

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

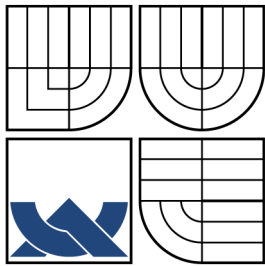
PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI
A ŽIVOTNOSTI ŽELEZOBETONOVÝCH MOSTŮ

DIZERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

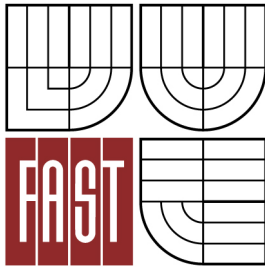
AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. MARTINA ŠOMODÍKOVÁ

BRNO 2016



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI
A ŽIVOTNOSTI ŽELEZOBETONOVÝCH MOSTŮ
PROBABILISTIC RELIABILITY AND DURABILITY ANALYSES OF REINFORCED
CONCRETE BRIDGES

DIZERTAČNÍ PRÁCE
DOCTORAL THESIS

AUTOR PRÁCE
AUTHOR

Ing. MARTINA ŠOMODÍKOVÁ

VEDOUCÍ PRÁCE
SUPERVISOR

Ing. DAVID LEHKÝ, Ph.D.

BRNO 2016

ABSTRAKT

Práce je zaměřena na vytvoření komplexní metodiky pro pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových konstrukcí, zejména mostů pozemních komunikací. Stanovení jejich zatížitelnosti je prováděno s využitím pravděpodobnostních metod v kombinaci s nelineární analýzou, založenou na metodě konečných prvků, a s ohledem na spolehlivostní požadavky stanovené současně platnými normativními předpisy. Na základě matematického modelování degradačních jevů, jako jsou karbonatace betonu, pronikání chloridových iontů betonem a následná koroze výztuže, je zohledněn i aktuální stav konstrukcí a prováděna predikce jejich zatížitelnosti a spolehlivosti v čase. Pozornost je zde zaměřena zejména na rozšíření analytických modelů pro modelování degradačních procesů s ohledem na vliv mechanického zatížení konstrukce nebo jejích prvků, návrh aproximační metody založené na umělé neuronové síti, která by dokázala efektivně a s ohledem na přesnost a minimalizaci počtu simulací nahradit původní funkci poruchy, a propojení dílčích pokročilých postupů a metod v automatizovaný proces.

KLÍČOVÁ SLOVA

Spolehlivost, životnost, zatížitelnost, pravděpodobnost poruchy, index spolehlivosti, aproximace, umělá neuronová síť

ABSTRACT

This thesis deals with the development of a complex methodology for probabilistic analysis of reliability and durability of reinforced concrete structures, especially road bridges. An estimation of load-bearing capacity is carried out using probabilistic methods in combination with the nonlinear finite element method analysis and also with respect to reliability requirements according to standards. The current state of the structure is taken into account based on the mathematical modeling of the degradation processes, such as concrete carbonation, chloride ingress and subsequent corrosion of reinforcement. Then the load-bearing capacity and reliability is predicted over time. Attention is focused on the upgrade of the analytical models for modeling of degradation processes with regard to the effect of mechanical load on the structure or its components, the development of an artificial neural network-based response surface method for efficient approximation of the original limit state function with respect to the accuracy and a minimization the number of simulations, and an interconnection of individual processes and advanced methods in an automatic process.

KEYWORDS

Reliability, durability, load-bearing capacity, failure probability, reliability index, approximation, artificial neural network

Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů: dizertační práce. Brno: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, 2016. 146 s. Vedoucí práce byl Ing. David Lehký, Ph.D.

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem dizertační práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

Brno

.....

Ing. Martina Šomodíková
(podpis autora)

Poděkování:

Touto cestou bych velmi ráda poděkovala zejména vedoucímu této práce Ing. Davidu Lehkému, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady a připomínky, trpělivost, ochotu a čas, věnovaný mi v průběhu celého doktorského studia. Dále bych chtěla velmi poděkovat Ing. Václavu Sadílkovi, Ph.D. za nenahraditelnou pomoc při zpracování některých dílčích úloh práce, týkajících se zejména programování a automatizace výpočetních úloh. V neposlední řadě patří velký dík mé rodině, která mi byla po celou dobu studia rovněž velkou oporou.

Dílčí části práce vznikly za podpory projektu č. GA14-10930S „*Prostorová variabilita degradace a poškození při spolehlivostní analýze konstrukcí (SPADD)*“ a projektu č. 15-07730S „*Přímá a inverzní spolehlivostní optimalizace s ohledem na nejistoty (FIRBO)*“, podporovaných Grantovou agenturou České republiky (GAČR).

OBSAH

Úvod	17
Cíle práce	17
Obsah práce	18
1 Spolehlivost stavebních konstrukcí	21
1.1 Úvod do spolehlivosti	21
1.2 Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti	23
1.2.1 Pravděpodobnost poruchy	23
1.2.2 Index spolehlivosti	24
1.2.3 Citlivostní analýza	26
1.2.4 Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami – metoda simulovaného žíhání	29
1.3 Požadavky spolehlivosti dle platných normativních předpisů	30
2 Životnost stavebních konstrukcí	35
2.1 Pravděpodobnostní analýza životnosti	35
2.2 Matematické modelování degračních procesů	38
2.2.1 Karbonatace betonu	39
2.2.2 Průnik chloridových iontů	44
2.2.3 Koroze výztuže	48
3 Metody výpočtu ukazatelů spolehlivosti	51
3.1 Simulační metody Monte Carlo a Latin Hypercube Sampling	52
3.2 Aproximační metody	55
3.2.1 Aproximační metoda 1. a 2. řádu	55
3.2.2 Metody typu response surface	56
3.2.3 Aproximace s využitím umělé neuronové sítě	58
3.3 Umělá neuronová síť	58
3.3.1 Tvorba sítě	59
3.3.2 Přenosové funkce	60
3.3.3 Učení sítě	61
3.3.4 Aproximační metoda ANN-RSM	62
4 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací	65
5 Aplikace – modelování procesů degradace, analýza spolehlivosti	71
5.1 Most v obci Přední Zborovice	71
5.2 Chladicí věž	78

5.3	Závěry	82
6	Aplikace – aproximace funkce poruchy s využitím ANN-RSM	83
6.1	Rám se sedlovou střechou	83
6.2	Deskový most u obce Lopeník	86
6.3	Předpjatý most před obcí Uherský Ostroh	89
6.4	Závěry	96
7	Aplikace – komplexní metodika plně pravděpodobnostní analýzy spolehlivosti	97
7.1	Popis analyzované konstrukce	97
7.2	Stochastické modelování vstupních náhodných veličin modelu	100
7.3	Ověření mezního stavu trvanlivosti, životnost mostu	102
7.4	Stanovení aktuální úrovně zatížitelnosti a její predikce v čase	106
7.5	Závěry	112
8	Závěr	115
	Literatura	121
	Seznam symbolů, veličin a zkratk	129
	Životopis	137
	Vlastní publikované práce	141

SEZNAM OBRÁZKŮ

1.1	Pravděpodobnost poruchy (vlevo); index spolehlivosti dle Cornella (vpravo)	24
1.2	Příklady korelací vyjádřených Pearsonovým korelačním koeficientem .	27
1.3	Příklady korelací zobrazených v paralelním souřadném systému . . .	28
1.4	Princip metody simulovaného žíhání na základě energetického grafu .	30
2.1	Funkce relativní vlhkosti pro modely karbonatace <i>Carb1</i> , <i>Carb2</i> a <i>Carb4</i>	40
2.2	Závislost součinitele k_σ na poměru tahového/tlakového napětí a jeho mezní hodnoty	44
2.3	Koeficient difúze D při pronikání chloridů betonem porušeným trhlinami	49
3.1	Generování realizace náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce – klasická metoda Monte Carlo (vlevo) a metoda LHS (vpravo)	53
3.2	Aproximační metoda FORM	56
3.3	Schéma výstupu z jednoho neuronu	59
3.4	Typy přenosových funkcí – a) dvouhodnotová funkce, b) lineární funkce, c) sigmoidální funkce, d) hyperbolický tangens	61
3.5	Postup výpočtu ukazatelů spolehlivosti pomocí metody ANN-RSM .	63
4.1	Hodnoty dynamických součinitelů δ_1 , δ_2 a δ_3 v závislosti na vlastní frekvenci f nebo náhradní délce L_d	66
4.2	Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n	67
4.3	Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n	68
4.4	Schémata vozidel pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r	69
4.5	Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e .	69
5.1	Most v obci Přední Zborovice – pohled (vlevo, převzato z [38]) a příčný řez (vpravo)	71
5.2	Srovnání modelů karbonatace (vlevo) a průniku chloridů (vpravo) . .	75
5.3	Pokles průměru výztuže z důvodu koroze vlivem karbonatace (vlevo) a vlivem průniku chloridových iontů (vpravo)	76
5.4	Vývoj karbonatační hloubky v čase – vnější povrch chladicí věže . . .	80
5.5	Vývoj karbonatační hloubky v čase – vnitřní povrch chladicí věže . .	80
5.6	Úroveň spolehlivosti chladicí věže v čase	81
6.1	Schéma rámu se sedlovou střechou	83
6.2	Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod	85

6.3	Zpřesněný odhad hodnoty indexu spolehlivosti β získaný na základě zpřesnění aproximace funkce poruchy z oblasti okolo středních hodnot do oblasti v blízkosti návrhového bodu	86
6.4	Most u obce Lopeník – pohled (vlevo); srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod (vpravo)	87
6.5	Most před obcí Uherský Ostroh – podélný řez (nahore), pohled (vlevo dole, převzato z [44]) a příčný řez (vpravo dole)	90
6.6	Výpočtový model analyzovaného mostu, včetně zatěžovací sestavy pro stanovení normální zatížitelnosti – software ATENA 2D	90
6.7	Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod pro mezní stav dekomprese	94
6.8	Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod pro mezní stav šířky trhlin	96
7.1	Souhrnný postup metodiky pro pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů	98
7.2	Most přes řeku Sázavu – pohled (vlevo, převzato z [45]) a příčný řez (vpravo)	99
7.3	Zatěžovací schéma pro stanovení normální zatížitelnosti	100
7.4	Průběh degradačních procesů v čase – karbonatace betonu a průnik chloridů (vlevo); pokles průměru výztuže vlivem koroze (vpravo) . . .	104
7.5	Úroveň spolehlivosti při dosažení mezního stavu trvanlivosti v čase . .	105
7.6	Křivky zatížení vs. průhyb jednotlivých realizací MKP výpočtu v čase $t = 60$ let (rok 2015 – aktuální stav)	107
7.7	Průběh normálových napětí a obraz teoretických trhlin při dosažení MSP ($w > 0,3$ mm) a MSÚ ($w > 0,5$ mm)	107
7.8	Histogramy normální zatížitelnosti aproximované vybranými rozděleními pravděpodobnosti pro MSÚ a MPS v jednotlivých časových uzlech	108
7.9	Průběh středních hodnot normální zatížitelnosti pro MSÚ a MSP v čase	108
7.10	Srovnání hodnot zatížitelnosti v čase stanovených na základě různých pravděpodobnostních metod pro MSÚ a MSP	111

SEZNAM TABULEK

1.1	Definice tříd následků (ČSN EN 1990)	31
1.2	Doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stavy únosnosti (ČSN EN 1990)	31
1.3	Hodnoty indexu spolehlivosti pro nosné prvky třídy RC2 (ČSN EN 1990)	31
1.4	Hodnoty pravděpodobnosti poruchy p_f s odpovídajícími hodnotami indexu spolehlivosti β	32
1.5	Kategorizace mostů pozemních komunikací (PK) podle následků poruchy (TP 224)	33
1.6	Hodnoty indexu spolehlivosti pro ověřování existujících mostů (TP 224)	33
2.1	Informativní návrhové životnosti konstrukcí (ČSN EN 1990)	36
2.2	Modely karbonatace implementované v modulu FReET-D	40
2.3	Modely průniku chloridů implementované v modulu FReET-D	45
3.1	Generované realizace vstupních náhodných veličin pro N_{sim} deterministických výpočtů funkce $G(\mathbf{X})$	55
5.1	Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu karbonatace	73
5.2	Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu průniku chloridových iontů	74
5.3	Srovnání výsledků získaných na základě různých modelů karbonatace	75
5.4	Srovnání výsledků získaných na základě různých modelů průniku chloridů	75
5.5	Definice vstupních náhodných veličin pro modelování koroze výztuže .	76
5.6	Srovnání výsledků modelování koroze výztuže vlivem karbonatace . .	77
5.7	Srovnání výsledků modelování koroze výztuže vlivem průniku chloridů	77
5.8	Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu karbonatace chladící věže	79
5.9	Srovnání hloubky karbonatace získané na základě analytických modelů s výsledky dle měření v čase $t = 19,1$ let	79
5.10	Hodnoty korelačních koeficientů získaných na základě citlivostní analýzy	82
6.1	Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu rámu	84
6.2	Struktura neuronové sítě pro příklad rámu se sedlovou střechou	85
6.3	Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu mostu u obce Lopeník	88
6.4	Struktura neuronové sítě pro příklad mostu u obce Lopeník	88
6.5	Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu mostu před obcí Uherský Ostroh	92
6.6	Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami	93
6.7	Stanovené hodnoty normální zatížitelnosti V_n	93

6.8	Struktura neuronové sítě pro analýzu mezního stavu šířky trhlin . . .	95
7.1	Definice vstupních náhodných veličin	101
7.2	Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami	101
7.3	Definice vstupních náhodných veličin pro modelování degradačních procesů	103
7.4	Výsledky vývoje degradace betonu v čase (vlevo); výsledky modelování koroze výztuže v čase (vpravo)	104
7.5	Hodnoty normální zatížitelnosti stanovené různými metodami (hodnoty v závorkách jsou pro normální rozdělení odezvy modelu konstrukce)	111

ÚVOD

Předkládaná dizertační práce se zaměřuje na vytvoření komplexní metodiky, jakožto obecného postupu pro plně pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti železobetonových konstrukcí, zejména mostů pozemních komunikací. Stanovení jejich zatížitelnosti je prováděno s využitím pravděpodobnostních metod v kombinaci s nelineární analýzou, založenou na metodě konečných prvků, a s ohledem na spolehlivostní požadavky stanovené současně platnými normativními předpisy. Na základě matematického modelování degradačních jevů, jako jsou karbonatace betonu, pronikání chloridových iontů betonem a následná koroze výztuže, je zohledněn i aktuální stav konstrukcí a prováděna predikce jejich zatížitelnosti a spolehlivosti v čase.

V souvislosti s využitím pokročilých metod modelování odezvy konstrukce zde již, na rozdíl od jednoduchých funkcí poruchy, není při výpočtu pravděpodobnosti poruchy reálné použití klasické simulační metody Monte Carlo vyžadující pro stanovení velmi malých hodnot pravděpodobnosti poruchy miliony či desítky milionů simulací. Pozornost je tedy zaměřena na zdokonalení aproximačních metod a jejich využití při vyčíslení pravděpodobnosti poruchy, resp. indexu spolehlivosti těchto komplexních úloh. Využije se zde technika aproximace hranice poruchy známá jako response surface (metoda plochy odezvy) v kombinaci s umělou neuronovou sítí a metodou Latin Hypercube Sampling.

Umělá neuronová síť jakožto výkonný paralelní výpočtový systém představuje vhodný aproximátor funkce poruchy. Díky své schopnosti generalizovat by měla být efektivnější ve vystižení funkce poruchy s již malým počtem simulací oproti klasickým polynomiálním response surface metodám. Efektivita je navíc zvýrazněna použitím stratifikované simulační metody Latin Hypercube Sampling při výběru prvků učicí množiny neuronové sítě, čímž je zajištěno dobré pokrytí návrhového prostoru i při použití malého počtu simulací. Následné vyhodnocení pravděpodobnosti poruchy je provedeno pomocí aproximované funkce poruchy řešené konstrukce a jsou použity klasické postupy jako např. simulace Monte Carlo či aproximační metoda FORM (First-Order Reliability Method). Důraz je dále kladen na dosažení dostatečné přesnosti při aproximaci funkce poruchy a minimalizaci počtu interpolačních bodů, který je limitujícím faktorem při opakovaném výpočtu původní funkce poruchy s využitím časově náročných konečněprvkostních analýz.

Cíle práce

Stěžejním cílem práce je:

- vytvoření obecně použitelného postupu pro plně pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů.

V rámci tvorby komplexní metodiky pro analýzu existujících mostů je třeba splnit dílčí cíle, jež lze shrnout do následujících bodů:

- využití pravděpodobnostních metod v kombinaci s analýzou založenou na metodě konečných prvků při stanovení úrovně zatížitelnosti železobetonových mostů;
- zohlednění aktuálního stavebního stavu konstrukcí na základě provedených prohlídek mostů a s ohledem na výsledky matematického modelování degračních jevů;
- stanovení úrovně spolehlivosti a predikce zatížitelnosti železobetonových mostů v čase.

Při plnění dílčích cílů je přitom pozornost zaměřena na:

- rozšíření analytických modelů pro modelování degračních procesů s ohledem na vliv mechanického zatížení konstrukce nebo jejích prvků;
- návrh aproximační metody založené na umělé neuronové síti, která by dokázala efektivně a s ohledem na minimalizaci počtu simulací (tj. počtu opakovaných vyčíslení funkce poruchy na základě časově náročných analýz založených na metodě konečných prvků) nahradit původní funkci poruchy s dostatečnou přesností;
- automatizaci celého procesu spolehlivostní analýzy zatížitelnosti existujících železobetonových mostů.

Obsah práce

Práce je svým obsahem rozdělena na dvě části: část teoretickou (kapitoly 1–4) a část praktických aplikací, která je rozdělena do celkem tří kapitol (kapitoly 5–7), z nichž každá obsahuje řešení dílčích úloh prováděných v rámci komplexního postupu pro stanovení spolehlivosti a životnosti existujících železobetonových konstrukcí.

Kapitola 1 obsahuje teoretický úvod do spolehlivosti stavebních konstrukcí. Zaměřuje se především na analýzu spolehlivosti založenou na pravděpodobnostních metodách, podává ucelené informace o kvantitativním vyjádření spolehlivosti konstrukce na základě hodnot spolehlivostních ukazatelů, jako jsou pravděpodobnost poruchy a index spolehlivosti. Zmíněna je citlivostní analýza a způsob zavádění korelace mezi vstupní náhodné veličiny pomocí metody simulovaného žíhání. V závěru kapitoly je pozornost zaměřena na požadavky na spolehlivost konstrukcí dle platných normativních předpisů.

Kapitola 2 je věnována životnosti stavebních konstrukcí. Podrobně jsou zde popsány analytické modely pro matematické modelování degračních procesů karbo-

natace betonu, průniku chloridových iontů z posypových solí a koroze výztuže, které jsou autorkou využívány při analýzách životnosti a spolehlivosti reálných konstrukcí v aplikační části práce.

V kapitole 3 jsou popsány metody výpočtu ukazatelů spolehlivosti při řešení spolehlivostních úloh, které jsou rozděleny na metody simulační a metody aproximační. Ze simulačních metod jsou zmíněny klasická metoda Monte Carlo a stratifikovaná simulační metoda Latin Hypercube Sampling, která je z důvodu dobrého pokrytí prostoru náhodných veličin využívána v aplikačních příkladech pro generování realizací vektorů náhodných veličin výpočtového modelu. Z aproximačních metod jsou představeny přibližné metody FORM a SORM a metody plochy odezvy založené na klasické polynomiální aproximaci nebo aproximaci s využitím umělé neuronové sítě.

Kapitola 4 pak podává čtenáři informace o jednotlivých typech zatížitelnosti mostů pozemních komunikací a způsobech jejího stanovení.

Kapitola 5 se zabývá zohledněním aktuálního stavebního stavu existujících konstrukcí při analýze jejich zatížitelnosti a životnosti a obsahuje celkem dva aplikační příklady. V prvním z nich je pozornost zaměřena na pokročilé modelování degradace železobetonového mostu, v rámci jehož analýzy bylo provedeno modelování karbonatace betonu a průniku chloridových iontů s využitím různých matematických modelů. Použity byly jak modely jednoduché, tak i modely velmi komplexní, zakomponované v současných normativních předpisech. Druhým příkladem je ověření trvanlivosti konstrukce chladicí věže s ohledem na vliv mechanického zatížení na průběh procesu karbonatace.

Cílem kapitoly 6 je představení a srovnání efektivity navržené aproximační metody založené na umělé neuronové síti s dalšími spolehlivostními metodami při výpočtu ukazatelů spolehlivosti. Vyvíjená metoda je testována celkem na třech konstrukcích. Prvními dvěma jsou rám se sedlovou střechou a železobetonový deskový most, kde funkce poruchy jsou definovány explicitně, třetí příklad ukazuje aplikaci metody na předpjatý segmentový most, jehož odezva je řešena s využitím nelineární analýzy metodou konečných prvků, tedy funkce poruchy je dána v implicitním tvaru.

V kapitole 7 je souhrn dílčích postupů a metod, které dohromady tvoří obecný postup pro analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů, aplikován při stanovení zatížitelnosti železobetonového trémového mostu. Analýza zatížitelnosti je provedena pomocí pokročilých výpočtových nástrojů nelineární mechaniky v kombinaci s pravděpodobnostními metodami s ohledem na aktuální stavební stav konstrukce. Na základě modelování časově závislých degradačních procesů je provedena i predikce hodnot zatížitelnosti v průběhu celé návrhové životnosti mostu. Ke stanovení spolehlivostních ukazatelů jsou použity různé metody, jejichž výsledky jsou srovnány mezi sebou i s hodnotou zatížitelnosti stanovenou deterministicky dle

platných normativních předpisů.

V závěru práce (kapitola 8) jsou shrnuty stěžejní výsledky získané na základě provedených analýz a uvedeny náměty k další práci vedoucí k rozvoji řešené problematiky.

1 SPOLEHLIVOST STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

1.1 Úvod do spolehlivosti

Společností je zcela běžně a vědomě očekáváno, že stavební konstrukce, které jsou lidmi užívány, jsou bezpečné, a že k jejich poruše dochází jen ojediněle. Protože absolutní bezpečnosti nelze nikdy dosáhnout, je možné tento pojem chápat jako maximální přijatelnou míru nebezpečí poruchy, nebo v krajním případě kolapsu konstrukce, ve vztahu k zajištění bezpečnosti všech jejích uživatelů a osob v její blízkosti. Jak velká ale tato míra je? Jak moc jsou lidé ohroženi, když porucha či kolaps konstrukce nastane?

Míru nebezpečí lze definovat na základě spolehlivosti, která je, na rozdíl od bezpečnosti, kvantifikovatelná veličina a lze ji vyjádřit pomocí hodnoty pravděpodobnosti poruchy konstrukce, resp. indexu spolehlivosti. V normativních předpisech pro návrh a ověřování stavebních konstrukcí se nejčastěji pracuje s dílčími nebo globálními součiniteli spolehlivosti. Je předepsáno, jaké hodnoty těchto součinitelů mají být použity, aby byla konstrukce dostatečně bezpečná ve vztahu k ekonomickým, ekologickým či sociálním ztrátám, které je společnost při případné poruše konstrukce schopna akceptovat. Alternativou k těmto deterministickým metodám může být analýza konstrukce s využitím pravděpodobnostních metod, které umožňují zohlednit různé náhodnosti bezprostředně související se samotným návrhem a posouzením stavební konstrukce. Jedná se např. o materiálové vlastnosti nebo vlivy prostředí a zatížení, kterým je konstrukce během své životnosti vystavena. Na základě pravděpodobnostních metod lze rovněž navrhovat či ověřovat konstrukce na jakoukoli požadovanou úroveň spolehlivosti a s ohledem na probíhající degrační procesy lze rovněž předpovídat vývoj spolehlivosti konstrukce v čase.

Přestože českou odbornou veřejností je pravděpodobnostní přístup ke stanovení spolehlivosti konstrukcí často ignorován, jeho význam v oblasti stavebního inženýrství je jistě nezanedbatelný. Nejenže jeho využití vede k mnohem přesnějším a realističtějším odhadům spolehlivosti stavebních konstrukcí, ale je obecně použitelný pro jakoukoli konstrukci, jejíž význam a výjimečnost klade na úroveň její bezpečnosti zcela jiné nároky než je tomu u konstrukcí „běžných“, jejichž obecné požadavky na spolehlivost jsou ošetřeny platnými normativními předpisy.

Při návrhu a posouzení stavebních konstrukcí je nutné, aby byla zajištěna určitá úroveň jejich bezpečnosti a spolehlivosti. Normou ČSN IEC 50(191) [2] je spolehlivost definována jako „*obecná vlastnost objektu spočívající ve schopnosti plnit požadované funkce při zachování hodnot stanovených provozních ukazatelů v daných*

mezích a v čase podle stanovených technických podmínek“. Zahrnuje bezpečnost proti kolapsu, použitelnost a trvanlivost konstrukce, přičemž každý z těchto požadavků lze označit jako určitý mezní stav (únosnosti, použitelnosti či trvanlivosti). K překročení mezního stavu pak dojde v případě, že konstrukce nesplňuje příslušná kritéria.

Spolehlivostní analýza stavebních konstrukcí se zaměřuje na vyčíslení a predikci pravděpodobnosti překročení některého z mezních stavů, tedy pravděpodobnosti poruchy konstrukce p_f , v průběhu její návrhové životnosti. Spolehlivost konstrukce p_s lze naopak definovat jako pravděpodobnost bezporuchového stavu a lze ji vyjádřit jako doplněk k pravděpodobnosti poruchy p_f konstrukce:

$$p_s = 1 - p_f. \quad (1.1)$$

Obecně rozlišujeme mezní stavy únosnosti (MSÚ), týkající se bezpečnosti osob a/nebo bezpečnosti konstrukce proti kolapsu, a mezní stavy použitelnosti (MSP), které se týkají funkčnosti konstrukce a vzhledu stavby či pohody osob konstrukci užívajících. V souvislosti s prostředím, v němž se konstrukce nachází, můžeme mezi mezní stavy zahrnout i mezní stav trvanlivosti (MST) konstrukce, kdy konstrukce musí být navržena tak, aby probíhající degradační procesy během návrhové životnosti konstrukce nenarušily její provozuschopnost více, než je přípustné.

Zásady a požadavky na bezpečnost, použitelnost a trvanlivost stavebních konstrukcí popisují současné normativní předpisy pro navrhování konstrukcí (ČSN EN 1990 [24]) na základě koncepce mezních stavů ve spojení s metodou dílčích součinitelů spolehlivosti. Numerické hodnoty těchto součinitelů jsou kalibrovány a doporučeny tak, aby bylo při návrhu dosaženo přijatelné úrovně spolehlivosti konstrukce s uvážením odpovídajících okolností zahrnujících:

- možnou příčinu a/nebo způsob dosažení mezního stavu;
- možné následky poruchy vyjádřené rizikem ztráty života, zraněním a možnými ekonomickými ztrátami;
- společenskou závažnost poruchy;
- náklady a postupy nutné ke snížení rizika poruchy.

Při samotném návrhu konstrukce je ověřováno, zda není překročen žádný z možných mezních stavů srovnáním návrhové hodnoty účinků zatížení E_d :

$$E_d = \gamma_{Ed} \cdot E \quad (1.2)$$

a návrhové hodnoty odolnosti konstrukce R_d (popř. návrhové hodnoty příslušného kritéria použitelnosti C_d):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R, \quad (1.3)$$

kde γ_{Ed} je dílčí součinitel zatížení a γ_{Rd} dílčí součinitel modelu odolnosti konstrukce. Pro spolehlivý návrh musí platit podmínky:

$$E_d \leq R_d, \text{ resp. } E_d \leq C_d. \quad (1.4)$$

Jako alternativu k porovnání deterministických hodnot E_d a R_d , resp. C_d , lze použít návrh konstrukce přímo založený na pravděpodobnostních metodách (viz např. MELCHERS 1999 [50] a SCHNEIDER 1997 [70]).

1.2 Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti

1.2.1 Pravděpodobnost poruchy

V případě analýzy spolehlivosti konstrukce založené na pravděpodobnostních metodách je každá ze srovnávaných hodnot účinků zatížení E a odolnosti konstrukce R chápána jako náhodná veličina, kterou lze definovat na základě funkce hustoty pravděpodobnosti $f_E(\cdot)$ a $f_R(\cdot)$. Pravděpodobnost poruchy pak lze vyjádřit jako:

$$p_f = P(R < E) = P(R - E < 0) = P[G(R, E) < 0], \quad (1.5)$$

kde $G(R, E)$ je označení pro funkci mezního stavu nebo též rezervu spolehlivosti. Za předpokladu nezávislosti R a E lze pravděpodobnost poruchy p_f vyjádřit rovněž pomocí integrálu jako:

$$p_f = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{e \geq r} f_E(e) f_R(r) de dr = \int_{-\infty}^{\infty} f_E(x) F_R(x) dx, \quad (1.6)$$

kde $F_R(x)$ je distribuční funkce odolnosti R , tedy pravděpodobnost, že odolnost konstrukce R je menší nebo rovna dané hodnotě x :

$$F_R(x) = P(R \leq x), \quad (1.7)$$

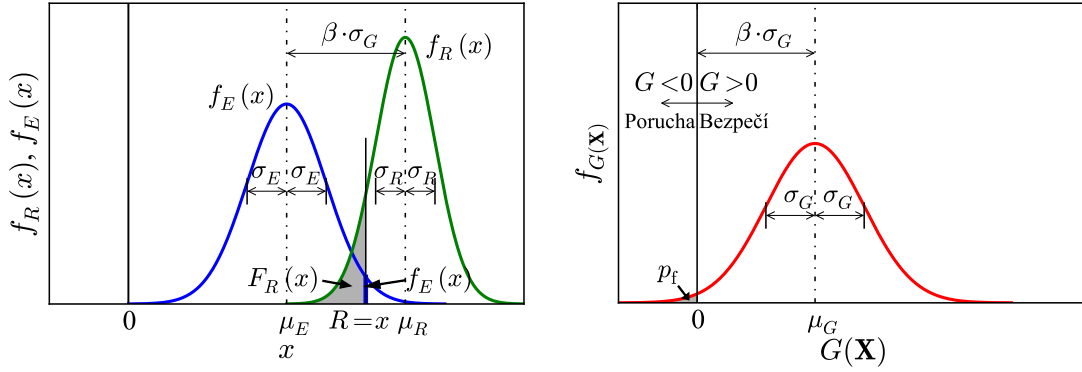
a výraz $f_E(x)$ reprezentuje pravděpodobnost, že zatížení E bude v intervalu mezi x a Δx pro $\Delta x \rightarrow 0$, tedy:

$$f_E(x) = \lim_{(\Delta x \rightarrow 0)} P(x \leq E \leq x + \Delta x). \quad (1.8)$$

Význam jednoduchého integrálu ve vztahu (1.6) je zobrazen na obr. 1.1 vlevo, alternativně lze tento vztah zapsat jako:

$$p_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} F_E(x) f_R(x) dx, \quad (1.9)$$

tedy zjednodušeně jako „součet“ pravděpodobností poruchy pro všechny případy, kdy hodnota zatížení překročí hodnotu odolnosti.



