5	$6,7 \cdot 10^{-2}$	plánovaná zbytková životnost
Únava			
- kontrolovatelné	2,3	$1,1 \cdot 10^{-2}$	plánovaná zbytková životnost
- nekontrolovatelné	3,1	$9,7 \cdot 10^{-4}$	plánovaná zbytková životnost
Únosnosti			
- velmi malé následky poruchy	2,3	$1,1 \cdot 10^{-2}$	Ls v letech <sup>1)</sup>
- malé následky poruchy	3,1	$9,7 \cdot 10^{-4}$	Ls v letech <sup>1)</sup>
- střední následky poruchy	3,8	$7,2 \cdot 10^{-5}$	Ls v letech <sup>1)</sup>
- vysoké následky poruchy	4,3	$8,5 \cdot 10^{-6}$	Ls v letech <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Ls minimální obvyklá doba z hlediska bezpečnosti (např. 50 let)

e) Úroveň spolehlivosti dle doporučení JCSS

V tabulce 2-6 jsou zobrazeny hodnoty indexu spolehlivosti a požadované míry pravděpodobnosti poruchy při posouzení na mezní stav únosnosti dle doporučení předpisu JCSS [10] pro pravděpodobnostní posouzení konstrukce.

Tab. 2-6: Index spolehlivosti dle JCSS s ohledem na následky poruchy

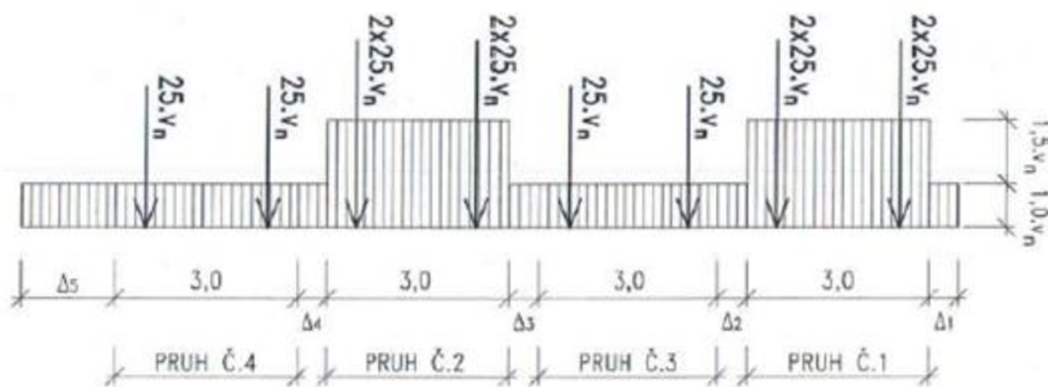
Relativní náklady na bezpečnostní zajištění	Malé následky plynoucí z poruchy	Mírné následky plynoucí z poruchy	Velké následky plynoucí z poruchy
Velké (A)	$\beta = 3,1 (p_f \approx 10^{-3})$	$\beta = 3,3 (p_f \approx 5 \cdot 10^{-4})$	$\beta = 3,7 (p_f \approx 10^{-4})$
Střední (B)	$\beta = 3,7 (p_f \approx 10^{-4})$	$\beta = 4,2 (p_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (p_f \approx 5 \cdot 10^{-6})$
Malé (C)	$\beta = 4,2 (p_f \approx 10^{-5})$	$\beta = 4,4 (p_f \approx 5 \cdot 10^{-6})$	$\beta = 4,7 (p_f \approx 10^{-6})$

### 3 ZATÍŽITELNOST MOSTŮ V ČESKÉ REPUBLICE

V České republice se zatížitelnost nových a stávajících mostů pozemních komunikací určuje podle normy ČSN 73 6222 [11], která rozlišuje tři typy zatížitelnosti – normální  $V_n$ , výhradní  $V_r$  a výjimečnou  $V_e$ .

#### 3.1 Normální zatížitelnost

Normální zatížitelnost  $V_n$  udává největší okamžitou celkovou hmotnost jednoho vozidla, které může most přejíždět bez dopravních omezení, v libovolném počtu a bez omezení provozu chodců a cyklistů. Pro její určení je nutno most zatížit dle schématu vycházejícího z modelu zatížení 1 (LM1) definovaného v ČSN EN 1991-2 [12], včetně šířky a číslování zatěžovacích pruhů  $w_i$ . V zatěžovacích pruzích číslo 1 a číslo 2 obsahuje schéma po jedné dvounápravě, zatížení na každou dvounápravu je  $100 v_n$ , tedy  $2 \times 50 v_n$  a rovnoměrné zatížení  $2,5 v_n$  neomezené délky. V pruzích číslo 3 a 4 se nachází jednoduchá náprava zatížená  $1 \times 50 v_n$ . Rovnoměrné zatížení v těchto pruzích a na zbývajících ploše je rovno  $v_n$ . Pruhy se v příčném směru rozmisťují tak, aby vyvodily maximální účinek zatížení, příklad rozmístění zatěžovacích pruhů je na obrázku 3-1.



Obr. 3-1: Příklad rozmístění zatěžovacích pruhů pro normální zatížitelnost  $V_n$  v příčném směru

Vydeme-li z definovaného jednotkového rovnoměrného zatížení  $v_{n,1} = 1 \text{ kN/m}^2$ , je pak možné normální zatížitelnost  $V_n$  určit v tunách ze vztahu:

$$V_n = \frac{1}{10} V_{nw} , \quad (3.1)$$

kde  $V_{nw}$  je tíha vozidla, která odpovídá normální zatížitelnosti v kN a je určena vztahem:

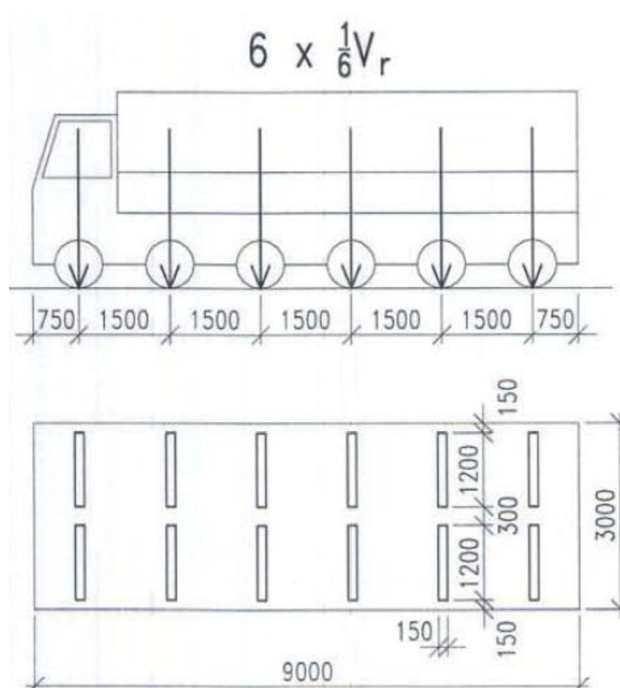
$$V_{nw} = \frac{4}{3} V_{aw} , \quad (3.2)$$

kdy  $V_{aw}$  je hodnota zatížení na zadní nápravu, případně dvounápravu, v zatěžovacích pruzích číslo 1 a 2. Můžeme ji spočítat dle vztahu:

$$V_{aw} = 100 v_n . \quad (3.3)$$

### 3.2 Výhradní zatížitelnost

Pro výhradní zatížitelnost  $V_r$  platí, že je největší okamžitou celkovou hmotností jediného vozidla přejíždějícího most, tedy za vyloučení ostatních silničních vozidel, ale bez dalších dopravních omezení, provoz chodců a cyklistů je zachován ve vyhrazených pásech. Při určování výhradní zatížitelnosti  $V_r$  je konstrukce zatížena jediným šestinápravovým vozidlem podle obrázku 3-2 v případě, že největší stanovená přípustná hmotnost tohoto vozidla je větší než 50 tun.



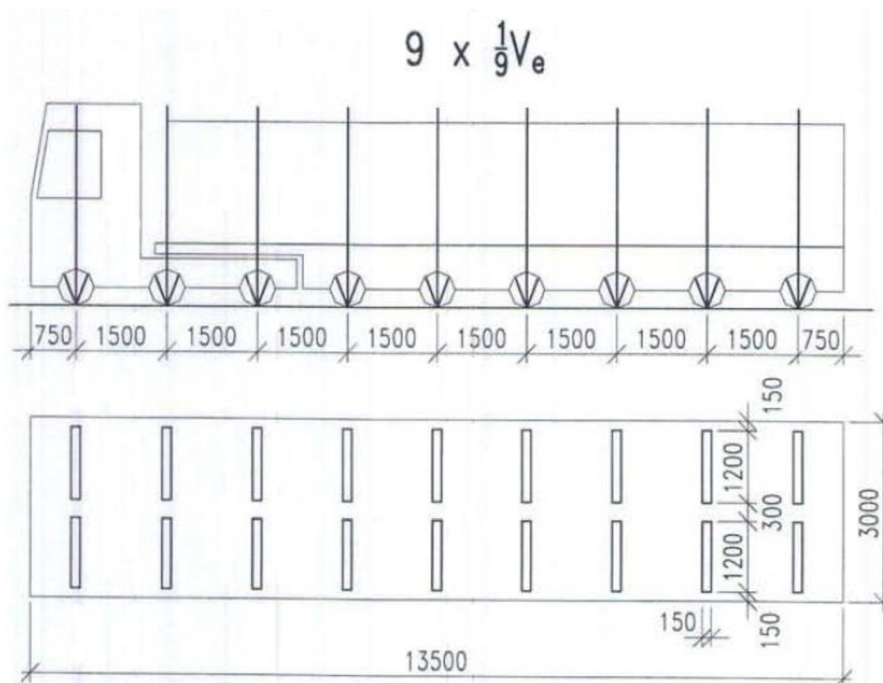
Obr. 3-2: Schéma šestinápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti

Konstrukce se zatíží vozidlem jednotkové tíhy 1 kN, pro rozhodující mezní stav se určí odpovídající odolnost prvku, ze které se stanoví tíha vozidla  $V_{rw}$  v kN. Pro výhradní zatížitelnost  $V_r$  v tunách pak platí vztah:

$$V_r = \frac{1}{10} V_{rw} . \quad (3.4)$$

### 3.3 Výjimečná zatížitelnost

Výjimečná zatížitelnost  $V_e$  je největší okamžitou celkovou hmotností vozidla nebo zvláštní soupravy, které smí přejet přes most pouze při vyloučení veškeré ostatní dopravy (včetně chodců a cyklistů) a současně musí dodržovat další předepsaná omezující pravidla jako přejezd předepsanou rychlostí, dodržení stanovené stopy (největší přípustná odchylka je  $\pm 0,5$  m) a podobně. Při splnění všech omezení je konstrukce zatížena devítinápravovým vozidlem jednotkové tíhy  $V_{ew} = 1$  kN zobrazeným na obrázku 3-3.



Obr. 3-3: Schéma zvláštního vozidla pro stanovení výjimeční zatížitelnosti

Výjimečná zatížitelnost se určí podle vztahu:

$$V_e = \frac{1}{10} V_{ew} . \quad (3.4)$$

Při určení zatížitelnosti je potřeba uvažovat dynamické účinky zatížení podle ČSN 73 6222, kapitola 8.

## 4 DEGRADACE ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Konstrukce jsou během své životnosti vystaveny působení povětrnostních vlivů, vlivům prostředí a látek v něm obsažených. Mezi nejvýznamnější činitele způsobující degradaci betonových mostů patří oxid uhličitý (CO<sub>2</sub>), který se do vzduchu dostává z průmyslové výroby, výfukových plynů a vytápění domácností, a chloridy (Cl<sup>-</sup>), jež jsou důsledkem zimní údržby pozemních komunikací a jejich solení.

V případě, že hloubka karbonatace je shodná s hodnotou krytí výztuže betonem a/nebo koncentrace chloridových iontů dosahuje kritické hodnoty, hovoříme o dosažení mezního stavu trvanlivosti (MST) konstrukce. Nastává depasivace výztuže, tedy výztuž již není dále chráněna proti korozi, následovaná odpryskem krycí vrstvy betonu a korozí betonářské nebo předpínací výztuže.

Při provádění diagnostického průzkumu (DP) je možné lokálně posoudit, zda nastala depasivace výztuže, případně její úbytek. Pro odpovídající modelování dané situace je vhodné použít matematické modelování degradačních procesů [13]. Vybraný model je potřeba porovnat s daty z DP a případně jej aktualizovat nebo zvolit jiný model daného jevu.

### 4.1 Karbonatace betonu

Karbonatace betonu je nejčastější chemický proces způsobující degradaci, neboť oxid uhličitý je vždy obsažen ve vzduchu, mohou se však lišit jeho koncentrace. CO<sub>2</sub> proniká skrze póry od povrchu betonu a způsobuje pokles pH betonu k hodnotě 8,3. Podmínka depasivace výztuže způsobená karbonatací betonu při pravděpodobnostním přístupu je definována jako:

$$p_{\text{dep}} = p\{a - x_c(t) \leq 0\} \leq p_{f,t}, \quad (4.1)$$

kde  $p_{\text{dep}}$  je pravděpodobnost, že dojde k depasivaci,  $a$  je krytí výztuže,  $x_c(t)$  je hloubka karbonatace v čase  $t$  a  $p_{f,t}$  je návrhová (cílová) pravděpodobnost.

Pro modelování tohoto procesu bylo vyvinuto několik různých modelů, které se liší ve formulaci parametru  $A$ , v němž jsou zohledněny informace o složení betonové směsi, údržbě konstrukce a vlivu životního prostředí na ni. Poté je možné vztah mezi hloubkou karbonatace  $x_c$  a časem  $t$  vyjádřit následovně:

$$x_c = A \cdot \sqrt{t}. \quad (4.2)$$

Velmi jednoduchý model procesu karbonatace betonu v závislosti na čase publikoval Bob a Afana [14]. Tento model bude použit dále v této práci. Hloubka karbonatace pro určitý čas je pak určena vztahem:

$$x_c(t) = \psi \cdot 150 \frac{r_{c,6} \cdot f(\text{RH}) \cdot r_{\text{CO}_2}}{f_c} \sqrt{t}, \quad (4.3)$$

kde  $r_{c,6}$  se volí s ohledem na typ cementu (doporučená hodnota je v intervalu  $0,8 < r_{c,6} < 2$ ),  $f(\text{RH})$  zahrnuje vliv relativní vlhkosti (je doporučeno volit  $f(\text{RH}) = 1$ , jedná-li se o vnitřní prostory a  $f(\text{RH}) = 0,3$  pro stále vlhké prostředí),  $r_{\text{CO}_2}$  je koeficient koncentrace  $\text{CO}_2$  ( $r_{\text{CO}_2} = 1,0$  pro venkovské regiony, kde se vyskytuje  $0,03\% \text{CO}_2 \approx 550 \text{ mg/m}^3 \text{CO}_2$  v okolní atmosféře a  $r_{\text{CO}_2} = 2,0$  pro průmyslové regiony s  $0,10\% \text{CO}_2 \approx 1833 \text{ mg/m}^3 \text{CO}_2$  v okolní atmosféře),  $f_c$  je tlaková pevnost betonu a  $\psi$  zohledňuje modelové nejistoty. Další doporučení je možné nalézt v dokumentaci k programu FReET-D [6].

Inverzí vztahu 4.3 jednoduše získáme odhad inicializačního času  $t_{i,c}$ , pro který platí rovnost mezi hloubkou karbonatace  $x_c$  a tloušťkou krycí vrstvy betonu  $a$ .

## 4.2 Průnik chloridů

Na rozdíl od karbonatace, která je určena hloubkou svého působení, je vliv chloridových iontů zkoumán s ohledem na jejich koncentraci [15]. Když hodnota koncentrace chloridů v krycí vrstvě betonu v určitý čas  $C_a(t)$  dosáhne kritické hodnoty  $C_{cr}$ , je ochranná vrstava výztuže depasivována a může nastat její koroze. Pravděpodobnostní podmínka depasivace výztuže vlivem chloridových iontů je možné zapsat jako:

$$p_{\text{dep}} = p\{C_{cr} - C_a(t) \leq 0\} \leq p_{f,t}. \quad (4.4)$$

Způsobují-li chloridy depasivaci výztuže, je možné namísto určení koncentrace  $\text{Cl}^-$  předpovědět vzdálenost imaginární chloridové fronty od povrchu betonu. Podle Papadakise a kol. [16] lze hloubku průniku chloridů  $x_{\text{Cl}}$  v čase  $t$  stanovit podle následujícího vztahu:

$$x_{\text{Cl}}(t) = \psi \cdot 1000 \sqrt{\frac{3,1536 \cdot 2 D_{e,\text{Cl}^-} \cdot C_{s,0}}{C_{\text{sat}}} t \cdot 10^7}, \quad (4.5)$$

$C_{s,0}$  a  $C_{\text{sat}}$  jsou koncentrace chloridových iontů na nejbližším povrchu betonu, respektive koncentrace saturovaných  $\text{Cl}^-$  v pevném skupenství,  $\psi$  zohledňuje modelové nejistoty a  $D_{e,\text{Cl}^-}$  je efektivní rozptyl závislý na vlastnostech betonové směsi dle vztahu:

$$D_{e,Cl^-} = 0,15 \cdot K \cdot D_{Cl^-,H_2O}, \quad (4.6)$$

$$K = \frac{1 + \frac{\rho_c \cdot w}{1000 \cdot c}}{1 + \frac{\rho_c \cdot w}{1000 \cdot c} + \frac{\rho_c \cdot a_1 + a_2 + a_3}{\rho_a \cdot c}} \left[ \frac{\frac{\rho_c \cdot w}{1000 \cdot c} - 0,85}{1 + \frac{\rho_c \cdot w}{1000 \cdot c}} \right]^3, \quad (4.7)$$

$$\rho_a = \frac{a_1 + a_2 + a_3}{\frac{a_1}{\rho_{a1}} + \frac{a_2}{\rho_{a2}} + \frac{a_3}{\rho_{a3}}}, \quad (4.8)$$

kde  $D_{Cl^-,H_2O}$  udává difuzní koeficient  $Cl^-$  při nekonečném řešení (s hodnotami  $D_{Cl^-,H_2O} = 1,6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  působí-li chlorid sodný (NaCl) a  $D_{Cl^-,H_2O} = 1,3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$  pro chlorid vápenatý ( $CaCl_2$ )),  $w$  je poměrný obsah vody a  $c$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $\rho_c$ ,  $\rho_{a1}$ ,  $\rho_{a2}$  a  $\rho_{a3}$  jsou jednotkové hodnoty obsahu cementu, kameniva a jejich specifické objemové hmotnosti.

Pro určení inicializačního času způsobeného průnikem chloridů  $t_{i,Cl}$  lze použít vztah:

$$t_{i,Cl} = \psi \frac{C_{sat} \cdot \left(\frac{a}{1000}\right)^2}{3,1536 \cdot 10^7 \cdot 2 D_{e,Cl^-} \cdot C_{s,0} \cdot \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_{s,0}}\right)^2}, \quad (4.9)$$

kde proměnné  $C_{s,0}$ ,  $C_{sat}$ ,  $\psi$  a  $D_{e,Cl^-}$  byly představeny výše a  $C_{cr}$  je kritická koncentrace chloridových iontů v kapalině s hodnotou  $C_{cr} = 13,4 \text{ mol/m}^3$  v případě působení NaCl.

### 4.3 Koroze výztuže

Pro modelování koroze je důležité určit inicializační čas depasivace výztuže, tedy čas, který uplyne od realizace betonového mostu do doby, kdy již není výztuž dále chráněna krycí vrstvou, se určuje na základě porovnání hloubky karbonatce  $x_c$  nebo hloubky průniku chloridů  $x_{Cl}$  a tloušťky krycí vrstvy betonu  $a$ . Na základě odhadnutí těchto časů,  $t_{i,c}$  nebo  $t_{i,Cl}$ , je možné modelovat korozi výztuže.

Rozlišují se dva typy koroze výztuže – rovnoměrná nebo důlková. Rovnoměrná koroze obvykle postihuje většinu plochy výztuže s víceméně rovnoměrným úbytkem po obvodu výztuže. Je typickým následkem depasivace výztuže vlivem karbonatce betonu. Oproti tomu důlková koroze postihuje malou plochu výztuže a je většinou následkem působení  $Cl^-$ .

Dle Andrade a kol. [17] je pro odhad průměru výztuže  $d$  v případě rovnoměrné koroze pro čas  $t$  možné použít vztah:



$$d(t) = \begin{cases} d_i & \\ \psi[d_i - 0,0116i_{\text{corr}} \cdot R_{\text{corr}} \cdot (t - t_i)] & \\ 0 & \end{cases}, \quad (4.10)$$

kde  $d_i$  znamená hodnotu původního průměru výztuže,  $i_{\text{corr}}$  je proudová hustota,  $R_{\text{corr}}$  je koeficient typu koroze, který se volí s ohledem na to, zda se jedná o rovnoměrnou nebo bodovou korozi a  $\psi$  zohledňuje modelové nejistoty. Dále musí být pro použití těchto jednotlivých rovnic splněny následující podmínky:

$$\begin{aligned} t &\leq t_i, \\ t_i &< t \leq t_i + \frac{d_i}{0,0116i_{\text{corr}} \cdot R_{\text{corr}}}, \\ t &> t_i + \frac{d_i}{0,0116i_{\text{corr}} \cdot R_{\text{corr}}}. \end{aligned} \quad (4.11)$$

Pro lepší představu o úbytku plochy výztuže je vhodné tuto ztrátu odhadnout procentuálně podle vztahu označeného z angličtiny zkratkou LoRA ve formě:

$$LoRA = \left(1 - \frac{d(t)^2}{d_i^2}\right) \cdot 100. \quad (4.12)$$

S ohledem na působící degradační procesy, ať se již jedná o karbonataci betonu nebo průnik chloridů, a tím způsobou korozi výztuže, je poté nová plocha výztuže vypočtena klasicky vztahem pro plochu kruhu s přihlédnutím ke změně průměru výztuže:

$$A_s = \frac{\pi d(t)^2}{4}. \quad (4.13)$$

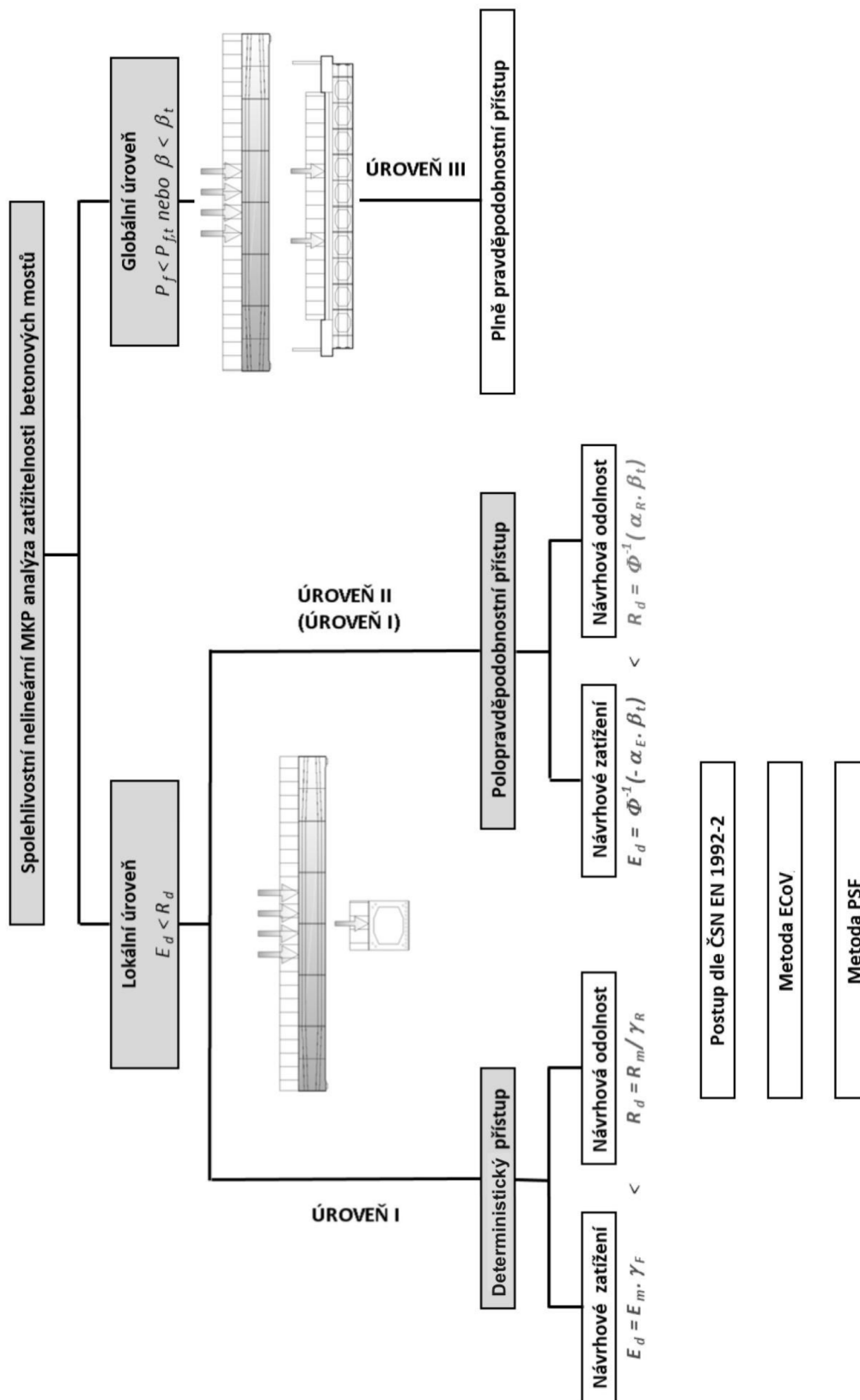
## 5 NELINEÁRNÍ MKP ANALÝZA ZATÍŽITELNOSTI BETONOVÉHO MOSTU

Beton je kvazikřehký, nehomogenní materiál, jehož odezva při zatěžování není lineární. Lineární posouzení betonových konstrukcí nám tedy nepřináší adekvátní výsledky. Rozvoj výpočetní techniky ale umožňuje analyzovat tyto konstrukce pomocí nelineárního MKP výpočtu. Ověření spolehlivosti stávajících betonových mostů tímto postupem je možné deterministicky, kdy je spolehlivost konstrukce obecně prokázána podle vztahu (2.1), nebo na stochastické úrovni, kde je spolehlivost konstrukce prokázána obecně podle nerovnice (2.8). Je-li použita nelineární MKP analýza k určení zatížitelnosti mostu, je možné postupovat dle jedné z následujících metod:

- Postup dle ČSN EN 1992-2
- Metoda PSF dle fib ModelCode 2010 [18]
- Metoda ECoV dle fib ModelCode 2010
- Polopravděpodobnostní přístup dle ČSN EN 1990
- Plně pravděpodobnostní posouzení dle ČSN EN 1990

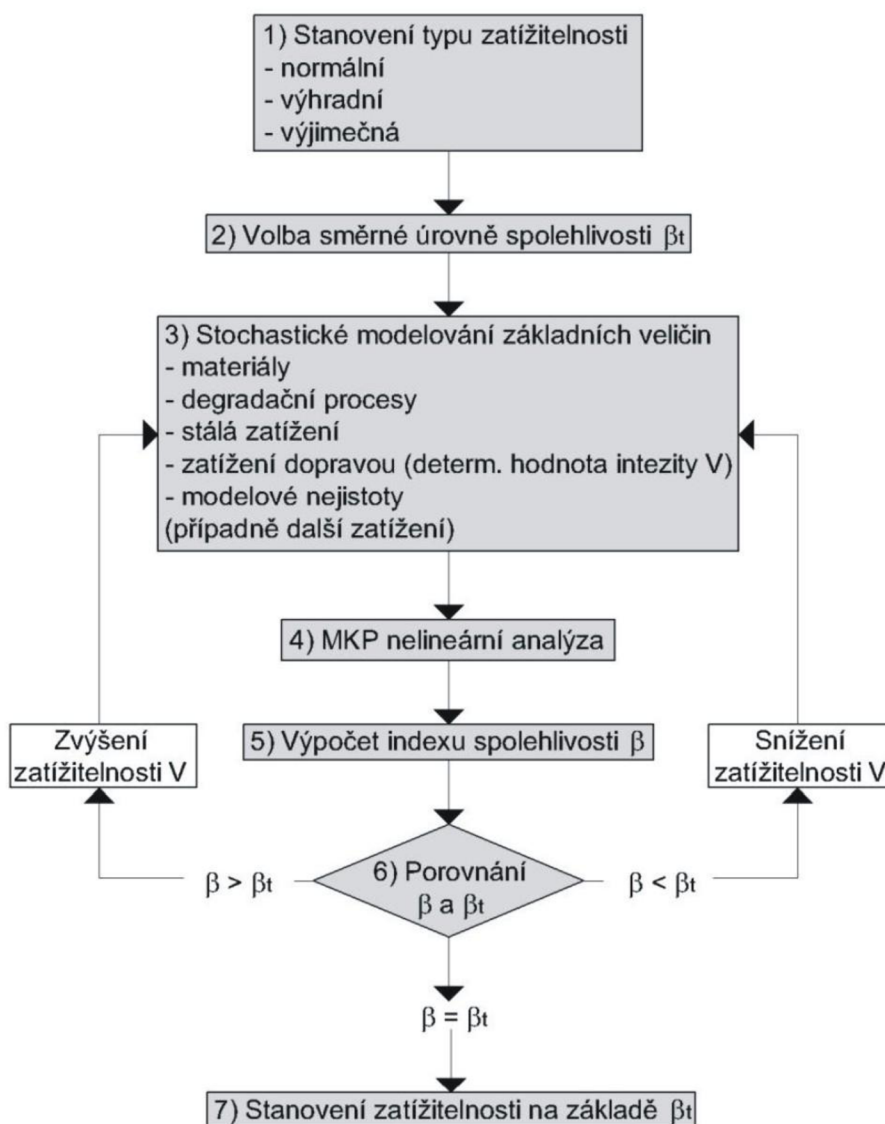
V případě prvních tří zmíněných metod se jedná o posouzení konstrukce na deterministické úrovni, poslední metoda je ukázkou stochastického přístupu. Dále je možné ověření spolehlivosti konstrukce provést na lokální nebo globální úrovni. Schéma rozdělení jednotlivých úrovní pro spolehlivostní posouzení betonových mostů je na obrázku 5-1.

Při lokálním posouzení spolehlivosti je předem určen konstrukční prvek nebo detail, který rozhoduje o celkové únosnosti. Pro tento kritický průřez očekáváme překročení jednoho z mezních stavů a jsou pro něj zvláště stanoveny návrhové hodnoty odolnosti a návrhové hodnoty účinků zatížení. Odolnost průřezu je určena vzhledem k uvažovanému meznímu stavu pro dané zatížení. Virtuální simulací porušení konstrukčního prvku se vědomě dopouštíme nepřesnosti s ohledem na zabudování prvku do konstrukce. Je nutné, aby tuto skutečnost měli stavební inženýři na paměti. Modelové nejistoty odolnosti a účinků zatížení mohou být možností, jak zohlednit nepřesnosti vzniklé zjednodušením MKP modelu a aproximací skutečného stavu. Tyto nejistoty jsou zahrnuty ve výpočtu pomocí dílčích součinitelů odolnosti a zatížení [19], [20], [21] v případě stanovení zatížitelnosti mostů deterministickým přístupem.



Obr. 5-1: Schéma úrovní spolehlivostního posouzení betonových konstrukcí (převzato z [4])

MKP model celého mostu včetně definice skutečného působení zatížení v reálném čase vymodelovaný na globální úrovni vhodně reflektuje reálné působení konstrukce a zatížení. Použijeme-li plně pravděpodobnostní přístup modelování porušení konstrukce, není nutné odděleně řešit odolnost konstrukce a účinky zatížení. Takto realizovaná stochastická analýza je tedy simulací skutečného stavu. Určení spolehlivosti betonových mostů probíhá na základě porovnání stanovené pravděpodobnosti poruchy, případně indexu spolehlivosti, a požadované hodnoty pravděpodobnosti poruchy, respektive indexu spolehlivosti pro dané referenční období.



Obr. 5-2: Postup určení zatížitelnosti stávajících mostů plně pravděpodobnostním přístupem (převzato z [4])

Při stanovení zatížitelnosti betonových mostů pomocí spolehlivostní nelineární MKP analýzy (NLMKPA) je na úvod nejdůležitější určit mezní stav, jehož překročení může být pro danou konstrukci kritické. Obecně se jedná o mezní stav únosnosti nebo některý z mezních stavů použitelnosti. Na obrázku 5-2 je doporučený postup určení zatížitelnosti stávajících mostů plně pravděpodobnostním přístupem s využitím klíčového parametru – indexu spolehlivosti  $\beta$ . Samotný postup zobrazený na diagramu lze rozdělit do tří hlavních kroků, a tedy statistickou analýzu naměřených dat, numerické modelování konstrukce a spolehlivostní analýzu.

*1. krok* – Hodnocení naměřených dat získaných z diagnostického průzkumu a/nebo ze zkušební laboratoře zahrnuje stanovení odhadu statistických charakteristik náhodných veličin, testování vhodných pravděpodobnostních modelů pomocí testů dobré shody, aktualizaci modelů na základě bayesovských postupů, odhady charakteristických a návrhových hodnot materiálových parametrů nebo stanovení vzájemné statistické závislosti mezi veličinami. Případně je v tomto kroku možné provést identifikaci parametrů materiálových modelů využitých při MKP analýze, jako jsou lomová energie nebo tahová pevnost betonu, k čemuž jsou využity výsledky reálných lomových zkoušek těles ve vhodné konfiguraci [22].

Pokud u stávajícího betonového mostu dochází k silné degradaci konstrukce vlivem vzdušného oxidu uhličitého nebo vlivem chloridů, je pro posouzení spolehlivosti těchto mostů vhodné matematicky modelovat karbonataci betonu, průnik chloridů a s tím související případnou korozi výztuže. Mezní stav trvanlivosti se posoudí na deterministické, respektive stochastické úrovni. Dochází-li u konstrukce k viditelné korozi výztuže, je nutné s touto informací pracovat při určení aktuální zatížitelnosti mostu a při odhadech zatížitelnosti po zbytek životnosti konstrukce.

*2. krok* – Při modelování odezvy betonových konstrukcí, konstrukčních částí a detailů pomocí deterministické MKP analýzy na lokální a globální úrovni je nutné použít pokročilé nelineární materiálové modely, které správně vystihují všechny důležité aspekty chování betonu jako kvazikřehkého materiálu při různých typech porušení. Tím je zajištěno reálné postihnutí chování betonu na dané účinky zatížení.

*3. krok* – Opakovaným provedením deterministického výpočtu, který je realizován pro vektor náhodných veličin generovaný z jejich pravděpodobnostních modelů s využitím některé simulační metody, získáme nelineární odezvu konstrukce. Spolehlivostní analýza je pak založena na statistickém hodnocení této odezvy. Pro

zadaný mezní stav je možné z teoretického modelu odolnosti určit odhad únosnosti pro danou úroveň spolehlivosti nebo pravděpodobnost poruchy. Případně se pro zjištěnou hodnotu únosnosti stanoví odpovídající úroveň spolehlivosti dle indexu spolehlivosti či pravděpodobnosti poruchy.

Pokud jsou stávající betonové mosty analyzovány na deterministické úrovni, ať se jedná o ověření spolehlivosti nebo určení zatžitelnosti, je postupováno pouze podle kroků 1 a 2, kdy v prvním kroku jsou provedeny odhady charakteristických a návrhových hodnot základních veličin materiálových parametrů pro určení odolnosti konstrukce a odhad stálých zatížení v případě účinků zatížení.

## 5.1 Deterministický přístup NLMKPA

Jsou-li návrhové účinky zatížení menší než návrhová odolnost/únosnost konstrukce pro daný mezní stav, je konstrukce považována za spolehlivou. Návrhovou únosnost konstrukce je možné stanovit pro celou konstrukci nebo pro kritický průřez. Při posouzení stávajících betonových mostů nelineární MKP analýzou je uplatňován koncept metody globálního součinitele spolehlivosti. Níže jsou představeny jednotlivé metody, kterými lze stanovit návrhovou hodnotu odolnosti na deterministické úrovni.

### 5.1.1 Postup dle ČSN EN 1992-2

Nelineární analýza dle ČSN EN 1992-2 je použitelná za podmínky, kdy model náležitě pokrývá všechny způsoby porušení a kdy není pevnost betonu v tahu využívána jako hlavní činitel pro přenos zatížení. Pro návrhovou únosnost v souladu s ČSN EN 1992-2 (čl. 5.7 a příloha PP) platí vztah:

$$R_d = \frac{r(\tilde{f}_{c,m}, \tilde{f}_{y,m}, \dots)}{\tilde{\gamma}_R \cdot \gamma_{Rd}}, \text{ resp. } R_d = \frac{r(\tilde{f}_{c,m}, \tilde{f}_{y,m}, \dots)}{\gamma_R}, \quad (5.1)$$

kde jsou vlastnosti materiálů použitých pro výpočet odolnosti uvažovány v upravených hodnotách. Pro mez kluzu se má použít  $\tilde{f}_{y,m} = 1,1 f_{y,k}$ , pro pevnost betonu v tlaku se uvažuje  $\tilde{f}_{c,m} = 1,1 \gamma_s / \gamma_c f_{c,k}$ , běžně je možné tlakovou pevnost betonu počítat  $\tilde{f}_{c,m} = 0,843 f_{c,k}$ . Dílčí součinitele materiálů  $\gamma_s$  pro ocel a  $\gamma_c$  pro beton se uvažují v souladu s příslušnou normou. Tato metoda umožňuje posuzovat porušení oceli a betonu jednotným způsobem.

ČSN EN 1992-2 doporučuje pro globální součinitel odolnosti hodnotu  $\tilde{\gamma}_R = 1,20$  při úrovni spolehlivosti návrhu  $\beta_t = 3,8$ . Nejsou-li však ve výpočtu uvaženy modelové nejistoty v podobně součinitele  $\gamma_{Rd} = 1,06$ , má se použít  $\gamma_R = 1,27$ .

### 5.1.2 Metoda PSF

Metoda dílčího součinitele spolehlivosti počítá nelineární odezvu konstrukce  $R_d$  s návrhovými hodnotami materiálových parametrů:

$$R_d = r(f_{c,k}/\gamma_c, f_{y,k}/\gamma_s, \dots) . \quad (5.2)$$

Návrhové hodnoty materiálových parametrů jsou stanoveny jako podíl charakteristických hodnot a odpovídajícího dílčího součinitele spolehlivosti materiálu  $\gamma_m$ , jenž v sobě zahrnuje i modelové nejistoty odolnosti konstrukce  $\gamma_{Rd}$ . Takto získaná hodnota odolnosti  $\hat{R}_d$  se poníží dílčím součinitelem modelových nejistot následovně:

$$\hat{R}_d = r(f_{c,k}/\gamma_c, f_{y,k}/\gamma_s, \dots) , R_d = \hat{R}_d/\gamma_{Rd} . \quad (5.3)$$

V tomto případě je analýza konstrukce založena na extrémně nízkých hodnotách materiálových parametrů, což může způsobovat nerealistické přerozdělení sil a vést k nepřesnostem v odezvě konstrukce, například způsobu porušení konstrukce.

### 5.1.3 Metoda ECoV

Metoda odhadu variačního součinitele je inspirována Holickým [23] a je založena na myšlence náhodné distribuční funkce odolnosti, která je charakterizována variačním koeficientem  $V_R$ . Hodnota variačního koeficientu pak může být odhadnuta ze střední  $\hat{R}_m$  a charakteristické hodnoty  $\hat{R}_k$  odolnosti. Pro hustotu pravděpodobnosti odolnosti konstrukce je typické lognormální 2 par. rozdělení. Pokud je tento předpoklad splněn, můžeme hodnotu variačního koeficientu odhadnout podle vztahu:

$$V_R = \frac{1}{1,645} \ln(\hat{R}_m/\hat{R}_k) . \quad (5.4)$$

Globální součinitel spolehlivosti  $\hat{\gamma}_R$  se poté odhadne dle vztahu:

$$\hat{\gamma}_R = \exp(\alpha_R \beta_t V_R) , \quad (5.5)$$

kde  $\alpha_R$  je citlivostní faktor odolnosti konstrukce. Rovnice platí za předpokladu  $V_R \leq 0,2$ .