Obr. 1.1: Pravděpodobnost poruchy (vlevo); index spolehlivosti dle Cornella (vpravo)

Obecně je každá z veličin R a E funkcí několika náhodných veličin X_i pro $i = 1, 2, \dots, N_v$, mezi nimiž může existovat i určitá statistická závislost. Potom je vhodnější vyjádřit pravděpodobnost poruchy ve formě integrálu funkce sdružené hustoty pravděpodobnosti vektoru náhodných veličin $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_{N_v})$ jako:

$$p_f = \int_{G(\mathbf{X}) < 0} f(X_1, X_2, \dots, X_{N_v}) dX_1 dX_2 \dots dX_{N_v}. \quad (1.10)$$

Výpočet pravděpodobnosti poruchy dle vztahu (1.6), resp. (1.10), je možný přímo integrací pouze v některých speciálních případech, většinou je nutná numerická integrace. Nejčastěji se přistupuje k výpočtu pravděpodobnosti poruchy pomocí simulačních či aproximačních metod, o nichž bude blíže pojednáno v kapitole 3.

1.2.2 Index spolehlivosti

Jako alternativní míru spolehlivosti lze použít index spolehlivosti β , jehož vztah k pravděpodobnosti poruchy p_f je:

$$p_f = \Phi_N(-\beta), \quad (1.11)$$

kde $\Phi_N(\cdot)$ je distribuční funkce normovaného normálního rozdělení. Vyjádřením míry spolehlivosti, se kterým se můžeme setkat i v současných normativních předpisech, je index spolehlivosti dle Cornella (CORNELL 1969 [15]). Jsou-li E a R nezávislé náhodné veličiny s normálním rozdělením pravděpodobnosti, pak i funkce $G(R, E)$ má normální rozdělení se střední hodnotou $\mu_G = \mu_R - \mu_E$ a směrodatnou odchylkou $\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}$. Potom lze Cornellův index spolehlivosti vyjádřit jako:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}, \quad (1.12)$$

tedy jako převrácenou hodnotu variačního koeficientu (CoV) rezervy spolehlivosti $G(R, E)$, nebo po jednoduché úpravě také:

$$\mu_G - \beta\sigma_G = 0, \quad (1.13)$$

z čehož je patrné, že index spolehlivosti dle Cornella udává, kolikrát lze umístit směrodatnou odchylku rezervy spolehlivosti σ_G mezi 0 a střední hodnotu μ_G (viz obr. 1.1 vpravo).

Na základě tzv. váhového faktoru lze zjistit, jakou vahou se veličiny E a R podílejí na hodnotě pravděpodobnosti poruchy. Váhové faktory zatížení α_E a odolnosti konstrukce α_R lze vyčíslit následovně:

$$\alpha_E = \frac{\sigma_E}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}, \quad (1.14)$$

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}}, \quad (1.15)$$

přičemž platí, že $\alpha_E^2 + \alpha_R^2 = 1$. Ze vztahů (1.14) a (1.15) je rovněž zřejmé, že větší hodnota váhového faktoru je podmíněna větší směrodatnou odchylkou.

Využití Cornellova indexu spolehlivosti je, stejně jako vyčíslení váhových faktorů, omezeno na rezervu spolehlivosti $G(R, E)$ (a tedy i veličiny E a R) s normálním rozdělením pravděpodobnosti. V ostatních případech je nutné brát hodnoty β , α_E a α_R pouze jako orientační.

Alternativou k indexu spolehlivosti dle Cornella může být index spolehlivosti dle Hasofer a Linda (HASOFER & LIND 1974 [33]), který je geometricky interpretován jako nejkratší vzdálenost funkce poruchy, tedy $G(\mathbf{X}) = 0$, od počátku souřadnic v prostoru normovaných náhodných veličin \mathbf{U} a je dán vztahem:

$$\beta = \min_{G(\mathbf{X})=0} \sqrt{\mathbf{u}^T \mathbf{u}} = \min_{G(\mathbf{X})=0} \left(\sqrt{\sum_{i=1}^{N_v} u_i^2} \right). \quad (1.16)$$

V případě, že vstupní náhodné veličiny X_i , mající střední hodnotu μ_i a směrodatnou odchylku σ_i , jsou nekorelované, lze je transformovat na normované normální veličiny U_i dle vztahu:

$$U_i = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i}, \quad i = 1, 2, \dots, N_v. \quad (1.17)$$

V ostatních případech je nutné nejprve získat vektor nekorelovaných náhodných veličin \mathbf{X}' , čehož lze dosáhnout využitím např. Rosenblattovy, Natafovy či jiné transformace (blíže viz např. MELCHERS 1999 [50], DITLEVSEN & MADSEN 1996 [17]), a veličiny X'_i teprve následně normovat dle vztahu (1.17). Normované normální veličiny pak mají střední hodnotu rovnu nule a směrodatnou odchylku rovnu jedné

a bod, ležící v prostoru normovaných normálních veličin na funkci poruchy, v němž β dosahuje minimální hodnoty, se nazývá návrhový bod \mathbf{x}^* .

Na rozdíl od Cornellova indexu spolehlivosti, který je při stanovení přesné hodnoty pravděpodobnosti poruchy omezen na lineární funkci poruchy a nezávislé veličiny s normálním rozdělením pravděpodobnosti, Hasofer-Lindův index spolehlivosti tato omezení striktně nevyžaduje a je možné jeho využití rozšířit i na úlohy o více než dvou veličinách, s nelineární funkcí poruchy či veličiny s jakýmkoli rozdělením pravděpodobnosti (SCHNEIDER 1997 [70]). Proto je obecnějším měřítkem spolehlivosti než elementární index spolehlivosti dle Cornella.

1.2.3 Citlivostní analýza

Jak již bylo zmíněno výše, mezi dvěma vstupními náhodnými veličinami může existovat určitá statistická závislost – korelace – jež je např. v programu FReET (NOVÁK A KOL. 2013 [58], NOVÁK A KOL. 2014 [59]) zaváděna pomocí metody simulovaného žihání (bližší viz podsekcce 1.2.4). Stejně tak je možné sledovat citlivost odezvy konstrukce Y na změny jednotlivých vstupních veličin X . Vzájemnou závislost veličin lze vyjádřit pomocí korelačního koeficientu.

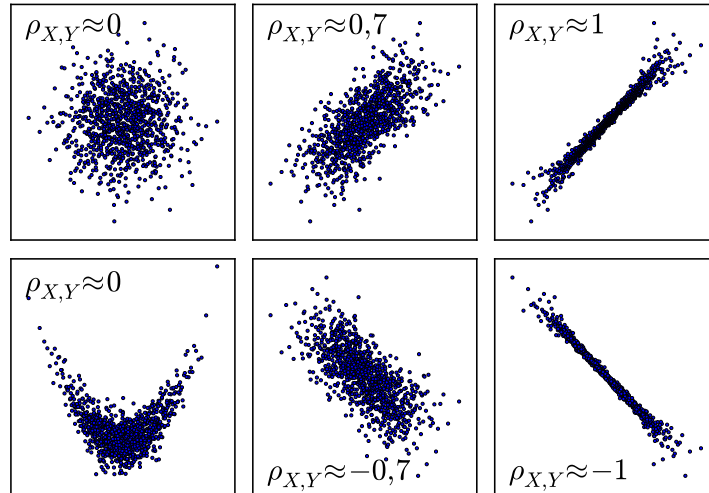
Mezi běžně využívané patří např. Pearsonův korelační koeficient $\rho_{X,Y}$, který byl odvozen z prvotní ideje anglického psychologa a antropologa Sira Francise Galtona (RODGERS & NICEWANDER 1988 [68]) jako míra lineární závislosti mezi veličinami X a Y :

$$\rho_{X,Y} = \frac{\sigma_{X,Y}}{\sigma_X \sigma_Y}, \quad (1.18)$$

kde $\sigma_{X,Y}$ je kovariance veličin, tj. statistická míra toho, jak se veličiny X a Y vzájemně mění, daná pro N realizací vztahem:

$$\sigma_{X,Y} = E[(X - \mu_X)(Y - \mu_Y)] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu_X)(y_i - \mu_Y). \quad (1.19)$$

Korelační koeficient nabývá hodnot z intervalu $\langle -1; 1 \rangle$, přitom pro $\rho_{X,Y} > 0$ existuje mezi veličinami pozitivní lineární závislost a pro $\rho_{X,Y} < 0$ naopak lineární závislost negativní. Pokud je $\rho_{X,Y} = 0$, pak mezi veličinami X a Y neexistuje žádná statisticky zjištělná lineární závislost. Neznamena to však, že veličiny na sobě nemohou záviset, pouze tuto jejich závislost nelze vyjádřit lineární funkcí. Šest sad realizací (x_i, y_i) společně s hodnotou Pearsonova korelačního koeficientu $\rho_{X,Y}$ je vyobrazeno na obr. 1.2. Jak je zřejmé, z tvarů a orientací shluků bodů dané sady lze usuzovat na hodnoty korelačních koeficientů. Tvar shluků se pak pro hodnoty $\rho_{X,Y} \rightarrow \pm 1$ blíží přímce. Hodnota Pearsonova korelačního koeficientu však nezohledňuje jakoukoli nelineární závislost mezi jednotlivými veličinami, viz obr. 1.2 vlevo dole, kde $\rho_{X,Y} \approx 0$, přestože je zcela zřejmá určitá závislost mezi veličinami X a Y (zde $X + Y^2$).



Obr. 1.2: Příklady korelací vyjádřených Pearsonovým korelačním koeficientem

Pro vyjádření statistické závislosti existují i další metody. Např. při stochastické nelineární analýze komplikovaných konstrukcí, kdy analyzovaný výpočtový model má obecně nelineární odezvu, je vhodné využití metody založené na neparametrické pořadové korelaci (IMAN & CONOVER 1980 [35], NOVÁK & SHIRAIŠI 1993 [60]). Jde o určení relativního vlivu náhodného vstupního parametru X_i na odezvu konstrukce Y na základě dílčího korelačního koeficientu mezi vstupní náhodnou veličinou a parametrem odezvy. Přitom je využíváno téhož předpokladu jako v případě Pearsonova korelačního koeficientu, tedy veličina, která ovlivňuje odezvu konstrukce nejvýznamněji (ať už v pozitivním nebo negativním smyslu), má absolutní hodnotu korelačního koeficientu vyšší ve srovnání s jinými vstupními náhodnými parametry, v případě malého vlivu se hodnota korelačního koeficientu blíží nule. Ve srovnání s klasickou lineární korelací je však neparametrická pořadová korelace více robustní, a to nejen z důvodu, že dokáže postihnout nelineární závislosti, ale je také odolnější vůči defektům v datových souborech a je rovněž nezávislá na rozdělení pravděpodobnosti příslušných souborů.

Při využití neparametrické pořadové korelace jsou ve statistických souborech vstupního náhodného parametru X_i a parametru odezvy Y skutečné hodnoty jednotlivých realizací nahrazeny jejich pořadím v souboru, tj. nabývají hodnot $j = 1, 2, \dots, N$, kde N je celkový počet simulací. Tím je zajištěno, že výsledný soubor čísel je vybírán ze známého rozdělení pravděpodobnosti, kdy celá čísla mezi 1 a N jsou rozložena rovnoměrně. Pro účely analýzy pomocí neparametrické pořadové korelace se používají statistiky jako Spearmanův korelační koeficient r_s nebo Kendallovo τ .

Spearmanův korelační koeficient je definován vztahem:

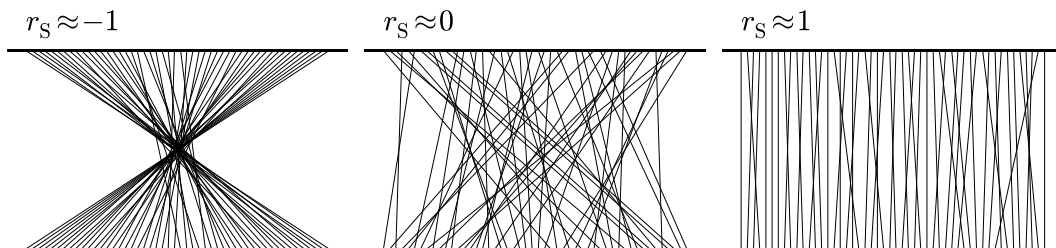
$$r_{S,i} = 1 - \frac{6 \sum_{j=1}^N (q_{ij} - p_j)^2}{N^3 - N}, \quad (1.20)$$

kde q_{ij} je pořadí hodnoty realizace x_{ij} vstupní náhodné veličiny X_i v j -té simulaci, získané seřazením souboru hodnot dle velikosti, a p_j je pořadí hodnoty realizace y_j odezvy konstrukce Y v j -té simulaci, získané opět seřazením souboru realizací dle velikosti.

Kendallovo τ pro vyjádření závislosti využívá relativní pořadí, tj. pořadí v souboru vyšší, nižší, nebo stejné. Při výpočtu se pracuje s celkovým počtem $\frac{1}{2}N(N-1)$ dvojic pořadí (q_{ij}, q_{ij}) a (p_j, p_j) , přičemž žádná hodnota q_{ij} či p_j nesmí být párována sama se sebou. Když relativní pořadí dvou q_{ij} je stejné jako relativní pořadí dvou p_j (např. $q_{i1} < q_{i2}$ a zároveň $p_1 < p_2$, nebo $q_{i1} > q_{i2}$ a zároveň $p_1 > p_2$), pak se dvojice označí jako concordant c . Pokud tomu tak není ($q_{i1} < q_{i2}$ a zároveň $p_1 > p_2$, nebo $q_{i1} > q_{i2}$ a zároveň $p_1 < p_2$), je pár označen za discordant d . Pokud má dvojice q_{ij} , resp. p_j stejné pořadí, pak je označena q_{ij}^{extra} , resp. p_j^{extra} . Kendallovo τ se potom pro náhodnou veličinu X_i stanoví kombinací součtů jednotlivých párů jako:

$$\tau_i = \frac{c - d}{\sqrt{c + d + q_{ij}^{\text{extra}}} \sqrt{c + d + p_j^{\text{extra}}}}. \quad (1.21)$$

Pro grafické zobrazení citlivosti založené na pořadové korelaci lze s výhodou využít paralelní souřadný systém (WEGMAN 1990 [82]), který zřetelně demonstruje pozitivní či negativní závislost odezvy konstrukce na jednotlivé vstupní náhodné veličiny. Zde jsou jednotlivé dvojice pořadí vzájemně si odpovídajících simulací vyneseny na paralelní osy a spojeny úsečkami. Příklady korelací zobrazených v paralelním souřadném systému jsou na obr. 1.3.



Obr. 1.3: Příklady korelací zobrazených v paralelním souřadném systému

1.2.4 Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami – metoda simulovaného žihání

K zavedení korelace mezi vstupní náhodné veličiny může být využita pravděpodobnostní optimalizační technika simulovaného žihání. Zavedení předepsané korelace, popsané korelační maticí, lze chápat jako optimalizační problém, kdy se snažíme minimalizovat rozdíl mezi požadovanou \mathbf{K} a získanou \mathbf{S} korelační maticí. Vhodným měřítkem rozdílu mezi maticemi \mathbf{K} a \mathbf{S} je maximální rozdíl korelačních koeficientů mezi maticemi:

$$E_{\max} = \max_{1 \leq i < j \leq N_V} |S_{i,j} - K_{i,j}|, \quad (1.22)$$

nebo také celková norma E_{celk} zohledňující odchylky všech korelačních koeficientů:

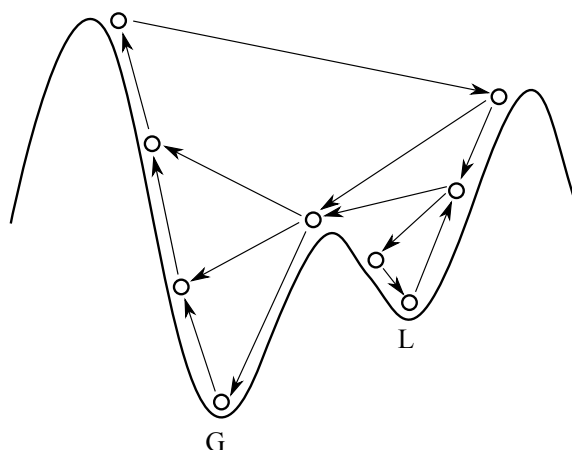
$$E_{\text{celk}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_V-1} \sum_{j=i+1}^{N_V} (S_{i,j} - K_{i,j})^2}. \quad (1.23)$$

Norma E je minimalizována na základě záměn vygenerovaných realizací $x_{i,j}$, kde $i = 1, 2, \dots, N_V$ udává index vstupní náhodné veličiny a $j = 1, 2, \dots, N_{\text{sim}}$ index realizace vektoru náhodné veličiny i . Iterativní záměna jednotlivých vzorků probíhá tak dlouho, než je dosaženo minimálního rozdílu mezi požadovanými $K_{i,j}$ a získanými $S_{i,j}$ hodnotami korelačních koeficientů.

Hlavním problémem je nalezení globálního minima normy E , kdy množství deterministických i jednoduchých stochastických optimalizačních technik selhává (LAARHOVEN & AARTS 1987 [78]) a uvízne v lokálním minimu bez šance na nalezení minima globálního. K vysvětlení poslouží obr. 1.4. Kulička zde přeskakuje z jednoho minima do jiného za předpokladu, že celý systém má dostatečnou energii (je přiměřeně excitován, zahřát). Pokud je energie malá, kulička již nemá možnost přeskočit a uvízne v jednom z minim – lokálním (L) nebo globálním (G). Je tedy zřejmé, že nejlepší postup pro nalezení globálního minima je takový, kdy začneme s velkou energií (teplotou, excitací), kterou postupně snižujeme až na téměř nulovou hodnotu. V průběhu celého procesu monitorujeme a zachováváme si informaci o nejnižší poloze kuličky, která pak odpovídá hledanému globálnímu minimu (nebo se jedná o jemu velmi blízkou hodnotu).

U metody simulovaného žihání je problém hledání globálního minima realizován podobným způsobem jako v případě žihání tuhého tělesa, kdy jsou odstraňovány defekty krystalové mřížky (KIRKPATRICK A KOL. 1983 [42]). Problém uvíznutí v lokálním minimu je řešen tak, že metoda v některých případech jako následující přijme i řešení s horší hodnotou normy E , než je její současná hodnota, a to s jistou nenulovou pravděpodobností dle Boltzmannova rozdělení:

$$P_r(\Delta E) \approx e^{\left(\frac{-\Delta E}{T}\right)}. \quad (1.24)$$



Obr. 1.4: Princip metody simulovaného žhání na základě energetického grafu

Zde ΔE je rozdíl mezi normami před (označme E_p) a po záměně (E_{p+1}) dvou vygenerovaných realizací $x_{i,j}$ a $x_{i,k}$, tedy $\Delta E = E_{p+1} - E_p$, a T je formální analogií teploty, která je ohraničena minimální a maximální hodnotou ($T_{\min} \leq T \leq T_{\max}$), přičemž na počátku je teplota nastavena na maximální hodnotu a postupně je po určitém počtu cyklů (např. tisíc) snižována koeficientem α , obvykle o hodnotě $\alpha = 0,9$ až $0,95$. Jestliže $E_{p+1} \leq E_p$ (tj. $\Delta E \leq 0$), pak pravděpodobnost akceptace záměny je jednotková. Pokud naopak platí, že $E_{p+1} > E_p$ (tj. $\Delta E > 0$), pravděpodobnost akceptace je menší než jednotková, ovšem nikoli nulová. Přijmutí řešení s horší hodnotou normy E se děje na základě porovnání pravděpodobnosti dle vztahu (1.24) a náhodně generovaného čísla u z intervalu $\langle 0; 1 \rangle$. K akceptaci záměny dochází, když $u < P_r(\Delta E)$.

Bližší je metoda simulovaného žhání a postup celého algoritmu zavádění korelace popsán autory v článku VOŘECHOVSKÝ & NOVÁK 2009 [81].

1.3 Požadavky spolehlivosti dle platných normativních předpisů

V platných normativních předpisech (ČSN EN 1990 [24], ČSN ISO 13822 [27], TP 224 [53]) se požadavky na spolehlivost konstrukcí liší s ohledem na definované třídy následků (CC – consequences classes) a s nimi souvisejícími třídami spolehlivosti (RC – reliability classes). Kritériem pro klasifikaci následků je přitom závažnost, která je vyjádřena prostřednictvím následků poruchy nebo funkční nezpůsobilosti konstrukce/nosného prvku. Definice jednotlivých tříd následků jsou uvedeny v tab. 1.1, doporučené minimální směrné hodnoty indexu spolehlivosti β_t pro příslušné třídy spolehlivosti pak v tab. 1.2 a tab. 1.3. Index spolehlivosti β je

přítom pouze alternativním vyjádřením pravděpodobnosti poruchy p_f prvku nebo konstrukce dle vztahu (1.11) pro uvažovaný způsob porušení během příslušné referenční doby. Vybrané hodnoty pravděpodobnosti poruchy p_f a jim odpovídající hodnoty indexu spolehlivosti β jsou uvedeny v tab. 1.4

Tab. 1.1: Definice tříd následků (ČSN EN 1990)

Třída	Popis	Příklady pozemních a inženýrských staveb
CC1	malé NZLŽ nebo malé/zanedbatelné NESP	Zemědělské budovy, kam lidé běžně nevstupují (např. budovy pro skladování, skleníky)
CC2	střední NZLŽ nebo značné NESP	Obytné a administrativní budovy, budovy určené pro veřejnost se středně závažnými následky poruchy (např. kancelářské budovy)
CC3	velké NZLŽ nebo velmi významné NESP	Stadióny, budovy určené pro veřejnost s vysokými následky poruchy (např. koncertní sály, nemocnice, divadla, mosty)

Pozn.: NZLŽ = následky s ohledem na ztráty lidských životů
NESP = následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí

Tab. 1.2: Doporučené minimální hodnoty indexu spolehlivosti pro mezní stavy únosnosti (ČSN EN 1990)

Třída	Minimální hodnota indexu spolehlivosti β_t	
	referenční doba 1 rok	referenční doba 50 let
RC1	4,2	3,3
RC2	4,7	3,8
RC3	5,2	4,3

Tab. 1.3: Hodnoty indexu spolehlivosti pro nosné prvky třídy RC2 (ČSN EN 1990)

Mezní stav	Směrná hodnota indexu spolehlivosti β_t	
	referenční doba 1 rok	referenční doba 50 let
Únosnosti	4,7	3,8
Únavy	-	1,5–3,8*
Použitelnosti (nevratný)	2,9	1,5

*Závisí na možnosti kontroly, opravy a na odolnosti vůči porušení.

Tab. 1.4: Hodnoty pravděpodobnosti poruchy p_f s odpovídajícími hodnotami indexu spolehlivosti β

p_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Omezíme-li se pouze na mostní konstrukce, pak při hodnocení a ověřování mostů jsou normami kladeny požadavky na posouzení jejich:

- odolnosti/únosnosti v dočasných, trvalých i mimořádných návrhových situacích;
- zatížitelnosti;
- použitelnosti/provozní schopnosti, včetně požadavků na geometrické uspořádání (průjezdni prostor), dopravu, kmitání, průhyby atd.;
- trvanlivosti, tedy snížení nákladů na budoucí opravy i údržbu, a zvýšení zbytkové životnosti.

Podkladem pro ověření existujících mostů jsou jejich prohlídky nebo v případě potřeby diagnostický průzkum, jehož cílem je zjistit stav mostu, skutečné vlastnosti materiálů a základové půdy, vady a poruchy a jejich příčiny, zatížení a vlivy prostředí na mostní konstrukci. Pokud je prohlídkou zjištěno, že most nevykazuje žádné známky významného poškození, přetížení nebo degradace, pak se jeho podrobné hodnocení nevyžaduje. V opačném případě je nutné přistoupit k ověření jeho spolehlivosti.

Dle ČSN EN 1990 [24] je základní metodou pro ověření mostu lineární přístup v kombinaci s metodou dílčích součinitelů. Charakteristické hodnoty základních veličin a dílčí součinitele lze aktualizovat na základě nových informací o mostě, popř. také na základě znalostí o zatíženích, které na most v minulosti působily nebo dosud působí. Alternativně je možné při ověřování použít nelineární přístup a stanovit globální součinitele spolehlivosti podle ČSN EN 1992-2 [26]. Nejpřesnější řešení však poskytují pravděpodobnostní metody teorie stavební spolehlivosti, jimž je věnována pozornost v rámci předkládané práce.

Úroveň spolehlivosti mostu lze předepsat pro celou nosnou konstrukci mostu nebo pouze pro její jednotlivé nosné prvky. Dle TP 224 [53] jsou existující betonové mosty rozděleny podle své významnosti do čtyř tříd následků, viz tab. 1.5. Pro lepší možnost klasifikace jsou uvedeny také informativní hodnoty parametru $\rho = (C_f + C_0)/C_0$, kde C_0 značí náklady na pořízení mostu převedené na současnou hodnotu a C_f náklady související s jeho poruchou. S ohledem na zařazení mostu do třídy následků a v souvislosti s vyšetřovanými mezními stavy jsou následně na

spolehlivost konstrukce kladeny příslušné požadavky v podobě směrné hodnoty indexu spolehlivosti β_t , viz tab. 1.6. Uvedené směrné hodnoty se požadují pro určitou referenční dobu, která je obvykle rovna zbytkové životnosti mostu.

Tab. 1.5: Kategorizace mostů pozemních komunikací (PK) podle následků poruchy (TP 224)

Třída	Popis následků	Příklady mostů PK	Informativní podíl nákladů ρ
CC1a	velmi malé	Mosty na velmi málo využívaných PK	$1 < \rho < 1,5$
CC1b	malé	Mosty malých rozpětí na silnicích II. a III. třídy	$1,5 < \rho < 2,5$
CC2	střední	Obvyklé typy mostů	$2,5 < \rho < 5$
CC3	velké	Mosty velkých rozpětí a mosty na dálnicích a rychlostních komunikacích	$5 < \rho < 10$

Tab. 1.6: Hodnoty indexu spolehlivosti pro ověřování existujících mostů (TP 224)

Mezní stav		β_t
Použitelnosti:	• vratné jevy	0,0
	• nevratné jevy – CC1a (velmi malé následky poruchy)	1,2
	• nevratné jevy – CC1b (malé následky poruchy)	1,3
	• nevratné jevy – CC2 (střední následky poruchy)	1,5
	• nevratné jevy – CC3 (velké následky poruchy)	2,3
Únavy:	• kontrolovatelné	2,3–4,3*
	• nekontrolovatelné	3,1–4,3*
Únosnosti:	• CC1a (velmi malé následky poruchy)	2,3
	• CC1b (malé následky poruchy)	3,1
	• CC2 (střední následky poruchy)	3,8
	• CC3 (velké následky poruchy)	4,3

*Podle očekávaných následků poruchy.

2 ŽIVOTNOST STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Jak bylo zmíněno v úvodní části práce, spolehlivost konstrukce souvisí s její životností. Dle TP 175 [52] je pojem životnosti definován jako „časový úsek po zabudování (u betonu po uložení do konstrukce), během kterého všechny části dosáhnou minimální akceptovatelnou hodnotu použitelnosti za předpokladu běžné údržby.“ Je možné rozlišovat životnost:

- technickou – jako časový úsek používání do doby, kdy konstrukce dosáhne neakceptovatelného stavu (např. snížení úrovně bezpečnosti pod přípustnou mez, porušení konstrukčních prvků, odpadávání betonu atd.);
- funkční (provozní) – jako časový úsek používání do doby, kdy konstrukce přestává splňovat funkční požadavky (např. větší průjezdný prostor, větší nápravové zatížení atd.);
- ekonomickou – jako časový úsek používání do doby, kdy náhrada konstrukce (nebo její části) je výhodnější než její další udržování v provozu.

S rostoucím stářím konstrukcí narůstá význam posouzení spolehlivosti v závislosti na stanoveném stupni jejich degradace. Vždy je důležité definovat tzv. mez životnosti, popř. konec životnosti konstrukce jako stav spojený s překročením technických, provozních či ekonomických požadavků na použitelnost a provozuschopnost konstrukce, přitom však nemusí být dosaženo žádného z klasických mezních stavů, tj. mezního stavu únosnosti nebo mezního stavu použitelnosti. V případě železobetonových konstrukcí je možné mezi mezní stavy zahrnout i depasivaci výztuže, tj. stav, kdy vlivem karbonatace, působení chloridů z posypových solí či jiných agresivních látek dochází k poruše ochranné vrstvy na povrchu výztuže, která následně může začít korodovat. Vznikající korozní produkty, které mají několikanásobně větší objem, vedou k narušení krycí betonové vrstvy, a tím umožňují přímé napadení povrchu výztuže korozními látkami. S úbytkem plochy výztuže se pak snižuje i celková únosnost konstrukce.