Návrhová odolnost je následně spočítána jako podíl středí hodnoty odolnosti  $\hat{R}_m$  a globálního součinitele spolehlivosti  $\hat{\gamma}_R$  podle vztahu:

$$R_d = \frac{\hat{R}_m}{\gamma_R} = \frac{\hat{R}_m}{\hat{\gamma}_R \cdot \gamma_{Rd}}, \quad (5.6)$$

Vidíme, že globální součinitel spolehlivosti  $\gamma_R$  je dán jako součin na základě NLMKPA stanového součinitele odolnosti  $\hat{\gamma}_R$  a součinitele modelových nejistot  $\gamma_{Rd}$ .

Metoda požaduje provedení dvou oddělených nelineárních výpočtů, jednou se středními hodnotami materiálových parametrů a podruhé s jejich charakteristickými hodnotami:

$$\hat{R}_m = r(f_{c,m}, f_{y,m}, \dots), \hat{R}_k = r(f_{c,k}, f_{y,k}, \dots). \quad (5.7)$$

## 5.2 Plně pravděpodobnostní přístup NLMKPA

Rozhodující při plně pravděpodobnostním posouzení spolehlivosti je, aby směrná/požadovaná pravděpodobnost poruchy nebo indexu spolehlivosti byla větší než stanovená pravděpodobnost poruchy, respektive hodnota indexu spolehlivosti. Pravděpodobnost poruchy konstrukce se určí nelineární analýzou s využitím některé ze simulačních metod Monte Carlo. Jednotlivé simulace nelineárního výpočtu odezvy konstrukce jsou časově značně náročné, proto se často používá metoda Latin Hypercube Sampling (LHS) [24], která poskytuje velmi dobré odhady statistických parametrů odezvy konstrukce při menším počtu realizací oproti klasické metodě Monte Carlo.

### 5.2.1 Pravděpodobnostní modely základních veličin

Při modelování konstrukce je nejprve nutné určit pravděpodobnostní modely základních veličin. Níže jsou uvedeny modely použitelné při posouzení spolehlivosti stávajících mostních konstrukcí a jsou převzaty z dokumentů JCSS a TP224 [25].

#### a) Pravděpodobnostní modely stavebních materiálů

Doporučené hodnoty pravděpodobnostních modelů objemové tíhy betonu, oceli a asfaltobetonu jsou uvedeny v tabulce 5-1, kde PDF označuje rozdělení pravděpodobnosti,  $X_m$  je střední hodnota dané veličiny a CoV její variační koeficient. Z tabulky je zřejmé, že objemová tíha materiálu konstrukce má obvykle normální rozdělení pravděpodobnosti (N).



Tab. 5-1: Praviděpodobnostní modely vlastní tíhy

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$\chi_m$	CoV
1	vlastní tíha betonu	$g_c$	[kN/m <sup>3</sup> ]	N	$g_{c,m}$	0,04
2	vlastní tíha oceli	$g_s$	[kN/m <sup>3</sup> ]	N	$g_{s,m}$	0,05-0,10
3	vlastní tíha asfaltobetonu	$g_a$	[kN/m <sup>3</sup> ]	N	$g_{a,m}$	0,01

*b) Praviděpodobnostní modely materiálových parametrů*

Materiálové vlastnosti betonu, předpínací a betonářské výztuže jsou obvykle popsány normálním nebo lognormálním dvouparametrickým rozdělením pravděpodobnosti (LN 2 par.). Materiály jsou modelovány pomocí střední hodnoty  $\chi_m$  materiálových vlastností stanovených statistickým vyhodnocením zkoušek a pomocí znalosti variačního koeficientu. Vybrané materiálové vlastnosti a jejich praviděpodobnostní modely jsou vypsány v tabulce 5-2.

Tab. 5-2: Praviděpodobnostní modely materiálových parametrů

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$\chi_m$	CoV
<i>Beton</i>						
1	modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	LN 2 par.	$E_{c,m}$	0,10-0,15
2	pevnost v tahu	$f_{ct}$	[MPa]	LN 2 par.	$f_{ct,m}$	0,15-0,30
3	pevnost v tlaku	$f_c$	[MPa]	LN 2 par.	$f_{c,m}$	0,06-0,15
4	specifická lomová energie	$G_f$	[N/m]	LN 2 par.	$G_{f,m}$	0,10-0,25
<i>Předpínací výztuž</i>						
5	modul pružnosti	$E_p$	[GPa]	N	$E_{p,m}$	0,03
6	poměrné přetvoření	$\varepsilon_{p,lim}$	[-]	N	$\varepsilon_{p,lim,m}$	0,05-0,06
7	mez kluzu	$f_{p,y}$	[MPa]	N	$f_{p,y,m}$	0,03-0,04
8	mez únosnosti	$f_{p,u}$	[MPa]	N	$f_{p,u,m}$	0,03-0,04
<i>Betonářská výztuž</i>						
9	modul pružnosti	$E_s$	[GPa]	N	$E_{s,m}$	0,03
10	poměrné přetvoření	$\varepsilon_{s,lim}$	[-]	N	$\varepsilon_{s,lim,m}$	0,05-0,06
11	mez kluzu	$f_{s,y}$	[MPa]	LN 2 par.	$f_{s,y,m}$	0,05-0,10
12	mez únosnosti	$f_{s,u}$	[MPa]	LN 2 par.	$f_{s,u,m}$	0,05-0,10

Mezi jednotlivými vlastnostmi materiálů může být vzájemná statistická závislost. Tato závislost je určena pomocí korelačního koeficientu v intervalu  $\langle -1, +1 \rangle$ . Nejnižší záporná hodnota korelačního koeficientu značí zcela nepřímou závislost mezi dvěma náhodnými veličinami, naopak nejvyšší kladná hodnota značí přímou závislost. Žádná statisticky zjiřitelná lineární závislost mezi dvěma náhodnými

veličinami není, pokud je korelační koeficient roven 0. Tabulka 5-3 uvádí hodnoty korelačních koeficientů určených na základě dříve provedených testů betonových těles [5] a dle doporučení JCSS mezi jednotlivými parametry betonu a betonářské výztuže. Korelační koeficienty pro předpínací výztuž jsou totožné s těmi pro betonářskou výztuž.

Tab. 5-3: Korelační matice parametrů betonu a výztuže

Beton					Betonářská výztuž				
	$E_c$	$f_{ct}$	$f_c$	$G_f$		$f_{s,y}$	$f_{s,u}$	$\varepsilon_{s,lim}$	$E_s$
$E_c$	1	0	0,3	0	$f_{s,y}$	1	0,9	0,5	1
$f_{ct}$	0	1	0,4	0,8	$f_{s,u}$	0,9	1	0,5	0
$f_c$	0,3	0,4	1	0	$\varepsilon_{s,lim}$	0,5	0,5	1	0
$G_f$	0	0,8	0	1	$E_s$	1	0	0	1

U betonu je statistická závislost definována mezi modulem pružnosti  $E_c$ , tahovou pevností  $f_{ct}$ , tlakovou pevností  $f_c$  a specifickou lomovou energií  $G_f$ . Pro výztuže je pak závislost určena mezi tahovou pevností na mezi kluzu  $f_{s,y}$ , pevností na mezi únosnosti  $f_{s,u}$ , mezním přetvořením  $\varepsilon_{s,lim}$  a modulem pružnosti  $E_s$ .

*c) Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty odolnosti a účinků zatížení*

Pravděpodobnostní MKP modelování konstrukce je zatíženo mnohými nejistotami, ať už je výpočetní model zjednodušením skutečného stavu, máme k dispozici jen omezené množství dat vhodných k hodnocení stávající konstrukce nebo s ohledem na přirozenou náhodnost zatížení a vlastností materiálů. Tyto nejistoty je potřeba zohlednit, proto se při pravděpodobnostní analýze spolehlivosti konstrukce zavádí součinitele modelových nejistot pro odolnost konstrukce  $\theta_R$  a pro účinky zatížení  $\theta_E$ . Doporučené hodnoty součinitele modelových nejistot odolnosti  $\theta_R$  podle Schluneho a kol. [19], [20] jsou uvedeny v tabulce 5-4.

Z tabulky je zřejmé, že se tento součinitel liší s ohledem na to, zda hlavní mechanismus porušení konstrukce je způsoben tlakovou silou, ohybovým momentem pro běžné pevnosti betonu nebo smykem. Součinitel odolnosti pro ohybový moment se liší dle toho, zda se jedná o slabě vyztužené nebo normálně až silně vyztužené konstrukce. Rozdílné modely použijeme také v případě smykového porušení, jiný součinitel bude při smykovém porušení vlivem dosažení meze kluzu/pevnosti ve smykové výztuži a jiný součinitel bude, když nastane drcení betonu v tlakových diagonálách (např. u desek).

Tab. 5-4: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
1	modelové nejistoty porušení tlakem	$\theta_{R,N}$	[-]	LN 2 par.	1,2	0,15
2	modelové nejistoty porušení ohybem <sup>1)</sup>	$\theta_{R,M}$	[-]	LN 2 par.	1,4	0,25
3	modelové nejistoty porušení ohybem <sup>2)</sup>	$\theta_{R,M}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
4	modelové nejistoty pro porušení smykem <sup>3)</sup>	$\theta_{R,Vs}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
5	modelové nejistoty pro porušení smykem <sup>4)</sup>	$\theta_{R,Vc}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10

<sup>1)</sup> slabě vyztužené konstrukce

<sup>2)</sup> normálně vyztužené konstrukce

<sup>3)</sup> porušení v důsledku překročení meze kluzu/pevnosti výztuže

<sup>4)</sup> porušení v důsledku drčení betonu

ČSN EN 1990 rozlišuje pravděpodobnostní modely pro stanovení modelových nejistot jak pro odolnost konstrukce, tak pro účinky zatížení. V tabulce 5-5 jsou uvedeny doporučené hodnoty těchto součinitelů pro jednotlivé způsoby porušení konstrukce.

Tab. 5-5: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty dle ČSN EN 1990

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
1	modelové nejistoty porušení ohybem <sup>1)</sup>	$\theta_{R,M}$	[-]	LN 2 par.	1,1	0,10
2	modelové nejistoty porušení smykem <sup>1)</sup>	$\theta_{R,Vs}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,05
3	modelové nejistoty porušení smykem <sup>2)</sup>	$\theta_{R,Vc}$	[-]	LN 2 par.	1,4	0,25
4	modelové nejistoty porušení tlakem	$\theta_{R,N}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,05
5	modelové nejistoty pro ohybový moment	$\theta_{E,M}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
6	modelové nejistoty pro posouvající sílu	$\theta_{E,V}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
7	modelové nejistoty pro normálovou sílu	$\theta_{E,N}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,05

<sup>1)</sup> porušení v důsledku překročení meze kluzu/pevnosti výztuže

<sup>2)</sup> porušení v důsledku drčení betonu

V tabulce 5-6 jsou uvedeny pravděpodobnostní modely nejistot odolnosti konstrukce a účinků zatížení pro základní způsoby porušení při MKP výpočtech betonových konstrukcí tak, jak je uvádí předpis JCSS.

Tab. 5-6: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty dle JCSS

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
1	modelové nejistoty porušení ohybem <sup>1)</sup>	$\theta_{R,M}$	[-]	LN 2 par.	1,2	0,15
2	modelové nejistoty porušení smykem	$\theta_{R,V}$	[-]	LN 2 par.	1,4	0,25
3	modelové nejistoty porušení soudržnosti	$\theta_{R,C}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
4	modelové nejistoty pro ohybový moment	$\theta_{E,M}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
5	modelové nejistoty pro posouvající sílu	$\theta_{E,V}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
6	modelové nejistoty pro normálovou sílu	$\theta_{E,N}$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,05

<sup>1)</sup> včetně účinků N, V

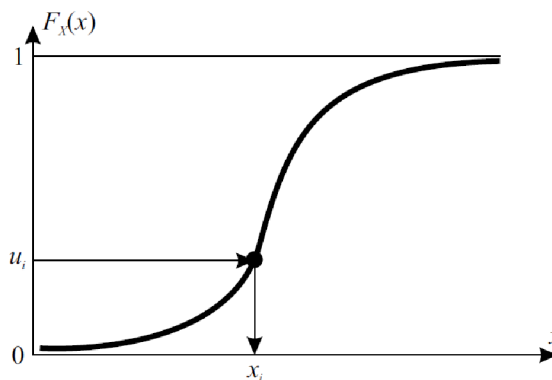
## 5.2.2 Simulační metody

Základem všech metod typu Monte Carlo je numerická simulace založená na náhodné realizaci náhodných vstupních veličin. Tyto veličiny jsou generovány podle jejich teoretického pravděpodobnostního modelu, viz obrázek 5-3. Způsob generování jednotlivých realizací vektoru  $X_j$  se provede v následujících krocích:

- Generování pseudonáhodného čísla  $u_{i,j}$  z intervalu (0,1)
- Inverzí distribuční funkce obdržíme hodnotu náhodné veličiny  $x_{i,j}$  pro  $i$ -tou náhodnou veličinu ( $i = 1, 2, \dots, m$ ) a  $j$ -tou realizací ( $j = 1, 2, \dots, n$ )

$$X_{i,j} = \Phi_{i,j}^{-1}(u_{i,j}). \quad (5.8)$$

- Stanovení vektoru náhodných veličin  $X_j = (x_{1,j}, x_{2,j}, \dots, x_{i,j}, \dots, x_{n,j})$



Obr. 5-3: Generování náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce (převzato z [7])

a) *Klasická metoda Monte Carlo*

Klasická metoda Monte Carlo je metodou velmi jednoduchou a názornou. Postup metody je opakování řešení funkce poruchy  $g(\mathbf{X})$  vždy s jiným náhodně generovaným vektorem vstupních náhodných veličin  $\mathbf{X}$ .

Úlohy spolehlivosti se řeší následovně (je popisována obecně  $j$ -tá simulace,  $j = 1, 2, 3, \dots, N$ , kde  $N$  je počet celkových simulací):

- Generování jednotlivých realizací vektoru  $\mathbf{X}_j$  pro  $j$ -tou simulaci
- Výpočet hodnoty funkce poruchy pro daný vektor náhodných veličin  $g(\mathbf{X}_j) = z_j$
- Po provedení všech simulací se provede statistické vyhodnocení získaného souboru veličin funkce poruchy  $\mathbf{Z} = (z_1, z_2, \dots, z_N)$
- Porucha nastane, je-li  $z_j \leq 0$ . Celkový počet těchto případů, které nastanou během všech  $N$  simulací, označme  $N_f$ .

Pro pravděpodobnost poruchy pak platí obecný vztah:

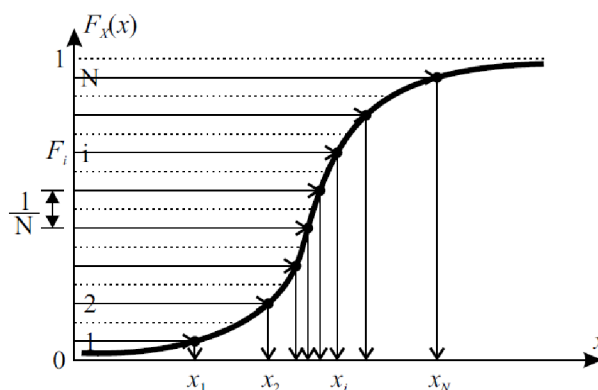
$$P_f = \frac{N_f}{N}. \quad (5.9)$$

Obecně platí: čím větší je počet realizací, tím je hodnota pravděpodobnosti poruchy přesnější.

b) *Metoda Latin Hypercube Sampling (LHS)*

Podobně jako u klasické metody Monte Carlo, také metoda LHS získá odhady statistických parametrů funkce spolehlivosti z určitého počtu realizací funkce  $g(\mathbf{X})$ . Definiční obor distribuční funkce  $\Phi(X_i)$  každé náhodné veličiny  $X_i$  je však rozdělen do  $N$  intervalů o stejné pravděpodobnosti  $1/N$ , jak je zobrazeno na obrázku 5-4. Při simulaci jsou reprezentativní hodnoty vybírány náhodně podle náhodných

permutací celých čísel  $1, 2, \dots, N$ . Musí být provedeno  $N$  simulací výpočtu funkce spolehlivosti  $g(X)$ , jeden interval každé náhodné veličiny je vybrán právě jednou. Z čísla vybraného intervalu se získají reprezentativní hodnoty, kdy uvažujeme střed intervalu na distribuční funkci jako výchozí pro získání této hodnoty pomocí inverzní transformace distribuční funkce. Metoda LHS zajišťuje pokrytí celého rozsahu základní náhodné veličiny při realizaci simulací rovnoměrné vzhledem k distribuční funkci. Díky tomu je dosaženo velmi dobrých odhadů spolehlivosti při poměrně malém počtu simulací.



Obr. 5-4: Rozdělení definičního oboru distribuční funkce metodou LHS (převzato z [7])

Při použití LHS je vhodné pracovat s tzv. tabulkou náhodných permutací, která pro každou náhodnou veličinu obsahuje náhodné permutace celých čísel  $1, 2, 3, \dots, N$ . Každý řádek tabulky pak přísluší ke specifické simulaci ( $1, 2, 3, \dots, N$ ) a každý sloupec odpovídá právě jedné uvažované náhodné veličině ( $1, 2, 3, \dots, M$ ). Podle takto náhodně generované tabulky je provedeno  $N$  simulací. Hodnoty rezervy spolehlivosti  $Z_i$  ( $i = 1, 2, 3, \dots, N$ ) jsou rovny výsledkům jednotlivých simulací. Z tohoto náhodného výběru se poté získají odhady statistických parametrů náhodné proměnné  $Z$ .

Náhodné vstupní veličiny jsou často vzájemně statisticky závislé. Tuto skutečnost je možné promítnout do výpočtu metodou LHS. Po zadání požadované korelační matice je iteračním postupem, metodou simulovaného žhání, upravena tabulka náhodných permutací tak, že se její korelační matice blíží požadované [26].

### 5.2.3 Odhad návrhové únosnosti

#### a) Odhad návrhové únosnosti na lokální úrovni

Při lokální analýze je posuzován nejvíce namáhaný prvek konstrukce v kritickém průřezu. Plně pravděpodobnostní NLMKPA stanoví funkci odolnosti  $R$ , která je

získána statistickým vyhodnocením souboru náhodných simulací odezvy s vektorem materiálových vlastností generovaným pomocí LHS:

$$\tilde{R} = r(f_c, f_{ct}, E_c, f_{s,y}, f_{s,u}, \dots). \quad (5.10)$$

Funkce odolnosti  $\tilde{R}$  nezohledňuje modelové nejistoty, tyto jsou do výpočtu dodatečně vneseny proměnnou  $\theta_R$  v podobě:

$$R = \theta_R \tilde{R}. \quad (5.11)$$

Pro pravděpodobnostní určení návrhové odolnosti  $R_d$  dle ČSN EN 1990 platí vztah:

$$Prob(R \leq R_d) = \phi(-\alpha_R \beta_t). \quad (5.12)$$

Návrhová hodnota odolnosti, pro kterou v běžných případech je možné použít lognormální dvouparametrické rozdělení pravděpodobnosti, se určí ze vztahu:

$$R_d = R_m \exp(-\alpha_R \beta_t V_R), \quad (5.13)$$

kde  $R_m$  je průměrná hodnota odolnosti stanovená statistickým vyhodnocením všech odezvy z NLMKPA a  $V_R$  je odpovídající variační koeficient. Rovnice platí, pokud  $V_R \leq 0,2$ .