2.1 Pravděpodobnostní analýza životnosti

Stavební konstrukce lze z hlediska životnosti posuzovat srovnáním návrhové životnosti t_d konstrukce nebo její části s předpokládanou životností t_s . Pro zajištění spolehlivosti musí platit podmínka:

$$t_s \geq t_d. \quad (2.1)$$

Předpokládaná životnost t_s přitom může být definována jako součet dvou časových intervalů – tzv. iniciačního času t_i (tj. doby od zhotovení konstrukce do počátku její degradace) a propagačního času t_p (tj. časového úseku, kdy již dochází k degradaci

použitých materiálů):

$$t_s = t_i + t_p. \quad (2.2)$$

V pravděpodobnostním pojetí lze psát:

$$p_f(t_d) = P\{t_s(X_i, t) < t_d\} \leq p_{f,t}, \quad (2.3)$$

kde $p_f(t_d)$ je pravděpodobnost poruchy v čase t_d , $p_{f,t}$ je směrná hodnota pravděpodobnosti poruchy a předpokládaná životnost t_s je funkcí základních veličin X_i a času t . Pravděpodobnost poruchy p_f lze rovněž vyjádřit pomocí indexu spolehlivosti β dle vztahu (1.11), jehož hodnota je pak srovnávána s jeho návrhovou, resp. směrnou hodnotou β_t . Informativní návrhové životnosti různých typů konstrukcí dle Národní přílohy normy ČSN EN 1990 [24] jsou shrnuty v tab. 2.1.

Tab. 2.1: Informativní návrhové životnosti konstrukcí (ČSN EN 1990)

Kategorie návrhové životnosti	Informativní návrhová životnost v letech	Příklady
1	10	Dočasné konstrukce*
2	10–25	Vyměnitelné konstrukční části, např. jeřábové nosníky, ložiska
3	25–50	Zemědělské a obdobné stavby
4	80	Budovy a další běžné stavby
5	100	Monumentální stavby, mosty a jiné inženýrské konstrukce

*Konstrukce nebo jejich části, které mohou být demontovány s předpokladem dalšího použití, se nemají považovat za dočasné.

Pravděpodobně nejčastějším typem degradace železobetonových konstrukcí je koroze výztuže způsobená pronikáním chloridových iontů nebo karbonatací betonu. Vlivem těchto jevů může dojít k narušení tenké ochranné (pasivační) vrstvy výztuže, která se na jejím povrchu tvoří díky vysoké zásaditosti okolního betonu odpovídající hodnotě $\text{pH} > 12$ (STEFFENS A KOL. 2002 [73]), a výztuž tak může začít korodovat. Dalšími, již méně častými typy degradace jsou odlupování či vnitřní poškozování betonu při jeho opakovaném zmrazování a rozmrazování.

Pro výpočet hloubky karbonatace a koncentrace chloridů již bylo vytvořeno několik čistě deterministických matematických modelů. Má-li však být zohledněna skutečnost, že většina vstupních veličin modelu je více či méně náhodná, pak se přistupuje ke stochastickému modelování pomocí náhodných veličin.

S odhadem životnosti konstrukce (CHROMÁ A KOL. 2006 [11]) souvisí zejména znalost iniciačního času t_i , tedy časového úseku, který uplyne od zhotovení konstrukce do okamžiku, kdy pomyslná karbonatační fronta x_c prostoupí celou tloušťkou betonové krycí vrstvy a , nebo koncentrace chloridů v hloubce krycí vrstvy C_a dosáhne kritické hodnoty C_{cr} . Tuto dobu pak lze považovat přímo za životnost, tedy místo vztahu (2.2) lze konzervativně uvažovat:

$$t_s = t_i. \quad (2.4)$$

Iniciační čas t_i lze stanovit vhodnými výpočetními modely.

Pravděpodobnostní podmínku lze pro mezní stav životnosti odpovídající depasivaci výztuže vlivem karbonatace betonu psát ve tvaru:

$$p_f(t_d) = P\{a - x_c(t_d) \leq 0\} \leq p_{f,t}, \quad (2.5)$$

pro případ průniku chloridů pak ve tvaru:

$$p_f(t_d) = P\{C_{cr} - C_a(t_d) \leq 0\} \leq p_{f,t}. \quad (2.6)$$

U existujících mostů je v rámci ověření jejich spolehlivosti důležité stanovit tzv. zbytkovou životnost t_{res} mostu. Tu je možné odhadnout na základě:

- znalosti zbytkové životnosti obdobného mostu;
- urychlených zkoušek degradačních procesů na konstrukci/prvku konstrukce;
- matematických modelů degradačních procesů s využitím deterministických i pravděpodobnostních postupů.

Z důvodu probíhajících degradačních procesů je funkce poruchy $p_f(t)$ funkcí rostoucí v čase. Pokud je známa časová závislost odolnosti mostní konstrukce $R(t)$ a účinků zatížení $E(t)$, pak lze pro stanovení zbytkové životnosti konstrukce t_{res} použít vztah:

$$p_f(t_{res}) = P\{R(t_{res}) - E(t_{res}) < 0\} = p_{f,t}, \quad (2.7)$$

kde $p_{f,t}$ je směrná hodnota pravděpodobnosti poruchy, odpovídající směrné hodnotě indexu spolehlivosti β_t . Jeho minimální hodnota je dle *fib* BULLETIN NO. 34 [28] pro mezní stav depasivace výztuže pro třídy spolehlivosti RC1–RC3 doporučována hodnotou $\beta_t = 1,3$.

Znalost zbytkové životnosti objektu je velmi důležitou informací zejména z hlediska provádění následných ekonomických rozhodnutí o tom, zda je vhodnější konstrukci opravit, rekonstruovat, nebo dokonce vyměnit. Před uplynutím konce doby životnosti mostu se pak doporučuje provést nové hodnocení mostu s využitím aktuálních údajů o materiálových vlastnostech, o vlivu skutečných zatížení a působení degradačních procesů. Na základě těchto údajů se provede aktualizace odhadu zbytkové životnosti mostu.

2.2 Matematické modelování degradačních procesů

Důležitým aspektem při stanovení životnosti železobetonových konstrukcí je určení a hodnocení stupně vlivu prostředí ve vztahu k probíhající degradaci. Je třeba použít vhodné modely degradace, které po zadání požadovaných vstupních dat umožní určení stávajícího stavu konstrukce a jeho dalšího vývoje. K ověření výsledků matematického modelování jsou pak velmi často prováděny rovněž prohlídky nebo diagnostický průzkum mostu a laboratorní zkoušky, např. ke zjištění obsahu chloridů, k určení hloubky karbonatace, chemické rozbory ke zjištění složení betonové směsi, destruktivní zkoušky pro zjištění materiálových charakteristik betonu a výztuže aj.

K nejčastějším faktorům ovlivňujícím životnost betonových konstrukcí patří přítomnost oxidu uhličitého, chloridů (popř. dalších agresivních látek, jako jsou kyseliny a sírany), střídavé působení mrazu na konstrukci a mechanické namáhání včetně únavy, vibrace a lokálního přetížení. V následujícím textu bude pozornost zaměřena zejména na matematické modelování karbonatace betonu a průniku chloridových iontů z posypových solí, které jsou nejčastějšími faktory vedoucími ke korozi betónářské výztuže, jejíž modely budou rovněž popsány.

Pro účely matematického modelování vybraných degradačních procesů s využitím pravděpodobnostních metod je možné využít program FReET-D (*Feasible Reliability Engineering Tool for Degradation effects assessment*, TEPLÝ A KOL. 2008 [74], VESELÝ A KOL. 2012 [79], NOVÁK A KOL. 2014 [59]), který vznikl jako přidružený modul pravděpodobnostního programu FReET (*Feasible Reliability Engineering Tool*, NOVÁK A KOL. 2013 [58], NOVÁK A KOL. 2014 [59]) pro statistickou, citlivostní a spolehlivostní analýzu inženýrských problémů. Degradační modul FReET-D je zakomponován do programu FReET pomocí předpřipravených souborů *.fre odpovídajících vyšetřované kategorii degradačních procesů a sady podprogramů ve formě *.dll funkcí pro jednotlivé degradační modely, a umožňuje tak reálně postihnout vliv degradačních jevů na životnost železobetonových konstrukcí. Implementovány jsou matematické funkce pro modelování šesti různých kategorií degradačních procesů, konkrétně se jedná o:

- karbonataci betonu – soubor *Carb.fre*;
- průnik chloridových iontů – soubor *Chlor.fre*;
- korozi výztuže – soubor *Corr.fre*;
- zmrazování – soubor *Frost.fre*;
- působení síranů – soubor *Sulf.fre*;
- působení kyselin – soubor *Acid.fre*.

2.2.1 Karbonatace betonu

Karbonatace betonu je chemický proces, který je způsoben reakcí oxidu uhličitého CO_2 se složkami cementového tmelu v betonu. Postupným pronikáním CO_2 z povrchu betonu dochází ke snižování pH pórového roztoku až na hodnotu 8,3. Pokles pH je přitom způsoben rozpouštěním pevného $\text{Ca}(\text{OH})_2$ obsaženého v betonu při reakci se vzdušným CO_2 , který je rozptýlen v betonových pórech. Dosáhne-li hloubka takto zkarbonatované povrchové vrstvy betonu ve vyšetřovaném čase $x_c(t)$ tloušťky betonové krycí vrstvy a , tedy $x_c(t) = a$, dojde k narušení pasivační vrstvy na povrchu výztuže, a výztuž tak může v přítomnosti kyslíku a vlhkosti začít korodovat. Pro mezní stav životnosti odpovídající depasivaci výztuže vlivem karbonatace betonu lze pravděpodobnostní podmínku psát ve tvaru (2.5), jak bylo zmíněno výše v sekci 2.1.

Matematické modely karbonatace jsou založené na difúzi CO_2 v pórovém systému betonu (ŠMERDA A KOL. 1999 [51]), kterou je možné popsat pomocí II. Fickova zákona:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_{\text{eff}} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}, \quad (2.8)$$

kde C je koncentrace pronikající látky, x je vzdálenost od povrchu, t je čas difúze a D_{eff} je difúzní koeficient, který závisí na vlastnostech betonu a prostředí. Difúze je proces velmi pomalý, proto se reakce agresivních látek s reaktivními látkami v betonu projeví obvykle až po mnoha letech. Vztah mezi karbonatační hloubkou $x_c(t)$ a časem t lze vyjádřit jednoduchým vztahem:

$$x_c(t) = A\sqrt{t}. \quad (2.9)$$

Používané modely, implementované rovněž v modulu FReET-D, jejichž výčet je souhrnně uveden v tab. 2.2, se liší právě vyjádřením parametru A , který zohledňuje informace týkající se složení betonové směsi a doby jejího ošetřování či vlivu okolního prostředí. Použití jednotlivých modelů tedy závisí na znalosti příslušných vstupních veličin a jejich statistických parametrů.

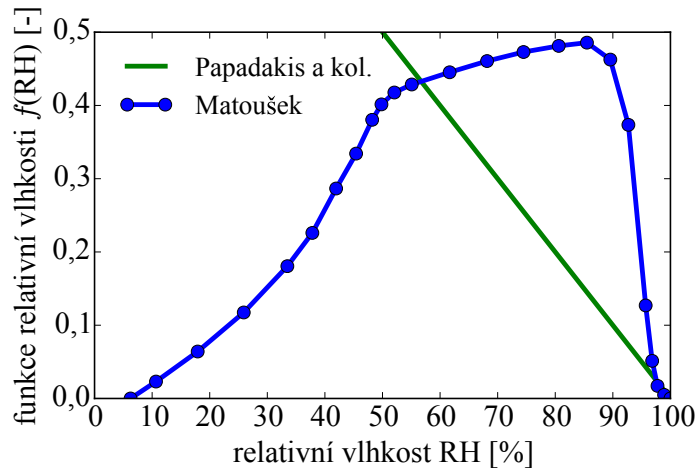
Modely *Carb1a/Carb1b*, *Carb2a/Carb2b* a *Carb4a/Carb4b* se vzájemně liší ve vyjádření funkce relativní vlhkosti okolního vzduchu $f(\text{RH})$. Modely označené *a* vychází z lineární funkce dle autorů PAPADAKIS A KOL. 1992 [63] (pro relativní vlhkost $\text{RH} > 50\%$, s maximální hodnotou při $\text{RH} = 50\%$), která však na základě srovnání s experimenty neposkytuje uspokojivé výsledky pro vyšší hodnoty relativních vlhkostí RH . Pro tyto je vhodnější využití funkční závislosti dle MATOUŠKA 1976 [48], která je zahrnuta v modelech označených *b*. Obě funkce jsou znázorněny na obr. 2.1.

V dále uvedených příkladech (kapitoly 5 a 7) byly využívány pouze dva z uvedených modelů, které proto budou blíže popsány v následujících odstavcích. Jedná se

Tab. 2.2: Modely karbonatace implementované v modulu FReET-D

Označení	Počet vstupů*	Využití	Literatura
<i>Carb1a</i> <i>Carb1b</i>	12	Pro betony z portlandského cementu; rozdíl ve funkci $f(\text{RH})$	[63, 48]
<i>Carb2a</i> <i>Carb2b</i>	5	Zjednodušený model pro betony z portlandského cementu; rozdíl ve funkci $f(\text{RH})$	[63, 48]
<i>Carb3</i>	7	Pro betony z portlandského cementu; zahrnuje vliv okolní teploty	[54]
<i>Carb4a</i> <i>Carb4b</i>	8	Pro betony ze směsného cementu; rozdíl ve funkci $f(\text{RH})$	[61, 62, 48]
<i>Carb5a</i> <i>Carb5b</i>	7 19	Pro betony ze směsného cementu; v modelu <i>Carb5b</i> s vysokým obsahem popílku	[36]
<i>Carb6</i>	5	Jednoduché modely zohledňující typ cementu	[6]
<i>Carb7</i>	6		[67]
<i>Carb8a</i> <i>Carb8b</i>	11	Pro betony ze směsného cementu; model <i>Carb8b</i> zahrnuje vliv mechanického zatížení	[29, 28, 83]
<i>Carb9</i>	34	Pro betony z portlandského cementu s vápenocementovou omítkou	[63]

*Počet vstupů odpovídá počtu veličin pro vyjádření parametru A z rovnice (2.9).



Obr. 2.1: Funkce relativní vlhkosti pro modely karbonatace *Carb1*, *Carb2* a *Carb4*

o jednoduchý model označený jako *Carb6*, jenž pro výpočet parametru A využívá pouze 5 vstupních veličin, a komplexní model *Carb8*, který je pro popis časově závislého procesu karbonatace doporučován i současným *fib* MODEL CODE 2010 [29].

Obecně není vždy jednoduché získat na základě prováděných prohlídek konstrukcí statistické parametry vstupních veličin modelu. Model *Carb6* je proto využíván zejména z důvodu velmi nízkého počtu vstupních veličin. Výpočet hloubky karbonatace x_c ve vyšetřovaném čase t je dán vztahem (BOB & AFANA 1993 [6]):

$$x_c(t) = \psi \cdot 150 \frac{r_{c,6} \cdot f(\text{RH}) \cdot r_{\text{CO}_2}}{f_c} \sqrt{t}, \quad (2.10)$$

kde $r_{c,6}$ zohledňuje typ použitého cementu v závislosti na množství latentní hydraulické přísady (doporučené hodnoty se pohybují v rozmezí $0,8 < r_{c,6} < 2$), $f(\text{RH})$ zahrnuje vliv relativní vlhkosti okolního prostředí (doporučené hodnoty se pohybují od $f(\text{RH}) = 1$ pro uzavřený prostor do $f(\text{RH}) = 0,3$ pro trvale vlhké prostředí), r_{CO_2} je koeficient koncentrace CO_2 v ovzduší ($r_{\text{CO}_2} = 1,0$ pro okolní atmosféru s obsahem $0,03\% \text{ CO}_2 \approx 550 \text{ mg/m}^3 \text{ CO}_2$ a $r_{\text{CO}_2} = 2,0$ pro okolní atmosféru s obsahem $0,10\% \text{ CO}_2 \approx 1833 \text{ mg/m}^3 \text{ CO}_2$), f_c je tlaková pevnost betonu a ψ je koeficient modelových nejistot. Další doporučení týkající se např. vhodných rozdělení pravděpodobnosti pro jednotlivé parametry modelu lze nalézt v uživatelském manuálu modulu FReET-D (VESELÝ A KOL. 2012 [79]).

Model *Carb8a* je sofistikovaným modelem, který je pro popis procesu karbonatace betonu doporučován i Mezinárodní federací pro konstrukční beton (Fédération international du béton (*fib*)). Karbonatační hloubka x_c ve vyšetřovaném čase t je definována vztahem (*fib* MODEL CODE 2010 [29]):

$$x_c(t) = \psi \cdot \sqrt{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot (k_t \cdot R_{\text{ACC},0}^{-1} + \varepsilon_t) \cdot C_S \cdot W(t) \cdot \sqrt{t}}. \quad (2.11)$$

Jednotlivé parametry rovnice (2.11) budou detailněji popsány v následujících odstavcích.

Parametr funkce prostředí k_e zahrnuje vliv vlhkosti povrchu betonu na hodnotu difúzního koeficientu, a tedy na efektivní rezistenci betonu vůči karbonataci. Funkci prostředí lze vyjádřit ve tvaru:

$$k_e = \left(\frac{1 - \left(\frac{\text{RH}_{\text{real}}}{100}\right)^5}{1 - \left(\frac{\text{RH}_{\text{ref}}}{100}\right)^5} \right)^{2,5}, \quad (2.12)$$

kde RH_{real} je relativní vlhkost povrchu betonu, pohybující se v rozmezí $0\% < \text{RH}_{\text{real}} \leq 100\%$, a RH_{ref} je referenční hodnota relativní vlhkosti stanovená hodnotou $\text{RH}_{\text{ref}} = 65\%$.

Parametr k_c , zohledňující vliv doby ošetřování čerstvé betonové směsi na efektivní rezistenci betonu vůči karbonataci, je definován jako:

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7} \right)^{b_c}, \quad (2.13)$$

kde t_c je doba ošetřování směsi a b_c je exponent lineární regrese, jehož statistické parametry jsou doporučeny hodnotami $\mu_{b_c} = -0,567$ a $\sigma_{b_c} = 0,024$.

$R_{ACC,0}^{-1}$ je inverzní efektivní rezistence suché směsi vůči karbonataci, zahrnující rovněž vaznost betonu pro CO_2 . Hodnota parametru je stanovena na základě testu betonových vzorků, které jsou vystaveny podmínkám, v nichž dochází k urychlení procesu karbonatace (tzv. ACC test – *accelerated carbonation test*). Po provedení ACC testu je změřena karbonatační hloubka x_c vzorku, dle které je následně stanovena střední hodnota parametru $R_{ACC,0}^{-1}$ (pro hodnotu tzv. časové konstanty τ popisující testovací podmínky $\tau = 420 \text{ (s/kg/m}^3\text{)}^{0,5}$) jako:

$$\mu_{R_{ACC,0}^{-1}} = \left(\frac{x_c}{\tau} \right)^2. \quad (2.14)$$

Směrodatná odchylka parametru $R_{ACC,0}^{-1}$ se řídí rovnicí:

$$\sigma_{R_{ACC,0}^{-1}} = 0,69 \left(\frac{\mu_{R_{ACC,0}^{-1}}}{10^{-11}} \right)^{0,78} \cdot 10^{-11}. \quad (2.15)$$

S parametrem $R_{ACC,0}^{-1}$ dále souvisí regresní parametr k_t a chybový člen ε_t zahrnující nepřesnosti ACC testovací metody, které jsou definovány z důvodu transformace hodnoty inverzní efektivní rezistence betonové směsi vůči karbonataci získané na základě urychleného procesu karbonatace $R_{ACC,0}^{-1}$ na hodnotu $R_{NAC,0}^{-1}$ získanou v přirozených podmínkách (NAC – *natural carbonation*). Pro transformaci se využívá vztah:

$$R_{NAC,0}^{-1} = k_t \cdot R_{ACC,0}^{-1} + \varepsilon_t. \quad (2.16)$$

Časově závislá funkce počasí $W(t)$ zahrnuje vlivy mezo-klimatických podmínek, jako je opakované zvlhčování povrchu betonu vlivem deště, a je definována vztahem:

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^w, \quad (2.17)$$

kde t je vyšetřovaný čas, t_0 je referenční doba ($t_0 = 0,0767$ let, tj. 28 dní) a w je koeficient funkce W stanovený dle rovnice:

$$w = \frac{(p_{RS} \cdot \frac{t_w}{365})^{b_w}}{2}. \quad (2.18)$$

p_{RS} je přitom pravděpodobnost deště ($p_{RS} = 0$ pro elementy uvnitř konstrukce a $p_{RS} = 1$ pro elementy vystavené možným srážkám), t_w je průměrný počet dní v roce, kdy srážky dosahují intenzity $\geq 2,5$ mm za den a b_w je exponent regrese s doporučenými statistickými parametry $\mu_{b_w} = 0,446$ a $\sigma_{b_w} = 0,163$.

Posledními parametry ve vztahu (2.11) jsou parametr C_S , který zahrnuje vliv koncentrace CO_2 v okolí, a ψ jako koeficient modelových nejistot. Další doporučení týkající se vhodných rozdělení pravděpodobnosti pro jednotlivé parametry modelu

lze nalézt v uživatelském manuálu modulu FReET-D (VESELÝ A KOL. 2012 [79]) a zejména pak ve *fib BULLETIN NO. 34* [28].

Alternativně k vyjádření časového vývoje hloubky karbonatace lze na základě podmínky rovnosti hloubky karbonatace $x_c(t)$ a tloušťky betonové krycí vrstvy a jednoduchou inverzí matematických funkcí (2.10) a (2.11) vyjádřit i iniciační čas depasivace výztuže t_i . Potom lze obecný vztah (2.9) přepsat do tvaru:

$$x_c(t_i) = a = A\sqrt{t_i}. \quad (2.19)$$

Je důležité poznamenat, že výše uvedené modely se zabývají vyšetřováním chemického procesu karbonatace zcela odděleně od ostatních negativních jevů působících na konstrukci. Obecně je však proces karbonatace urychlován mechanickým poškozením konstrukce nebo jejích prvků, kdy vlivem napjatosti dochází k významným změnám v pórové struktuře betonu, čímž může docházet ke vzniku trhlin, odlupování betonové vrstvy či jiným negativním jevům, které proces karbonatace výrazně urychlují. Pro reálné vysvětlení degradačních procesů je tedy žádoucí, aby byly vlivy chemického a mechanického poškození konstrukce vyšetřovány simultánně.

Za tímto účelem byl do modulu FReET-D implementován rozšířený model označený jako *Carb8b*, který zahrnuje i vliv mechanického zatížení na proces karbonatace. Vliv napjatosti konstrukce je zde zohledněn pomocí opravného koeficientu k_σ (WITTMANN A KOL. 2012 [83]), který byl odvozen na základě ACC testů betonových vzorků za čtyřbodového ohybu.

Obecně lze o vliv mechanického zatížení rozšířit kterýkoliv z doposud vyvinutých modelů jednoduchým rozšířením vztahu (2.9) o koeficient zohledňující vliv napjatosti:

$$x_c(t) = k_\sigma A\sqrt{t}. \quad (2.20)$$

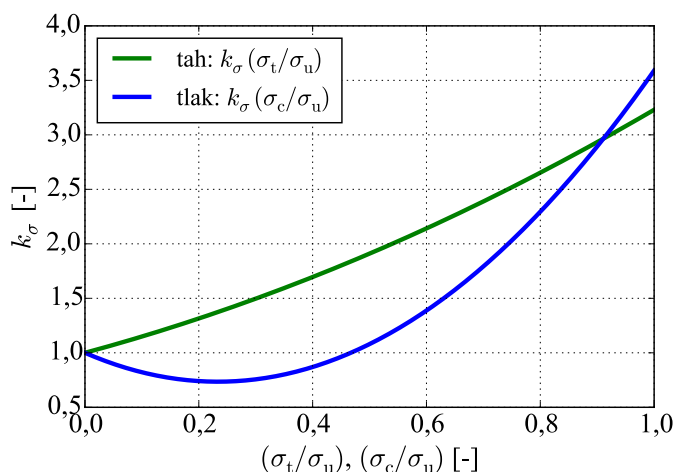
Opravný součinitel k_σ je definován zvlášť pro prvky namáhané tahem (napětí σ_t) a prvky namáhané tlakem (napětí σ_c) jako:

$$k_\sigma(\sigma_t/\sigma_u) = 1 + 1.41(\sigma_t/\sigma_u) + 0.82(\sigma_t/\sigma_u)^2, \quad (2.21)$$

$$k_\sigma(\sigma_c/\sigma_u) = 1 - 2.27(\sigma_c/\sigma_u) + 4.86(\sigma_c/\sigma_u)^2, \quad (2.22)$$

kde σ_u reprezentuje tahovou, resp. tlakovou pevnost betonu. S ohledem na pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti lze koeficient k_σ , popř. napětí σ_t , σ_c či σ_u , definovat rovněž jako náhodné veličiny popsané příslušným rozdělením pravděpodobnosti, včetně odpovídajících statistických momentů či parametrů. Závislost součinitele k_σ na poměru tahového/tlakového napětí a jeho mezní hodnoty je zobrazena na obr. 2.2. Jak je zřejmé, malé tlakové zatížení (hodnoty $k_\sigma(\sigma_c/\sigma_u)$ v rozsahu 0 až přibližně 0,5) snižuje rychlost průběhu karbonatace betonu, což je způsobeno částečným uzavíráním mikrotrhlin vlivem působícího tlakového napětí. Pokud však

zatížení vzroste přibližně nad 50 % mezní tlakové únosnosti, uzavírání mikrotrhlin je kompenzováno vznikem nových trhlin, jimiž může vzdušný CO_2 pronikat do betonu. Tím dochází k urychlení procesu karbonatace. S rostoucím tahovým zatížením pak dochází pouze k urychlení procesu karbonatace, neboť i vlivem nízkých hodnot tahového napětí dochází ke vzniku a otevírání mikrotrhlin, které slouží jako nové cesty pro penetraci CO_2 do betonu.



Obr. 2.2: Závislost součinitele k_σ na poměru tahového/tlakového napětí a jeho mezní hodnoty

2.2.2 Průnik chloridových iontů

Působení chloridů v betonu má, stejně jako karbonatace betonu, negativní dopad na životnost železobetonových konstrukcí. Přítomnost chloridů může být způsobena:

- chemickými rozmrazovacími látkami z posypových solí při údržbě komunikací;
- přímým či aerosolovým působením mořské vody v pobřežních nebo přímořských oblastech;
- chloridy v záměsové vodě při výrobě betonu;
- chloridy v některých chemických provozech.

Chloridové ionty postupně difundují do pórového systému betonu, čímž dochází ke zvyšování jejich koncentrace. Dosáhne-li koncentrace chloridů v hloubce betonové krycí vrstvy a ve vyšetřovaném čase $C_a(t)$ kritické hodnoty C_{cr} , tedy $C_a(t) = C_{cr}$, dojde k poškození ochranné vrstvy na povrchu výztuže a k následné korozi výztuže. Přitom kritické množství chloridů se přednostně uvádí celkovým obsahem chloridů připadajících na hmotnost cementu. Pro mezní stav životnosti odpovídající depasivaci výztuže vlivem průniku chloridových iontů betonem lze pravděpodobnostní podmínku psát ve tvaru (2.6), jak bylo zmíněno výše v sekci 2.1.

Velké množství matematických modelů průniku chloridů vychází z II. Fickova zákona difúze (2.8), jenž v aplikaci na konstrukce vystavené působení chloridů poprvé použil pravděpodobně COLLEPARDI A KOL. 1972 [13]. V modulu FReET-D jsou pro popis časově závislého procesu difúze chloridových iontů v pórovém systému betonu implementovány celkem čtyři modely, jejichž výčet je souhrnně uveden v tab. 2.3. Výstupem jednotlivých modelů je buď hloubka chloridové fronty od povrchu betonu $x_{Cl}(t)$, v níž je ve vyšetřovaném čase dosaženo kritické hodnoty koncentrace chloridových iontů C_{cr} , nebo samotná hodnota aktuální koncentrace chloridových iontů v hloubce krycí vrstvy ve vyšetřovaném čase $C(x = a, t) = C_a(t)$.

Tab. 2.3: Modely průniku chloridů implementované v modulu FReET-D

Označení	Počet vstupů	Výstup	Literatura
<i>Chlor1a</i>	15	Hloubka chloridové fronty ve vyšetřovaném čase $x_{Cl}(t)$	[64]
<i>Chlor1b</i>	16		
<i>Chlor2a</i>	5	Koncentrace chloridů v hloubce krycí vrstvy ve vyšetřovaném čase $C_a(t)$	[77, 76]
<i>Chlor2b</i>	6		
<i>Chlor3a</i>	10	Koncentrace chloridů v hloubce krycí vrstvy ve vyšetřovaném čase $C_a(t)$	[28]
<i>Chlor3b</i>	11		
<i>Chlor4</i>	8	Koncentrace chloridů v hloubce krycí vrstvy ve vyšetřovaném čase $C_a(t)$	[56]

V dále uvedených příkladech (kapitoly 5 a 7) byly využívány pouze modely *Chlor1*, *Chlor2* a *Chlor3*, které budou proto v následujících odstavcích blíže popsány. Komplexní model *Chlor3* je pro popis časově závislého procesu průniku chloridových iontů doporučován i současným *fib* MODEL CODE 2010 [29].