Globální součinitel odolnosti  $\gamma_R$  se v tomto případě určí jako:

$$\gamma_R = \frac{R_m}{R_d} = \frac{R_m}{R_m \exp(-\alpha_R \beta_t V_R)} = \exp(\alpha_R \beta_t V_R). \quad (5.14)$$

#### *b) Odhad návrhové únosnosti na globální úrovni*

Pokud je analýza konstrukce provedena na globální úrovni, plně pravděpodobnostní NLMKPA stanoví funkci zatížitelnosti  $S$ , která je získána statistickým vyhodnocením souboru náhodných simulací odezvy celé konstrukce mostu s vektorem materiálových vlastností, stálého a nahodilého zatížení generovaných pomocí LHS:

$$\tilde{S} = s(f_c, f_{ct}, E_c, f_{s,y}, f_{s,u}, \dots, g_0, g_1, V_i). \quad (5.15)$$

Jako náhodné veličiny jsou brány materiálové parametry a stálá zatížení. Pohyblivé zatížení je uvažováno deterministicky, jednotlivé zatěžovací stavy jsou představeny v kapitole 3.

Funkci zatížitelnosti  $\tilde{S}$  je nutné ošetřit o modelové nejistoty odolnosti  $\theta_R$  a o nejistoty modelu účinků zatížení  $\theta_E$  v podobě:

$$S = \theta_R \theta_E \tilde{S}. \quad (5.16)$$

Pravděpodobnostní vztah určení návrhové zatížitelnosti  $V_{i,d}$  konstrukce je roven:

$$Prob(S \leq V_{i,d}) = \Phi(-\beta_t). \quad (5.17)$$



## 6 POSOUZENÍ NOSNÍKU I-73

Prefabrikované nosníky I-73 v důsledku změny zatěžovací normy a možnosti použití nových druhů oceli nahradily od roku 1973 dříve vyráběné nosníky I-67 [27]. Tyto nosníky se vyráběly jako segmentové a byly dodatečně předpínány na místě stavby mostní konstrukce. Jednotlivé segmenty byly vyráběny v různých délkách, a tak bylo možné sestavit mosty různých délek, konkrétně v délce 21 m, 24 m, 27 m nebo 30 m. V této kapitole je posuzován nosník délky 27 metrů. Nosníky této délky pak tvoří betonový most řešený dále v této práci.

### 6.1 Charakteristika nosníku I-73 délky 27 metrů

Nosník I-73 délky 27 metrů je složen z pěti stejně dlouhých dílců, každý má délku 536 cm, mezi nimi je příčná spára šířky 4 cm. V příčném řezu nosník připomíná písmeno I, horní i dolní příruba mají stejnou šířku 115 cm. Jejich tloušťka na koncích je 12 cm a směrem ke středu se rozšiřuje se zaoblením o poloměru  $R = 30$  cm. Tloušťka stojiny průřezu je pak 19 cm. Segmenty jsou dodatečně spojeny předpínacími lany, kdy 12 kabelů prochází všemi segmenty a zbylé 4 kabely vedou skrz prostřední tři díly. Schéma nosníku i s předpínacími lany je zobrazeno na obrázku 6-1. Jednotlivá lana jsou z patentovaných drátů PDØ4,5 1200/1650, každé lano sestává z 20 drátů. Betonářská výztuž je z oceli 10 425. Dále je z typových listů možné zjistit zaručenou pevnost betonu po 28 dnech, pro nosnou konstrukci je beton pevnosti B500 a pro příčné spáry je beton pevnosti B330.



Obr. 6-1: Schéma nosníku I-73 délky 27 metrů a vedení předpínací výztuže

### 6.2 Posouzení nosníku I-73 deterministickými metodami NLMKPA

Před modelováním nosníku byly nejprve na základě podrobného diagnostického průzkumu [28] dálničního mostu u Břeclavy postaveného z nosníku I-73, který se uskutečnil v roce 2012, aktualizovány pevnosti betonu nosné konstrukce a příčných spár, takto určená charakteristická pevnost betonu v tlaku je  $f_{ck} = 52,3$  MPa pro nosnou konstrukci a  $f_{ck} = 25,8$  MPa pro příčné spáry. S využitím znalosti tlakové pevnosti betonu bylo možné stanovit jeho zbývající pevnostní a přetvárné charakteristiky podle CEB-FIP Model Code 1990 [29]. Typy betonářské a předpínací výztuže byly převzaty z typového podkladu nosníku z roku 1973 (viz výše) a

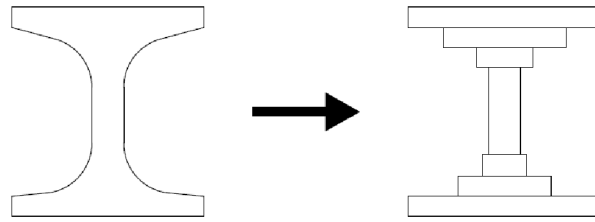
pevnostní charakteristiky byly uvažovány podle ČSN ISO 13822. Hodnoty materiálových vlastností použitých při deterministických analýzách jsou uvedeny v tabulce 6-1.

Tab. 6-1: Materiálové vlastnosti použité v deterministických modelech

i	Veličina	Symbol	Jednotka	$X_d$	$X_k$	$X_m$	$\check{X}_m$
<i>Beton – nosník I-73</i>							
1	Modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	32,26	37,53	38,09	35,33
2	Pevnost v tahu	$f_{ct}$	[MPa]	2,565	3,356	3,455	2,999
3	Pevnost v tlaku	$f_c$	[MPa]	34,93	52,40	54,63	44,17
4	Lomová energie	$G_f$	[N/m]	64,11	83,91	86,39	74,97
<i>Beton – příčné spáry</i>							
5	Modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	23,78	28,44	34,21	26,41
6	Pevnost v tahu	$f_{ct}$	[MPa]	1,599	2,096	2,834	1,870
7	Pevnost v tlaku	$f_c$	[MPa]	17,20	25,80	40,57	21,75
8	Lomová energie	$G_f$	[N/m]	39,98	52,39	70,84	46,75
<i>Ocel - betonářská</i>							
9	Modul pružnosti	$E_s$	[GPa]	200	200	200	200
10	Mez kluzu	$f_{s,y}$	[MPa]	347,83	400	420	440
<i>Ocel - předpínací</i>							
11	Mez kluzu	$f_{p,y}$	[MPa]	1036,17	1191,6	1324	1310,76
12	Mez únosnosti	$f_{p,u}$	[MPa]	1266,26	1456,2	1618	1601,82

V tabulce můžeme pro každou materiálovou vlastnost vidět čtyři různé hodnoty proměnné  $X$ . Návrhové hodnoty  $X_d$  se využijí při nelineární MKP analýze metodou dílčích součinitelů spolehlivosti (PSF) a určí se z charakteristických hodnot  $X_k$  podělením příslušným materiálovým součinitelem, konkrétně pro beton  $\gamma_c = 1,5$  a  $\gamma_s = 1,15$  pro ocel. Pro analýzu podle ČSN EN 1992-2 se upravené vlastnosti materiálů  $\check{X}_m$  také odvodí z charakteristických hodnot, přesný postup byl popsán v kapitole 5.1.1. Při odhadu variačního součinitele, metodě ECoV, je nutné provést dva nezávislé nelineární výpočty, pro první je využito charakteristických vlastností materiálu  $X_k$  a při druhém se počítá se středními hodnotami  $X_m$ . Hodnoty obou proměnných jsou uvažovány na základě diagnostického průzkumu a podle platných norem.

Před samotným modelováním bylo potřeba nosník převést na dvourozměrnou (2D) úlohu, tato aproximace je zobrazena na obrázku 6-2. Nosník byl zjednodušen s ohledem na zachování plochy průřezu a s minimálním ovlivněním momentu setrvačnosti.

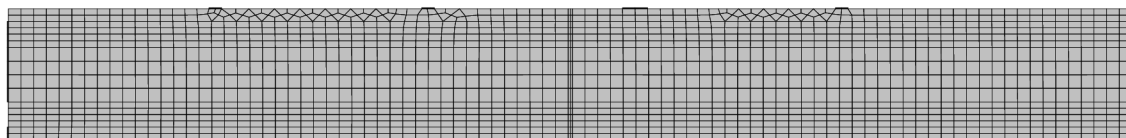


Obr. 6-2: Aproximace skutečného nosníku při 2D modelování

Jednotlivé výpočty byly provedeny v programu ATENA 2D [30], který se používá pro MKP modelování odezvy betonových a železobetonových konstrukcí. Realistický výpočet byl zajištěn díky nelineárním materiálovým modelům, které pokrývají všechny významné aspekty chování betonu v tlaku i v tahu, což splňuje model 3D Non Linear Cementitious 2. Tento model byl použit jak pro beton nosné konstrukce, tak pro beton příčných spár. V betonu se tahové trhliny modelují tzv. rozetřenými trhlinami, které lokalizací poměrných přetvoření ve spojitém materiálovém prostředí nahrazují diskretní trhliny ve skutečné konstrukci. Vznik trhin je řízen nelineární lomovou mechanikou s exponenciálním změkčením. Lomová energie metodou fiktivní trhliny a metodou šířky pásu zajišťuje objektivitu řešení. Sestupná větev pracovního diagramu betonu v tahu je přizpůsobena orientaci a velikosti konečného prvku. Oblast tlaku je modelována pomocí teorie plasticity. Takový model realisticky postihuje drcení betonu při víceosé napjatosti a zvýšení tlakové pevnosti v důsledku příčného sevření. Oba modely porušení, tedy plastické tečení betonu i vznik tahových trhin, jsou řešeny současně. To je možné díky kombinovanému výpočtu konstrukce metodou prediktor-korektor. Předpínací výztuž byla pak modelována jako prutová podle bilineárního modelu se zpevněním a betonářská výztuž jako rozptýlená dle bilineárního modelu bez zpevnění.

Samotný nelineární výpočet modelu je pak založen na přírůstkovém řešení v různých zatěžovacích režimech, například při zatěžování kombinacemi silových účinků, řízenou deformací a podobně. Samotné nelineární iterační řešení bylo provedeno metodou Newton-Rapson.

Sít konečných prvků byla tvořena čtyřuzlovými izoparametrickými konečnými prvky s délkou strany prvku 12 cm, ukázka jejího vygenerování je na obrázku 6-3 pro první a druhý segment nosníku. Délka byla zvolena s ohledem na tloušťku příruby na jejich koncích. Konečněprvková síť byla zjemněna v místě příčných spár, které jsou relativně tenké, je zde však předpoklad, s ohledem na pevnost betonu příčných spár, že zde vzniknou trhliny jako první. Zjemnění bylo provedeno z důvodu přesnější simulace v tomto místě nosníku.



Obr. 6-3: Ukázka vygenerované sítě konečných prvků pro první a druhý segment nosníku a mezilehlou spáru

Drobné anomálie v síti konečných prvků u horního okraje nosníku byly způsobeny prvky pro kotvení předpínací výztuže, které bylo nutné modelovat, aby nedocházelo k lokálnímu drcení betonu vlivem předpínací síly. Její velikost byla stanovena hodnotou  $F_p = 708,2$  kN v případě, že byly souběžně vedeny dva kabely, a  $F_p = 354,2$  kN pro samostatně vedený kabel. Velikost předpínací síly byla určena s ohledem na krátkodobé a dlouhodobé ztráty pro dobu životnosti konstrukce 100 let.

Pro možnost srovnat jednotlivé deterministické metody byly pro všechny čtyři nelineární výpočty, tedy pro hodnotu návrhovou  $X_d$ , charakteristickou  $X_k$ , střední  $X_m$  i upravenou  $\tilde{X}_m$ , zadány stejné podmínky simulace zatěžovací zkoušky. Nejprve byl nosník zatížen vlastní tíhou a bylo vneseno předpětí. Poté byly přidávány přírůstky rovnoměrného spojitého zatížení do dosažení určeného mezního stavu, v tomto případě byl uvažován mezní stav použitelnosti (MSP) v momentě dekomprese a mezní stav únosnosti (MSÚ). Z nelineárního výpočtu byla získána hodnota rovnoměrného spojitého zatížení pro jednotlivé mezní stavy a z ní byl dopočítán odpovídající ohybový moment. Hodnoty těchto momentů jsou uvedeny v tabulce 6-2 a je s nimi dále počítáno při určení návrhových momentů podle jednotlivých deterministických metod.

Tab. 6-2: Hodnoty ohybových momentů z deterministického nelineárního výpočtu

Mezní stav	Jednotka	$M_d$	$M_k$	$M_m$	$\tilde{M}_m$
MSP – dekomprese	[kNm]	3298,9	3634,4	3642,8	3592,1
MSÚ	[kNm]	4225,0	5577,0	5746,0	5999,5

Vzhledem k tomu, že součinitel modelových nejistot  $\gamma_{Rd}$  se uvažoval deterministicky  $\gamma_{Rd} = 1$ , při použití metody dílčích součinitelů spolehlivosti ohybový moment  $M_d$  z nelineární analýzy přímo odpovídá hodnotě návrhového momentu  $M_R$ . Postup podle ČSN EN 1992-2 použije k určení návrhové momentu  $M_R$  součinitel odolnosti  $\gamma_R = 1,27$ . Tímto součinitelem byl podělen moment  $\tilde{M}_m$ . Odhad variačního součinitele  $V_r$  využije hodnot charakteristického momentu  $M_k$  a momentu  $M_m$  vypočítaného ze středních hodnot materiálových vlastností. Pomocí variačního součinitele  $V_r$  se pak spočítá součinitel odolnosti  $\hat{\gamma}_R$ . Návrhový moment  $M_R$  byl

získán jako podíl ohybového momentu  $M_m$  a součinitele odolnosti  $\hat{\gamma}_R$ . Citlivostní faktor odolnosti konstrukce byl uvažován hodnotou  $\alpha_R = 0,8$  [4]. Doporučená hodnota indexu spolehlivosti pro stav dekomprese (vratný jev) je  $\beta_t = 0$  a pro mezní stav únosnosti  $\beta_t = 3,8$ . Hodnoty návrhových momentů  $M_{R,dek}$  pro mezní stav dekomprese a  $M_{R,u}$  při dosažení únosnosti konstrukce pro jednotlivé metody jsou uvedeny v tabulce 6-3.

Tab. 6-3: Hodnoty návrhových momentů určené deterministickými metodami

	Jednotka	$M_{R,dek}$	$M_{R,u}$
Metoda PSF	[kNm]	3298,9	4225,0
Postup dle ČSN EN 1992-2	[kNm]	2828,4	4724,0
Metoda ECoV	[kNm]	3642,8	5437,6

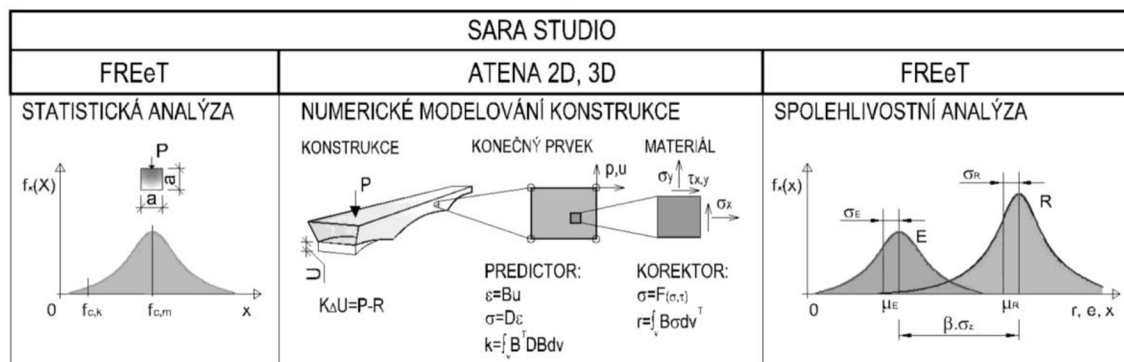
Z deterministicky spočítaných hodnot ohybových momentů je vidět, že postup dle ČSN EN 1992-2 je značně konzervativní oproti metodě ECoV. Všimnout si také u této metody můžeme, že pro mezní stav dekomprese je návrhový moment  $M_{R,dek}$  roven momentu  $M_m$  vypočítaného ze středních hodnot materiálových vlastností. To je způsobeno hodnotou indexu spolehlivosti  $\beta_t = 0$ , v jehož důsledku součinitel odolnosti  $\hat{\gamma}_R = 1$ . Porovnáme-li momenty pro jednotlivé mezní stavy určené metodou PSF, vidíme, v porovnání se zbylými metodami, že moment na mezi únosnosti  $M_{R,u}$  je relativně malý. To může být způsobeno nepřesnostmi v odezvě konstrukce při nelineárním výpočtu, jak je upozorněno v kapitole 5.1.2.

### 6.3 Plně pravděpodobnostní posouzení nosníku I-73 NLMKPA

Pro stochastické nelineární simulování porušení konstrukce je nejprve potřeba vytvořit soubor náhodných realizací materiálových parametrů, k čemuž byl využit pravděpodobnostní program FReET [31], který je vyvíjený na Ústavu stavební mechaniky Fakulty stavební Vysokého učení technické v Brně. K realizacím náhodných veličin je možné využít metodu LHS, kdy jsou jednotlivé veličiny vybírány na předdefinovaných intervalech rozdělení pravděpodobnosti a optimální efektivity výběru je dosaženo jejich vhodnou kombinací. S rostoucím množstvím náhodných veličin není nutné zvyšovat počet realizací, neboť metoda LHS je velmi efektivní a již při malém počtu náhodných realizací, v řádu desítek, dostáváme dostatečně přesné výsledky.

Celý proces plně pravděpodobnostního posouzení nosníku I-73 nelineární MKP analýzou byl proveden v interaktivním grafickém prostředí programu SARA studio, který umožňuje vzájemné propojení pravděpodobnostního modulu FReET a

konečněprvkostního programu ATENA. Postup je schematicky zobrazen na obrázku 6-4.



Obr. 6-4: Postup pravděpodobnostního posouzení spolehlivosti betonových mostů v SARA studio (převzato z [4])

V systému SARA se nejprve načte deterministický model konstrukce, který byl vytvořen a odladěn v programu ATENA. Platí pro něj všechny výše zmíněné vlastnosti pro deterministický model, tedy použitý materiálový model pro beton nosné konstrukce i příčných spár byl 3D Non Linear Cementitious 2, předpínací výztuž byla modelována jako prutová s využitím bilineárního modelu se zpevněním a betonářská výztuž se zadala jako rozptýlená výztuž bilineárního modelu bez zpevnění. Síť konečných prvků byla tvořena čtyřuzlovými izoparametrickými konečnými prvky.

Poté je možné znáhodnit materiálové parametry. Do prostředí SARA se nahrají všechny dostupné vlastnosti materiálů obsažených v deterministickém modelu, ze kterých je možné vybrat ty, které budou následně stochasticky simulovány. V programu FReET pak těmito vybraným proměnným byly nastaveny hodnoty podle pravděpodobnostních modelů uvedených v tabulce 6-4. Tyto modely byly stanoveny na základě doporučení v kapitole 5.2.1 a s ohledem na diagnostický průzkum, typové podklady a normu ČSN ISO 13822. Variační koeficient byl z doporučeného rozsahu volen podle zaužívané praxe. S ohledem na nízkou variabilitu pevnosti betonu v tlaku nosníku získanou zkouškami v rámci diagnostického průzkumu, byl variační koeficient pro tuto hodnotu volen nejnižší hodnotou z doporučeného rozsahu. Vzhledem k provázanosti pevnosti betonu v tlaku a v tahu, byla pro variační koeficient tahové pevnosti také volena nejnižší hodnota doporučeného rozsahu. Naopak pro pevnost betonu příčných spár byla zkouškami diagnostikována vysoká variabilita, proto byl použit pro pevnost betonu v tlaku variační koeficient větší, než uvádí doporučení. Tahová pevnost měla variační koeficient uvažován jako horní mez rozsahu dle doporučení. Většina

materiálových parametrů má lognormální dvouparametrické nebo normální rozdělení pravděpodobnosti, jen modul pružnosti betonářské výztuže  $E_s$  je uvažován deterministicky (DET).

Tab. 6-4: Pravděpodobnostní modely materiálových parametrů použitých při posouzení nosníku I-73

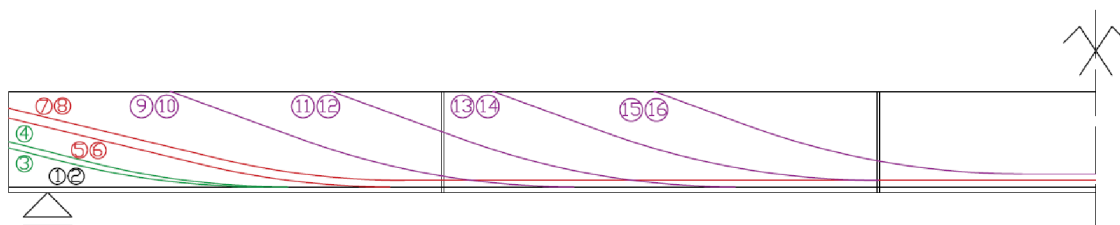
i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
<i>Beton – nosník I-73</i>						
1	Modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	LN (2 par)	38,09	0,10
2	Pevnost v tahu	$f_{ct}$	[MPa]	LN (2 par)	3,455	0,15
3	Pevnost v tlaku	$f_c$	[MPa]	LN (2 par)	46,44	0,06
4	Lomová energie	$G_f$	[N/m]	LN (2 par)	86,39	0,15
<i>Beton – příčné spáry</i>						
5	Modul pružnosti	$E_c$	[GPa]	LN (2 par)	34,21	0,10
6	Pevnost v tahu	$f_{ct}$	[MPa]	LN (2 par)	2,834	0,30
7	Pevnost v tlaku	$f_c$	[MPa]	LN (2 par)	34,48	0,21
8	Lomová energie	$G_f$	[N/m]	LN (2 par)	70,84	0,15
<i>Ocel – betonářská</i>						
9	Modul pružnosti	$E_s$	[GPa]	DET	200	-
10	Mez kluzu	$f_{s,y}$	[MPa]	LN (2 par)	420	0,07
<i>Ocel – předpínací</i>						
11	Mez kluzu	$f_{p,y}$	[MPa]	N	1324	0,03
12	Mez únosnosti	$f_{p,u}$	[MPa]	N	1618	0,03

S využitím metody simulovaného žíhání v rámci tvorby náhodných permutací simulační metody LHS byla mezi jednotlivými parametry betonu nosníku, betonu příčných spár a předpínací výztuže i betonářské výztuže zavedena statistická korelace dle doporučení v kapitole 5.2.1 a výsledná korelační matice je uvedena v tabulce 6-5.

Tab. 6-5: Korelační matice pro beton a předpínací výztuž

	$E_c$	$f_{ct}$	$f_c$	$G_f$	$f_{py}$	$f_{pu}$
$E_c$	1	0	0,3	0	0	0
$f_{ct}$	0	1	0,4	0,8	0	0
$f_c$	0,3	0,4	1	0	0	0
$G_f$	0	0,8	0	1	0	0
$f_{py}$	0	0	0	0	1	0,9
$f_{pu}$	0	0	0	0	0,9	1

V programu FReET bylo provedeno celkem 32 simulací jednotlivých materiálových vlastnosti se zavedenou korelací. Na základě toho bylo prostředím SARA vytvořeno 32 deterministických modelů v programu ATENA. Bylo potřeba ještě stochasticky modelovat předpínací síly. Za tímto účelem byly předpínací kabely rozděleny do čtyř skupin, viz obrázek .



Obr. 6-5: Rozdělení předpínacích lan do skupin

První skupinu (na obrázku vykresleno černou barvou) tvořily kabely 1 a 2 rovnoběžné se spodním lícem nosníku, druhá skupina (zelená) obsahovala samostatně vedoucí kabely 3 a 4, třetí skupina (červená) zbylé kabely vedoucí od čelního líce konstrukce po koncový, tedy kabely 5-8 a ve čtvrté skupině (fialová) byly kabely ukotvené v horním líci nosníku. Zvlášť byl vytvořen další soubor v programu FReET, kde byly zhádoněny jednotlivé skupiny předpínacích sil podle modelu v tabulce 6-6. Vzhledem k tomu, že jsou náhodné permutace v programu FReET řazeny vzestupně podle první proměnné, bylo nutné tyto permutace náhodně proházet, aby nevědomky nebyla vnesena nežádoucí korelace. Poté byly permutace vneseny do jednotlivých deterministických modelů.

Tab. 6-6: Pravděpodobnostní modely zatížení

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
<i>Předpínací síly</i>						
1	Kabel 1-2	$F_{p,1}$	[kN]	N	708,2	0,09
2	Kabel 3-4	$F_{p,2}$	[kN]	N	354,2	0,09
3	Kabel 5-8	$F_{p,3}$	[kN]	N	708,2	0,09
4	Kabel 9-16	$F_{p,4}$	[kN]	N	708,2	0,09

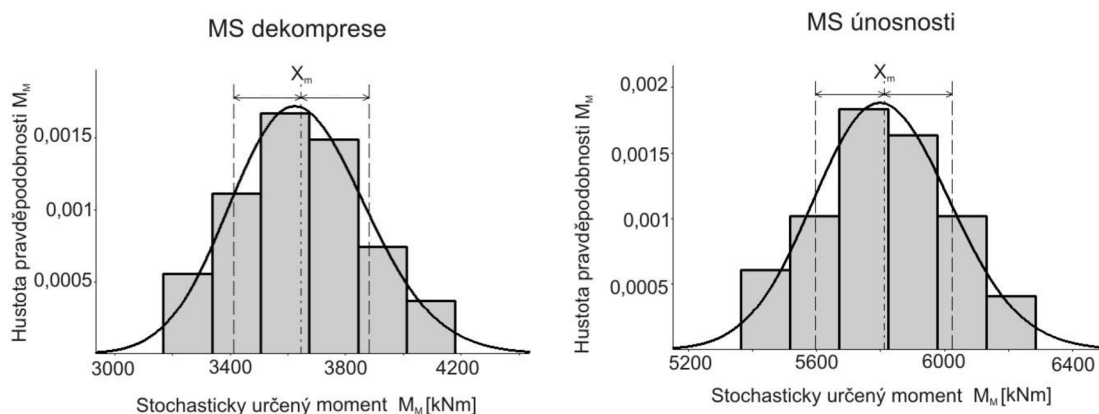
Nelineární iterační řešení bylo opět provedeno metodou Newton-Rapson. Nejprve byl nosník zatížen vlastní tíhou a bylo vneseno předpětí. Poté byly přidávány přírůstky rovnoměrného spojitého zatížení do dosažení určeného mezního stavu, tedy mezní stav použitelnosti (MSP) v momentě dekomprese a mezní stav únosnosti (MSÚ). Z nelineárního výpočtu byla získána hodnota rovnoměrného spojitého zatížení pro jednotlivé mezní stavy a z ní byl dopočítán odpovídající ohybový moment. Obdrženo bylo 32 odezev odpovídající 32 provedeným



deterministickým výpočtů, které byly statisticky vyhodnoceny opět v programu FReET, byl tedy proveden odhad statistických charakteristik získaného souboru. Získané střední hodnoty momentů  $M_{M,dek}$  a  $M_{M,u}$  jsou zobrazeny v tabulce 6-7 za předpokladu lognormálního dvouparametrického rozdělení pravděpodobnosti. Odpovídající histogramy jsou zobrazeny na obrázku 6-5. Pro získání návrhového momentu  $M_R$  pro zvolené mezní stavy je potřeba tyto momenty podělit součinitel odolnosti  $\gamma_R$ . V případě odhadu únosnosti na lokální úrovni se spočítá obdobně jako při použití metody ECoV, tedy pomocí variačního součinitele  $CoV$ , citlivostního faktoru odolnosti konstrukce  $\alpha_R = 0,8$  a doporučené hodnoty indexu spolehlivosti pro stav dekomprese (vratný jev)  $\beta_t = 0$  a pro mezní stav únosnosti  $\beta_t = 3,8$ .

Tab. 6-7: Stochastická nelineární analýza na lokální úrovni – hodnoty ohybových momentů

	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
Moment při dekompresi	$M_{M,dek}$	[kNm]	LN (2 par)	3645,3	0,06
Moment na mezi únosnosti	$M_{M,u}$	[kNm]	LN (2 par)	5809,4	0,04
MSP – dekomprese	$M_{R,dek}$	[kNm]	LN (2 par)	3645,3	0,06
MSÚ	$M_{R,u}$	[kNm]	LN (2 par)	5195,2	0,04



Obr. 6-6: Histogramy momentů získaných stochastickou analýzou pro mezní stav dekomprese a mezní stav únosnosti

#### 6.4 Vyhodnocení odolnosti nosníku I-73 a porovnání jednotlivých metod NLMKPA

Nyní porovnejme metody deterministického výpočtu a plně pravděpodobnostní přístup. Odhady návrhových momentů pro mezní stav dekomprese a mezní stav únosnosti získané jednotlivými přístupy jsou uvedeny v tabulce 6-8.

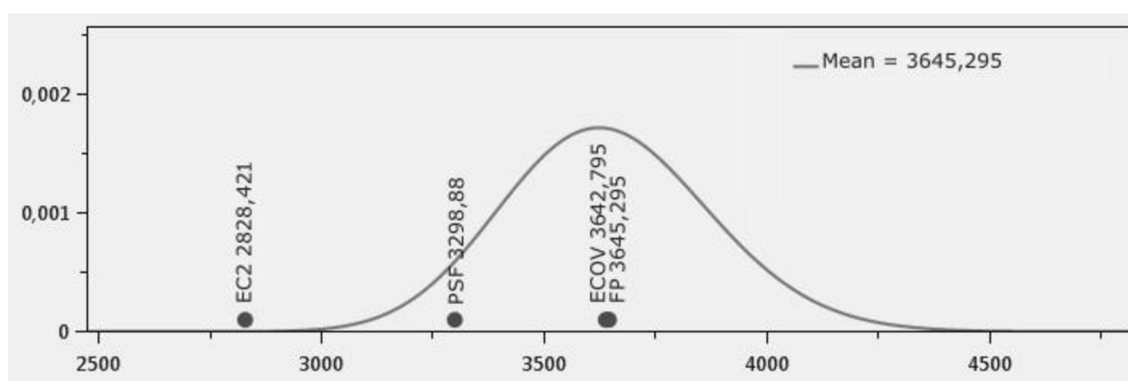
Tab. 6-8: Porovnání metod NLMKPA při posouzení nosníku I-73

	Jednotka	$M_{R,dek}$	$M_{R,u}$
Metoda PSF	[kNm]	3298,9	4225,0
Postup dle ČSN EN 1992-2	[kNm]	2828,4	4724,0
Metoda ECoV	[kNm]	3642,8	5437,6
Plně pravděpodobnostní přístup	[kNm]	3645,3	5195,2

Nejrealističtější výsledky získáme plně pravděpodobnostním přístupem, kdy jsou jednotlivé veličiny vstupující do výpočtu modelovány s uvažovanou náhodností tak, jak se veličiny v reálné konstrukci chovají. Pro mezní stav dekomprese můžeme vidět, že nám tento přístup přináší největší návrhový moment. Pro tento mezní stav můžeme získané hodnoty považovat za zcela vypovídající, neboť návrhový moment je určen pro přesně stanovený stav konstrukce, kdy je dosaženo stavu dekomprese, tedy napětí na spodních vláknech nosníku se rovná 0 MPa. Metoda ECoV vykazuje také příznivé hodnoty blízké těm stochasticky určeným. Postup dle ČSN EN 1992-2 se jeví dosti konzervativně.

Stanovení meze únosnosti je při zatěžování silovým zatížením v kombinaci s metodou Newton-Raphson obecně problematické, což při posouzení nosníku způsobilo vyšší odhad momentu na mezi únosnosti při metodě ECoV a naopak nižší při plně pravděpodobnostním přístupu. U metody ECoV jsou odhadnuté charakteristické a střední hodnoty momentů blízké, což způsobuje nízkou hodnotu součinitele odolnosti  $\hat{\gamma}_R$ , následkem je, že v tomto případě metoda ECoV vykázala lepší výsledek než při využití plně pravděpodobnostního přístupu.

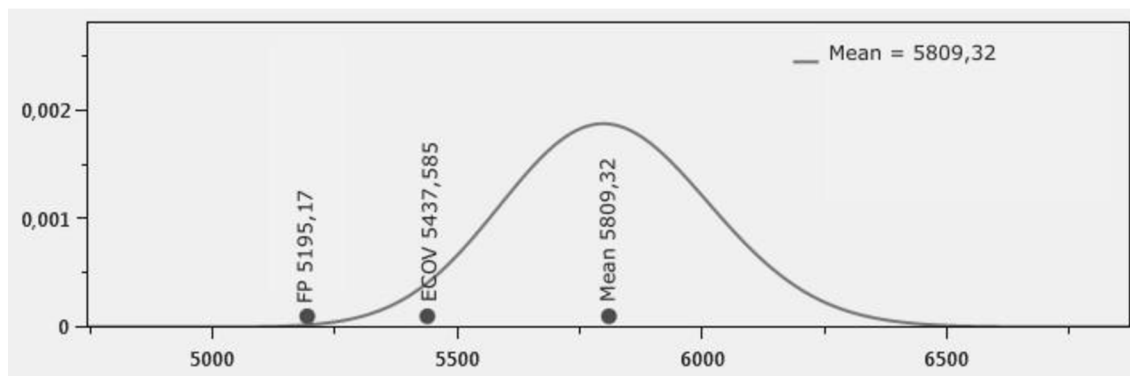
K vyhodnocení jednotlivých metod je také možné využít software IO-SUPPORT [4], výstup z tohoto programu pro mezní stav dekomprese je uvedena na obrázku 6-6.



Obr. 6-7: Vyhodnocení jednotlivých metod v programu IO-SUPPORT pro mezní stav dekomprese

Na obrázku je možné vidět hustotu pravděpodobnosti pro lognormální rozdělení plně pravděpodobnostního výpočtu, její střední hodnotu (Mean) a výsledky obdržené pomocí jednotlivých metod.

Obrázek 6-8 pak zobrazuje výstup pro mezní stav únosnosti. Program IO-SUPPORT nevykreslil nízké hodnoty pro postup dle ČSN EN 1992-2 a pro metodu dílčích součinitelů spolehlivosti. Tyto hodnoty by byly na škále zobrazeny vlevo.



Obr. 6-8: Vyhodnocení jednotlivých metod v programu IO-SUPPORT pro mezní stav únosnosti

## 7 ZMĚNA ÚNOSNOSTI NOSNÍKU I-73 V ČASE VLIVEM DEGRADACE

U železobetonových konstrukcí je potřeba brát ohled na působení degradačních jevů, jedná se především o karbonatci betonu a průnik chloridů, jak je uvedeno v kapitole 4. U nosníku I-73 je potřeba hlídat hlavně depasivaci předpínací výztuže, neboť její případná koroze bude mít rozhodující vliv na únosnost betonového mostu.

### 7.1 Diagnostický průzkum konstrukce

Podrobný diagnostický průzkum dálničního mostu u Břeclavy z roku 2012 odhalil zatékání do konstrukce mostu v důsledku netěsnících dilatačních spár a poškozené hydroizolace. Fenolftaleinovým testem byla určena ztráta pasivace betonu pro nosnou konstrukci v hloubce  $1\div 10$  mm, v případě příčných spár v hloubce  $2\div 10$  mm. Na obrázku 7-1 vlevo je zobrazena ukázka fotodokumentace diagnostického průzkumu betonářské výztuže, vpravo je pak fotka obnažených předpínacích lan.



Obr. 7-1: Fotodokumentace zkoumání konstrukce na případnou korozi výztuže betonářské (vlevo) a výztuže předpínací (vpravo)

Z fotodokumentace je zřejmá koroze betonářské výztuže. Při obnažení předpínací výztuže byl na kanálku i kabelech patrný jemný nános koroze z doby výstavby a šel setřít. Na základě zjištěných skutečností a vzhledem k tomu, že není možné konstrukce komplexně zkoušet na vliv degradace, byl pro celý nosník I-73 matematicky modelován proces degradace.

### 7.2 Matematické modelování degradačních jevů

K matematickému modelování byl využit program FReET-D a v něm implementované modely pro jednotlivé degradační jevy, v případě karbonatce betonu se jednalo o model *carb6*, průnik chloridů byl modelován podle modelu

*chlor1a*. Vstupní parametry modelů podle doporučení v dokumentaci k programu FReET-D jsou zobrazeny v tabulce 7-1. Většina veličin v tabulce je definována deterministicky nebo má normální rozdělení pravděpodobnosti, jen koeficient koncentrace CO<sub>2</sub>  $r_{CO_2}$  a vliv relativní vlhkosti  $f(RH)$  mají rozdělení trojúhelníkové (TROJ). Získané modely průběhu degradačních jevů byly porovnány s degradací nosníku zjištěnou při diagnostickém průzkumu a případně aktualizovány.

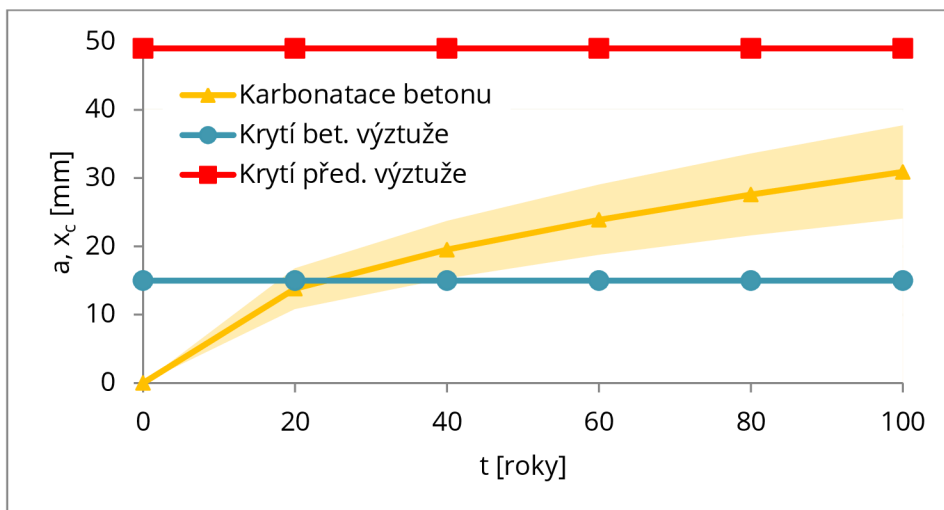
Tab. 7-1: Vstupní parametry matematického modelování degradačních jevů

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$\chi_m$	CoV
<i>Krycí vrstva výztuže</i>						
1	betonářské	$a_s$	[mm]	DET	15	-
2	předpínací	$a_p$	[mm]	DET	49	-
<i>Karbonatace betonu</i>						
3	koeficient koncentrace CO <sub>2</sub>	$r_{CO_2}$	[-]	TROJ	1,7	0,06
4	vliv relativní vlhkosti	$f(RH)$	[-]	TROJ	0,7	0,2
5	koeficient typu cementu	$r_{c,6}$	[-]	DET	0,8	-
6	tlaková pevnost beton	$f_c$	[MPa]	N	46,44	0,06
7	modelové nejistoty	$\psi$	[-]	DET	1	-
<i>Průnik chloridů</i>						
8	konc. Cl <sup>-</sup> na nejbl. povrchu	$C_{s,0}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	DET	154	-
9	koncentrace sat. Cl <sup>-</sup>	$C_{sat}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	DET	140	-
10	kritická koncentrace Cl <sup>-</sup>	$C_{cr}$	[mol/m <sup>3</sup> ]	DET	13,4	-
11	difuzní koeficient	$D_{e,Cl^-}$	[m <sup>2</sup> /s]	DET	$1,60 \cdot 10^{-9}$	-
12	jednotkový obsah vody	$w$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	183	0,03
13	jednotkový obsah cementu	$c$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	443	0,03
14	jednotkový obsah přísady 1	$a_1$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	800	0,03
15	jednotkový obsah přísady 2	$a_2$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	364	0,03
16	jednotkový obsah přísady 3	$a_3$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	590	0,03
17	objemová hmot. cementu	$\rho_c$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	3100	0,03
18	objemová hmot. přísady 1	$\rho_{a1}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	2590	0,02
19	objemová hmot. přísady 2	$\rho_{a2}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	2540	0,02
20	objemová hmot. přísady 3	$\rho_{a3}$	[kg/m <sup>3</sup> ]	N	2660	0,02
21	modelové nejistoty	$\psi$	[-]	DET	1	-

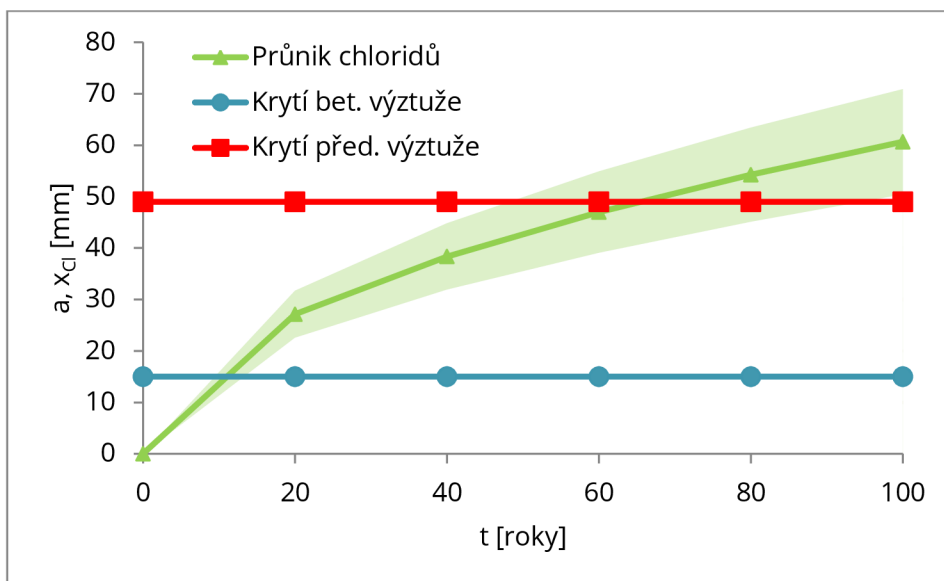
V tabulce 7-1 jsou také uvedeny hodnoty krycí vrstvy betonářské a předpínací výztuže, na základě porovnání šířky krycí vrstvy a hloubky karbonatace, respektive průniku chloridů, je možné určit inicializační čas depasivace betonářské nebo předpínací výztuže. Hodnoty jednotlivých inicializačních časů depasivace výztuže jsou uvedeny v tabulce 7-2 zobrazené níže.