Obecný model *Chlor1a* (PAPADAKIS A KOL. 1996 [64]) je definován na základě nelineární diferenciální rovnice, jejíž vyčíslení je možné pouze numericky. Po zavedení jistých předpokladů lze tuto rovnici nahradit jednoduchou analytickou aproximací, kde pro odhad hloubky chlorace ve vyšetřovaném čase t je možné použít následující vztah:

$$x_{Cl}(t) = \psi \cdot 1000 \sqrt{\frac{3,1536 \cdot 2D_{e,Cl^-} \cdot C_{S,0}}{C_{sat}} t \cdot 10^7}, \quad (2.23)$$

kde ψ je koeficient modelových nejistot, $C_{S,0}$ je koncentrace chloridů na povrchu betonu, C_{sat} je nasycená koncentrace Cl^- v pevné fázi betonu a D_{e,Cl^-} je efektivní difuzivita Cl^- v betonu. V plně nasyceném a plně hydratovaném betonu je hodnota

D_{e,Cl^-} stanovena na základě polo-empirického vztahu:

$$D_{e,Cl^-} = 0,15 \frac{1 + \frac{\rho_c w}{1000 c}}{1 + \frac{\rho_c w}{1000 c} + \frac{\rho_c a_1 + a_2 + a_3}{\rho_a c}} \left[\frac{\frac{\rho_c w}{1000 c} - 0,85}{1 + \frac{\rho_c w}{1000 c}} \right]^3 D_{Cl^-,H_2O}, \quad (2.24)$$

v němž

$$\rho_a = \frac{a_1 + a_2 + a_3}{\frac{a_1}{\rho_{a1}} + \frac{a_2}{\rho_{a2}} + \frac{a_3}{\rho_{a3}}}. \quad (2.25)$$

Význam jednotlivých veličin ve vztazích (2.24) a (2.25) je následující: D_{Cl^-,H_2O} je difúzní koeficient pro Cl^- v „nekonečném roztoku“ ($D_{Cl^-,H_2O} = 1,6 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ pro případ NaCl a $D_{Cl^-,H_2O} = 1,3 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ pro případ $CaCl_2$), ρ_c a ρ_a jsou specifické objemové tíhy cementu a agregátu/kameniva (kde ρ_{a1} , ρ_{a2} , ρ_{a3} jsou objemové tíhy a a_1 , a_2 , a_3 jednotkové objemy jednotlivých frakcí), w a c jsou jednotkové objemy vody a cementu.

Pro určení hloubky chloridové fronty $x_{Cl}(t)$, je nutné znát ještě kritickou koncentraci chloridů C_{cr} , která v případě NaCl dosahuje hodnoty $C_{cr} = 13,4 \text{ mol/m}^3$. Je-li navíc známa tloušťka betonové krycí vrstvy a , je možné stanovit i čas depasivace výztuže t_i na základě vztahu:

$$t_i = \psi \frac{C_{sat}(a/1000)^2}{3,1536 \cdot 10^7 \cdot 2D_{e,Cl^-} \cdot C_{S,0} \left(1 - \frac{C_{cr}}{C_{S,0}}\right)^2}. \quad (2.26)$$

Model *Chlor1b* využívá pro stanovení hloubky chlorace a čas depasivace výztuže stejná matematická vyjádření jako model *Chlor1a* (viz vztahy (2.23)–(2.26)), ovšem hodnota nasycené koncentrace Cl^- v pevné fázi betonu C_{sat} je místo přímého zadání určena na základě nasycené koncentrace Cl^- v cementu $C_{sat,c}$ a kamenivu $C_{sat,a}$ jako:

$$C_{sat} = \frac{C_{sat,c} + C_{sat,a} \frac{\rho_c a_1 + a_2 + a_3}{\rho_a c}}{1 + \frac{\rho_c w}{1000 c} + \frac{\rho_c a_1 + a_2 + a_3}{\rho_a c}}. \quad (2.27)$$

Zřejmě nejčastěji uváděným modelem pro pronikání chloridů betonem je model *Chlor2a*, který vychází z následujících předpokladů: beton je homogenní materiál, počáteční koncentrace chloridů v betonu je nulová, adsorpce chloridů je lineární a vliv okolních iontů je neměnný v čase. Výstupem definované matematické funkce je koncentrace chloridů v dané hloubce x (obvykle tloušťka krycí vrstvy betonu) v čase t (TIKALSKY 2005 [77]):

$$C(x, t) = \psi \cdot C_{S,0} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x/1000}{2\sqrt{3,1536 \cdot 10^7 D_c t}} \right) \right], \quad (2.28)$$

kde $C_{S,0}$ je koncentrace chloridů na povrchu betonu (předpokládána jako konstantní), D_c je difúzní koeficient a ψ je koeficient modelových nejistot. $\operatorname{erf}(\cdot)$ je pak

tzv. chybová funkce (error function) definovaná jako:

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z \exp(-t^2) dt. \quad (2.29)$$

Model *Chlor2b* vychází rovněž z rovnice (2.28), difúzní koeficient D_c je však nahrazen difúzním koeficientem D_t v čase t (THOMAS & BAMFORTH 1999 [76]):

$$D_t = D_{28} \left(\frac{t_0}{t} \right)^m, \quad (2.30)$$

kde D_{28} zastupuje difúzní koeficient ve 28 dnech a m konstantu, jejichž hodnoty byly odvozeny pro tři různé směsi betonu (beton pouze s portlandským cementem, beton s náhradou 30 % portlandského cementu za popílek a beton s náhradou 70 % portlandského cementu za strusku), t_0 je pak referenční doba (obvykle $t_0 = 0,0767$ let, tj. 28 dní).

Pokročilý model *Chlor3a*, resp. *Chlor3b*, pro odhad koncentrace chloridů v hloubce x a čase t je obsažen i ve *fib* MODEL CODE 2010 [29]. Výpočet $C(x, t)$ je definován vztahem:

$$C(x, t) = \psi \left(C_0 + (C_{S, \Delta x} - C_0) \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2\sqrt{D_{\text{app}, C}(t) \cdot t}} \right] \right), \quad (2.31)$$

kde C_0 je počáteční množství chloridů v betonu a $C_{S, \Delta x}$ je množství chloridů v hloubce Δx v určitý časový okamžik t . Δx je hloubka tzv. konvekční zóny, tj. vrstvy u povrchu betonu, v níž se proces penetrace chloridových iontů odlišuje od II. Fickova zákona difúze z důvodu vystavení častému smáčení a následnému odpařování. V této zóně se mohou koncentrace chloridů značně odchylovat od běžných hodnot, proto modely *Chlor3* tyto hodnoty zanedbávají a pracují s tzv. náhradní koncentrací chloridů $C_{S, \Delta x}$, která je aplikována až od hloubky větší, než je hloubka konvekční zóny. Zatímco model *Chlor3a* vyžaduje zadání náhradní koncentrace přímo, v modelu *Chlor3b* je tato hodnota určena výpočtem. Při dodržení stanovených předpokladů lze hloubku konvekční zóny zanedbat, potom $C_{S, \Delta x} = C_{S, 0}$, tedy koncentrace chloridů v hloubce konvekční zóny je rovna koncentraci chloridů na povrchu betonu. Dalším parametrem v rovnici (2.31) je difúzní koeficient $D_{\text{app}, C}$, $\operatorname{erf}(\cdot)$ je opět chybová funkce a ψ je parametr modelových nejistot.

Koeficient $D_{\text{app}, C}$ je definován dle vztahu:

$$D_{\text{app}, C}(t) = k_e \cdot D_{\text{RCM}, 0} \cdot 3,1536 \cdot 10^{13} \cdot A(t), \quad (2.32)$$

kde $D_{\text{RCM}, 0}$ je migrační koeficient chloridů, jehož hodnoty lze definovat na základě zrychlené zkoušky migrace chloridů (RCM – *Rapid Chloride Migration method*), k_e

je parametr prostředí, zohledňující vliv teploty na hodnotu difúzního koeficientu, stanovený dle rovnice:

$$k_e = \exp \left((b_e + 273,15) \left(\frac{1}{T_{\text{ref}}} - \frac{1}{T_{\text{real}} + 273,15} \right) \right), \quad (2.33)$$

kde b_e je regresní koeficient (hodnoty b_e se pohybují v rozmezí mezi 3226,85 °C a 5226,85 °C), T_{ref} je referenční teplota, v níž probíhají testy ($T_{\text{ref}} = 293 \text{ K} = 20 \text{ °C}$), T_{real} je teplota prvku konstrukce nebo teplota okolního prostředí a $A(t)$ je funkce zrání (stárnutí) materiálu, která je definována jako:

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^b, \quad (2.34)$$

kde t je doba vystavení prvku konstrukce působení chloridů, t_0 je referenční doba ($t_0 = 0,0767$ let, tj. 28 dní) a b je exponent zohledňující stárnutí betonu. Detaily ohledně doporučení použitých rozdělovacích funkcí a statistických parametrů jednotlivých veličin lze nalézt v manuálech modulu FReET-D (TEPLÝ A KOL. 2008 [74] a VESELÝ A KOL. 2012 [79]).

Stejně jako v případě karbonatce lze o vliv mechanického zatížení na konstrukci rozšířit i modely působení chloridových iontů. S ohledem na trhlinky v betonu, vznikající působením napětí od zatížení, dochází k urychlení procesu difúze chloridových iontů. Při uvážení vlivu trhlin dochází ke změně hodnoty difúzního koeficientu $D_{\text{app,C}}$ (obecně označen D). Ten lze rozdělit do dvou částí, D_0 a D_C , jak je zobrazeno na obr. 2.3. Difúzní koeficient D je stanoven s ohledem na šířku vzniklých trhlin w_k a jejich maximální vzdálenost $s_{r,\text{max}}$ jako (ZHANG A KOL. 2011 [84]):

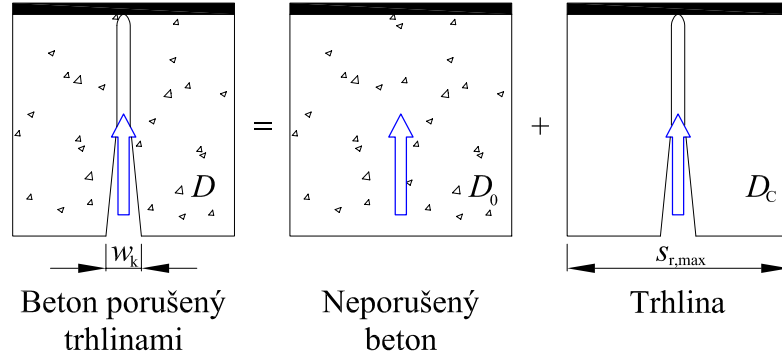
$$D = \left(1 - \frac{w_k}{s_{r,\text{max}}} \right) D_0 + \frac{w_k}{s_{r,\text{max}}} D_C, \quad (2.35)$$

kde D_0 je hodnota difúzního koeficientu pro neporušený beton a D_C hodnota difúzního koeficientu uvnitř trhliny. Hodnoty D_C lze stanovit s ohledem na šířku trhliny (DJERBI A KOL. 2008 [18]):

$$D_C = \begin{cases} 0 \text{ m}^2/\text{s} & \text{pro } w_k < 30 \text{ }\mu\text{m} \\ (0,16w_k - 3) \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} & \text{pro } 30 \text{ }\mu\text{m} \leq w_k \leq 100 \text{ }\mu\text{m} \\ 13 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s} & \text{pro } w_k > 100 \text{ }\mu\text{m} \end{cases} . \quad (2.36)$$

2.2.3 Koroze výztuže

Koroze výztuže je elektrochemický proces, během něhož probíhají dva dílčí děje. Jsou to oxidace železa jako děj anodický a kyslíková depolarizace v alkalickém prostředí jako děj katodický. Voda v pórech zde plní funkci elektrolytu, tedy vodivého



Obr. 2.3: Koefficient difúze D při pronikání chloridů betonem porušeným trhlinami

prostředí. Korozí výztuže dochází ke snižování její efektivní plochy, naopak vznikající korozivní produkty mají dvojnásobně až šestinásobně větší objem, což vede k nárůstu tahového napětí v okolním betonu, a tím vzniku podélných průběžných trhlin a následně i odlupování betonové krycí vrstvy.

Koroze betonářské výztuže probíhá během propagačního stádia předpokládané životnosti konstrukce, tedy po dosažení iniciačního času depasivace výztuže. Iniciační čas t_i je stanoven na základě rovnosti hloubky karbonatce $x_c(t)$ nebo hloubky, v níž je dosaženo kritické koncentrace chloridových iontů $x_{Cl}(t)$, a tloušťky betonové krycí vrstvy a . V čase, kdy již výztuž není chráněna proti korozi, platí rovnost:

$$x_c(t_i) = a, \text{ resp. } x_{Cl}(t_i) = a. \quad (2.37)$$

Existují dva typy koroze. Jedná se o korozi rovnoměrnou, při níž dochází k relativně rovnoměrnému úbytku výztuže po celém jejím obvodu, a korozi důlkovou, která způsobuje značný lokální úbytek efektivní plochy výztuže a činí výztužné pruty mnohem křehčí. Zatímco k rovnoměrné korozi dochází zpravidla v případech depasivace výztuže vlivem karbonatce betonu, důlková koroze nejčastěji vzniká při působení chloridů, při výskytu trhlinek v betonové krycí vrstvě, či lokálních poškození povrchu výztuže.

Pro predikci rovnoměrné koroze se jako vhodný jeví model popsany např. v ANDRADE A KOL. 1996 [3] a RODRIGUEZ A KOL. 1996 [69], implementovaný v modulu FReET-D pod názvem *Corr1*. Pro odhad průměru výztužného prutu d v čase t jsou použity následující vztahy:

$$d(t) = \begin{cases} d_i & \text{pro } t \leq t_i \\ \psi [d_i - 0,0116i_{\text{corr}}R_{\text{corr}}(t - t_i)] & \text{pro } t_i < t \leq t_i + \frac{d_i}{0,0116i_{\text{corr}}R_{\text{corr}}} \\ 0 & \text{pro } t > t_i + \frac{d_i}{0,0116i_{\text{corr}}R_{\text{corr}}} \end{cases}, \quad (2.38)$$

kde d_i je počáteční průměr výztuže, i_{corr} zohledňuje korozní proudovou hustotu (rychlost koroze), R_{corr} typ koroze a ψ je koeficient modelových nejistot.

Důlkovou korozi lze modelovat s využitím modelu *Corr2* (GONZÁLES A KOL. 1995 [30]), kde hloubka důlku p v čase t je stanovena na základě vztahu:

$$p(t) = \begin{cases} 0 & \text{pro } t \leq t_i \\ \psi [0,0116i_{\text{corr}}R_{\text{corr}}(t - t_i)] & \text{pro } t > t_i \end{cases} . \quad (2.39)$$

Vzhledem k principu modelování výztuže pomocí 1D prvků byl v aplikačních příkladech uvažován úbytek výztuže koroze vždy jako rovnoměrný, tedy i v případě koroze výztuže vlivem působení chloridů byl stanovován průměr výztužných prutů $d(t)$ dle modelu *Corr1* místo hloubky důlku $p(t)$.

Další modely použité v modulu FReET-D umožňují kromě průměru výztuže, nebo hloubky důlku ve vyšetřovaném čase odhadnout také množství zkorodované průřezové plochy, časový úsek, který uplyne od zhotovení konstrukce do popraskání betonové krycí vrstvy vlivem zvýšeného objemu korozivních produktů, nebo šířku trhliny vzniklé při popraskání betonu vlivem koroze. Detailnější informace nalezne čtenář v manuálech modulu FReET-D (TEPLÝ A KOL. 2008 [74] a VESELÝ A KOL. 2012 [79]).

3 METODY VÝPOČTU UKAZATELŮ SPOLEHLIVOSTI

Metody pro výpočet ukazatelů spolehlivosti, tj. pravděpodobnosti poruchy p_f nebo indexu spolehlivosti β , lze obecně rozdělit do dvou základních skupin: **metody simulační** a **metody aproximační**. Simulační metody typu Monte Carlo jsou založeny na numerické simulaci, která používá náhodné realizace vstupních veličin, a pravděpodobnost poruchy je vypočtena na základě opakovaného řešení funkce poruchy $G(\mathbf{X})$. V případě aproximačních metod je funkce poruchy aproximována (nahrazena) jinou jednodušší funkcí, např. lineární či kvadratickou, jejíž vyčíslení je výrazně rychlejší než vyčíslení původní funkce.

U mezního stavu únosnosti se pravděpodobnost poruchy stavebních konstrukcí pohybuje přibližně v řádech 10^{-6} – 10^{-4} , a proto je pro její přesný odhad v případě využití simulačních metod nutné provést velké množství simulací (miliony či desítky milionů, v závislosti na vyšetřovaném mezním stavu a předpokládané hodnotě pravděpodobnosti). V případech, kdy je pro simulaci odezvy komplexních konstrukcí využíváno numerického modelování metodou konečných prvků (MKP), je provedení tak vysokého počtu časově náročných MKP analýz nereálné, a pro stanovení pravděpodobnosti poruchy je nutné hledat efektivnější metody.

Nároky na výpočtový čas lze snižovat např. pomocí speciálních technik redukce rozptylu, mezi nimiž lze zmínit např. metody Importance Sampling, Adaptive Sampling, Directional Sampling a další (SCHÜELLER A KOL. 1989 [71]). U těchto metod je vektor náhodných veličin generován nikoli podle původních rozdělání pravděpodobnosti, ale podle rozdělání vhodně zvolených tak, aby jednotlivé realizace byly koncentrovány do oblasti poruchy a k poruše (záporné hodnotě rezervy spolehlivosti) docházelo velmi často.

Mezi techniky redukce rozptylu statistik lze rovněž zařadit stratifikovanou simulační metodu Latin Hypercube Sampling (LHS, MCKAY A KOL. 1979 [49]), která dokáže dobře pokrýt prostor náhodných veličin již při použití relativně malého počtu simulací (desítky) ve srovnání s klasickou metodou Monte Carlo. Přestože při odhadu statistických parametrů (střední hodnota, směrodatná odchylka) je LHS metodou velmi přesnou, při výpočtu pravděpodobnosti poruchy může docházet ke značným odchýlkám, neboť zájem je zde soustředěn na „ocas“ (krajní hodnoty) rozdělání funkce poruchy. Zde se nejčastěji funkci poruchy přiřadí normální rozdělání pravděpodobnosti a s ním se provede výpočet pravděpodobnosti poruchy, resp. indexu spolehlivosti (tzv. Cornellův index spolehlivosti, viz kapitola 1.2.2). Alternativně lze pomocí testů dobré shody (chí-kvadrát test, Kolmogorovův-Smirnovův test) funkci poruchy přiřadit rozdělání vhodnější a výpočet pravděpodobnosti poruchy provést

s tímto rozdělením. Vzhledem k malému počtu simulací však ani tento postup nemusí být obecně vhodný.

Ukazuje se, že vhodným řešením pro výpočet úrovně spolehlivosti je využití tzv. aproximačních metod, z nichž nejjednodušší jsou metody FORM (First-Order Reliability Method) nebo SORM (Second-Order Reliability Method). Funkce rezervy spolehlivosti je v těchto případech v místě návrhového bodu (bodů ležícího na funkci poruchy s nejmenší vzdáleností od počátku souřadnic) aproximována lineární či kvadratickou funkcí. Přesnější řešení pak nabízejí aproximační metody označované jako metody typu response surface (RSM, v české literatuře existuje ekvivalent „metoda plochy odezvy“), kdy funkce poruchy je aproximována nějakou vhodnou funkcí, většinou polynomiálního typu (BUCHER 2009 [10]). Výpočet pravděpodobnosti poruchy je u tohoto typu aproximačních metod proveden pomocí klasických simulačních metod, ovšem místo původní funkce poruchy je použita jednodušší aproximovaná funkce, jejíž vyčíslení není nikterak časově náročné a lze jej v přijatelném čase provést i v řádech milionů.

Místo náhrady původní funkce funkcí polynomiální je rovněž možné použití aproximace s využitím umělých neuronových sítí. Jejich využitím lze v kombinaci s klasickými simulačními metodami v aplikaci na rozsáhlé spolehlivostní úlohy dosáhnout výsledků srovnatelných s ostatními zmíněnými metodami, zajišťujícími výpočet pravděpodobnosti poruchy v přijatelném čase a s dostatečnou přesností. Výhodou zde je zejména snížení počtu vyčíslení původní funkce, a tedy i časové náročnosti výpočtu, či snížení rozptylu získaných řešení s ohledem na dosaženou přesnost.

3.1 Simulační metody Monte Carlo a Latin Hypercube Sampling

Klasická metoda **Monte Carlo** (MC) je při řešení pravděpodobnosti poruchy velmi často používaná, neboť se jedná o metodu velmi jednoduchou a názornou. Její podstatou je generování náhodných realizací vstupních veličin s určitým rozdělením pravděpodobnosti na základě generovaných pseudonáhodných čísel $u_{i,j}$ z intervalu $(0; 1)$, kde i označuje náhodnou veličinu a j číslo simulace. Realizace $x_{i,j}$ veličiny X_i v j -té simulaci je pak získána inverzní transformací distribuční funkce náhodné veličiny F_{X_i} (viz obr. 3.1 vlevo) jako:

$$x_{i,j} = F_{X_i}^{-1}(u_{i,j}). \quad (3.1)$$

Na základě opakovaného řešení funkce poruchy $G(\mathbf{X})$ vždy s jiným náhodně generovaným vektorem vstupních náhodných veličin \mathbf{X} je hodnota pravděpodobnosti

poruchy vyčíslena podle jednoduchého vztahu:

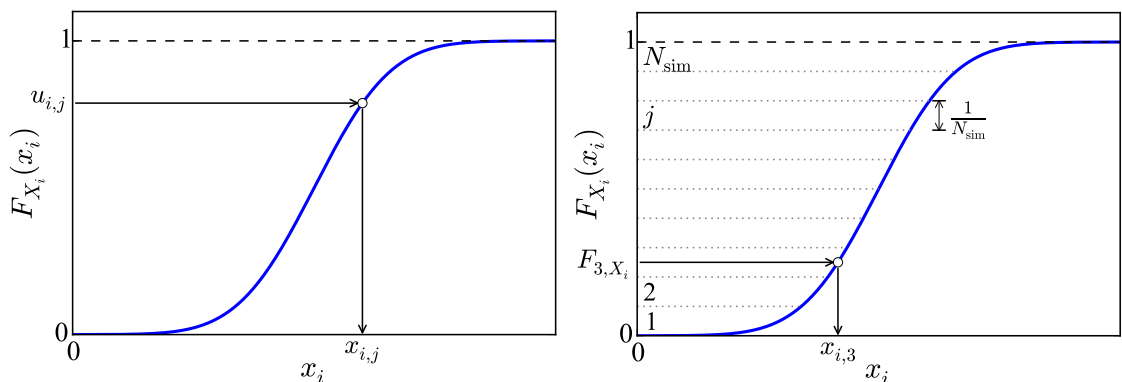
$$p_f \approx \frac{N_f}{N_{\text{sim}}}, \quad (3.2)$$

tedy jako poměr počtu simulací N_f , při nichž dojde k poruše ($G(\mathbf{X}) < 0$), k jejich celkovému počtu N_{sim} . Samotná pravděpodobnost poruchy je také náhodnou veličinou, protože s nově vygenerovanými realizacemi obdržíme i jiný odhad pravděpodobnosti poruchy. Variační koeficient pravděpodobnosti poruchy lze pro malé hodnoty p_f napsat ve tvaru:

$$\text{CoV}_{p_f} \approx \frac{1}{\sqrt{N_{\text{sim}} \cdot p_f}}, \quad (3.3)$$

a je tedy zřejmé, že přesnost odhadu závisí na celkovém počtu simulací N_{sim} . Pro dosažení hodnoty variačního koeficientu např. 10 %, což je vcelku přijatelná hodnota, a pravděpodobnosti poruchy řádu 10^{-5} je nutné provést 10^7 simulací, což je při řešení odezvy konstrukce pomocí MKP analýz naprosto nereálné.

Metoda **Latin Hypercube Sampling (LHS)** je modifikovanou metodou typu Monte Carlo, která poskytuje velmi dobré odhady statistických parametrů odezvy konstrukce již při velmi malém počtu simulací (desítky až stovky) v porovnání s klasickou metodou Monte Carlo a je rovněž často kategorizována jako metoda redukce rozptylu statistik. Rozdíl oproti metodě Monte Carlo je ve způsobu generování jednotlivých realizací vektoru \mathbf{X}_j pro j -tou simulaci, kdy definiční obor distribuční funkce F_{X_i} každé náhodné veličiny X_i je rozdělen na N_{sim} subintervalů o stejné pravděpodobnosti $1/N_{\text{sim}}$ (viz obr. 3.1 vpravo). Z každého subintervalu distribuční funkce j ($j = 1, 2, \dots, N_{\text{sim}}$) je vybrána právě jedna realizace náhodné proměnné $x_{i,j}$, což zajišťuje rovnoměrné pokrytí prostoru náhodných veličin pouze s minimálním počtem vzorků.



Obr. 3.1: Generování realizace náhodné veličiny inverzní transformací distribuční funkce – klasická metoda Monte Carlo (vlevo) a metoda LHS (vpravo)

V závislosti na způsobu výběru realizace $x_{i,j}$ můžeme rozlišit několik typů metody LHS. V metodě **LHS median**, nazývané také Lattice Sampling (PATTERSON 1954 [65]), jsou náhodné realizace generovány jako středy jednotlivých subintervalů dle vztahu:

$$x_{i,j} = F_{X_i}^{-1} \left(\frac{\pi_j(i) - 0,5}{N_{\text{sim}}} \right), \quad (3.4)$$

kde $\pi_j(i)$ je náhodná permutace z $j = 1, 2, \dots, N_{\text{sim}}$ a $F_{X_i}^{-1}$ je inverzní distribuční funkce náhodné veličiny X_i . Nevýhodou centrické verze metody LHS je soustředění jednotlivých realizací právě do středů subintervalů, kdy vzorky z krajních částí funkce hustoty pravděpodobnosti nejvíce ovlivňují rozptyl, šikmost a špičatost daného výběru. Druhou verzí je **LHS random** (MCKAY A KOL. 1979 [49]), která je analogií verze LHS median. Náhodné realizace však nejsou generovány jako středy jednotlivých subintervalů, ale mohou být vybrány odkudkoli v mezích daného subintervalu, tedy jako náhodně generované číslo $u_{i,j}$ z intervalu $(0; 1)$ v rámci subintervalu j , nezávislé na permutaci $\pi_j(i)$:

$$x_{i,j} = F_{X_i}^{-1} \left(\frac{\pi_j(i) - u_{i,j}}{N_{\text{sim}}} \right). \quad (3.5)$$

Poslední variantou je metoda **LHS mean** (HUNTINGTON & LYRINTZIS 1998 [34]), odstraňující nevýhody metody LHS median. Zde jsou náhodné realizace generovány jako střední hodnoty subintervalů:

$$x_{i,j} = \frac{\int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} x \cdot f_i(x) dx}{\int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} f_i(x) dx} = N_{\text{sim}} \int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} x \cdot f_i(x) dx, \quad (3.6)$$

kde $f_i(x)$ je funkce hustoty pravděpodobnosti veličiny X_i a hranice integrační oblasti $y_{i,j} = F_i^{-1}(j/N_{\text{sim}})$ pro $j = 1, 2, \dots, N_{\text{sim}}$. Pro některé funkce hustoty pravděpodobnosti (např. normální, exponenciální, Laplaceovu aj.) lze integrál (3.6) vyčíslit analyticky. V případech složitějších funkcí je nutné využití numerické integrace, čímž značně vzroste výpočetní náročnost. Vzorky generované dle vztahů (3.4) a (3.6) jsou téměř identické vyjma těch v okolí krajních částí funkce hustoty pravděpodobnosti, proto je vhodné metodu LHS mean využít právě v případech, kdy chceme zohlednit vliv krajních realizací na odhad rozptylu daného výběru.

Rovnoměrnost návrhu metody LHS zajišťuje velmi dobré odhady statistických parametrů a uspokojivou přesnost i při malém počtu simulací v porovnání s klasickou metodou Monte Carlo. Jednotlivé realizace vstupních náhodných veličin jsou generovány dle tab. 3.1, kde sloupce tabulky odpovídají jednotlivým náhodným vektorům X_j ($j = 1, 2, \dots, N_{\text{sim}}$) veličiny X_i pro $i = 1, 2, \dots, N_V$.

Tab. 3.1: Generované realizace vstupních náhodných veličin pro N_{sim} deterministic-
kých výpočtů funkce $G(\mathbf{X})$

Simulace j :		1	2	...	N_{sim}
Veličina i	1	$x_{1,1}$	$x_{1,2}$...	$x_{1,N_{\text{sim}}}$
	2	$x_{2,1}$	$x_{2,2}$

	N_V	$x_{N_V,1}$	$x_{N_V,N_{\text{sim}}}$

Po vygenerování jednotlivých realizací náhodných veličin je možné přistoupit k dalšímu kroku – zavedení požadované korelace mezi vstupní veličiny. Zde na základě definované korelační matice dochází k iterativní záměně jednotlivých vzorků v rámci jednotlivých řádků až do dosažení minimálního rozdílu mezi požadovanými $K_{i,j}$ a získanými $S_{i,j}$ hodnotami korelačních koeficientů. Jedná se tedy o optimalizační problém, který je např. v programu FReET řešen pomocí metody simulovaného žihání, o níž bylo blíže pojednáno v kapitole 1.2.4.

3.2 Aproximační metody

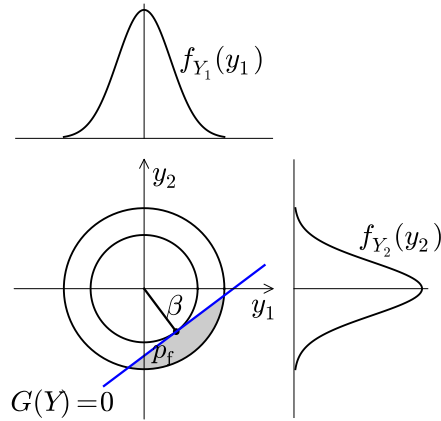
3.2.1 Aproximační metoda 1. a 2. řádu

K odhadu pravděpodobnosti poruchy nebo indexu spolehlivosti je možné využití přibližných metod FORM a SORM.

Základem spolehlivostní metody 1. řádu (**FORM** – First-Order Reliability Method) je linearizace funkce poruchy v prostoru transformovaných náhodných veličin. Nejprve je tedy nutné provést transformaci vstupních náhodných veličin na nekorelované normované normální veličiny, jak bylo popsáno v kapitole 1.2.2. Funkce poruchy je pak aproximována lineární funkcí v bodě největšího příspěvku k pravděpodobnosti poruchy, v tzv. návrhovém bodě. Z hlediska geometrické interpretace je návrhový bod bodem ležícím na funkci poruchy s minimální vzdáleností k počátku souřadnic (obr. 3.2). Tato vzdálenost je označována jako index spolehlivosti β , resp. Hasofer-Lindův index spolehlivosti (HASOFER & LIND 1974 [33]). Teoretickou pravděpodobnost poruchy pak lze na základě linearizace funkce poruchy za předpokladu distribuční funkce normovaného normálního rozdělení $\Phi_N(\cdot)$ určit jako:

$$p_f \approx \Phi_N(-\beta) = 1 - \Phi_N(\beta). \quad (3.7)$$

Spolehlivostní metoda 2. řádu (**SORM** – Second-Order Reliability Method) používá v návrhovém bodě kvadratickou aproximaci funkce mezního stavu a je mnohem přesnější než metoda FORM zejména v případech, kdy je funkce poruchy nelineární.