Na obrázku 7-2 je zobrazen model průběhu karbonatace betonu  $x_c$  v závislosti na čase  $t$ , v grafu jsou také vykresleny křivky znázorňující krycí vrstvu betonu pro

betonářskou a předpínací výztuž. Z modelu je zřejmé, že by hloubka karbonatce neměla dosáhnout hodnoty krycí vrstvy předpínací výztuže po celou dobu životnosti konstrukce a tedy tento degradační jev nemůže způsobit korozi předpínací výztuže.



Obr. 7-2: Průběh hloubky karbonatce betonu  $x_c$  v čase  $t$



Obr. 7-3: Průběh hloubky průniku chloridů do betonu  $x_{Cl}$  v čase  $t$

Na modelu hloubky průniku chloridů  $x_{Cl}$  v čase  $t$  zobrazeném na obrázku 7-3 je zřetelně vidět vyšší agresivita chloridových iontů  $Cl^-$  oproti karbonatci betonu způsobené oxidem uhličitým. Působení chloridů způsobuje depasivaci betonářské výztuže jen několik let od doby výstavby, během životnosti konstrukce v jejich důsledku nastane i depasivace předpínací výztuže. Hodnoty hloubky karbonatce

betonu a průniku chloridů pro čas diagnostického průzkumu (32 let) a další vybrané časy jsou uvedeny v tabulce 7-2.

Tab. 7-2: Hodnoty vývoje degradačních jevů v čase

	Mean		CoV		Mean		CoV
	[mm]	[roky]	[-]		[mm]	[roky]	
<i>Karbonatace betonu</i>				<i>Průnik chloridů</i>			
$t_{i,c,s}$	-	29,4	0,218	$t_{i,Cl,s}$	-	8,4	0,169
$t_{i,c,p}$	-	-	-	$t_{i,Cl,p}$	-	87,7	0,169
$x_c$ (DP)	17,445	-	0,216	$x_{Cl}$ (DP)	34,313	-	0,169
$x_c$ (40 let)	19,501	-	0,216	$x_{Cl}$ (40 let)	38,363	-	0,168
$x_c$ (60 let)	23,895	-	0,215	$x_{Cl}$ (60 let)	46,985	-	0,169
$x_c$ (80 let)	27,591	-	0,217	$x_{Cl}$ (80 let)	54,253	-	0,169
$x_c$ (100 let)	30,884	-	0,221	$x_{Cl}$ (100 let)	60,657	-	0,169

### 7.3 Matematické modelování koroze výztuže

Na základě modelování degradačních jevů a určení inicializačních časů, je pak dále možné matematicky modelovat také případnou korozi výztuže. Modelováním karbonace byl určen inicializační čas pro depasivaci betonářské výztuže v čase 29,4 let od výstavby. Inicializační čas pro depasivaci výztuže působením chloridů, byl zjištěn 8,4 rok od výstavby v případě betonářské výztuže a 87,7 let od vybudování mostů pro předpínací výztuž. K modelování koroze výztuže byl opět využit program FReET-D, zvolen byl model *corr1*. Vstupní parametry tohoto modelu jsou uvedeny v tabulce 7-3. V případě proudové hustoty  $i_{corr}$  bylo použito rovnoměrné rozdělení pravděpodobnosti (ROV). Koeficient typu koroze  $R_{corr}$  byl dán hodnotou 2, což odpovídá rovnoměrné korozi.

Tab. 7-3: Vstupní parametry matematického modelování koroze výztuže

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
<i>Koroze výztuže</i>						
1	proudová hustota	$i_{corr}$	[-]	ROV	1	0,5
2	koeficient typu koroze	$R_{corr}$	[-]	DET	2	-
3	modelové nejistoty	$\psi$	[-]	DET	1	-

Koroze byla modelována pro tři časové úseky,  $t_1 = 32$  let odpovídající času diagnostického průzkumu,  $t_2 = 87,7$  let s ohledem na inicializační čas koroze předpínací výztuže a  $t_3 = 100$  let pro předpokládanou dobu životnosti konstrukce. Obdržené hodnoty úbytku průměru výztuže jsou uvedeny v tabulce 7-4. Je zde také uvedena hodnota procentuálního úbytku výztuže (LoRA).

Tab. 7-4: Hodnoty sníženého průměru betonářské a předpínací výztuže

Průměr	Mean [mm]	CoV [-]	LoRA [%]
<i>Koroze betonářské výztuže</i>			
$d_i$	10,00	-	-
$d_{32}$ (32 let)	9,45	0,036	10,67
$d_{87,7}$ (87,7 let)	8,16	0,115	33,43
$d_{100}$ (100 let)	7,87	0,137	38,00
<i>Koroze předpínací výztuže</i>			
$d_i$	42,00	-	-
$d_{100}$ (100 let)	41,72	0,020	1,35

Z tabulky je zřejmé, že koroze postihuje především betonářskou výztuž, kdy pro předpokládanou dobu životnosti 100 let byl vymodelován úbytek výztuž 38%. Pro stejnou dobu, ale v případě předpínací výztuže, je úbytek 1,35%.

#### 7.4 Simulace zatížení oslabeného nosníku

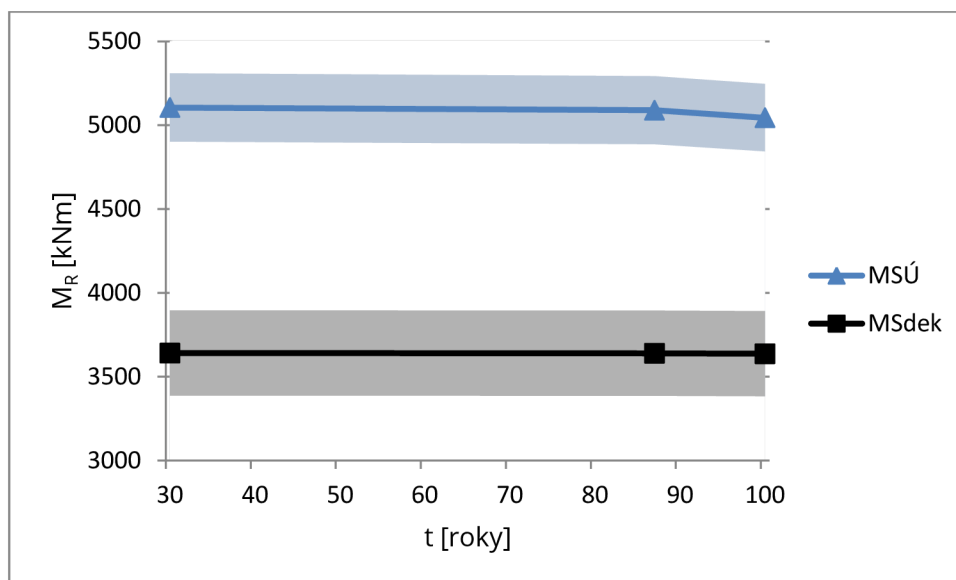
Na základě nově vymodelovaných průměrů výztuže bylo možné provést nelineární simulace zatížení nosníku I-73. K výpočtu bylo použito plně pravděpodobnostního výpočtu vzhledem k tomu, že matematické modelování degradačních jevů bylo také prováděno stochasticky. K výpočtu byl použit nosník stochasticky simulovaný v kapitole 6.3, byly tedy použity stejné materiálové modely i pravděpodobnostní modely materiálových parametrů. Nosník byl modelován pro časy totožné s matematickým modelováním koroze výztuže, konkrétně  $t_1 = 32$  let,  $t_2 = 87,7$  let a  $t_3 = 100$  let. V případě prvních dvou časů nenastala koroze předpínací výztuže, proto byl pro tyto výpočty použit i stejný pravděpodobnostní model pro předpínací síly. Pro jednotlivé časy zatěžování byla upravena betonářská výztuž a pro předpokládanou dobu životnosti 100 let i výztuž předpínací. Po zatížení vlastní tíhou a vnesením předpětí byl nosník zatěžován přírůstkem rovnoměrného zatížení. Pro každý ze tří zvolených časů bylo spočítáno 32 náhodných simulací, celkem tedy bylo provedeno 96 nelineárních výpočtů. Získaný soubor odezvy konstrukce pro jednotlivé časy byl následně statisticky vyhodnocen v programu FReET a byly spočítány návrhové hodnoty momentů. Tyto hodnoty jsou zobrazeny v tabulce 7-5.



Tab. 7-5: Hodnoty návrhových momentů v průběhu času

	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
<i>t = 32 let</i>					
MSP – dekomprese	$M_{R,dek,32}$	[kNm]	LN (2 par)	3640,00	0,07
MSÚ	$M_{R,u,32}$	[kNm]	LN (2 par)	5104,48	0,04
<i>t = 87,7 let</i>					
MSP – dekomprese	$M_{R,dek,87,7}$	[kNm]	LN (2 par)	3638,80	0,07
MSÚ	$M_{R,u,87,7}$	[kNm]	LN (2 par)	5088,10	0,04
<i>t = 100 let</i>					
MSP – dekomprese	$M_{R,dek,100}$	[kNm]	LN (2 par)	3636,00	0,07
MSÚ	$M_{R,u,100}$	[kNm]	LN (2 par)	5043,65	0,04

Přestože v tomto případě návrhové hodnoty momentů nevykazují markantní rozdíly, je nutné působení degradace na konstrukci vždy brát v potaz. V tomto případě jsou drobné rozdíly mezi návrhovými momenty způsobeny tím, že zpočátku koroduje betonářská výztuž, která nemá na únosnost nosníku rozhodující vliv. Koroze předpínací výztuže by započala až 87,7 let od doby výstavby, i přes její malý úbytek (1,35%), je patrné, že její koroze má na únosnost rozhodující vliv, jak je možné vidět i na obrázku 7-4.



Obr. 7-4: Změna únosnosti nosníku I-73 v čase vlivem degradace

## 8 URČENÍ ZATÍŽITELNOSTI ŽELEZOBETONOVÉHO MOSTU Z NOSNÍKŮ I-73

Pro provoz na mostech převádějící pozemní komunikace je nejdůležitější znát jeho zatížitelnost vzhledem k jejich stáří a s ohledem na zjištění z diagnostického průzkumu. V této kapitole je odhadnuta zatížitelnost dálničního mostu evidenční číslo D2-046..2 s využitím plně pravděpodobnostního nelineárního výpočtu a porovnána s hodnotami obdrženyými deterministicky.

### 8.1 Popis dálničního mostu

Jedná se o levý most přemostění dálnice D2 přes polní cestu, železnici a místní komunikaci u obce Břeclav v kilometru 48,598, který byl postaven v roce 1980. Doprava je převáděna od Bratislavy směrem na Brno. Dle údajů z diagnostického průzkumu [28] je celková délka přemostění 99,62 metru. Nosná konstrukce je tvořena nosníky I-73 o čtyřech polích, rozpětí krajních polí je 23 metrů (tvořeno nosníky délky 24 m) a mezilehlá pole mají rozpětí 26 metrů (nosníky délky 27 m). V podélném směru konstrukce působí jako pseudospojitá díky souvislé vrstvě vozovky, v příčných spárách je povoleno pouze vzájemné pootočení nosníků. Fotografie levého mostu v podélném směru je zobrazena na obrázku 8-1.



Obr. 8-1: Dálniční most ev. č. D2-046..2

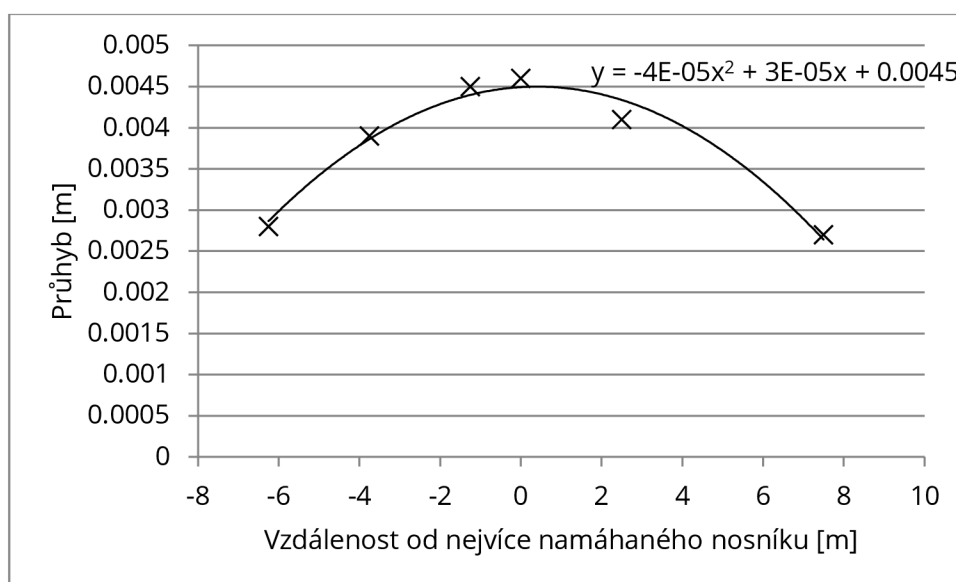
V příčném směru je mostní konstrukce tvořena devíti prefabrikovanými nosníky. Dle DP se staticky jedná o prostou desku, vzájemné spolupůsobení jednotlivých nosníků je zajištěno jejich spojením tuhými koncovými příčnicí a vybetonovanými podélnými spárami. Celková šířka mostu je 13,55 m. Na obrázku 8-2 je zobrazen pohled na most ve směru staničení, tedy od Brna směrem na Bratislavu.



Obr. 8-2: Pohled na levý most ve směru staničení, tj. od Brna směrem k Bratislavě

## 8.2 Příčný roznos zatížení

Přestože bylo uvedeno, že mostní konstrukce působí jako prostá deska, na základě zjištění dokumentu Pravda o příčném roznosu tyčových prefabrikátů [32] byl řešen způsob příčného roznosu zatížení mostu. V uvedeném dokumentu byl obdobný most z tyčových prefabrikátů I-73, konkrétně most přes řeku Moravu v Olomouci, zatěžován nadměrným pohyblivým zatížením v ose mostu a byly sledovány rozdíly mezi průhyby jednotlivých nosníků. Na obrázku 8-3 je zobrazen získaný graf průhybů jednotlivých nosníků I-73 v závislosti na vzdálenosti od maximálního zatížení. Mezi nejbližšími a vzdálenějšími nosníky vzniká nezanedbatelný rozdíl v míře průhybu. Je tedy možné předpokládat, že ne zcela všechny nosníky mostu se podílí na přenosu zatížení.



Obr. 8-3: Průhyby nosníků I-73 v závislosti na vzdálenosti od místa zatížení

Na základě tohoto předpokladu byla hledána efektivní šířka mostu  $b_{\text{eff}}$ . Body znázorňující průhyby jednotlivých nosníků byly proloženy křivkou, plocha pod touto křivkou  $A$  odpovídá ploše efektivní  $A_{\text{eff}}$ :

$$A_{\text{eff}} = A. \quad (8.1)$$

Efektivní šířka mostu  $b_{\text{eff}}$  se pak rovná efektivní plocha  $A_{\text{eff}}$  podělená hodnotou maximálního průhybu  $u_{\text{max}}$ :

$$b_{\text{eff}} = \frac{A_{\text{eff}}}{u_{\text{max}}}. \quad (8.2)$$

Zjištěná efektivní šířka mostu  $b_{\text{eff}} = 13,86$  m je větší než šířka posuzovaného mostu převádějící dálnici D2  $b = 13,55$  m, proto se v případě globální analýzy konstrukce modelují nosníky v celé šířce mostu.

### 8.3 Materiálové vlastnosti mostu, stálé zatížení

Diagnostický průzkum proběhl 32 let od výstavby mostu a jeho závěry pro vybrané materiály nosníku jsou uvedeny v kapitole 6, v případě deterministických výpočtů byly použity materiálové vlastnosti uvedené v tabulce 6-1. Pro stochastickou nelineární MKP analýzu se pak použily hodnoty pravděpodobnostních modelů materiálových parametrů z tabulky 6-4. Uvedme zde jen srovnání zjištěné tlakové pevnosti betonu nosné konstrukce  $f_{\text{ck}} = 52,3$  MPa a podélných spár  $f_{\text{ck}} = 43,9$  MPa, neboť při globálním posouzení mostu není možné v programu ATENA 2D modelovat jiný materiál podélných spár. V tomto případě byly použity materiálové vlastnosti pro beton nosné konstrukce.

Tab. 8-1: Pravděpodobnostní modely zatížení a modelových nejistot

i	Veličina	Symbol	Jednotka	PDF	$X_m$	CoV
<i>Stálé zatížení</i>						
1	Vlastní tíha	$g_c$	[kN/m <sup>3</sup> ]	N	23,0	0,04
2	Ostatní stálé	$g_a$	[kN/m <sup>3</sup> ]	N	23,0	0,01
<i>Předpínací síly</i>						
3	Kabel 1-2	$F_{p,1}$	[kN]	N	6374	0,09
4	Kabel 3-4	$F_{p,2}$	[kN]	N	3188	0,09
5	Kabel 5-8	$F_{p,3}$	[kN]	N	6374	0,09
6	Kabel 9-16	$F_{p,4}$	[kN]	N	6374	0,09
<i>Modelové nejistoty</i>						
7	Modelové nejistoty R	$\theta_R$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10
8	Modelové nejistoty E	$\theta_E$	[-]	LN 2 par.	1,0	0,10

Na rozdíl od zatěžování nosníku v kapitole 6, při zjišťování zatížitelnosti betonového mostu do výpočtu vstupuje hodnota ostatního stálého zatížení, jedná se o zatížení vozovkou. Diagnostickým průzkumem byla zjištěna mocnost vozovky 190 mm. V tabulce 8-2 jsou uvedeny pravděpodobnostní modely zatížení a modelových nejistot pro globální stochastický výpočet. Hodnoty předpínacích sil jsou uvedeny devět krát větší tak, jak jsou modelovány ve 2D.