Obr. 3.2: Aproximační metoda FORM

Hlavní nevýhodou obou výše zmíněných metod je skutečnost, že nalezení návrhového bodu může být problematické a může existovat i několik bodů se stejnou minimální vzdáleností od počátku. V případě nelineárních funkcí mezního stavu tak nemusí být příspěvek k výsledné pravděpodobnosti poruchy dominantní pouze v oblasti nalezeného návrhového bodu.

3.2.2 Metody typu response surface

Zvýšení přesnosti aproximace funkce poruchy při akceptovatelné časové náročnosti přináší metody typu **response surface (RSM)**, např. BUCHER 2009 [10], MYERS A KOL. 2011 [55]).

Klíčovou prací pro rozvoj RSM byl článek autorů BOX & WILSON 1951 [7] popisující aplikaci RSM na chemické procesy. Od 80. let 20. století tyto aproximační metody nachází uplatnění i v oblasti spolehlivosti stavebních konstrukcí a jsou navrhována jejich různá zdokonalení, která by vedla k efektivnímu výpočtu pravděpodobnosti poruchy komplexních úloh.

Nejčastěji je využívána aproximace dle autorů BUCHER & BOURGUND 1990 [8], kdy je funkce poruchy $G(\mathbf{X})$ nahrazena kvadratickou polynomiální funkcí bez smíšených členů $\tilde{G}(\mathbf{X})$, která je vyjádřena jako:

$$\tilde{G}(\mathbf{X}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2, \quad (3.8)$$

kde x_i pro $i = 1, \dots, n$ jsou vstupní náhodné veličiny a parametry a , b_i , c_i jsou stanovovány ze soustavy lineárních rovnic. Pro prvotní aproximaci funkce poruchy je zapotřebí pouze $(2n + 1)$ simulací, tj. vyčíslení původní funkce poruchy, přitom interpolační body jsou situovány v okolí středních hodnot. V dalším kroku je takto

získaná polynomiální funkce použita k odhadu návrhového bodu \mathbf{x}_D a následně i nového středového bodu \mathbf{x}_M pro zpřesnění aproximace z oblasti okolo středních hodnot $\bar{\mathbf{x}}$ do oblasti v blízkosti návrhového bodu \mathbf{x}_D dle vztahu:

$$\mathbf{x}_M = \bar{\mathbf{x}} + (\mathbf{x}_D - \bar{\mathbf{x}}) \frac{G(\bar{\mathbf{x}})}{G(\bar{\mathbf{x}}) - G(\mathbf{x}_D)}. \quad (3.9)$$

Tím je zabezpečeno dostatečné pokrytí kritické oblasti (oblasti v blízkosti hranice poruchy $G(\mathbf{X}) = 0$) i pro velmi malý počet simulací, přičemž celkový počet vyčíslení funkce poruchy je roven $(4n + 3)$. Následná analýza spolehlivosti je provedena pomocí již definované jednoduché aproximační funkce $\tilde{G}(\mathbf{X})$ s využitím klasických simulačních či aproximačních metod.

V některých případech nevede aproximace dle rovnice (3.8) k dostatečně přesným výsledkům a je vhodné zahrnout i smíšené členy, čímž narůstá i počet potřebných simulací na celkových $[n(n+1)/2+n+1]$. Náhradní funkce má potom tvar (BUCHER A KOL. 1989 [9]):

$$\tilde{G}(\mathbf{X}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n d_{ij} x_i x_j, \quad (3.10)$$

kde význam jednotlivých proměnných je stejný jako ve vztahu (3.8) a poslední člen je jeho rozšířením o smíšené členy $x_i x_j$ a parametr d_{ij} .

Jednodušší náhradou funkce poruchy $G(\mathbf{X})$ je aproximace pouze lineární funkcí dle vztahů:

$$\tilde{G}(\mathbf{X}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i, \quad (3.11)$$

resp.

$$\tilde{G}(\mathbf{X}) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n c_{ij} x_i x_j, \quad (3.12)$$

pro případy lineární aproximace bez, resp. se smíšenými členy. Zde je minimální počet nutných simulací roven $(n+1)$ pro případ bez smíšených členů a $[n(n+1)/2+1]$ pro případ zahrnující i členy smíšené.

Metody RSM se v aplikaci na spolehlivostní úlohy jeví jako dostatečně přesné, přestože mají i svá úskalí. S rostoucím počtem náhodných veličin a požadovanou přesností aproximace narůstají i nároky na počet interpolačních bodů, což je v případě řešení odezvy konstrukce pomocí časově náročných MKP analýz limitujícím faktorem. Dalším, zřejmě největším problémem, je pak správná volba umístění interpolačních bodů, které musí být zvoleny tak, aby byla původní funkce co nejlépe aproximována v okolí návrhového bodu. Pro výběr interpolačních bodů z oblasti okolo hranice poruchy existují různé metody, např. KIM & NA 1997 [41] představili metodu gradientní projekce (gradient projection method), KAYMAZ & MCMAHON 2005 [39] potom metodu váhové regrese, kdy jsou při aproximaci funkce

poruchy bodům v okolí návrhového bodu přiřazeny vyšší hodnoty váhových koeficientů. V souvislosti s umístěním interpolačních bodů bylo dále prokázáno, že výběr bodů pouze z oblastí krajních hodnot rozdělení pravděpodobnosti nevede při výpočtu pravděpodobnosti poruchy k významnému zpřesnění (RAJASHEKHAR & ELLINGWOOD 1993 [66]) a že jejich správná volba je také ovlivněna vlastnostmi vyšetřované funkce poruchy (GUAN & MELCHERS 2001 [32]).

3.2.3 Aproximace s využitím umělé neuronové sítě

S výhodou lze pro náhradu funkce poruchy využít aproximaci pomocí umělých neuronových sítí (**artificial neural network-based response surface method – ANN-RSM**). Byla prokázána vysoká efektivita a přesnost pro případy aproximace funkce poruchy pomocí neuronových sítí v kombinaci s vyčíslením pravděpodobnosti poruchy klasickými technikami spolehlivostní analýzy, jako jsou Monte Carlo, FORM nebo SORM (DENG A KOL. 2005 [16], HOSNI ELHEWY A KOL. 2006 [19]). Rovněž počet potřebných simulací je s ohledem na přesnost výpočtu o poznání nižší než u RSM, a to i v případě většího počtu vstupních veličin a nelineární funkce poruchy. Přesnost výsledků je přitom nejvíce závislá na kvalitě tzv. učící množiny, a je velmi důležité, aby vstupní data byla vybrána rovnoměrně z oblasti celého návrhového prostoru.

Na základě výše uvedeného lze konstatovat, že využití umělých neuronových sítí v kombinaci s klasickými simulačními metodami se v aplikaci na rozsáhlé spolehlivostní úlohy jeví jako velmi dobré řešení, proto je základům problematiky neuronových sítí věnována i následující sekce 3.3.

3.3 Umělá neuronová síť

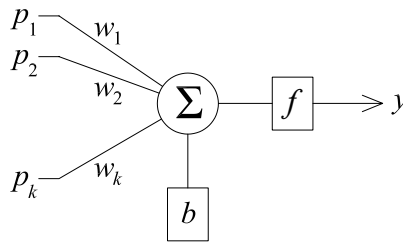
Umělá neuronová síť představuje jednoduchý matematický model inspirovaný sítí skutečných biologických neuronů. Skládá se ze vzájemně propojených skupin výkonných prvků zvaných neurony. Existuje celá řada typů neuronových sítí, z nichž každá se hodí na různé typy úloh (např. CICHOCKI & UNBEHAUEN 1993 [12]). V navržené metodice ANN-RSM je využita tzv. dopředná vícevrstvá síť, v níž jednotlivé neurony jsou uspořádány v několika vrstvách a signál se sítí šíří od vstupů přes skryté prvky (pokud existují) až po výstupní prvky. Všechny neurony v jedné vrstvě jsou vzájemně propojeny se všemi neurony vrstvy následující, neurony jedné vrstvy vzájemně propojeny nejsou. Každý spoj mezi neurony dvou sousedních vrstev je definován pomocí synaptické váhy (váhového koeficientu), která simuluje různou vodivost spojových cest. K množině impulsů přicházejících k neuronu od všech neuronů předchozí vrstvy je dále přičtena prahová hodnota neuronu a je aplikována

přenosová funkce. Hodnoty synaptických vah a prahů jsou stejně jako typ přenosové funkce rozhodující při chování neuronu i celé sítě.

Neuronová síť představuje skvělý matematický nástroj pro modelování komplexních vztahů mezi vstupními a výstupními daty. Výstup z jednoho neuronu je určen jako (viz také obr. 3.3):

$$y = f(x) = f\left(\sum_k (w_k \cdot p_k + b)\right), \quad (3.13)$$

kde k je číslo vstupujícího neuronu ($k = 1, 2, \dots, K$), p_k je vstupní signál k -tého neuronu předchozí vrstvy, w_k je synaptická váha spojové cesty z k -tého neuronu předchozí vrstvy a b je prahová hodnota neuronu. Funkce f pak značí přenosovou funkci. Při výpočtu výstupního vektoru celé sítě je u dopředné vícevrstvé sítě postupováno po jednotlivých vrstvách, od vrstvy vstupní přes skryté vrstvy (pokud jsou obsaženy) až po vrstvu výstupní.



Obr. 3.3: Schéma výstupu z jednoho neuronu

3.3.1 Tvorba sítě

Důležitým krokem je návrh správné struktury sítě. Ta je většinou dána typem řešené spolehlivostní úlohy. Počet vstupů sítě N_{vst} je daný počtem vstupních náhodných veličin N_v , ve výstupní vrstvě je ve většině případů jen jeden neuron N_{vyst} odpovídající hodnotě funkce poruchy. Dalšími parametry sítě jsou počet skrytých vrstev a počet neuronů v nich N_{skryt} .

Podle Kolmogorovova teoremu je dostačující použití maximálně dvou skrytých vrstev s příslušnými počty neuronů (KŮRKOVÁ 1992 [43]). Nejlepší je začít pouze s jednou skrytou vrstvou a teprve, dochází-li k problémům při učení sítě, přidat druhou skrytou vrstvou. Počty neuronů v jednotlivých skrytých vrstvách $N_{i,\text{skryt}}$ je potřeba nastavit dle řešené úlohy, přičemž je většinou nezbytné s nimi trochu „experimentovat“. Jako první odhad lze pro síť s jednou, resp. dvěma skrytými vrstvami použít následující vztahy:

$$N_{\text{skryt}} = \sqrt{N_{\text{vst}} \cdot N_{\text{vyst}}}, \quad (3.14)$$

resp.

$$N_{1,\text{skryt}} = N_{\text{vst}} \left(\sqrt[3]{\frac{N_{\text{vst}}}{N_{\text{vyst}}}} \right)^2, \quad N_{2,\text{skryt}} = N_{\text{vst}} \left(\sqrt[3]{\frac{N_{\text{vst}}}{N_{\text{vyst}}}} \right). \quad (3.15)$$

3.3.2 Přenosové funkce

Jak již bylo zmíněno výše, typ přenosové funkce je určující při chování neuronu i celé sítě. Mezi nejčastěji využívané přenosové funkce se řadí:

- **dvouhodnotová (skoková) funkce** nabývající pouze dvou diskrétních hodnot:

$$f(x) = \begin{cases} 1 & \text{pro } x \geq 0 \\ -1 & \text{pro } x < 0 \end{cases}; \quad (3.16)$$

- **lineární funkce** dle rovnice:

$$f(x) = ax \quad (3.17)$$

s derivací udávající sklon funkce:

$$\frac{df(x)}{dx} = a; \quad (3.18)$$

- **sigmoidální (logistická) funkce** ve tvaru:

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (3.19)$$

s derivací

$$\frac{df(x)}{dx} = f(x)(1 - f(x)). \quad (3.20)$$

Sigmoidální funkce je monotónně rostoucí mezi dvěma asymptotickými hodnotami 0 a 1. Největší derivaci má tato funkce v bodě 0 a její výhodou oproti funkci dvouhodnotové je existence spojitě první derivace v každém bodě;

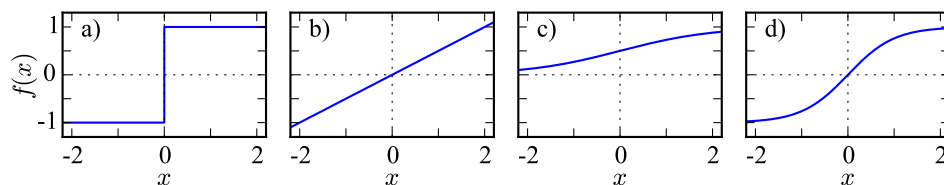
- **hyperbolický tangens (symetrický sigmoid)** jako funkce monotónně rostoucí mezi asymptotickými hodnotami -1 a 1 , pro niž platí vztah:

$$f(x) = \frac{2}{1 + e^{-2x}} - 1, \quad (3.21)$$

jehož derivací je:

$$\frac{df(x)}{dx} = 1 - f(x)f(x). \quad (3.22)$$

Uvedené typy přenosových funkcí jsou zobrazeny na obr. 3.4.



Obr. 3.4: Typy přenosových funkcí – a) dvouhodnotová funkce, b) lineární funkce, c) sigmoidální funkce, d) hyperbolický tangens

3.3.3 Učení sítě

Je-li vytvořena struktura sítě, následuje proces, kdy jsou pomocí zvolené optimalizační techniky nastavovány parametry sítě – synaptické váhy spojových cest a prahové hodnoty neuronů. Tomuto procesu se říká učení sítě. U dopředných sítí se k učení využívá tzv. učitel či učící množina, což je sada vstupů a požadovaných výstupů sítě (p, y) , $p \in \mathbf{P}$, $y \in \mathbf{Y}$. Vektory \mathbf{P} a \mathbf{Y} jsou předloženy síti a cílem procesu následné optimalizace je najít takovou neuronovou síť $f_{\text{ANN}} : \mathbf{P} \rightarrow \mathbf{Y}$ ze všech možných, která odpovídá předložené učící množině nejlépe. Učení tedy spočívá v minimalizaci kritéria:

$$E = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \sum_{k=1}^K (y_{ik}^0 - y_{ik}^*)^2, \quad (3.23)$$

kde N značí počet uspořádaných dvojic (sad) vstup-výstup v učící množině, y_{ik}^* je požadovaná výstupní hodnota k -tého výstupního neuronu při i -tém vstupu a y_{ik}^0 je skutečná výstupní hodnota k -tého výstupního neuronu při tomtéž vstupu. Existují různé optimalizační metody, kterými je dosahováno minimalizace kritéria E , mezi nimi např. metody gradientní, stochastické či evoluční metody, nebo jejich vzájemné kombinace.

Do skupiny tzv. „backpropagation“ metod, kdy učení neuronové sítě je založeno na tzv. „backpropagation“ algoritmu – algoritmu zpětného šíření chyby (ŠNOREK 1970 [57]), patří např.:

- gradientní metoda;
- gradientní metoda s momentem;
- Lavenberg-Marquardtova metoda;

skupinu stochastických a evolučních metod reprezentují např.:

- simulované žihání;
- evoluční strategie;
- genetické algoritmy.

Souhrnný popis jednotlivých metod najde čtenář např. v dizertační práci LEHKÝ 2005 [46].

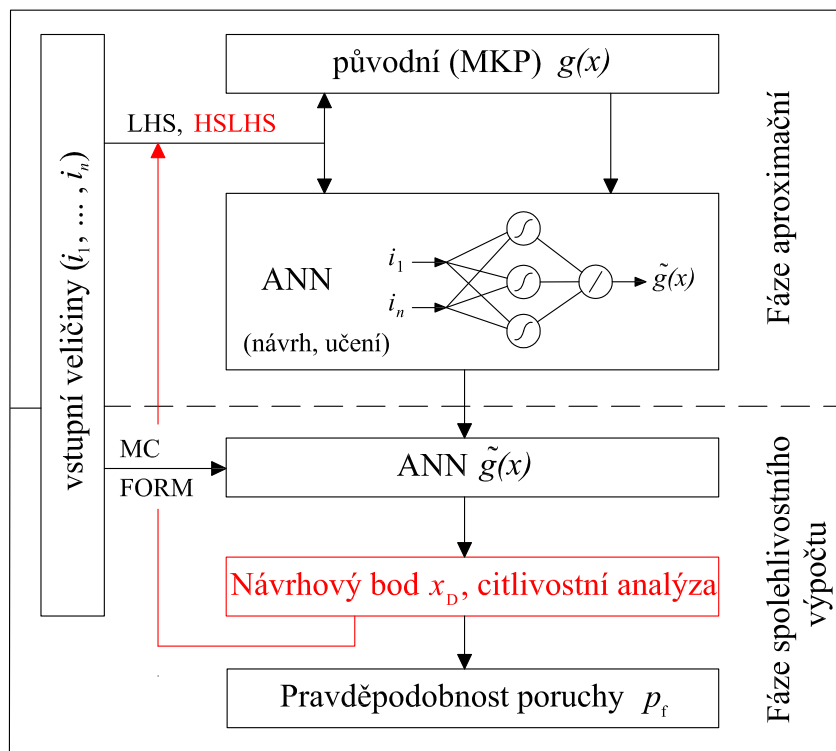
3.3.4 Aproximační metoda ANN-RSM

Metoda ANN-RSM vychází z obecné metodiky inverzní analýzy (viz např. LEHKÝ & NOVÁK 2012 [47]) a postup výpočtu je rozdělen na dvě základní fáze – *fázi aproximační*, kdy je původní funkce poruchy nahrazena vhodnou neuronovou sítí, a *fázi spolehlivostního výpočtu*, kdy je neuronová síť použita místo původní funkce poruchy při výpočtu ukazatelů spolehlivosti (indexu spolehlivosti, pravděpodobnosti poruchy).

Celý proces stanovení pravděpodobnosti poruchy komplikovanějších úloh, u kterých je výpočet funkce poruchy prováděn na základě opakovaných deterministických analýz pomocí numerického modelování metodou konečných prvků vždy s jiným náhodně generovaným vektorem vstupních veličin, je schematicky zobrazen na obr. 3.5 a lze jej shrnout do následujících kroků:

- Definice vstupních parametrů systému prostředí-konstrukce-zatížení jako náhodných veličin (popř. náhodných polí) na základě příslušných rozdělení pravděpodobnosti;
- Generování náhodných realizací vstupních náhodných veličin dané úlohy, které mohou být i vzájemně korelované, pomocí stratifikované simulační metody LHS. Počet simulací je přitom závislý na složitosti úlohy a požadované přesnosti, řádově se však jedná o desítky simulací;
- Výpočet původní funkce poruchy pro každý vektor ze sady realizací vstupních veličin a získání její odpovídající náhodné výstupní hodnoty;
- Sestavení umělé neuronové sítě a učení sítě pomocí vybrané optimalizační metody s využitím zvolené učící množiny, kterou tvoří část simulací ze získané sady náhodných realizací funkce poruchy spolu s odpovídajícími realizacemi vstupních veličin; následné ověření přesnosti sítě na simulacích nevyužitých při procesu učení;
- Formulace aproximované funkce poruchy na základě ANN-RSM, kdy naučená neuronová síť je použita jako náhradní model/funkce poruchy pro následnou spolehlivostní analýzu;
- Využití klasických simulačních metod (Monte Carlo) nebo aproximačních metod (FORM) pro stanovení odhadu ukazatelů spolehlivosti. Díky rychlému výpočtu náhradní funkce je v případě simulačních metod možné provést i miliony simulací.

V případě špatné konvergence v průběhu učení sítě nebo při nedostatečné přesnosti získaného řešení je možné přidat další náhodné realizace pomocí metody Hierarchical Subset Latin Hypercube Sampling (HSLHS, ČERNÍK 2011 [20] a VOŘECHOVSKÝ 2015 [80]), která umožní rozšíření původní sady realizací o další simulace



Obr. 3.5: Postup výpočtu ukazatelů spolehlivosti pomocí metody ANN-RSM

při zachování rozložení bodů dle LHS median v celém prostoru náhodných veličin. Zpřesnění aproximace funkce poruchy lze dále dosáhnout přechodem z oblasti středních hodnot do okolí návrhového bodu dle rovnice (3.9). Další cenné zpřesnění modelu mohou přinést výsledky citlivostní analýzy, které poskytují informace o vlivu jednotlivých veličin na výslednou odezvu konstrukce či míru spolehlivosti. V případě malé statistické významnosti dané veličiny je možné veličinu z dalších výpočtů vyloučit, a snížit tak počet doplňkových simulací. Kroky vedoucí ke zpřesnění aproximace funkce poruchy jsou ve schématu na obr. 3.5 vyznačeny červeně a lze je shrnout následovně:

- Nalezení návrhového bodu, tj. bodu ležícího na hranici poruchy s nejmenší vzdáleností k počátku souřadnic, a provedení citlivostní analýzy;
- Generování nových/doplňkových náhodných realizací z okolí návrhového bodu metodou LHS/HSLHS s ohledem na výsledky citlivostní analýzy a minimalizaci počtu simulací;
- Provedení MKP analýz s nově generovanými vektory vstupních náhodných veličin, opětovné sestavení a učení umělé neuronové sítě a finální aproximace funkce poruchy s využitím ANN-RSM;
- Stanovení odhadu pravděpodobnosti poruchy či indexu spolehlivosti.

Navržená aproximační metoda ANN-RSM byla testována na jednoduchém příkladu rámu s nelineární funkcí poruchy a rovněž při stanovení spolehlivostních ukazatelů komplexních konstrukcí (železobetonového deskového a předpjatého segmentového mostu) v rámci jejich plně pravděpodobnostní analýzy, viz kapitola 6.

4 ZATÍŽITELNOST MOSTŮ POZEMNÍCH KOMUNIKACÍ

Pro stanovení zatížitelnosti nových i existujících mostů pozemních komunikací je v současné době v platnosti česká technická norma ČSN 73 6222 [1]. Dle této normy je zatížitelnost definována jako „největší okamžitá celková hmotnost každého z vozidel, jejichž jízdu lze na mostě dovolit za podmínek daných touto normou“. Norma dále rozlišuje zatížitelnost normální, zatížitelnost výhradní, zatížitelnost výjimečnou, zatížitelnost na jednu nápravu a zatížitelnost rovnoměrným zatížením. Pro obecné potřeby jsou stanovovány:

- Zatížitelnost normální V_n – „největší okamžitá celková hmotnost jednoho vozidla, které může přejíždět most bez dopravních omezení, v libovolném počtu a bez omezení provozu chodců a cyklistů“;
- Zatížitelnost výhradní V_r – „největší okamžitá celková hmotnost vozidla, které smí přejíždět přes most jako jediné, tj. za vyloučení ostatních silničních vozidel, avšak bez dalších dopravních omezení za podmínky, že provoz chodců a cyklistů ve vyhrazených pásech je zachován“;
- Zatížitelnost výjimečná V_e – „největší okamžitá celková hmotnost vozidla nebo zvláštní soupravy, které smí přejet přes most pouze za vyloučení veškeré ostatní dopravy, včetně chodců a cyklistů, a za dodržení dalších omezujících opatření jako přejezd předepsanou rychlostí, dodržení stanovené stopy apod.“.

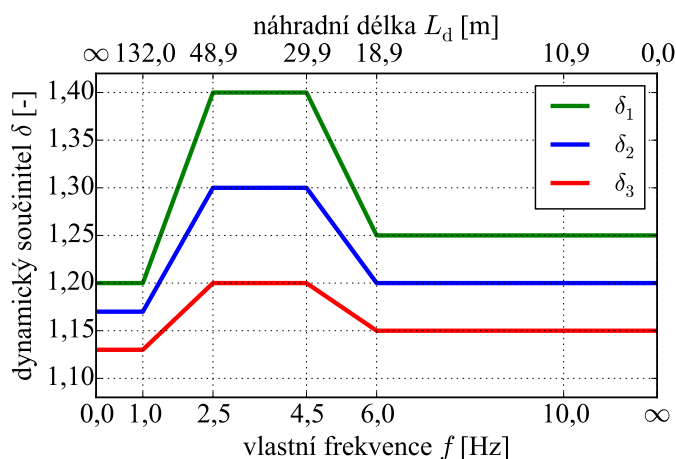
Jednotlivé typy zatížitelnosti lze stanovit na základě dokumentace a skutečného stavu mostu. Před stanovením zatížitelnosti je tedy nutné provést hlavní nebo mimořádnou prohlídku daného objektu dle ČSN 73 6221 [23]. Zatížitelnost mostů pozemních komunikací může být stanovena:

- Podrobným statickým výpočtem (označení V) – tohoto přístupu se využívá, byla-li provedena prohlídka mostu nebo diagnostický průzkum, na jehož základě jsou známy rozměry prvků konstrukce, jejich vyztužení a charakteristiky použitých materiálů. Zatížitelnost je stanovována dle platných předpisů a dříve platné normy slouží pouze jako informativní podklad;
- Kombinovaným statickým výpočtem (označení K) – v případě, že jsou známy pouze geometrické parametry objektu, navrhne se nejprve dle předpisů platných v době realizace mostu betonářská výztuž, která se považuje za pravděpodobnou. Následné stanovení zatížitelnosti se provede dle norem aktuálně platných.
- Jinak (označení Z) – na základě jiných předpisů, kterými mohou být např. Technické podmínky schválené Ministerstvem dopravy České republiky. Způsob stanovení se musí uvést do mostního listu.

Zatížitelnost mostů je určována na základě normou definovaných sestav zatížení (viz dále) s uvažováním dynamických účinků. Dynamické účinky zatížení dopravou jsou zohledňovány dynamickým součinitelem δ , kterým se násobí statické účinky příslušného zatížení. Hodnoty dynamických součinitelů δ jsou definovány na základě počtu zatížených pruhů nebo počtu zatěžovacích náprav, dle toho jsou označeny δ_1 , δ_2 nebo δ_3 . Dynamické součinitele δ_1 , δ_2 a δ_3 se určí dle obr. 4.1 v úsecích s konstantními hodnotami δ_i ($i = 1, 2, 3$) v závislosti na náhradní délce L_d , v ostatních úsecích je nutné nejprve určit vlastní frekvenci nosné konstrukce mostu f dle vzorce:

$$f = 90,6L_d^{-0,923}, \quad (4.1)$$

poté se hodnota dynamického součinitele δ_i určí dle obr. 4.1 lineární interpolací podle vlastní frekvence.



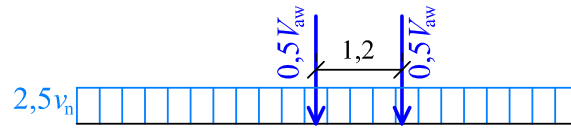
Obr. 4.1: Hodnoty dynamických součinitelů δ_1 , δ_2 a δ_3 v závislosti na vlastní frekvenci f nebo náhradní délce L_d

Zatěžovací schéma normální zatížitelnosti vychází z modelu zatížení 1 (LM1) definovaného v ČSN EN 1991-2 [25]. Uvažuje se dle obr. 4.2 a obsahuje:

- po jedné dvounápravě v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2 – zatížení na každou dvounápravu $V_{aw} = 100v_n$, tj. $2 \times 50v_n$;
- po jedné jednoduché nápravě v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4 – zatížení na každou jednoduchou nápravu $V_{ajw} = 1 \times 50v_n$;
- rovnoměrné zatížení s hodnotou $2,5v_n$ neomezené délky v zatěžovacích pruzích č. 1 a č. 2;
- rovnoměrné zatížení s hodnotou v_n neomezené délky v zatěžovacích pruzích č. 3 a č. 4 a na zbývající ploše zatěžovacího prostoru.