## 8.4 Parametry simulací

Simulace zatěžování byly opět prováděny v programu ATENA 2D. Zvolené materiálové modely byly 3D Non Linear Cementitious 2 pro betony nosné konstrukce a podélných spár, předpínací výztuž byla modelována jako prutová s bilineárním modelem se zpevněním. Betonářská výztuž byla modelována jako rozptýlená s modelem bilineárním bez zpevnění. Konstrukce byla zatížena vlastní tíhou a předpínacími silami. V dalším kroku bylo přidáno ostatní stálé zatížení, tedy zatížení vozovkou. Dále bylo po krocích přidáváno zatížení odpovídající jednotlivým druhům zatížitelnosti. Nelineární iterační výpočet byl proveden pomocí metody Newton-Rapson, případně metodou délky oblouku (Arc Length). Vzhledem k nespojitosti mostní konstrukce, byly jednotlivé části zatěžovány jako prosté nosníky. V případě deterministického přístupu byl posuzován kritický průřez konstrukce, pro který byl vyvozen maximální účinek zatížení, plně pravděpodobnostní výpočet byl proveden na globální úrovni, kdy byla konstrukce modelována v celé šířce. Průřez bylo nutné aproximovat, neboť výpočet probíhal ve 2D prostředí.

## 8.5 Stanovení zatížitelnosti

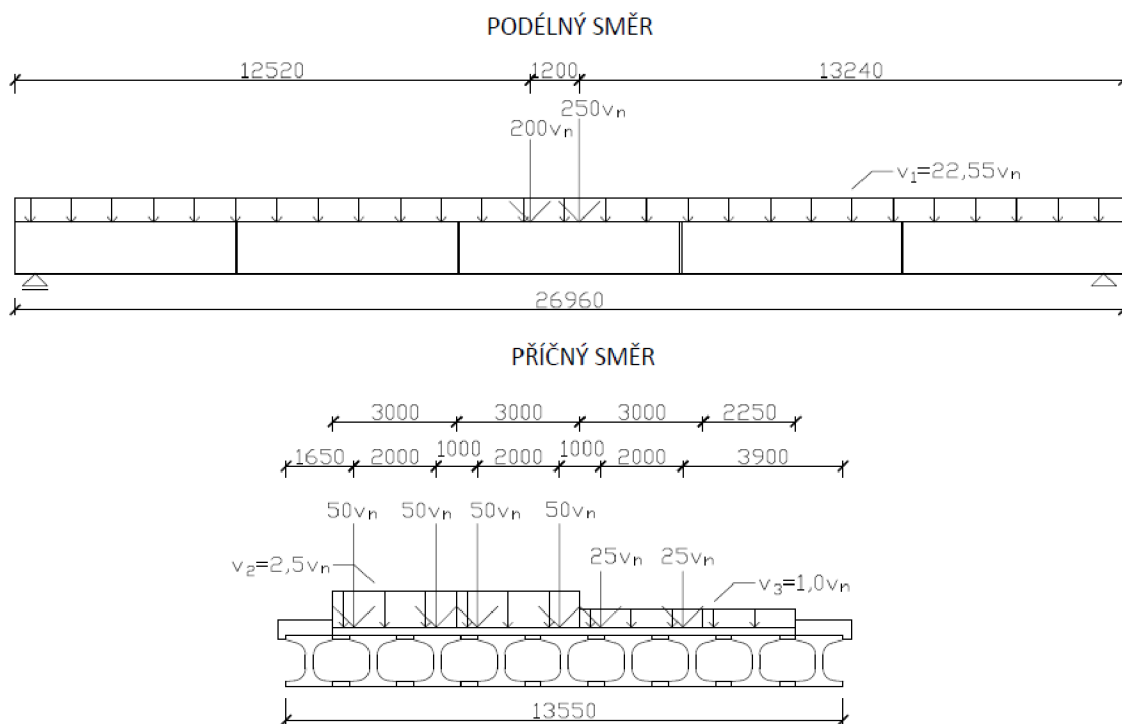
Pro stanovení zatížitelnosti betonových mostů je rozhodující mezní stav použitelnosti, ověření dekomprese. Jedná se o vratný jev, proto se v tomto případě použije doporučená hodnota indexu spolehlivosti  $\beta_t = 0$ . Z toho plyne, že součinitel odolnosti  $\gamma_R = 1$  v případě použití plně pravděpodobnostního přístupu nebo metody odhadu variačního součinitele (ECoV). Použije-li se k posouzení metoda dílčích součinitelů spolehlivosti (PSF), je součinitel odolnosti také  $\gamma_R = 1$ , jak již bylo počítáno výše. Výpočet podle normy ČSN EN 1992-2 je pak ošetřen součinitelem odolnosti  $\gamma_R = 1,27$ . V případě ověření konstrukce na stav dekomprese s uvažováním časté kombinace zatížení, se postupuje dle vztahu (6.15) uvedeného v ČSN EN 1990 a jeho úprava pro naše potřeby lze zapsat jako:

$$E_k = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} V_k, \quad (8.3)$$

kde  $E_k$  jsou časté účinky zatížení,  $G_{kj}$  je součet účinků od stálého zatížení,  $V_k$  jsou účinky od pohyblivého zatížení,  $\psi_{1,1}$  je kombinační součinitel pro častou hodnotu zatížení pro příslušnou zatížitelnost a je uvažován hodnotou 0,75.

a) Normální zatížitelnost

Sestava zatížení pro určení normální zatížitelnosti sestává z kombinace dvounápravového vozidla, jednonápravového vozidla a rovnoměrného spojitého zatížení. V případě zkoumaného mostu je jeho šířka  $b = 13,55$  podělena třemi, obdržíme dva pruhy šířky 3 metry zatížené dvounápravovou  $2 \times 50 v_n$  a spojitým rovnoměrným zatížením  $2,5 v_n$ , jeden pruh šířky 3 m zatížený jednoduchou nápravou  $1 \times 50 v_n$  a spojitým zatížením  $1 v_n$ , zbylá šířka je zatížena rovnoměrným spojitým zatížením  $1 v_n$ . Schéma zatěžovací soustavy pro normální zatížitelnost v případě stochastického přístupu na globální úrovni je uvedeno na obrázku 8-4.



Obr. 8-4: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení normální zatížitelnosti stochasticky na globální úrovni

Při zatížení  $v_n = 1$  kN a úpravou vztahů (3.1), (3.2) a (3.3) můžeme normální zatížitelnost v tunách určit ze vztahu:

$$V_n = \frac{3}{40} v_n \cdot \quad (8.4)$$

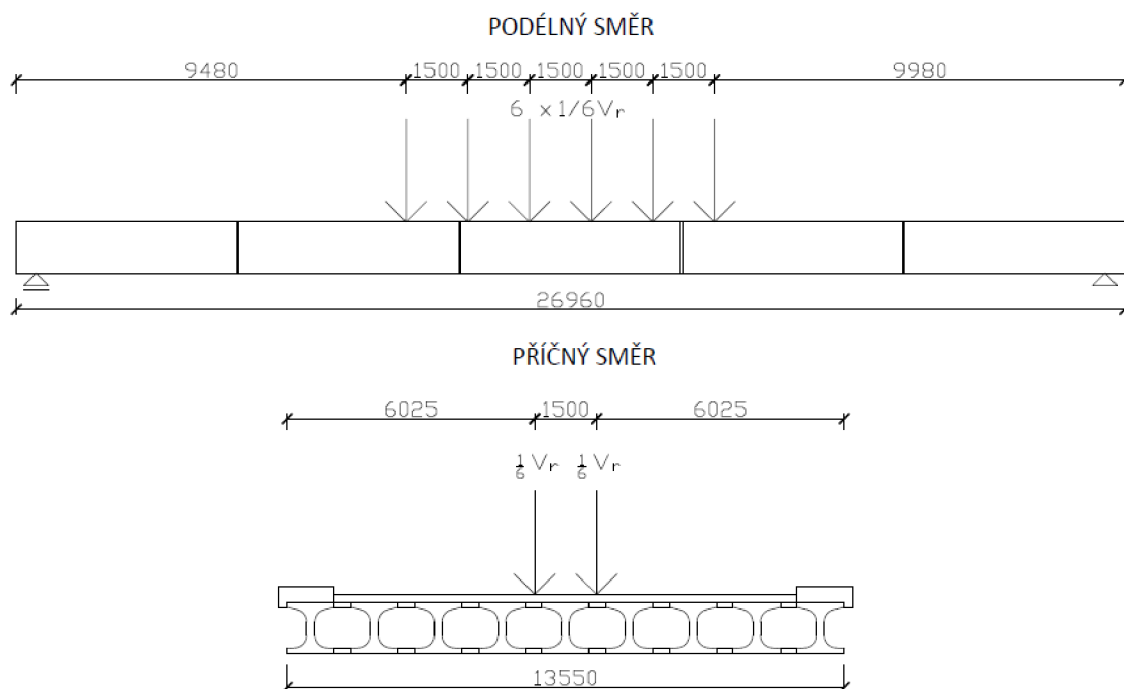
Z nelineárního výpočtu obdržené hodnoty byly statisticky vyhodnoceny v případě stochastické analýzy a dále ošetřeny o součinitele odolnosti a součinitel časté kombinace. Získané hodnoty normální zatížitelnosti dle jednotlivých metod jsou uvedeny v tabulce 8-2.

Tab. 8-2: Hodnoty normální zatížitelnosti

MSP, posouzení dekomprese	Normální zatížitelnost [tuny]
Metoda PSF	48
Postup dle ČSN EN 1992-2	42
Metoda ECoV	54
Plně pravděpodobnostní přístup	56

*b) Výhradní zatížitelnost*

V případě výhradní zatížitelnosti je nosník zatěžován jedním šestinápravovým vozidlem tak, aby vyvolalo maximální účinky zatížení, schéma soustavy sil je zobrazeno na obrázku 8-5.



Obr. 8-5: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení výhradní zatížitelnosti

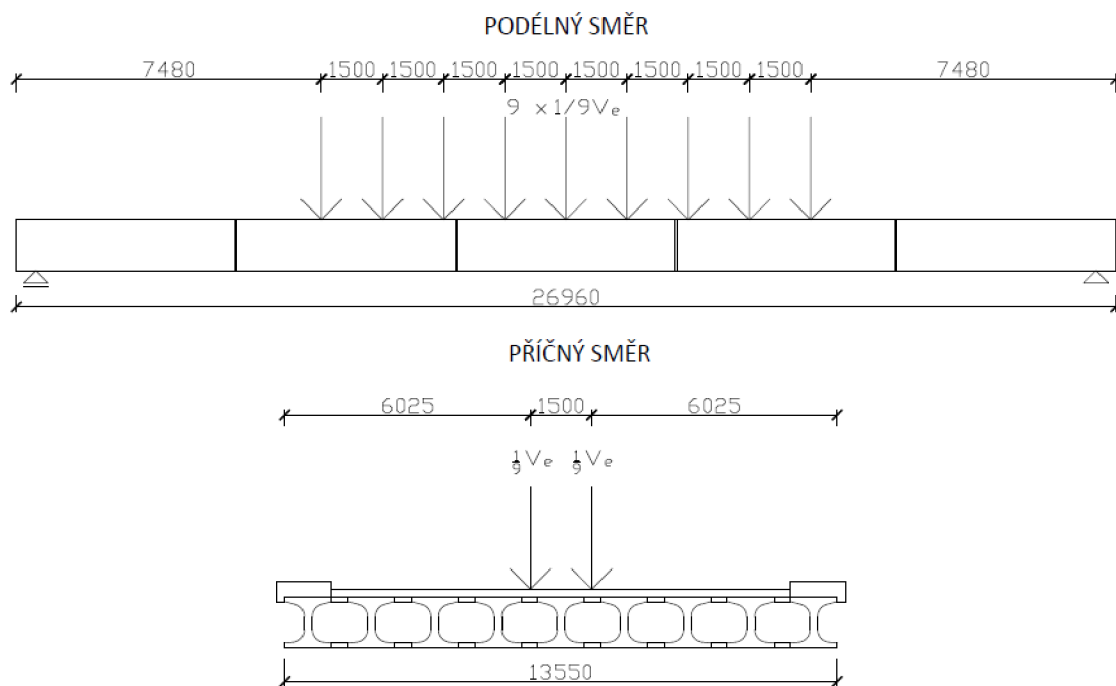
Vypočítané hodnoty pro výhradní zatížitelnost dle jednotlivých metod jsou uvedeny v tabulce 8-3.

Tab. 8-3: Hodnoty výhradní zatížitelnosti

MSP, posouzení dekomprese	Výhradní zatížitelnost [tuny]
Metoda PSF	96
Postup dle ČSN EN 1992-2	88
Metoda ECoV	112
Plně pravděpodobnostní přístup	115

c) *Výjimečná zatížitelnost*

Pro výjimečnou zatížitelnost platí, že devítinápravové vozidlo musí dodržet předepsanou pojízdnou rychlost a předem zadanou dráhu pojezdu. Zatěžovací schéma je uvedeno na obrázku 8-7.



Obr. 8-6: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti

Tab. 8-4: Hodnoty výjimečné zatížitelnosti

MSP, posouzení dekomprese	Výjimečná zatížitelnost [tuny]
Metoda PSF	144
Postup dle ČSN EN 1992-2	113
Metoda ECoV	168
Plně pravděpodobnostní přístup	170



V tabulce 8-4 jsou uvedeny hodnoty výjimečné zatížitelnosti.

Z výsledků jednotlivých zatížitelností můžeme vidět blízkost metody odhadu variačního koeficientu a plně pravděpodobnostního přístupu. To může být způsobeno zvoleným mezním stavem a tomu odpovídající doporučené hodnotě indexu spolehlivosti  $\beta_t$ , hodnota součinitele odolnosti je pak  $\gamma_R = 1$ . Z toho plyne, že zatížitelnost metodou ECoV je určena výpočtem na základě středních hodnot materiálových parametrů, charakteristické hodnoty výpočet neovlivní.

## 9 ZÁVĚR

V předložené práci bylo řešeno určení únosnosti, respektive zatížitelnosti, betonového mostu z prefabrikovaných nosníků I-73 s využitím pokročilých výpočetních metod, konkrétně pomocí nelineární analýzy metodou konečných prvků. Na konstrukci bylo nahlíženo s využitím deterministického přístupu, kdy byly použity metody použitelné dle platných předpisů a norem. Jedná se o metodu dílčích součinitelů spolehlivosti (metoda PSF), postup dle ČSN EN 1992-2 a metodu odhadu variačního koeficientu (metoda ECoV). Aplikován byl také plně pravděpodobnostní přístup simulující náhodné chování materiálových parametrů a působícího zatížení.

Před samotným výpočtem je potřeba určit, pro který mezní stav bude konstrukce posuzována. Tomu pak odpovídá doporučená hodnota indexu spolehlivosti  $\beta_t$ . V případě betonových mostů se běžně uvažuje mezní stav použitelnosti pro stav dekomprese a mezní stav únosnosti. V případě, že na konstrukci působí degradační jevy, je posuzován mezní stav trvanlivosti.

Pro možnost porovnat jednotlivé výpočetní metody nelineární analýzy byl nejprve nosník zatěžován rovnoměrným spojitým zatížením. K porovnání sloužil odhadnutý návrhový moment na mezi dekomprese a na mezi únosnosti. Nejvyšší hodnoty byly obdrženy pro metodu odhadu variačního součinitele a pro plně pravděpodobnostní přístup. Návrhové momenty na mezi dekomprese můžeme brát jako prokazatelné, neboť tento stav nastane v přesně stanovený okamžik, když napětí na dolních vláknech nosníku je rovno nule. Porovnání hodnot návrhových momentů na mezi únosnosti může být zavádějící, protože s využitím iterační metody Newton-Rapson je správné určení této meze komplikované.

Metoda PSF (dílčích součinitelů spolehlivosti) je ve stavební praxi velmi rozšířená, z jejího principu vychází většina používaných norem. Přestože při posouzení odolnosti samostatného nosníku I-73 dosahuje uspokojivých výsledků, může vzhledem k použití extrémně nízkých hodnot materiálových parametrů její použití v rámci nelineární analýzy vést k nepřesnostem v odezvě konstrukce v důsledku nerealistického přerozdělení sil.

Postup dle ČSN EN 1992-2 je metodou ověřenou pro posouzení konstrukce, pokud o jejím porušení nerozhoduje překročení tahové pevnosti betonu. Přestože z odhadů návrhových momentů vychází nejkonzervativněji, je metodou rychlou a jednoduše použitelnou. Metoda pracuje s upravenými hodnotami materiálových

parametrů, získaná odezva konstrukce se pak podělí globálním součinitelem odolnosti  $\gamma_R$ , pro běžné případy lze uvažovat hodnotu  $\gamma_R = 1,27$ .

Metoda ECoV vychází z odhadu variačního součinitele na základě porovnání hodnot odezvy získaných výpočtem s charakteristickými a středními hodnotami materiálových parametrů. Metoda může být schůdnou alternativou k plně pravděpodobnostnímu přístupu v případě, kdy chceme ušetřit čas strávený simulováním, což bylo prokázáno provedenými výpočty. K odhadu variačního součinitele jsou totiž potřeba jen dva nelineární výpočty. Návrhová hodnota odolnosti je pak určena z odezvy získané výpočtem pomocí středních hodnot materiálů a globálního součinitele odolnosti  $\gamma_R$ , který v sobě zohledňuje odhadnutý variační součinitelem. Při řešení mezního stavu dekomprese je doporučená hodnota indexu spolehlivosti  $\beta_t = 0$ , tomu odpovídá globální součinitel odolnosti  $\gamma_R = 1$ . V takovém případě je pak odezva konstrukce jen výsledkem použití středních hodnot materiálových parametrů, charakteristické hodnoty nejsou zohledněny, zjištěná odezva zcela nectí princip metody ECoV.

Využití plně pravděpodobnostního přístupu umožňuje simulovat reálné chování konstrukce. Obecně platí, že čím více simulací je provedeno, tím přesnější odezvu získáme. Zvyšující se výkon výpočetní techniky umožňuje provádět simulace stále rychleji, přesto je vhodné pro generování náhodných veličin využít stratifikované metody LHS. Tato metoda dosahuje velmi dobrých výsledků již při malých počtech simulací. Pomocí realizací náhodných veličin lze reálně simulovat náhodnost materiálových parametrů konstrukce i náhodnost působícího zatížení. Stochasticky lze posoudit kritický průřez nebo je možné posoudit konstrukci jako celek. V práci byl nosník modelován ve 2D prostředí. Realističtějšího výsledku by bylo možné dosáhnout modelováním ve 3D prostředí.

V práci byl také posuzován vliv degradačních jevů na únosnost konstrukce, jedná se především o karbonataci betonu vlivem oxidu uhličitého a průniku chloridů z posypových solí. S využitím matematického modelování degradace v programu FReET-D a případné aktualizaci na základě diagnostického průzkumu je možné určit čas, kdy výztuž již není více chráněna krycí vrstvou betonu před korozi. Úbytek výztuže v důsledku případné koroze můžeme taktéž matematicky modelovat. Na základě nově získaného průměru výztuže lze předpovědět snížení únosnosti konstrukce. U posuzovaného nosníku I-73 je pro jeho únosnost rozhodující úbytek předpínací výztuže, její depasivace byla vymodelována pro čas 87,7 let od doby výstavby a celkový procentuální úbytek byl méně než 1,5%. Koroze betonářské výztuže nastala jen pár let po výstavbě, ovšem její vliv na únosnost není

rozhodující. Proto nebyla degradace modelována při určení zatížitelnosti betonového mostu z nosníků I-73.

Na závěr práce byla určena zatížitelnost mostu z nosníků I-73. Na základě diagnostického průzkumu a doporučení platných předpisů byly stanoveny materiálové parametry. Most byl posuzován s ohledem na dříve zjištěné skutečnosti deterministickými metodami i plně pravděpodobnostním přístupem. Zjištěné hodnoty zatížitelností pomocí různých metod kopírují trend zjištěný při zatěžování samostatného nosníku rovnoměrným spojitým zatížením. Můžeme tedy konstatovat, že plně pravděpodobnostní přístup nám poskytuje nejrealnější posouzení zatížitelnosti betonového mostu.