Schéματα vozidel jsou na obr. 4.3, přičemž platí, že dvounápravu, náhradní jednoduchou nápravu a jednoduchou nápravu lze považovat za zadní nápravu skutečných

DVOUNÁPRAVA: Zatěžovací pruhy č. 1 a č. 2



$$V_{aw} = 100v_n = 2 \times 50v_n$$

(na jedno kolo $25v_n$)

JEDNODUCHÁ NÁPRAVA: Zatěžovací pruhy č. 3 a č. 4



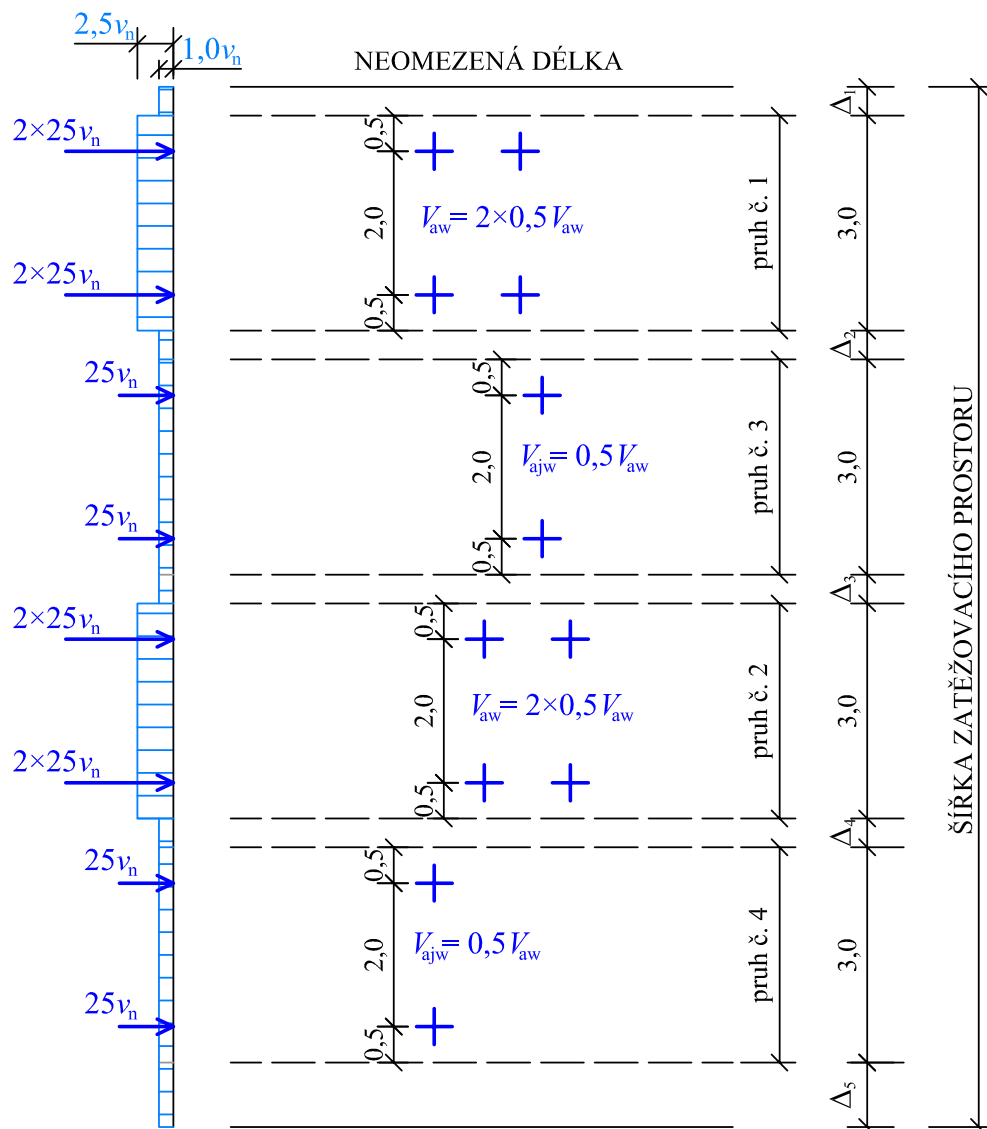
$$V_{ajw} = 50v_n$$

(na jedno kolo $25v_n$)

ZBÝVAJÍCÍ PLOCHA ZATĚŽOVACÍHO PROSTORU

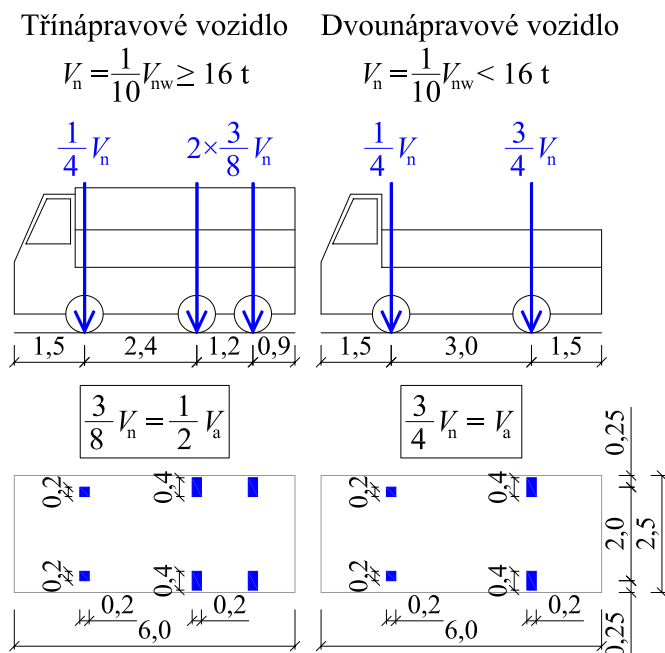


PŮDORYS:



Obr. 4.2: Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

vozidel. Přední náprava těchto vozidel je vždy nahrazena ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušných zatěžovacích pruzích, jejichž počet a šířka se stanoví v závislosti na šířce zatěžovacího prostoru. Hodnota normální zatížitelnosti V_n se stanoví z tíhy V_{aw} zadní nápravy příslušného vozidla.

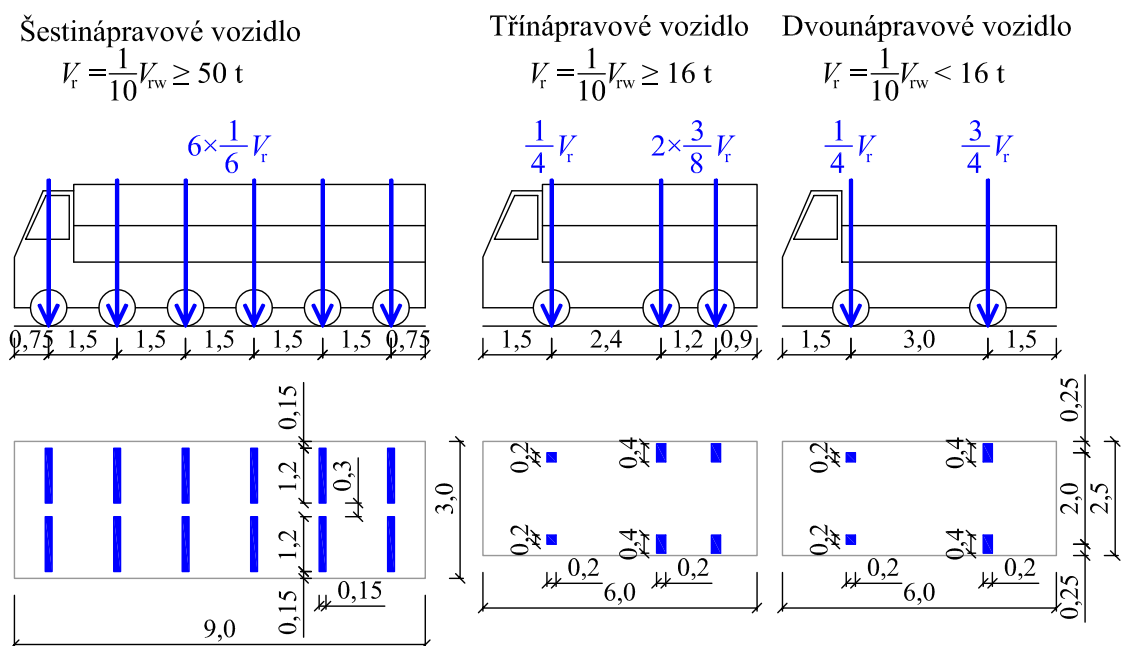


Obr. 4.3: Schémata vozidel pro stanovení normální zatížitelnosti V_n

Ke stanovení výhradní zatížitelnosti slouží schémata vozidel dle obr. 4.4. Hodnota výhradní zatížitelnosti V_r se stanoví jako největší přípustná hmotnost jediného šestinápravového vozidla v případě, že jeho stanovená hmotnost je větší než 50 tun. V ostatních případech se výhradní zatížitelnost stanoví jako maximální přípustná hmotnost jediného dvounápravového vozidla, a pokud je stanovená hmotnost dvounápravového vozidla větší než 16 tun, pak se výhradní zatížitelnost stanoví jako největší přípustná hmotnost jediného vozidla třínápravového. Hodnota výjimečné zatížitelnosti V_e se stanoví jako největší přípustná hmotnost devítinápravového vozidla dle obr. 4.5, které se po mostě smí pohybovat pouze předepsanou rychlostí a v předepsané stopě s maximální přípustnou odchylkou $\pm 0,5 \text{ m}$.

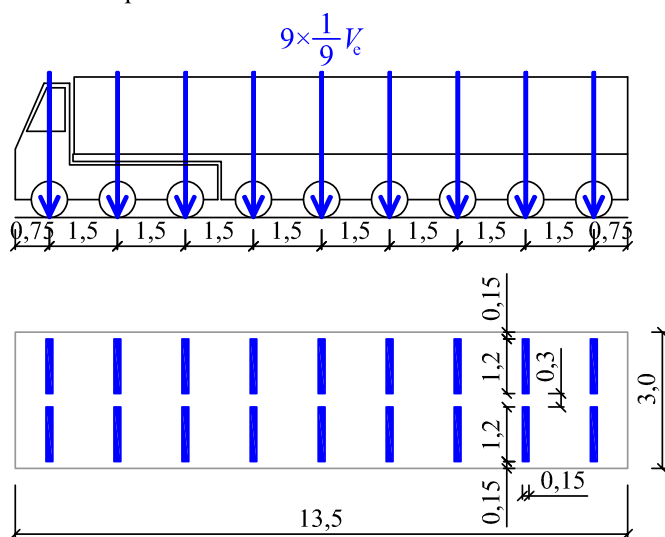
Zatížitelnost mostů lze v souladu s normami stanovit pro mezní stavy únosnosti či mezní stavy použitelnosti. S ohledem na mezní stavy použitelnosti, kterými jsou mezní stav dekomprese pro konstrukce předpjaté a mezní stav šířky trhlin pro konstrukce předpjaté i železobetonové, je důležité zařazení mostu do příslušné kategorie s ohledem na druh konstrukce a informativní zbytkovou životnost. Dále je ve zvláštních případech stanovených normou nutné vyznačení zatížitelnosti na mostech osazením příslušných dopravních značek, popř. dodatkových tabulek ome-

zujících okamžitou celkovou hmotnost vozidel. Podrobné informace čtenář nalezne v normě ČSN 73 6222 [1].



Obr. 4.4: Schémata vozidel pro stanovení výhradní zatížitelnosti V_r

Devítinápravové vozidlo



Obr. 4.5: Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti V_e

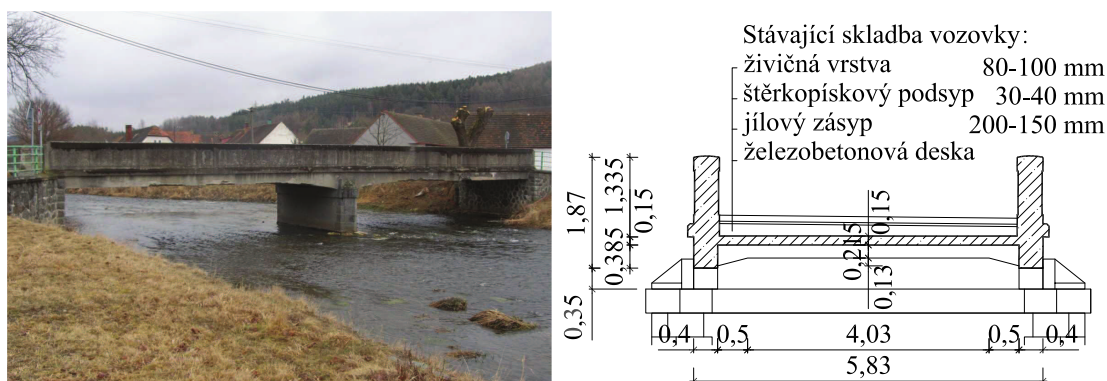
5 APLIKACE – MODELOVÁNÍ PROCESŮ DEGRADACE, ANALÝZA SPOLEHLIVOSTI

Následující kapitola se zabývá modelováním degradačních procesů u železobetonových konstrukcí. V prvním příkladě (sekce 5.1) je pozornost zaměřena na pokročilé modelování degradace železobetonového mostu, v rámci jehož analýzy bylo provedeno modelování karbonatce betonu a průniku chloridových iontů s využitím různých matematických modelů. Použity byly jak modely jednoduché, využívající pro odhad hloubky karbonatce a hloubky chlorace, popř. koncentrace chloridů v hloubce betonové krycí vrstvy, jen malé množství vstupních náhodných veličin, tak i modely velmi komplexní, zakomponované i v současném *fib* MODEL CODE 2010 [29]. Cílem druhého příkladu (sekce 5.2) je ověření trvanlivosti konstrukce chladicí věže s ohledem na vliv mechanického zatížení na průběh procesu karbonatce.

5.1 Most v obci Přední Zborovice

Analyzovaným objektem byl most ev. č. 00431-3 převádějící silnici III. třídy v obci Přední Zborovice přes řeku Volyňku, viz obr. 5.1 vlevo. Nosnou konstrukci mostu tvoří železobetonový parapetní nosník o dvou polích s rozpětím cca 2×14 m. Celková délka parapetního nosníku je cca 29,5 m. V místě uložení na pilíř je parapetní nosník opatřen podélnými náběhy. Do nosníku jsou vetknuty železobetonové příčnický (9 ks/pole), které vynášejí železobetonovou desku mostovky. Výška nosníku je 1,87 m a šířka 0,4 m (obr. 5.1 vpravo). Stáří nosné konstrukce mostu je asi 100 let.

Ze závěrů mimořádné prohlídky mostu a na základě provedeného diagnostického průzkumu [38] z března roku 2012 byl celkový stav mostu hodnocen stupněm



Obr. 5.1: Most v obci Přední Zborovice – pohled (vlevo, převzato z [38]) a příčný řez (vpravo)

stavebního stavu **V** – špatný, což odpovídá i jeho stáří. V rámci průzkumu bylo nede­struktivně pomocí magnetického indikátoru výztuže provedeno stanovení tloušťky betonové krycí vrstvy a , jejíž hodnoty jsou pro jednotlivé části nosné konstrukce následující:

- $a_{d_1} = 30$ mm pro první řadu podélné výztuže při spodním lici nosníků;
- $a_{d_2} = 80$ mm pro druhou řadu podélné výztuže při spodním lici nosníků;
- $a_h > 100$ mm pro podélnou výztuž při horním lici nosníků;
- $a_{bok} = 50$ mm pro tloušťku betonové krycí vrstvy z boční strany nosníků.

Překročení mezního stavu trvanlivosti (depasivace výztuže, odprysk krycí vrstvy betonu a koroze betonářské výztuže) lze pozorovat převážně na spodním povrchu parapetních nosníků, příčníků a na mostovkové desce. Korozivní úbytek průřezové plochy první řady podélné výztuže při spodním lici nosníků je dle diagnostiky místy až 25 % (průměrné oslabení dosahuje hodnoty 18,3 %). Druhá řada výztuže je buď bez oslabení, nebo má oslabení pouze lokálně do 5 % (průměrné oslabení je 2,7 %). Oslabení výztuže při horním lici nosníku nebylo diagnosticky vyšetřováno.

Pro analýzu zatížitelnosti mostu bylo nejprve nutné zohlednit aktuální stav mostu. V rámci stochastického modelování degradace betonu byly použity matema­tické modely karbonatace betonu *Carb6* a *Carb8a*, difúze chloridových iontů byla modelována s využitím modelů *Chlor1a*, *Chlor2a* a *Chlor3a*. Všechny tyto modely byly popsány v kapitolách 2.2.1 a 2.2.2. Výsledky získané na základě různých modelů degradace betonu byly vzájemně srovnány.

Modely náhodných veličin byly voleny dle doporučení manuálu FReET-D (TEPLÝ A KOL. 2008 [74] a VESELÝ A KOL. 2012 [79]) a upraveny v souladu s výsledky di­agnostické prohlídky. Přitom byl brán zřetel na volbu hodnot jednotlivých vstupních parametrů tak, aby bylo možné výsledky získané na základě různých modelů mezi sebou korektně srovnávat. Modelování degradačních procesů bylo provedeno v ča­sovém horizontu $t = 0$ –150 let z důvodu možné předpovědi úbytku plochy výztuže v časových uzlech i po překročení návrhové životnosti mostu. Definice vstupních ná­hodných veličin degradačních modelů karbonatace betonu a průniku chloridů jsou shrnuty v tab. 5.1 a tab. 5.2.

Při modelování bylo předpokládáno, že ke ztrátě pasivace dochází u spodní řady podélné výztuže vlivem karbonatace betonu, horní řada výztuže parapetního nos­níku je ohrožena průnikem chloridů z posypových solí. Tloušťky betonové krycí vrstvy byly v obou případech definovány minimálními hodnotami zjištěnými v rámci diagnostiky mostu, tedy tloušťka krycí vrstvy pro modelování karbonatace betonu byla uvažována $a = a_{d_1} = 30$ mm, pro případ průniku chloridových iontů bylo uva­žováno $a = a_{bok} = 50$ mm. Průběh následné koroze výztuže vlivem karbonatace betonu u druhé řady spodní podélné výztuže nebyl modelován.

Tab. 5.1: Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu karbonatace

	Veličina	Rozdělení	μ	CoV
	a [mm]	Beta v intervalu $\langle 10; 50 \rangle$	30,00	0,20
<i>Carb6:</i>	$r_{c,6}$ [-]	Deterministicky	1,700	-
	$f(RH)$ [-]	Rovnoměrné	0,500	0,15
	r_{CO_2} [-]	Rovnoměrné	1,200	0,06
	f_c [MPa]	Log-normální (2-par.)	27,03	0,15
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-
<i>Carb8a:</i>	RH_{real} [%]	Rovnoměrné	70,00	0,15
	t_c [dny]	Deterministicky	1,000	-
	b_c [-]	Normální	-0,567	0,04
	$R_{\text{ACC},0}^{-1}$ [(m ² /s)/(kg/m ³)]	Normální	$4 \cdot 10^{-9}$	0,185
	k_t [-]	Normální	1,250	0,28
	ε_t [(m ² /s)/(kg/m ³)]	Normální	$1 \cdot 10^{-11}$	0,15
	t_w [dny]	Deterministicky	50,00	-
	b_w [-]	Normální	0,446	0,163
	p_{RS} [dny]	Deterministicky	1,000	-
	C_S [mg/m ³]	Rovnoměrné	820,0	0,06
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-

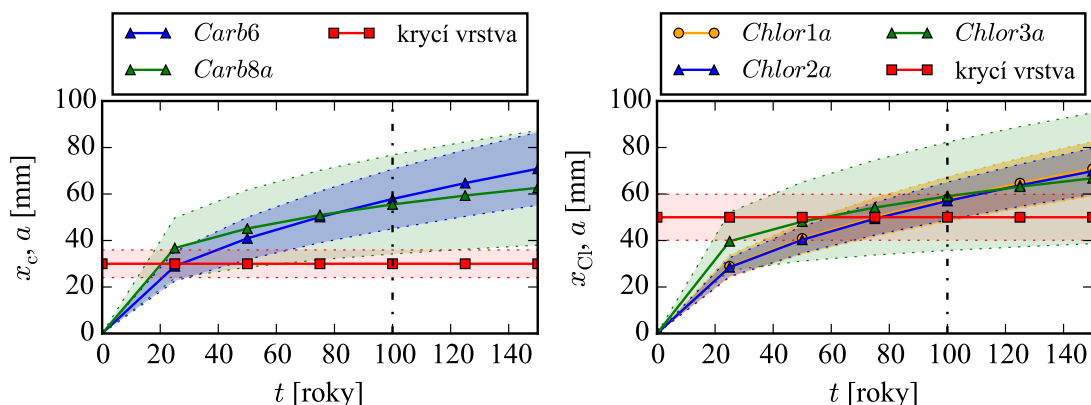
Na obr. 5.2 jsou vykresleny průběhy hloubky karbonatace $x_c(t)$ a chlorace $x_{\text{Cl}}(t)$ v čase t získané na základě jednotlivých modelů. Numerické výsledky jsou shrnuty v tab. 5.3 a tab. 5.4. Připomeňme, že výstupem modelů *Chlor2a* a *Chlor3a* není přímo hodnota hloubky chlorace ve vyšetřovaném čase t , nýbrž hodnota koncentrace chloridových iontů $C(x, t)$ v dané hloubce x (většinou v hloubce betonové krycí vrstvy, tj. $x = a$). Pro účely srovnání jednotlivých modelů byla na základě rovnosti koncentrace chloridů $C(x, t)$ a její kritické hodnoty C_{cr} iterativním způsobem stanovena hloubka $x_{\text{Cl}}(t)$, v níž koncentrace chloridových iontů dosahuje ve vyšetřovaném čase kritické hodnoty.

Z obr. 5.2 je zřejmé, že využití různých matematických modelů může vést ke srovnatelným výsledkům modelování procesů degradace. Lze říci, že průběh středních hodnot karbonatační hloubky i hloubky průniku chloridových iontů v čase, získaných na základě rozdílných matematických modelů, je velmi podobný. Byly ovšem zjištěny značné rozdíly v hodnotách směrodatných odchylek. Zde lze říci, že právě modely doporučené současným *fib* MODEL CODE 2010 [29], tj. modely *Carb8a* a *Chlor3a*, dosahují nejvyšších hodnot směrodatných odchylek karbonata-

ční hloubky a hloubky průniku chloridových iontů. To je způsobeno doporučenými relativně vysokými hodnotami variačního koeficientu (CoV) některých vstupních veličin modelů. Výsledky získané na základě těchto modelů tak poskytují velmi široký rozptyl hodnot hloubky karbonatace a chlorace ve vyšetřovaném čase.

Tab. 5.2: Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu průniku chloridových iontů

	Veličina	Rozdělení	μ	CoV
	a [mm]	Beta v intervalu $\langle 15; 85 \rangle$	50,00	0,20
<i>Chlor1a:</i>	$C_{S,0}$ [mol/m ³]	Deterministicky	60,00	-
	C_{sat} [mol/m ³]	Deterministicky	60,00	-
	C_{cr} [mol/m ³]	Beta v intervalu $\langle 4; 23 \rangle$	13,40	0,25
	$D_{\text{Cl}^-, \text{H}_2\text{O}}$ [m ² /s]	Deterministicky	$1,6 \cdot 10^{-9}$	-
	w [kg/m ³]	Normální	183,0	0,03
	c [kg/m ³]	Normální	443,0	0,03
	a_1 [kg/m ³]	Normální	800,0	0,03
	a_2 [kg/m ³]	Normální	364,0	0,03
	a_3 [kg/m ³]	Normální	590,0	0,03
	ρ_c [kg/m ³]	Normální	3100	0,02
	ρ_{a_1} [kg/m ³]	Normální	2590	0,02
	ρ_{a_2} [kg/m ³]	Normální	2540	0,02
	ρ_{a_3} [kg/m ³]	Normální	2660	0,02
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-
<i>Chlor2a:</i>	$C_{S,0}$ [wt.-%/c]	Deterministicky	0,450	-
	C_{cr} [wt.-%/c]	Beta v intervalu $\langle 0,1; 2 \rangle$	0,150	0,15
	D_C [m ² /s]	Normální	$5,5 \cdot 10^{-13}$	0,20
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-
<i>Chlor3a:</i>	C_0 [wt.-%/c]	Deterministicky	0,020	-
	$C_{S, \Delta x}$ [wt.-%/c]	Deterministicky	0,400	-
	Δx [mm]	Beta v intervalu $\langle 0; 50 \rangle$	8,900	0,60
	C_{cr} [wt.-%/c]	Beta v intervalu $\langle 0,1; 2 \rangle$	0,150	0,15
	$D_{\text{RCM},0}$ [m ² /s]	Deterministicky	$8,9 \cdot 10^{-12}$	-
	b_e [°C]	Normální	4526,9	0,155
	T [°C]	Normální	7,500	0,05
	b [-]	Beta v intervalu $\langle 0; 1 \rangle$	0,350	0,40
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-



Obr. 5.2: Srovnání modelů karbonátace (vlevo) a průniku chloridů (vpravo)

Tab. 5.3: Srovnání výsledků získaných na základě různých modelů karbonátace

	<i>Carb6</i>			<i>Carb8a</i>		
	μ	μ	CoV	μ	μ	CoV
	[roky]	[mm]	[-]	[roky]	[mm]	[-]
$t_{i,c}$	32,3	-	0,58	31,5	-	1,24
$x_c(25 \text{ let})$	-	28,9	0,22	-	36,7	0,35
$x_c(50 \text{ let})$	-	40,9	0,22	-	45,2	0,37
$x_c(75 \text{ let})$	-	50,1	0,22	-	51,0	0,38
$x_c(100 \text{ let})$	-	57,9	0,22	-	55,5	0,38
$x_c(125 \text{ let})$	-	64,7	0,22	-	59,3	0,39
$x_c(150 \text{ let})$	-	70,9	0,22	-	62,7	0,39

Tab. 5.4: Srovnání výsledků získaných na základě různých modelů průniku chloridů

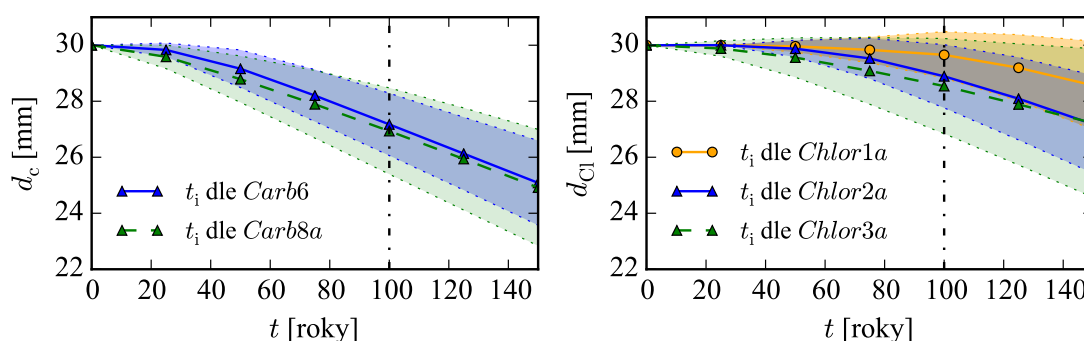
	<i>Chlor1a</i>			<i>Chlor2a</i>			<i>Chlor3a</i>		
	μ	μ	CoV	μ	μ	CoV	μ	μ	CoV
	[roky]	[mm]	[-]	[roky]	[mm]	[-]	[roky]	[mm]	[-]
$t_{i,Cl}$	142,8	-	0,57	85,3	-	0,50	653,2	-	3,98
$x_{Cl}(25 \text{ let})$	-	28,9	0,17	-	28,5	0,14	-	39,7	0,32
$x_{Cl}(50 \text{ let})$	-	40,9	0,17	-	40,3	0,14	-	48,1	0,35
$x_{Cl}(75 \text{ let})$	-	50,1	0,17	-	49,4	0,14	-	54,2	0,38
$x_{Cl}(100 \text{ let})$	-	57,8	0,17	-	57,0	0,14	-	59,0	0,40
$x_{Cl}(125 \text{ let})$	-	64,6	0,17	-	63,7	0,14	-	63,2	0,41
$x_{Cl}(150 \text{ let})$	-	70,8	0,17	-	69,8	0,14	-	66,8	0,42

Přestože modely *Carb8a* a *Chlor3a* jsou modely velmi komplexní a podrobné, pro zajištění srovnatelných výsledků lze s výhodou použít i modely velmi jednoduché, kterými jsou např. *Carb6* či *Chlor2a*, které i na základě velmi omezených informací o vlastnostech okolního prostředí konstrukce a složení či parametrech betonu (tedy na základě velmi malého počtu vstupních veličin) dokáží velmi dobře odhadnout průběh degradačních procesů v čase.

Iniciační časy depasivace výztuže t_i získané na základě jednotlivých modelů (shrnuty rovněž v tab. 5.3 a tab. 5.4) byly dále použity jako jeden ze vstupů pro modelování následné koroze výztuže. Ta byla modelována dle modelu *Corr1* (blíže viz kapitola 2.2.3). Vstupní náhodné veličiny modelu jsou definovány v tab. 5.5, průměr výztužných prutů oslabených korozí vlivem působení CO_2 (d_c) a Cl^- (d_{Cl}) v průběhu času je zobrazen na obr. 5.3. Výsledky jsou společně s mírou procentuálního oslabení výztužných prutů (LoRA) s uvážením rovnoměrné koroze výztuže po celém jejím obvodu rovněž shrnuty v tab. 5.6 a tab. 5.7.

Tab. 5.5: Definice vstupních náhodných veličin pro modelování koroze výztuže

	Veličina	Rozdělení	μ	CoV
	d_i [mm]	Deterministicky	30,00	-
<i>Corr1</i> :	t_i [roky]	$t_{i,c}$ nebo $t_{i,\text{Cl}}$ dle výsledků předchozího modelování		
	i_{corr} [$\mu\text{m}/\text{cm}^2$]	Rovnoměrné	1,800	0,25
	R_{corr} [-]	Deterministicky	2,000	-
	ψ [-]	Deterministicky	1,000	-



Obr. 5.3: Pokles průměru výztuže z důvodu koroze vlivem karbonatce (vlevo) a vlivem průniku chloridových iontů (vpravo)

S ohledem na malé odchylky mezi výsledky srovnávaných modelů karbonatce betonu jsou výsledky modelování následné koroze výztuže téměř totožné, viz obr. 5.3 vlevo. Pokles průměru výztužných prutů v čase způsobený korozí výztuže vlivem

Tab. 5.6: Srovnání výsledků modelování koroze výztuže vlivem karbonatace

	<i>Carb6</i>			<i>Carb8a</i>		
	μ	CoV	LoRA	μ	CoV	LoRA
	[mm]	[-]	[%]	[mm]	[-]	[%]
d_i	30,0	-	-	30,0	-	-
$d_c(25 \text{ let})$	29,8	0,01	1,1	29,6	0,01	2,7
$d_c(50 \text{ let})$	29,2	0,02	5,5	28,8	0,03	7,8
$d_c(75 \text{ let})$	28,2	0,03	11,5	27,9	0,04	13,4
$d_c(100 \text{ let})$	27,2	0,04	17,8	26,9	0,06	19,1
$d_c(125 \text{ let})$	26,1	0,05	24,0	25,9	0,07	24,9
$d_c(150 \text{ let})$	25,1	0,06	29,9	24,9	0,08	30,5

Tab. 5.7: Srovnání výsledků modelování koroze výztuže vlivem průniku chloridů

	<i>Chlor1a</i>			<i>Chlor2a</i>			<i>Chlor3a</i>		
	μ	CoV	LoRA	μ	CoV	LoRA	μ	CoV	LoRA
	[mm]	[-]	[%]	[mm]	[-]	[%]	[mm]	[-]	[%]
d_i	30,0	-	-	30,0	-	-	30,0	-	-
$d_{Cl}(25 \text{ let})$	30,0	0,00	0,0	30,0	-	-	29,9	0,01	0,8
$d_{Cl}(50 \text{ let})$	30,0	0,01	0,3	29,9	0,01	0,8	29,6	0,02	2,9
$d_{Cl}(75 \text{ let})$	29,8	0,02	1,1	29,5	0,02	3,1	29,1	0,04	5,9
$d_{Cl}(100 \text{ let})$	29,7	0,03	2,2	28,9	0,04	7,1	28,5	0,06	9,2
$d_{Cl}(125 \text{ let})$	29,2	0,04	5,1	28,1	0,05	12,1	27,9	0,08	13,1
$d_{Cl}(150 \text{ let})$	28,6	0,06	9,0	27,2	0,06	17,6	27,2	0,10	16,9

průniku chloridových iontů je zobrazen na obr. 5.3 vpravo. Zatímco výsledky získané na základě modelů *Chlor2a* a *Chlor3a* jsou téměř totožné, drobné odchylky jsou patrné ve srovnání s modelem *Chlor1a*, kdy dochází k pomalejšímu poklesu průměru výztuže v čase.

Co se týče srovnání stanovených hodnot LoRA s hodnotami diagnostikovanými, pak dosažené výsledky velmi dobře korespondují se závěry diagnostiky, kdy průměrný úbytek průřezové plochy první řady podélné výztuže při spodním líci nosníků dosahuje hodnoty 18,3 %; v případě matematického modelování byly dosaženy hodnoty 17,8 %, resp. 19,1 % (viz LoRA pro $t = 100$ let v tab. 5.6).

Se zohledněním aktuálního stavu nosné konstrukce mostu je možné následně provést analýzu zatížitelnosti mostu pro mezní stavy únosnosti i použitelnosti v čase dosažení jeho návrhové životnosti $t = 100$ let i predikci vývoje teoretické hodnoty zatíži-

telnosti do budoucích let. Výsledky těchto analýz zde nejsou s ohledem na zaměření kapitoly zmíněny, byly však publikovány např. v DOLEŽEL A KOL. 2014 [114] a DOLEŽEL A KOL. 2015 [108].

5.2 Chladicí věž

V následujícím příkladu ověření trvanlivosti konstrukce je ukázán vliv mechanického zatížení na průběh procesu karbonatace. Popsaný příklad navazuje na výsledky publikované v TEPLÝ A KOL. 2012 [75], kde hloubka karbonatace betonu železobetonové chladicí věže byla stanovována s využitím čtyř různých modelů implementovaných v modulu FReET-D. Ani v jednom z nich však nebyl zohledněn vliv napjatosti způsobené mechanickým zatížením konstrukce, čímž může být celý proces karbonatace značně ovlivněn.

Chladicí věž výšky 206 m byla vyšetřována in situ ve stáří 19,1 let, kdy byla za pomoci fenolftaleinového testu měřena hloubka karbonatace v 75 místech na vnitřním i vnějším povrchu skořepiny věže. Naměřené hodnoty byly následně zprůměrovány, proto není možné vzít v úvahu prostorovou variabilitu degradace betonu. Ve stejném čase byl vizuálně kontrolován i rozsah koroze výztuže (KERŠNER A KOL. 1996 [40]).

Proces karbonatace byl modelován pomocí sofistikovaného modelu *Carb8*, doporučeného federací *fib*. Byly přitom využity obě jeho varianty implementované v modulu FReET-D, tedy základní varianta *Carb8a* a varianta *Carb8b*, která při modelování časově závislého procesu karbonatace betonu zohledňuje pomocí opravného koeficientu k_σ i vliv působících napětí. Obě varianty modelu byly popsány v kapitole 2.2.1.

Vstupní náhodné veličiny jsou definovány pro vnitřní i vnější povrch konstrukce v tab. 5.8. Střední hodnoty μ jednotlivých veličin byly voleny na základě měření v terénu a doporučení uživatelského manuálu modulu FReET-D (VESELÝ A KOL. 2012 [79]).

Tab. 5.9 prezentuje srovnání hloubky karbonatace x_c získané dle matematického modelování s výsledky získanými na základě naměřených dat v čase $t = 19,1$ let. Hodnoty karbonatační hloubky jsou uvedeny jak pro vnější, tak i pro vnitřní povrch věže. Výsledky modelu *Carb8b* byly získány za předpokladu převládajícího tlakového napětí ve skořepině chladicí věže, způsobeného pouze vlivem stálého zatížení (bez uvážení působení větru). Poměr tlakového napětí a jeho mezní hodnoty byl definován hodnotou $\sigma_c/\sigma_u = 0,6$, což vede k hodnotě opravného součinitele $k_\sigma = 1,39$ dle rovnice (2.22). Za připomenutí dále stojí fakt, že veškeré výsledky byly získány na základě pravděpodobnostní analýzy, kdy výpočet hloubky karbonatace $x_c(t)$ byl proveden pro 1000 simulací vygenerovaných metodou LHS.

Tab. 5.8: Definice vstupních náhodných veličin pro modelování procesu karbonatace chladicí věže

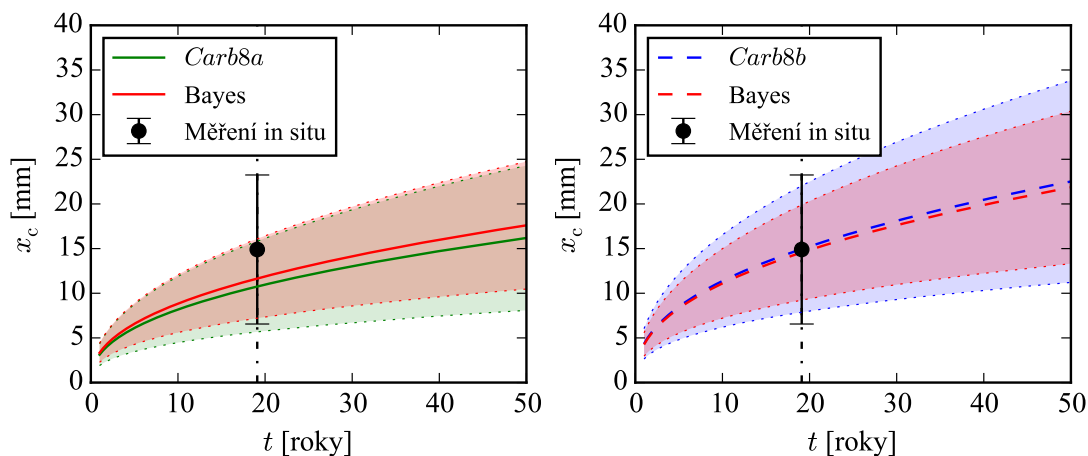
Veličina	Rozdělení	μ	CoV
a (vnější) [mm]	Log-normální (2-par.)	28,40	0,30
a (vnitřní) [mm]	Log-normální (2-par.)	23,60	0,30
t [roky]	Deterministicky	19,10	-
RH_{real} (vnější) [%]	Beta v intervalu $\langle 0; 100 \rangle$	70,00	0,07
RH_{real} (vnitřní) [%]	Beta v intervalu $\langle 60; 100 \rangle$	93,00	0,03
t_c [dny]	Deterministicky	1,000	-
b_c [-]	Normální	-0,567	0,04
$R_{\text{ACC},0}^{-1}$ [(m ² /s)/(kg/m ³)]	Normální	$9,8 \cdot 10^{-11}$	0,48
k_t [-]	Normální	1,250	0,28
ε_t [(m ² /s)/(kg/m ³)]	Normální	$1 \cdot 10^{-11}$	0,15
t_w [dny]	Deterministicky	27,3	-
b_w [-]	Normální	0,446	0,37
p_{RS} (vnější) [dny]	Deterministicky	0,200	-
p_{RS} (vnitřní) [dny]	Deterministicky	0,002	-
C_S [mg/m ³]	Normální	800,0	0,12
ψ [-]	Log-normální (2-par.)	1,000	0,15
σ_c/σ_u [-]	Deterministicky	0,600	-

Tab. 5.9: Srovnání hloubky karbonatace získané na základě analytických modelů s výsledky dle měření v čase $t = 19,1$ let

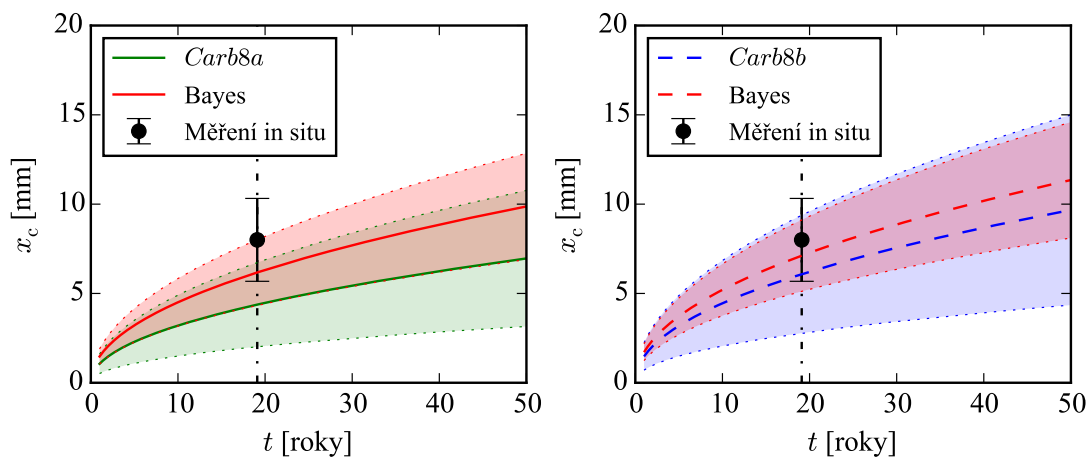
	Vnější povrch		Vnitřní povrch	
	μ	CoV	μ	CoV
	[mm]	[-]	[mm]	[-]
<i>Carb8a</i>	10,8	0,48	4,4	0,60
<i>Carb8b</i>	15,0	0,48	6,1	0,57
Měření in situ (dle [40])	14,9	0,56	8,0	0,29

Průběh hloubky karbonatace byl modelován v průběhu celé návrhové životnosti konstrukce $t_d = 50$ let. Vývoj střední hodnoty karbonatační hloubky (\pm směrodatná odchylka) v průběhu času je zobrazen na obr. 5.4 a obr. 5.5 pro vnější i vnitřní povrch věže a zároveň oba použité analytické modely.

Zlepšení odhadu karbonatační hloubky je možné dosáhnout v případě, že výsledky získané na základě matematického modelování doplníme o informace o kar-



Obr. 5.4: Vývoj karbonatační hloubky v čase – vnější povrch chladicí věže

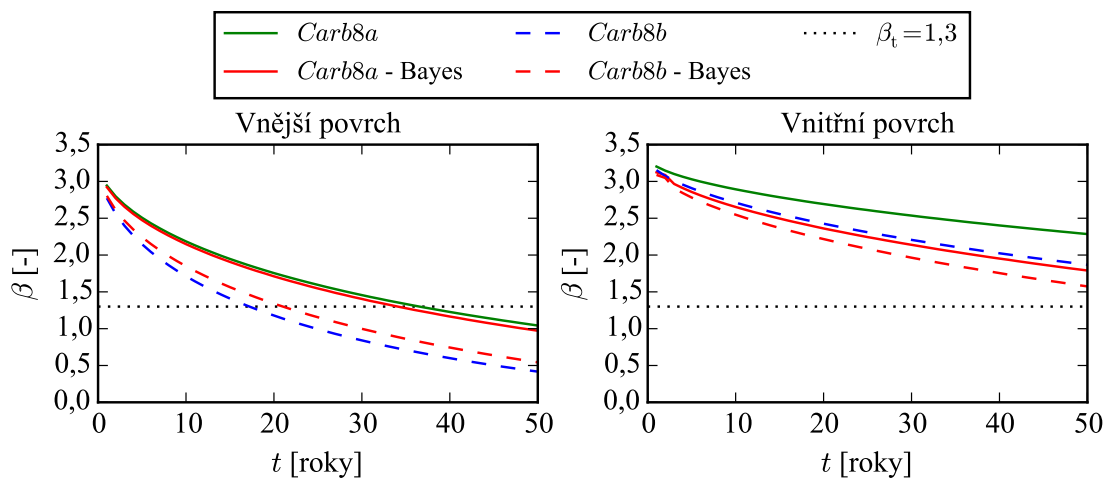


Obr. 5.5: Vývoj karbonatační hloubky v čase – vnitřní povrch chladicí věže

bonatační hloubce získané na základě měření. Za tímto účelem bylo využito jednoduché tzv. Bayesovské aktualizace předpovědi na základě naměřených hodnot (viz např. ANG & TANG 1975 [4], BAŽANT & CHERN 1984 [5]). Statistické informace o hloubce karbonatice, získané v čase $t = 19,1$ let na základě měření in situ (tab. 5.9 a černě vyznačená střední hodnota a směrodatná odchylka na obr. 5.4 a obr. 5.5), byly použity ke zpřesnění odhadu karbonatační hloubky v průběhu návrhové životnosti konstrukce. Výsledky jsou na obr. 5.4 a obr. 5.5 zobrazeny pomocí červených křivek. S ohledem na velký rozptyl naměřených hodnot hloubky karbonatice u vnějšího povrchu je původní a aktualizovaný průběh karbonatační hloubky v čase na obr. 5.4 téměř shodný. Lepších výsledků je dosaženo u povrchu vnitřního (obr. 5.5), kde došlo nejen ke zpřesnění odhadu střední hodnoty karbonatační hloubky, ale zejména se značně snížil rozptyl získaných výsledků.

S ohledem na ověření mezního stavu trvanlivosti byla dále stanovena úroveň spolehlivosti chladicí věže v čase $t = 0-50$ let. V čase, kdy karbonatační hloubka $x_c(t)$ dosáhne hloubky betonové krycí vrstvy a , je dosaženo mezního stavu depasivace výztuže, která následně může začít korodovat. Při stanovení spolehlivosti konstrukce je pravděpodobnost, že dojde ke korozi výztuže, srovnávána s její směrnou hodnotou, resp. hodnota indexu spolehlivosti β je srovnávána s hodnotou β_t .

Zelené, resp. modré křivky na obr. 5.6 zobrazují vývoj úrovně spolehlivosti vnějšího i vnitřního povrchu chladicí věže v čase. Zobrazena je rovněž minimální hodnota směrné hodnoty indexu spolehlivosti β_t , která je dle platných předpisů stanovena pro mezní stav depasivace výztuže hodnotou $\beta_t = 1,3$. Jak je zřejmé, vnitřní povrch konstrukce splňuje spolehlivostní požadavky trvanlivosti po celou dobu své návrhové životnosti. Naproti tomu, u vnějšího povrchu můžeme pozorovat porušení požadavků spolehlivosti při stáří konstrukce okolo 35 let. Pokud navíc uvažíme vliv mechanického zatížení, životnost konstrukce se sníží na pouhých 20 let. Výsledky Bayesovského zpřesnění odhadu úrovně spolehlivosti konstrukce v čase jsou na obr. 5.6 zobrazeny opět červenými křivkami.



Obr. 5.6: Úroveň spolehlivosti chladicí věže v čase

Z pohledu citlivosti hloubky karbonatce na jednotlivé vstupní náhodné veličiny byly jako parametry nejvíce ovlivňující výsledky pro vnější povrch skořepiny stanoveny exponent regrese funkce počasí b_w a inverzní efektivní rezistence suché směsi vůči karbonatci $R_{ACC,0}^{-1}$. Pro vnitřní povrch skořepiny chladicí věže byly výsledky nejvíce závislé na relativní vlhkosti povrchu betonu RH_{real} a opět inverzní efektivní rezistenci suché směsi vůči karbonatci $R_{ACC,0}^{-1}$. Hodnoty korelačních koeficientů jednotlivých veličin jsou shrnuty v tab. 5.10.

Tab. 5.10: Hodnoty korelačních koeficientů získaných na základě citlivostní analýzy

Veličina	Vnější povrch		Vnitřní povrch	
	<i>Carb8a</i>	<i>Carb8b</i>	<i>Carb8a</i>	<i>Carb8b</i>
RH_{real}	-0,17	-0,18	-0,67	-0,67
b_c	-0,04	-0,06	-0,03	-0,03
$R_{\text{ACC},0}^{-1}$	0,50	0,52	0,42	0,43
k_t	0,29	0,28	0,22	0,22
ε_t	0,02	0,01	-0,01	0,01
b_w	0,63	0,62	0,27	0,27
C_S	0,11	0,13	0,08	0,10
ψ	0,31	0,29	0,25	0,25

5.3 Závěry

Ve výše uvedených příkladech byla pozornost zaměřena na modelování degradačních procesů a ověření životnosti železobetonových konstrukcí.

V případě železobetonového mostu v obci Přední Zborovice (sekce 5.1) bylo provedeno modelování procesu karbonatace betonu a průniku chloridových iontů betonem s využitím různých modelů implementovaných v modulu FReET-D. Pro modelování těchto časově závislých degradačních jevů byly využity jak modely jednoduché, tak i modely velmi komplexní. Ze srovnání jednotlivých analytických modelů vyplynulo, že využití různých matematických modelů může vést ke srovnatelným výsledkům. Bylo zjištěno, že průběh středních hodnot karbonatační hloubky i hloubky průniku chloridových iontů v čase, získaných na základě rozdílných matematických modelů, je velmi podobný. Byly ovšem zjištěny značné rozdíly v hodnotách směrodatných odchylek z důvodu použití doporučených relativně vysokých hodnot variačních koeficientů některých vstupních veličin.

Ve druhém uvedeném příkladu (sekce 5.2) byla pozornost věnována vlivu simultánního působení mechanického a chemického zatížení na proces karbonatace u železobetonových konstrukcí. Bylo prokázáno, že napjatost vznikající vlivem mechanického zatížení v konstrukci má značný vliv na změny v pórové struktuře betonu, čímž dochází ke změnám v rychlosti procesu karbonatace betonu, a přímo je tak ovlivněna i životnost železobetonových konstrukcí.

6 APLIKACE – APROXIMACE FUNKCE PORUCHY S VYUŽITÍM ANN-RSM

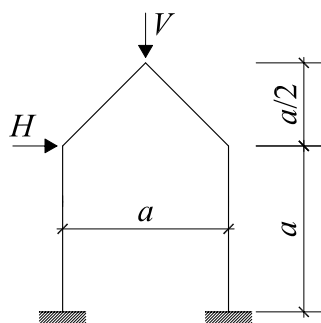
Cílem následujících aplikačních příkladů je srovnat efektivitu navržené metody ANN-RSM s dalšími spolehlivostními metodami. Metoda je testována celkem na třech konstrukcích. Prvními dvěma jsou rám se sedlovou střechou (sekce 6.1) a železobetonový deskový most (sekce 6.2), kde funkce poruchy jsou definovány explicitně, třetí příklad (sekce 6.3) ukazuje aplikaci ANN-RSM na předpjatý segmentový most, jehož odezva (funkce rezervy spolehlivosti) je řešena s využitím MKP nelineární analýzy, a je tedy v implicitním tvaru.

6.1 Rám se sedlovou střechou

V případě jednoduchého rámu (obr. 6.1) byla funkce poruchy aproximována pomocí Lagrangeových interpolačních polynomů a je známa ve své explicitní formě (GRIGORIU 1982 [31]):

$$G(\mathbf{X}) = aX_2^3 + bX_2^2 + cX_2 - X_1 + d. \quad (6.1)$$

Funkce přitom rozděluje celý prostor náhodných veličin na oblast poruchy (záporné funkční hodnoty) a oblast bezpečnou (kladné funkční hodnoty). V rovnici (6.1) $a = 0,36355$, $b = 1,18046$, $c = 1,0892988$, $d = 4,2042064$ a veličiny X_1 , X_2 reprezentují vliv horizontálního H a vertikálního V zatížení normovaného dle mezního plastického momentu m_p průřezu, tedy $X_1 = H \cdot a/m_p$, $X_2 = V \cdot a/m_p$. Parametry vstupních náhodných veličin jsou shrnuty v tab. 6.1.



Obr. 6.1: Schéma rámu se sedlovou střechou

Navržená metoda ANN-RSM byla srovnávána s metodou RSM polynomiálního typu (POLY-RSM), dále s klasickou metodou Monte Carlo (MC), metodou LHS a FORM. Hodnoty indexu spolehlivosti β stanovené na základě jednotlivých metod

Tab. 6.1: Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu rámu

Veličina	Rozdělení	μ	CoV
X_1 [-]	Normální	2,763	0,40
X_2 [-]	Normální	1,250	0,40

pro různé počty simulací (v tomto příkladě $N_{\text{sim}} = 20, 30, 40, 50$ a 60) byly srovnávány s přesnou hodnotou $\beta_t = 2,847$ (odpovídající hodnota pravděpodobnosti poruchy $p_{f,t} = 2,21 \cdot 10^{-3}$).

Protože vyčíslení funkce poruchy dle rovnice (6.1) je velmi rychlé, bylo možné při využití klasické metody Monte Carlo provést 1 milion simulací. Z důvodu náhodné povahy hodnoty pravděpodobnosti poruchy bylo generování vektorů realizací vstupních náhodných veličin provedeno opakovaně celkem 10-krát, výsledné hodnoty spolehlivostních ukazatelů pak dosahují středních hodnot $\beta = 2,850$ (CoV = 0,002) a $p_f = 2,167 \cdot 10^{-3}$ (CoV = 0,016), přičemž jsou téměř identické s hodnotami přesnými.

Metody FORM a LHS byly pro srovnání použity z důvodu jejich popularity a častého využití v oblasti spolehlivosti stavebních konstrukcí. Odchylna výsledků získaných metodou FORM, kdy $\beta = 2,987$ a $p_f = 1,409 \cdot 10^{-3}$, je způsobena linearizací dané nelineární funkce – rovnice (6.1). V případě metody LHS byl pro vyčíslení ukazatelů spolehlivosti použit index spolehlivosti dle Cornella, kdy je rezerva spolehlivosti aproximována normálním rozdělením. Tento přístup je velmi často využíván zejména v případech časově náročných stochastických nelineárních analýz, kdy mohou být v přijatelném čase spočteny pouze desítky simulací. Pro zjištění rozptylu získaných výsledků bylo generování N_{sim} vektorů realizací vstupních náhodných veličin provedeno celkem 5-krát.

Pro případ metody plochy odezvy byla funkce poruchy aproximována plnou kvadratickou polynomiální funkcí včetně smíšených členů dle rovnice (3.10), přitom generování N_{sim} vektorů realizací vstupních náhodných veličin bylo provedeno stejně jako v případě metody LHS celkem 5-krát. Výpočet ukazatelů spolehlivosti byl pro každou z pěti aproximovaných funkcí následně proveden opakovaně 10-krát metodou Monte Carlo pro 1 milion simulací.

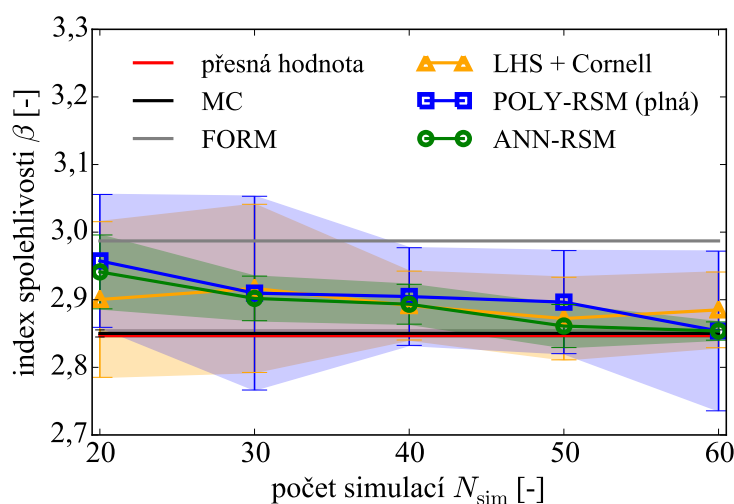
Při využití metody ANN-RSM byla učící množina připravena s využitím stratifikované simulační metody LHS. Pro aproximaci byly použity tytéž simulace jako při výpočtu indexu spolehlivosti dle Cornella. Struktura neuronové sítě byla následující (tab. 6.2): 2 vstupní neurony odpovídající dvěma vstupním náhodným veličinám, výstupní vrstva s 1 neuronem odpovídající hodnotě $G(X)$ s lineární přenosovou funkcí a 1 skrytá vrstva se 7 (pro $N_{\text{sim}} = 20$), nebo 5 (pro $N_{\text{sim}} = 30, 40, 50$ a 60) neurony

s nelineární přenosovou funkcí (hyperbolický tangens). K učení sítě byla využita gradientní metoda s momentem v kombinaci s genetickými algoritmy (SCHWEFEL 1981 [72]). I zde byl výpočet pravděpodobnosti poruchy pro každou z pěti aproximovaných funkcí následně proveden opakovaně 10-krát metodou Monte Carlo pro 1 milion simulací.

Tab. 6.2: Struktura neuronové sítě pro příklad rámu se sedlovou střechou

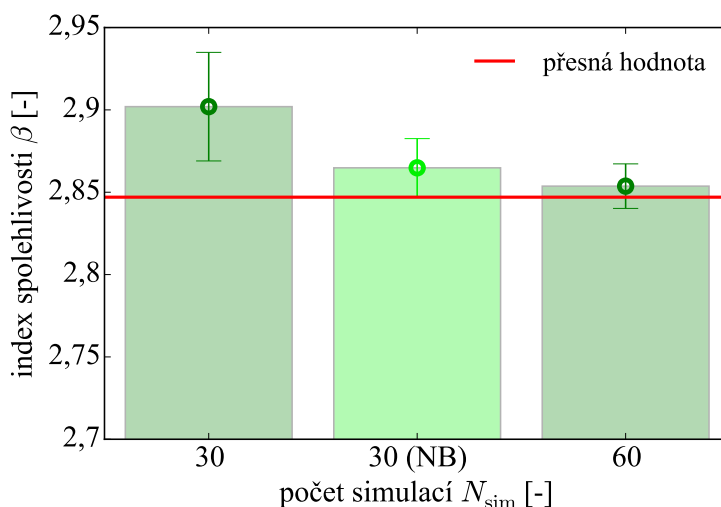
N_{sim}	N_{vst}	N_{skryt}	N_{vyst}
20	2	7	1
30	2	5	1
40	2	5	1
50	2	5	1
60	2	5	1

Výsledky jsou ve formě středních hodnot a rozptylů přehledně zobrazeny na obr. 6.2. Ze srovnání hodnot indexů spolehlivosti získaných na základě jednotlivých výše popsanych metod je zřejmé, že efektivita metody ANN-RSM byla prokázána pro všechny počty simulací. Pro tento konkrétní příklad navíc dosahuje přesnějších hodnot spolehlivostních ukazatelů než metoda LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella i než klasická polynomiální RSM. Přijatelných výsledků lze dosáhnout i při použití aproximační metody FORM, obecně je však její přesnost závislá na tvaru funkce poruchy. Co se týče rozptylu výsledků, pak v porovnání s ostatními metodami je u ANN-RSM zřejmý pokles variability s narůstajícím počtem simulací.



Obr. 6.2: Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod

Pro případ využití ANN-RSM s počtem simulací $N_{\text{sim}} = 30$ bylo také testováno zpřesnění aproximace dle rovnice (3.9). Na obr. 6.3 je zobrazeno zpřesnění hodnoty indexu spolehlivosti pro případ, kdy je nový vektor realizací vstupních náhodných veličin generován metodou LHS v okolí návrhového bodu (NB). Protože pro získání přesnější aproximace původní funkce poruchy bylo zapotřebí celkem 60 simulací (30 pro původní aproximaci v okolí středních hodnot + 30 pro aproximaci v blízkosti hranice poruchy), je na obr. 6.3 i srovnání hodnoty indexu spolehlivosti získaného pro $N_{\text{sim}} = 60$ generovaných v okolí středních hodnot. Obě hodnoty jsou si v tomto případě velmi blízké co se týče dosažených středních hodnot i rozptylů.



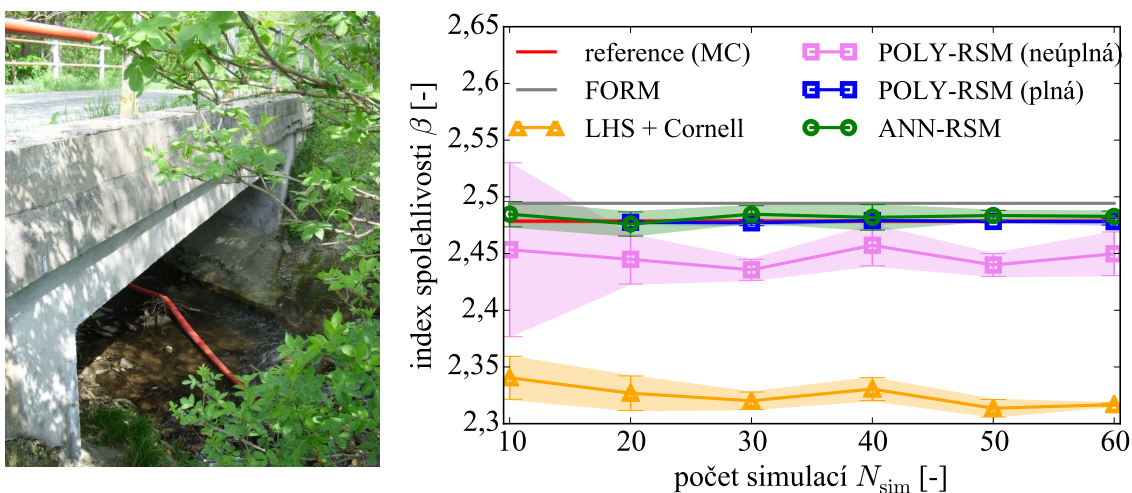
Obr. 6.3: Zpřesněný odhad hodnoty indexu spolehlivosti β získaný na základě zpřesnění aproximace funkce poruchy z oblasti okolo středních hodnot do oblasti v blízkosti návrhového bodu

6.2 Deskový most u obce Lopeník

Na následujícím příkladu bude ukázáno využití klasické polynomiální RSM a ANN-RSM při stanovení pravděpodobnosti poruchy jednoduchého železobetonového deskového mostu a dále bude, stejně jako v předcházejícím příkladě, provedeno jejich srovnání s klasickými metodami (MC, LHS a FORM).