## SEZNAM LITERATURY

- [1] Ředitelství silnic a dálnic ČR: Přehledy z informačního systému o silniční a dálniční síti ČR, 2016, <https://www.rsd.cz/wps/portal/web/rsd/Silnicni-databanka>
- [2] ČSN EN 1992-2. Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007. 88 s. Třídící znak 73 6208.
- [3] ČERVENKA, V. Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete. *Beton- und Stahlbetonbau*, 103, 2008. s. 37-42.
- [4] DOLEŽEL, J. Modelování spolehlivosti betonových konstrukcí: Odhad zatížitelnosti betonových mostů. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. Ústav stavební mechaniky, 2015. 102 s., 37 s. příloh. Disertační práce. Vedoucí práce: prof. ing. Drahomír Novák, DrSc.
- [5] LEHKÝ, D., ŠOMODÍKOVÁ, M., DOLEŽEL, J., NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti a spolehlivosti spřaženého mostu z MPD nosníků. *Beton*, 4, 2016, s 108-113.
- [6] TEPLÝ, B., CHROMÁ, M., VOŘECHOVSKÁ, D., ROVNANÍK, P. FReET-D Deterioration Module Program Documentation, Part 1: Theory. Brno/Cervenka Consulting, Czech Republic, 2008, <http://www.freet.cz>.
- [7] SADÍLEK, V., DOLEŽEL, J., VOŘECHOVSKÝ, M. Řešené úlohy z oblasti spolehlivosti stavebních konstrukcí: Akademické nakladatelství CERM, Brno, 2010.
- [8] ČSN EN 1990. Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004. 71 s. Třídící znak 73 0002.
- [9] ČSN ISO 13822. Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2014. - s. Třídící znak 73 0038.
- [10] Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Model Code. Zurich, 2006. <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [11] ČSN 73 6222. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009. 28 s. Třídící znak 73 6222.
- [12] ČSN EN 1991-2. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005. - s. Třídící znak 73 6203.

- [13] ŠOMODÍKOVÁ, M., DOLEŽEL, J., LEHKÝ, D., NOVÁK, D. Time dependent probabilistic analysis of a deteriorating reinforced concrete bridge. *Taylor & Francis Group, London*, 2015, s. 1852-1858.
- [14] BOB, C. a AFANA, E. On-site assessment of concrete carbonation. *In Proceedings of International Conference Failure of Concrete Structures, Štrbské Pleso*, 1993, s. 84-87.
- [15] ŠOMODÍKOVÁ, M., LEHKÝ, D., DOLEŽEL, J., NOVÁK, D. Modeling of degradation processes in concrete: Probabilistic lifetime and load-bearing capacity assessment of existing reinforced concrete bridges. *Engineering Structures*, 119, 2016, s. 49-60.
- [16] PAPADAKIS, V. G., ROUMELIOTIS, A. P., FARDIS, C. G., VAGENAS, C. G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. *In Proceedings of International Conference on Concrete in the Service of Mankind, Dundee, Scotland*, 1996, s. 165-174.
- [17] ANDRADE, C., SARRIA, J., ALONSO, C. Corrosion rate field monitoring of post-tensioned tendons in contact with chlorides. *In Proceedings of International Conference on Durability of Building Materials and Components*, Stockholm, 1996, s. 959-967.
- [18] *fib* Bulletins 65 & 66. Model Code 2010 – Final draft, Volume 1 & Volume 2., Lausanne, Switzerland. *Fédération internationale du béton (fib)*, 2012.
- [19] SCHLUNE, H. Safety Evaluation of Concrete Structures with Nonlinear Analysis, *Thesis for the degree of doctor of philosophy*, Gothenburg, 2011. ISBN 978-91-7385-551-8.
- [20] SCHLUNE, H., PLOS, M. & GYLLTOFT, K. Safety formats for nonlinear analysis tested on concrete beams subjected to shear forces and bending moments. *In Engineering Structures*, 33, 8. s. 2350-2356, 2011.
- [21] SÝKORA, M., ČERVENKA, V., HOLICKÝ, M. Assessment of model uncertainties in the analysis of reinforced concrete structures. *In 18th International Conference ENGINEERING MECHANICS 2012*, Svratka, Czech Republic, 2012. s. 1263–1272.
- [22] NOVÁK, D., LEHKÝ, D. ANN Inverse Analysis Based on Stochastic Small-Sample Training Set Simulation. *Engineering Application of Artificial Intelligence*, 19, 2006, 731-740.
- [23] HOLICKÝ, M. Global resistance factors for reinforced concrete members. *ACTA POLYTECHNICA 2006*, CTU in Prague, 2006.
- [24] AYYUB, B. M.; LAI, K. L. Structural Reliability Assessment Using Latin Hypercube Sampling. *In Proc. of ICOSSAR '89, the 5th International Conference on Structural Safety and Reliability*. San Francisco, USA, August 7-11, Vol. I, Structural Safety and Reliability, 1989, s. 1177-1184.

- [25] Technické podmínky TP 224. Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury. Praha, 2010.
- [26] VOŘECHOVSKÝ, M., NOVÁK, D. Correlation control in small sample Monte Carlo type simulations I: A Simulated annealing approach. Probabilistic Engineering Mechanics.
- [27] Typový podklad. Konštrukcie cestných a diaľničných mostov z prefabrikátov I 73 dĺžky 21-30 m. Štátny ústav pre projektovanie dopravných stavieb – Dopravoprojekt – Bratislava. Bratislava, 1973.
- [28] SUZA, I. Diagnostický průzkum dálničních mostů ev. č. D2-046..2 a D2-046..1 v km 48,598 dálnice D2 přes polní cestu, železnici a MK u obce Břeclav. Mostní a silniční, s. r. o., Brno, 2012.
- [29] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990: Design code, London: Thomas Telford services Ltd., 1993.
- [30] ČERVENKA, V., JENDELE, L., ČERVENKA, J. ATENA Program Documentation – Part 1: Theory. Cervenka Consulting, Praha, 2012.
- [31] NOVÁK, D., VOŘECHOVSKÝ, M., RUSINA, R. FReET – Program Documentation: User's and Theory Guides, Version 1.5. Brno/Cervenka Consulting, Czech Republic, 2012, <http://www.freet.cz>.
- [32] SUZA, I., MIKULÍK, A. Pravda o příčném roznosu tyčových prefabrikátů. Mostní a silniční, s. r. o., Brno, 2005.

## SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 2-1: Přehled spolehlivostních metod dle ČSN EN 1990.....	4
Obr. 2-2: Stanovení pravděpodobnosti poruchy a indexu spolehlivosti .....	5
Obr. 3-1: Příklad rozmístění zatěžovacích pruhů pro normální zatížitelnost $V_n$ v příčném směru.....	10
Obr. 3-2: Schéma šestinápravového vozidla pro stanovení výhradní zatížitelnosti	11
Obr. 3-3: Schéma zvláštního vozidla pro stanovení výjimeční zatížitelnosti .....	12
Obr. 5-1: Schéma úrovní spolehlivostního posouzení betonových konstrukcí (převzato z [4]).....	18
Obr. 5-2: Postup určení zatížitelnosti stávajících mostů plně pravděpodobnostním přístupem (převzato z [4]) .....	19
Obr. 5-3: Generování náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce (převzato z [7]).....	28
Obr. 5-4: Rozdělení definičního oboru distribuční funkce metodou LHS (převzato z [7]) .....	29
Obr. 6-1: Schéma nosníku I-73 délky 27 metrů a vedení předpínací výztuže .....	32
Obr. 6-2: Aproximace skutečného nosníku při 2D modelování.....	34
Obr. 6-3: Ukázka vygenerované sítě konečných prvků pro první a druhý segment nosníku a mezilehlou spáru .....	35
Obr. 6-4: Postup pravděpodobnostního posouzení spolehlivosti betonových mostů v SARA studio (převzato z [4]) .....	37
Obr. 6-5: Rozdělení předpínacích lan do skupin .....	39
Obr. 6-6: Histogramy momentů získaných stochastickou analýzou pro mezní stav dekomprese a mezní stav únosnosti.....	40
Obr. 6-7: Vyhodnocení jednotlivých metod v programu IO-SUPPORT pro mezní stav dekomprese.....	41
Obr. 6-8: Vyhodnocení jednotlivých metod v programu IO-SUPPORT pro mezní stav únosnosti .....	42
Obr. 7-1: Fotodokumentace zkoumání konstrukce na případnou korozi výztuže betonářské (vlevo) a výztuže předpínací (vpravo).....	43
Obr. 7-2: Průběh hloubky karbonatce betonu $x_c$ v čase $t$ .....	45
Obr. 7-3: Průběh hloubky průniku chloridů do betonu $x_{Cl}$ v čase $t$ .....	45
Obr. 7-4: Změna únosnosti nosníku I-73 v čase vlivem degradace .....	48
Obr. 8-1: Dálniční most ev. č. D2-046..2 .....	49
Obr. 8-2: Pohled na levý most ve směru staničení, tj. od Brna směrem k Bratislavě .....	50
Obr. 8-3: Průhyby nosníků I-73 v závislosti na vzdálenosti od místa zatížení.....	50



Obr. 8-4: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení normální zatížitelnosti stochasticky na globální úrovni .....	53
Obr. 8-5: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení výhradní zatížitelnosti .....	54
Obr. 8-6: Schéma zatěžovací soustavy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti .....	55

## SEZNAM TABULEK

Tab. 2-1: Vztah mezi pravděpodobností poruchy $p_f$ a indexem spolehlivosti $\beta$ .....	6
Tab. 2-2: Informativní návrhová životnost dle ČSN EN 1990.....	7
Tab. 2-3: Rozdělení mostů dle následků poruchy .....	8
Tab. 2-4: Hodnoty indexu spolehlivosti $\beta_t$ pro MSÚ (ČSN EN 1990) .....	8
Tab. 2-5: Směrné úrovně spolehlivosti dle ČSN ISO 13822 .....	9
Tab. 2-6: Index spolehlivosti dle JCSS s ohledem na následky poruchy .....	9
Tab. 5-1: Pravděpodobnostní modely vlastní tíhy.....	24
Tab. 5-2: Pravděpodobnostní modely materiálových parametrů .....	24
Tab. 5-3: Korelační matice parametrů betonu a výztuže .....	25
Tab. 5-4: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty.....	26
Tab. 5-5: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty dle ČSN EN 1990 ....	26
Tab. 5-6: Pravděpodobnostní modely pro modelové nejistoty dle JCSS.....	27
Tab. 6-1: Materiálové vlastnosti použité v deterministických modelech.....	33
Tab. 6-2: Hodnoty ohybových momentů z deterministického nelineárního výpočtu .....	35
Tab. 6-3: Hodnoty návrhových momentů určené deterministickými metodami .....	36
Tab. 6-4: Pravděpodobnostní modely materiálových parametrů použitých při posouzení nosníku I-73.....	38
Tab. 6-5: Korelační matice pro beton a předpínací výztuž.....	38
Tab. 6-6: Pravděpodobnostní modely zatížení .....	39
Tab. 6-7: Stochastická nelineární analýza na lokální úrovni – hodnoty ohybových momentů .....	40
Tab. 6-8: Porovnání metod NLMKPA při posouzení nosníku I-73.....	41
Tab. 7-1: Vstupní parametry matematického modelování degradačních jevů.....	44
Tab. 7-2: Hodnoty vývoje degradačních jevů v čase .....	46
Tab. 7-3: Vstupní parametry matematického modelování koroze výztuže.....	46
Tab. 7-4: Hodnoty sníženého průměru betonářské a předpínací výztuže .....	47
Tab. 7-5: Hodnoty návrhových momentů v průběhu času .....	48
Tab. 8-1: Pravděpodobnostní modely zatížení a modelových nejistot .....	51
Tab. 8-2: Hodnoty normální zatížitelnosti .....	54
Tab. 8-3: Hodnoty výhradní zatížitelnosti.....	55
Tab. 8-4: Hodnoty výjimečné zatížitelnosti.....	55

## SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

CoV	variační koeficient
DET	deterministicky určená hodnota
DP	diagnostický průzkum
ECoV	metoda odhadu variačního koeficientu (Estimate Coefficient of Variation Method)
LHS	Latin Hypercube Sampling
LoRA	procentuální úbytek plochy výztuže (Percentage Loss of Reinforcement Area)
LM1	model zatížení dopravou 1
LN (2 par)	lognormální dvouparametrické rozdělení pravděpodobnosti
Mean	střední hodnota
MKP	metoda konečných prvků
MSP	mezní stav použitelnosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
MST	mezní stav trvanlivosti
N	normální rozdělení pravděpodobnosti
NLMKPA	nelineární analýza metodou konečných prvků
PDF	funkce hustoty pravděpodobnosti (Probability Density Function)
PSF	metoda dílčího součinitele spolehlivosti (Partial Safety Factor Method)
ROV	rovnoměrné rozdělení pravděpodobnosti
TROJ	trojúhelníkové rozdělení pravděpodobnosti
$\alpha_R$	citlivostní faktor odolnosti konstrukce
$\beta$	index spolehlivosti
$\beta_t$	doporučená/požadovaná hodnota indexu spolehlivosti
$\epsilon_{lim}$	poměrné přetvoření výztuže
$\theta_R$	modelové nejistoty odolnosti
$\theta_E$	nejistoty modelu účinků zatížení
$\rho$	objemová tíha
$\psi$	modelové nejistoty
$\psi_{1,1}$	kombinační součinitel pro častou hodnotu zatížení
$\Phi$	normovaná normální distribuční funkce
$\gamma_c$	materiálový součinitel pro beton
$\gamma_M$	materiálový součinitel obecně
$\gamma_s$	materiálový součinitel pro ocel
$\gamma_R$	součinitel odolnosti
$\gamma_{Rd}$	návrhový součinitel odolnosti
$\tilde{\gamma}_R$	globální součinitel odolnosti
$a$	tloušťka krycí vrstvy
$A$	parametr karbonatace
$A_{eff}$	efektivní plocha
$A_s$	plocha výztuže

$b$	šířka
$b_{\text{eff}}$	efektivní šířka
$C_0$	zbytková hodnota mostu
$C_a$	koncentrace chloridů v krycí vrstvě betonu
$C_{\text{cr}}$	hranice koncentrace chloridových iontů v kapalině
$C_f$	náklady na pořízení mostu
$C_{\text{S},0}$	koncentrace chloridových iontů na nejbližším povrchu betonu
$C_{\text{sat}}$	koncentrace saturovaných chloridových iontů v pevném skupenství
$\text{CaCl}_2$	chlorid vápenatý
$\text{Cl}^-$	chloridové ionty
$\text{CO}_2$	oxid uhličitý
$d$	průměr výztuže
$d_i$	původní průměr výztuže
$D_{\text{Cl}^-, \text{H}_2\text{O}}$	difuzní koeficient $\text{Cl}^-$
$D_{\text{e}, \text{Cl}^-}$	efektivní rozptyl chloridů
$E$	účinky zatížení
$E_{\text{c(p,s)}}$	modul pružnosti
$E_d$	návrhové účinky zatížení
$E_k$	časté účinky zatížení
$f_c$	tlaková pevnost betonu
$f_{\text{c,k}}$	charakteristická tlaková pevnost betonu
$f_{\text{c,d}}$	návrhová tlaková pevnost betonu
$f_{\text{c,m}}$	střední hodnota tlakové pevnosti betonu
$f_{\text{ct}}$	tahová pevnost betonu
$f_{\text{E}}(\mathbf{e})$	hustota pravděpodobnosti účinků zatížení
$F_p$	předpínací síla
$f_{\text{R}}(r)$	hustota pravděpodobnosti odolnosti
$f(\text{RH})$	vliv relativní vlhkosti
$f_u$	mez únosnosti výztuže
$f_y$	mez kluzu výztuže
$f_{y,c}$	charakteristická mez kluzu výztuže
$f_{y,d}$	návrhová mez kluzu výztuže
$f_{y,m}$	střední hodnota meze kluzu výztuže
$\tilde{f}_{\text{c,m}}$	upravená hodnota pevnosti betonu
$\tilde{f}_{y,m}$	upravená hodnota meze kluzu oceli
$g$	vlastní tíha
$G_f$	specifická lomová energie betonu
$G_{k,j}$	součet účinků od stálého zatížení
$i_{\text{corr}}$	proudová hustota
$M$	zatížení ohybovým momentem
$M_d$	návrhový ohybový moment
$M_k$	charakteristický návrhový moment
$M_m$	střední hodnota návrhového momentu
$\tilde{M}_m$	upravený ohybový moment

$M_{R,dek}$	návrhový ohybový moment na mezi dekomprese
$M_{R,u}$	návrhový ohybový moment na mezi únosnosti
NaCl	chlorid sodný
$p_{dep}$	pravděpodobnost, že dojde k depasivaci
$p_f$	pravděpodobnost poruchy
$p_{f,t}$	doporučená/požadovaná hodnota pravděpodobnosti poruchy
$R$	odolnost konstrukce
$r_{CO_2}$	koncentrace $CO_2$
$R_{corr}$	koeficient typu koroze
$R_d$	návrhová odolnost konstrukce
$\hat{R}_d$	získaná odolnost konstrukce z NLMKPA
$\hat{R}_k$	získaná charakteristická hodnota odolnosti konstrukce z NLMKPA
$\hat{R}_m$	získaná střední hodnota odolnosti konstrukce z NLMKPA
$t$	čas
$t_{i,C(Cl)}$	inicializační čas karbonatace (průniku chloridů)
$T_d$	návrhová životnost konstrukce
$u_{ij}$	pseudonáhodné číslo
$u_{max}$	maximální průhyb
$V_{aw}$	zatížení na zadní nápravu v pružích č. 1 a 2 normální zatížitelnosti
$V_{i,d}$	návrhová zatížitelnost
$V_k$	účinky od pohyblivého zatížení
$V_n$	normální zatížitelnost
$v_n$	definované jednotkové rovnoměrné zatížení normální zatížitelnosti
$V_{nw}$	tíha vozidla odpovídající normální zatížitelnosti
$V_r$	výhradní zatížitelnost
$V_R$	variační koeficient
$V_{rw}$	tíha vozidla odpovídající výhradní zatížitelnosti
$V_e$	výjimečná zatížitelnost
$w$	poměrný obsah vody
$w_j$	šířka zatěžovacího pruhu
$X$	vektor náhodných veličin
$x_c$	hloubka karbonatace
$X_m$	střední hodnota náhodné veličiny
$Z$	rezerva spolehlivosti
$Z$	vektor funkce poruchy

## SEZNAM PŘÍLOH

A	Diagnostický průzkum – vyhodnocení určení pevností betonu.....	70
---	--	----

## A DIAGNOSTICKÝ PRŮZKUM – VYHODNOCENÍ URČENÍ PEVNOSTÍ BETONU

VYHODNOCENÍ NDT ZKOUŠEK BETONU - SCHMIDT N dle ČSN EN 1990 a ČSN 73 1373  <b>most ev. č. D2-046..1, D2-046..2 – Nosná konstrukce</b>	
Počet zkušebních míst	24
Počet platných zkušebních míst	24
Aritmetický průměr pevnosti $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	54,63
Minimální pevnost $f_{b,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	50,13
Maximální pevnost $f_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	55,80
Výběrová směrodatná odchylka $s_x$ :	1,38
Variační koeficient $V_x$ [-]:	0,03
$k_n$ [-]:	1,68
<b>Nezaručená char. Pevnost betonu v tlaku <math>f_{be,ck}</math> [N/mm<sup>2</sup>]:</b>	<b>52,3</b>
<b>Značka betonu dle ČSN 732001</b>	<b>500</b>
<b>Třída betonu dle ČSN 731205</b>	<b>B500</b>
<b>Třída betonu dle ČSN EN 206-1</b>	<b>C40/50</b>

VYHODNOCENÍ NDT ZKOUŠEK BETONU - SCHMIDT N dle ČSN EN 1990 a ČSN 73 1373  <b>most ev. č. D2-046..1, D2-046..2 – Podélné spáry</b>	
Počet zkušebních míst	14
Počet platných zkušebních míst	14
Aritmetický průměr pevnosti $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	40,57
Minimální pevnost $f_{b,min}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	23,90
Maximální pevnost $f_{b,max}$ [N/mm <sup>2</sup> ]:	51,03
Výběrová směrodatná odchylka $s_x$ :	8,68
Variační koeficient $V_x$ [-]:	0,21
$k_n$ [-]:	1,70
<b>Nezaručená char. Pevnost betonu v tlaku <math>f_{be,ck}</math> [N/mm<sup>2</sup>]:</b>	<b>25,8</b>
<b>Značka betonu dle ČSN 732001</b>	<b>250</b>
<b>Třída betonu dle ČSN 731205</b>	<b>B25</b>
<b>Třída betonu dle ČSN EN 206-1</b>	<b>C20/25</b>