Jednopolová mostní konstrukce o rozpětí 7,5 m se nachází u obce Lopeník v okrese Uherské Hradiště na komunikaci III. třídy a pochází z roku 1962 (viz obr. 6.4 vlevo).

Statický výpočet deskové mostní konstrukce byl proveden zjednodušeně jako výpočet nosníku metodou spolupůsobící šířky. Byly vypočteny ohybové momenty od jednotlivých zatížení (vlastní tíha a ostatní stálé zatížení, zatížení jednotkovými vozidly dle norem platných v době realizace mostu). Následně byly stanoveny hodnoty



Obr. 6.4: Most u obce Lopeník – pohled (vlevo); srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod (vpravo)

jednotlivých typů zatížitelnosti mostu na základě porovnávání účinků zatížení M_E a odolnosti konstrukce M_R ve formě ohybových momentů (blíže viz ŠOMODÍKOVÁ 2010 [124]).

Pro potřeby srovnání účinnosti metody ANN-RSM byly spolehlivostní ukazatele zjišťovány různými metodami pro zvolenou hodnotu normální zatížitelnosti $V_n = 40$ t, stanovenou dle ČSN 73 6222 [1]. Funkce poruchy byla definována ve tvaru:

$$G(\mathbf{X}) = M_R - M_E, \quad (6.2)$$

kde $M_E = 352,713$ kNm (odpovídající hodnotě $V_n = 40$ t). Ohybový moment M_R je definován jako:

$$M_R = X_1 X_2 [0,5 - X_4 - (0,5 X_1 X_2 / X_3)], \quad (6.3)$$

kde parametry X_1 , X_2 , X_3 a X_4 postupně reprezentují plochu výztuže, mez kluzu oceli, pevnost betonu v tlaku a hloubku betonové krycí vrstvy (měřeno od spodního líce desky k těžišti výztužných prutů). Jejich definice pomocí rozdělovacích funkcí, střední hodnoty μ a variačního koeficientu (CoV) jsou zřejmé z tab. 6.3.

Při analýze spolehlivosti mostu byly srovnávány výsledky získané klasickou metodou Monte Carlo (MC), metodou LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella a aproximačními metodami RSM polynomiálního typu a ANN-RSM stejně jako v předchozím příkladě. Úroveň spolehlivosti byla přitom stanovována na základě využití různého počtu simulací – zde $N_{sim} = 10, 20, 30, 40, 50$ a 60 . Referenční hodnota byla odhadnuta na základě simulační metody Monte Carlo pro 10 milionů

Tab. 6.3: Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu mostu u obce Lopeník

Veličina	Rozdělení	μ	CoV
X_1 [m ²]	Normální	$22,44 \cdot 10^{-4}$	0,02
X_2 [MPa]	Log-normální (2-par.)	427,35	0,07
X_3 [MPa]	Log-normální (2-par.)	22,112	0,06
X_4 [m]	Gumbelovo max.	0,04	0,05

simulací, z důvodu náhodné povahy hodnoty pravděpodobnosti poruchy bylo generování vektorů realizací vstupních náhodných veličin provedeno opakovaně celkem 10-krát. Výsledné hodnoty spolehlivostních ukazatelů pak dosahují středních hodnot $\beta_{\text{ref}} = 2,479$ (CoV = $5,6 \cdot 10^{-4}$) a $p_{f,\text{ref}} = 6,596 \cdot 10^{-3}$ (CoV = $3,9 \cdot 10^{-3}$).

Simulační metoda LHS byla využita opět v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella (rezerva spolehlivosti je aproximována normálním rozdělením). Střední hodnoty a rozptyly spolehlivostních ukazatelů byly stanoveny na základě opakovaného generování N_{sim} vektorů realizací vstupních náhodných veličin, to bylo provedeno celkem 5-krát. Z obr. 6.4 vpravo je zřejmé, že metoda LHS ve srovnání s metodami ostatními nedosahuje tak dobrých výsledků. Naproti tomu, hodnoty $\beta = 2,494$ a $p_f = 6,311 \cdot 10^{-3}$ získané pomocí FORM jsou v dobré shodě s hodnotami referenčními, což dokazuje, že lineární aproximací funkce poruchy v místě návrhového bodu dosáhneme v tomto případě dostatečně přesných výsledků.

Pro analýzu metodou ANN-RSM byly jako učící množiny využity tytéž simulace jako v případě metody LHS, struktura neuronové sítě byla následující: 4 vstupy odpovídající 4 náhodným veličinám, výstupní vrstva s jedním neuronem odpovídající hodnotě $G(\mathbf{X})$ s lineární přenosovou funkcí a jedna či dvě skryté vrstvy s počty neuronů dle tab. 6.4 s nelineární přenosovou funkcí (sigmoidální funkce pro $N_{\text{sim}} = 10$ a hyperbolický tangens v ostatních případech). Pro učení neuronové sítě byla využita gradientní metoda s momentem.

Tab. 6.4: Struktura neuronové sítě pro příklad mostu u obce Lopeník

N_{sim}	N_{vst}	N_{skryt}	N_{vyst}
10	4	9 + 5	1
20	4	9 + 5	1
30	4	11	1
40	4	9	1
50	4	7	1
60	4	5	1

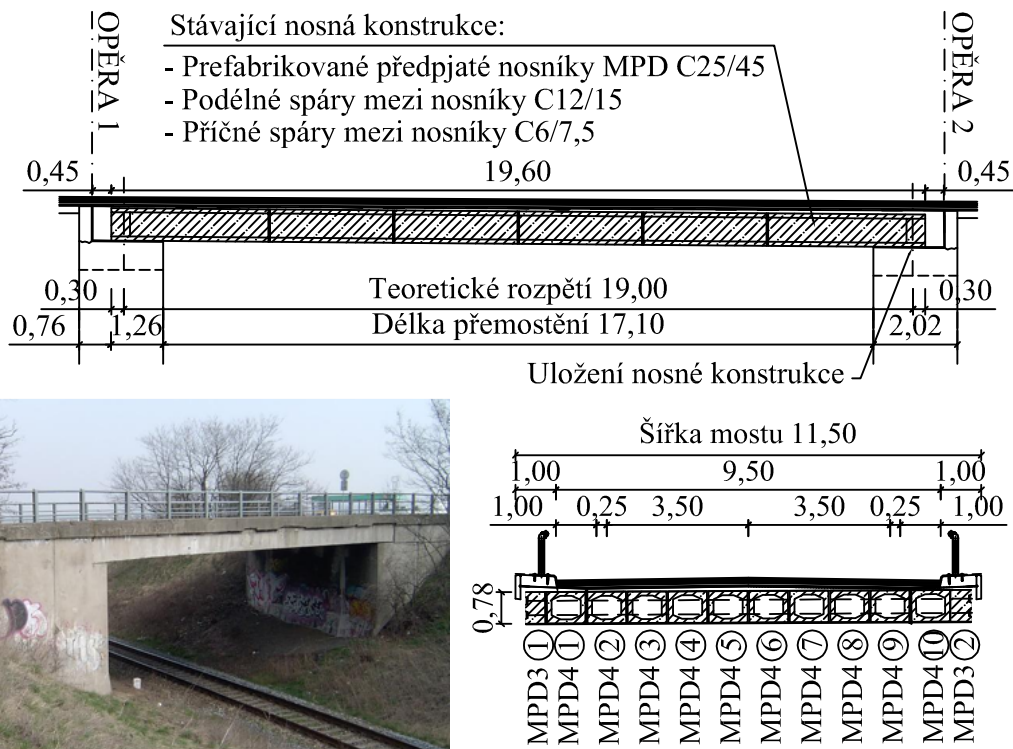
Pro polynomiální RSM byla využita jak plná kvadratická aproximace dle rovnice (3.10), tak i aproximace neúplná bez smíšených členů dle rovnice (3.8). V případě RSM metod byla pravděpodobnost poruchy vyčíslena opakovaně vždy 10-krát s využitím 1 milionu Monte Carlo simulací a aproximované funkce poruchy (polynomiální či ANN).

Výsledky ukazují (obr. 6.4 vpravo), že metoda ANN-RSM poskytuje velmi dobré odhady hodnot indexu spolehlivosti β pro všechny počty simulací. Téměř identických výsledků bylo dosaženo i s využitím plné aproximace POLY-RSM. Zde je však pro vytvoření plochy odezvy pro 4 vstupní veličiny nutné provést minimálně 15 simulací. Jak je dále zřejmé, snížení nutného počtu simulací vynecháním smíšených členů (viz neúplná aproximace POLY-RSM) vede v tomto případě k podhodnocení hodnoty indexu spolehlivosti β . Bylo také prokázáno, že není nutné provádět přechod k návrhovému bodu z důvodu zpřesnění náhradní funkce poruchy, neboť její velmi přesná aproximace (ANN nebo plná POLY-RSM) byla v tomto konkrétním příkladě vytvořena již při použití pouhých 10–20 simulací generovaných metodou LHS. Co se týče variability získaných výsledků, bylo zjištěno, že ANN-RSM je metodou účinnou poskytující velmi stabilní hodnoty spolehlivostních ukazatelů.

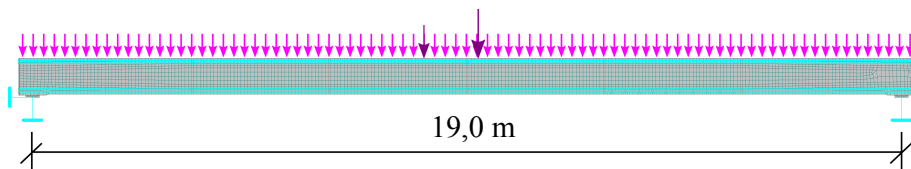
6.3 Předpjatý most před obcí Uherský Ostroh

Pro příklad aplikace metody ANN-RSM v případech, kdy je odezva konstrukce řešena s využitím nelineární MKP analýzy, byl vybrán jednopólový předpjatý segmentový most před obcí Uherský Ostroh (obr. 6.5). Ke stanovení zatížitelnosti mostu byla využita plně pravděpodobnostní analýza, poskytující mnohem přesnější a realističtější odhady. Z důvodu časové náročnosti opakovaných MKP analýz bylo přistoupeno pouze k ověření zatížitelnosti pro mezní stavy použitelnosti mostu, s ohledem na typ mostu byly vyšetřovány mezní stav dekomprese a mezní stav šířky trhlin.

Stavební dokumentace mostu se nezachovala, rok postavení objektu není přesně znám, zřejmě v letech 1955–1960. V letech 2006–2007 byl na mostě proveden podrobný diagnostický průzkum [44], na jehož základě byl, za předpokladu vytvoření dokonale tuhé desky z jednotlivých nosníků MPD3 a MPD4 díky jejich příčnému sepnutí, vytvořen rovinný výpočtový model nosné konstrukce mostu v programu ATENA 2D (ČERVENKA A KOL. 2013 [21], viz obr. 6.6). Šířka modelu byla definována s ohledem na počet, příčný tvar spřažených nosníků a jejich skladebné rozměry (dle obr. 6.5 vpravo dole). Model konstrukce byl zatížen vlastní tíhou, účinky podélného předpětí a ostatním stálým zatížením od vozovkového souvrství. Následně byl model postupně přitěžován v přírůstcích jednotkového zatížení od vozidel dle normových sestav zatížení pro jednotlivé typy zatížitelnosti, včetně zahrnutí dyna-



Obr. 6.5: Most před obcí Uherský Ostroh – podélný řez (nahore), pohled (vlevo dole, převzato z [44]) a příčný řez (vpravo dole)



Obr. 6.6: Výpočtový model analyzovaného mostu, včetně zatěžovací sestavy pro stanovení normální zatížitelnosti – software ATENA 2D

mických účinků. Zatěžovací sestavy byly umístěny na konstrukci tak, aby vyvodily co nejnejpříznivější ohybový účinek.

Stochastické vlastnosti vstupních náhodných veličin byly definovány stejně jako v předešlých příkladech (sekce 6.1 a 6.2) s využitím programu FReET (NOVÁK A KOL. 2013 [58]) na základě doporučení JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY [37]) a TP 224 [53] a rovněž s ohledem na výsledky měření provedených v rámci diagnostického průzkumu, kdy bylo provedeno nedestruktivní měření tlakové pevnosti betonu nosníků vč. příčných a podélných spár, které bylo doplněno destruktivními tlakovými zkouškami na vzorcích betonu odebraných přímo z nosníků. Pomocí prostředků matematické statistiky byly získány základní statistické charakteristiky pro definici pravděpodobnostního modelu tlakové pevnosti betonu

nosníků MPD a příčných spár. Na základě informací o tlakové pevnosti betonu byly dle vztahů uvedených v CEB-FIP MODEL CODE 1990 [14] stanoveny zbývající pevnostní a přetvárné charakteristiky betonu. V případě předpínací a betonářské výztuže byly hodnoty tahové pevnosti na mezi kluzu a na mezi pevnosti převzaty z typových podkladů.

Vedle materiálových parametrů byla znáhodněna vlastní tíha betonových částí nosné konstrukce a tíha stávajícího vozovkového souvrství. Hodnota předpínací síly, která má zásadní vliv na úroveň zatížitelnosti v případě mezního stavu použitelnosti, byla stanovena s ohledem ke krátkodobým a dlouhodobým ztrátám předpětí v souladu s ČSN EN 1992-1-1 [25]. Použitý pravděpodobnostní model předpínací síly je plně v souladu s JCSS. Jednotlivé modely náhodných veličin vstupujících do pravděpodobnostní analýzy spolehlivosti a zatížitelnosti mostu jsou souhrnně uvedeny v tab. 6.5. Mezi jednotlivé parametry betonu segmentů, betonu příčných spár, předpínací výztuže i betonářské výztuže byla, na základě výsledků dříve provedených testů zkušebních betonových těles a doporučení JCSS, zavedena statistická korelace, viz tab. 6.6. Její zavedení bylo provedeno s využitím metody simulovaného žíhání (viz kapitola 1.2.4).

Úroveň chemického poškození betonu nosníků a příčných spár vlivem účinku vzdušného CO_2 byla zkoumána z důvodu možné koroze předpínací výztuže při ztrátě pasivační schopnosti betonu, která může zásadním způsobem ovlivnit výslednou úroveň zatížitelnosti. V případě karbonatce betonu lze mezní stav trvanlivosti definovat jako okamžik, kdy karbonatační fronta prostoupí celou krycí vrstvou betonu. Tím je narušena pasivační schopnost výztuže, která následně může začít korodovat. V případě řešeného mostu bylo krytí podélných kabelových kanálků předpínacích lan 30 mm. Dle výsledků diagnostického průzkumu byla fenolftaleinovým testem stanovena hloubka karbonatce betonu nosníků v rozsahu 1–4 mm. K depasivaci výztuže tedy nedochází a mezního stavu trvanlivosti nebylo v případě nosníků MPD dosaženo.

Hloubka karbonatce byla také orientačně stanovena na základě matematického modelování procesu karbonatce. Bylo prokázáno, že hloubka karbonatce v místě příčných a podélných spár, získaná na základě použitých matematických modelů, nedosahuje úrovně kabelových kanálků předpínací výztuže. Spolehlivost konstrukce z pohledu mezního stavu trvanlivosti tedy nebyla překročena, a tím nebyl započat proces koroze výztuže. V následných pravděpodobnostních odhadech zatížitelnosti nebylo tedy nutné provádět redukci průřezové plochy výztuže vlivem oslabení korozí a s tím související pokles předpínací síly.

Jak již bylo zmíněno výše, z důvodu časové náročnosti MKP analýz bylo přistoupeno k ověření zatížitelnosti při dosažení mezního stavu použitelnosti. Pro stanovení referenční hodnoty normální zatížitelnosti V_n bylo metodou LHS vygenero-

Tab. 6.5: Definice vstupních náhodných veličin pro analýzu mostu před obcí Uherský Ostroh

Veličina	Rozdělení	μ	CoV
<i>Beton nosníků:</i>			
Modul pružnosti E_c [GPa]	Log-normální (2-par.)	37,20	0,10
Pevnost betonu v tahu f_t [MPa]	Weibullovo min. (2-par.)	3,301	0,15
Pevnost betonu v tlaku f_c [MPa]	Log-normální (2-par.)	43,35	0,08
Specifická lomová energie G_f [N/m]	Weibullovo min. (2-par.)	82,51	0,15
Specifická hmotnost ρ [kN/m ³]	Normální	23,80	0,04
<i>Beton příčných spár:</i>			
Modul pružnosti E_c [GPa]	Log-normální (2-par.)	26,81	0,15
Pevnost betonu v tahu f_t [MPa]	Weibullovo min. (2-par.)	1,913	0,35
Pevnost betonu v tlaku f_c [MPa]	Trojúhelníkové	19,13	0,55
Specifická lomová energie G_f [N/m]	Weibullovo min. (2-par.)	47,82	0,25
Specifická hmotnost ρ [kN/m ³]	Normální	23,80	0,04
<i>Smyková výztuž:</i>			
Modul pružnosti E [GPa]	Log-normální (2-par.)	200,0	0,07
Mez kluzu f_y [MPa]	Log-normální (2-par.)	465,1	0,07
Mez pevnosti f_u [MPa]	Log-normální (2-par.)	581,4	0,07
Poměrné přetvoření ε_{lim} [-]	Normální	0,050	0,07
<i>Předpínací výztuž:</i>			
Modul pružnosti E [GPa]	Normální	190,0	0,03
Mez kluzu $f_{y,p}$ [MPa]	Normální	1248	0,03
Mez pevnosti $f_{u,p}$ [MPa]	Normální	1716	0,03
Poměrné přetvoření ε_{lim} [-]	Normální	0,050	0,07
Předpínací síla P_1 [MN]	Normální	14,20	0,09
Předpínací síla P_2 [MN]	Normální	10,05	0,09
Předpínací síla P_3 [MN]	Normální	3,449	0,09
Předpínací síla P_4 [MN]	Normální	3,449	0,09
<i>Zatížení:</i>			
Zatížení vozovkou g_1 [kN/m]	Normální	65,55	0,05
Zatížení dopravou V_n [tuny]	Deterministicky	V_n	-

váno 1000 realizací vektorů vstupních náhodných veličin dle tab. 6.5. Pro každou realizaci byla provedena numerická MKP analýza odezvy konstrukce. Soubor 1000 získaných odezev byl následně statisticky zpracován. Na základě určené střední hod-

Tab. 6.6: Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami

Beton segmentů a příčných spár						Smyková a předpínací výztuž				
	E_c	f_t	f_c	G_f	ρ		f_y	f_u	ε_{lim}	E
E_c	1	0	0,3	0	0	f_y	1	0,9	0,5	1
f_t	0	1	0,4	0,8	0	f_u	0,9	1	0,5	0
f_c	0,3	0,4	1	0	0	ε_{lim}	0,5	0,5	1	0
G_f	0	0,8	0	1	0	E	1	0	0	1

noty a směrodatné odchylky byl získaný histogram nahrazen normálním rozdělením pravděpodobnosti a byla stanovena hodnota normální zatížitelnosti V_n s ohledem na požadovanou úroveň spolehlivosti mostu danou směrnou hodnotou indexu spolehlivosti β_t . Hodnoty V_n získané na základě Cornellova indexu spolehlivosti jsou shrnuty v tab. 6.7, přičemž referenční hodnoty indexu spolehlivosti β_{ref} stanovené analýzou jsou uvedeny vždy v závorce. Tyto hodnoty byly stanoveny z pravděpodobnosti poruchy stanovené jako v případě klasické metody Monte Carlo, tedy $p_f = N_f/N_{tot}$, kde N_f je počet případů, v nichž dojde k poruše ($G(X) < 0$) a N_{tot} je celkový počet simulací (zde 1000).

Tab. 6.7: Stanovené hodnoty normální zatížitelnosti V_n

Mezní stav použitelnosti	β_t [-]	p_f [-]	V_n [t]
• dekomprese	0* ($\beta_{ref} = -7,5 \cdot 10^{-3}$)	$5,00 \cdot 10^{-1}$	23,4
• šířky trhlin	1,5** ($\beta_{ref} = 1,39$)	$6,68 \cdot 10^{-2}$	49,1

*Vratný proces dle TP 224 [53]

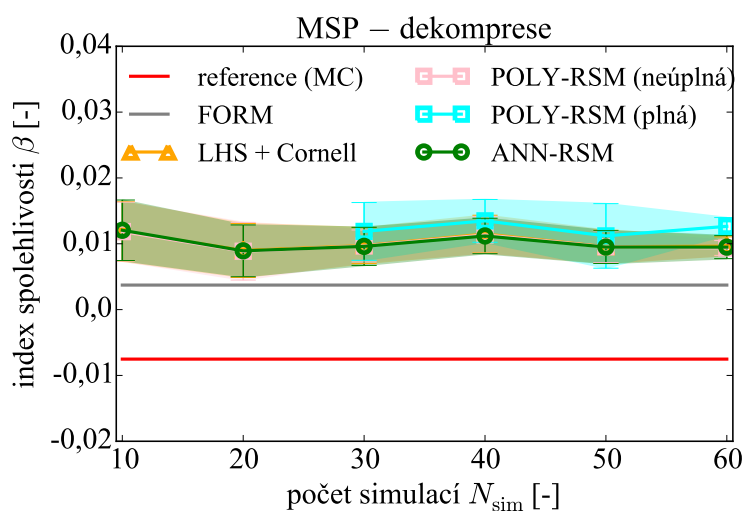
**Nevratný proces – střední následky poruchy

Pro zjištění nejvýznamnějších vstupních veličin modelu byla provedena citlivostní analýza, z níž vyplynulo, že pouze malé množství z původních 23 vstupních veličin významně ovlivňuje odezvu konstrukce, proto bylo pro další analýzy vybráno pouze 6 z nich, které jsou v tab. 6.5 vyznačeny tučně.

Po provedené pravděpodobnostní analýze zatížitelnosti mostu bylo přistoupeno k výpočtu pravděpodobnosti poruchy, resp. indexu spolehlivosti, pomocí různých metod. Stejně jako v předchozích příkladech byly využity metody ANN-RSM, polynomiální RSM (POLY-RSM), LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella a metoda FORM. Hodnoty indexu spolehlivosti β stanovené na základě těchto metod pro různé počty provedených simulací ($N_{sim} = 10, 20, 30, 40, 50$ a 60) byly srovnány s referenčními hodnotami β_{ref} pro vyšetřované mezní stavy dle tab. 6.7. Střední hodnoty a rozptyly spolehlivostních ukazatelů byly stanoveny na základě

opakovaného generování N_{sim} vektorů realizací vstupních náhodných veličin, to bylo provedeno celkem 5-krát. Hodnota pravděpodobnosti poruchy pak byla v případě RSM metod vyčíslena opakovaně vždy 10-krát s využitím 1 milionu Monte Carlo simulací a aproximované funkce poruchy (polynomiální či ANN). Získané výsledky jsou pro jednotlivé mezní stavy zobrazeny na obr. 6.7 a obr. 6.8.

Protože chování konstrukce až do dosažení mezního stavu dekomprese je lineárně elastické, byly k nahrazení původní funkce poruchy využity pouze lineární aproximace, přičemž bylo ověřeno, že toto zjednodušení je naprosto dostačující (viz obr. 6.7). Absolutní chyby indexu spolehlivosti jsou přitom pro všechny počty simulací velmi malé a dosahují maximálně hodnoty 0,02, což odpovídá relativní chybě pravděpodobnosti poruchy menší než 2%. V případě ANN-RSM byla pro aproximaci použita jednoduchá síť tvořená pouze 6 vstupy, odpovídajícími 6 náhodným veličinám, a výstupní vrstvou s jedním neuronem, odpovídající hodnotě $G(\mathbf{X})$, s lineární přenosovou funkcí. Učení neuronové sítě bylo provedeno gradientní metodou. V případě použití POLY-RSM byly využity lineární aproximace dle rovnic (3.11) (neúplná POLY-RSM) a (3.12) (plná POLY-RSM). Jak je zřejmé z obr. 6.7, metody LHS, ANN-RSM a neúplná POLY-RSM dosahují téměř identických výsledků z hlediska středních hodnot a rozptylů hodnot indexu spolehlivosti, přitom hodnoty indexu spolehlivosti jsou velmi blízko hodnotě referenční (relativní chyba je menší než 2%, viz výše). Dále bylo zjištěno, že zahrnutí smíšených členů do aproximační funkce polynomiálního typu v tomto případě nevede ke zpřesnění hodnoty indexu spolehlivosti (srovnání plné a neúplné POLY-RSM na obr. 6.7), jak tomu bylo u příkladu v sekci 6.2. Co se týče variability výsledků, pokles rozptylu se zvyšujícím se počtem provedených simulací je patrný u všech použitých metod.



Obr. 6.7: Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod pro mezní stav dekomprese

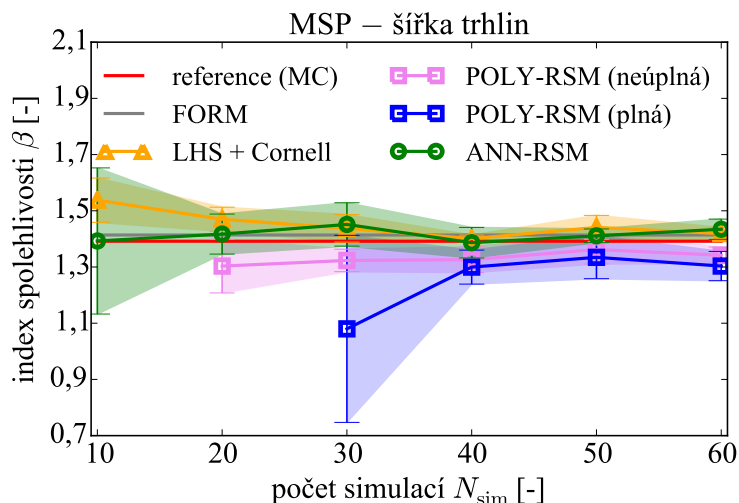
Dalším z vyšetřovaných mezních stavů byl mezní stav šířky trhlin. Protože odezva konstrukce již není lineární, byly v případě stanovení spolehlivostních ukazatelů metodou POLY-RSM využity kvadratické aproximace dle rovnic (3.8) (neúplná POLY-RSM) a (3.10) (plná POLY-RSM). Tyto výsledky byly srovnávány opět s metodami ANN-RSM, LHS a FORM. Rovněž struktura ANN byla složitější než u mezního stavu dekomprese. Zde byla tvořena 6 vstupy, výstupní vrstvou s jedním neuronem s lineární přenosovou funkcí a 1 nebo 2 skrytými vrstvami s počty neuronů dle tab. 6.8 s nelineární přenosovou funkcí (hyperbolický tangens). Učení neuronové sítě bylo provedeno opět gradientní metodou.

Tab. 6.8: Struktura neuronové sítě pro analýzu mezního stavu šířky trhlin

N_{sim}	N_{vst}	N_{skryt}	N_{vyst}
10	6	6 + 2	1
20	6	6 + 2	1
30	6	8	1
40	6	4–5	1
50	6	4–5	1
60	6	3–5	1

Na základě výsledků zobrazených na obr. 6.8 lze říci, že metodami ANN-RSM, LHS a FORM lze dosáhnout dostatečně přesných hodnot velmi dobře korespondujících s hodnotou referenční. Rovněž neúplná POLY-RSM v tomto příkladu vede k uspokojivým výsledkům. U všech zmíněných metod dosahuje absolutní chyba indexu spolehlivosti pro všechny počty simulací maximálně hodnoty 0,15, což odpovídá relativní odchylce β asi 15 %. Podobně jako u mezního stavu dekomprese bylo i v případě mezního stavu šířky trhlin zjištěno, že zahrnutí smíšených členů do aproximační funkce polynomiálního typu nevede ke zpřesnění výsledku (srovnání plné a neúplné POLY-RSM na obr. 6.8). Z hlediska variability výsledků je opět zřejmý pokles rozptylu se zvyšujícím se počtem provedených simulací a pro $N_{\text{sim}} = 40, 50$ a 60 lze dosáhnout relativně stabilních hodnot spolehlivostních ukazatelů s hodnotami variačních koeficientů menších než 5 %.

Závěrem lze říci, že pro oba vyšetřované mezní stavy vede využití navržené metody ANN-RSM k dostatečně přesným výsledkům již při použití relativně nízkých počtů simulací, přičemž v tomto konkrétním příkladě nebylo ani nutné provádět zpřesnění aproximace přechodem k návrhovému bodu. Metodu ANN-RSM lze tedy využít jako výkonný nástroj pro aproximaci původní funkce poruchy také v případech, kdy je ke stanovení odezvy konstrukce nutné využití časově náročných MKP analýz.



Obr. 6.8: Srovnání hodnot indexů spolehlivosti β získaných na základě různých metod pro mezní stav šířky trhlin

6.4 Závěry

Na základě uvedených příkladů bylo ukázáno, že aproximační metodu typu response surface založenou na umělé neuronové síti v kombinaci se stratifikovanou simulační metodou LHS lze efektivně využít i v případech spolehlivostních analýz komplexních úloh z inženýrské praxe. Zmíněná metoda byla testována jak na jednoduchém příkladu rámu s nelineární funkcí poruchy, tak i při stanovení spolehlivostních ukazatelů železobetonového deskového a předpjatého segmentového mostu v rámci jejich plně pravděpodobnostní analýzy. Výsledky byly porovnávány s výsledky získanými na základě dalších spolehlivostních metod.

První dva příklady (sekce 6.1 a 6.2) byly relativně jednoduché z důvodu možnosti provedení vysokých počtů simulací a porovnání výsledků také s výsledky klasické metody Monte Carlo pro počet simulací v řádech milionů. Naproti tomu třetí příklad (sekce 6.3) byl ukázkou problému, kde je využití simulačních metod naprosto nereálné z důvodu velké časové náročnosti MKP analýz. V takových případech je využití metody ANN-RSM a jiných aproximačních metod prakticky jediným možným řešením.

7 APLIKACE – KOMPLEXNÍ METODIKA PLNĚ PRAVDĚPODOBNOSTNÍ ANALÝZY SPOLEHLIVOSTI

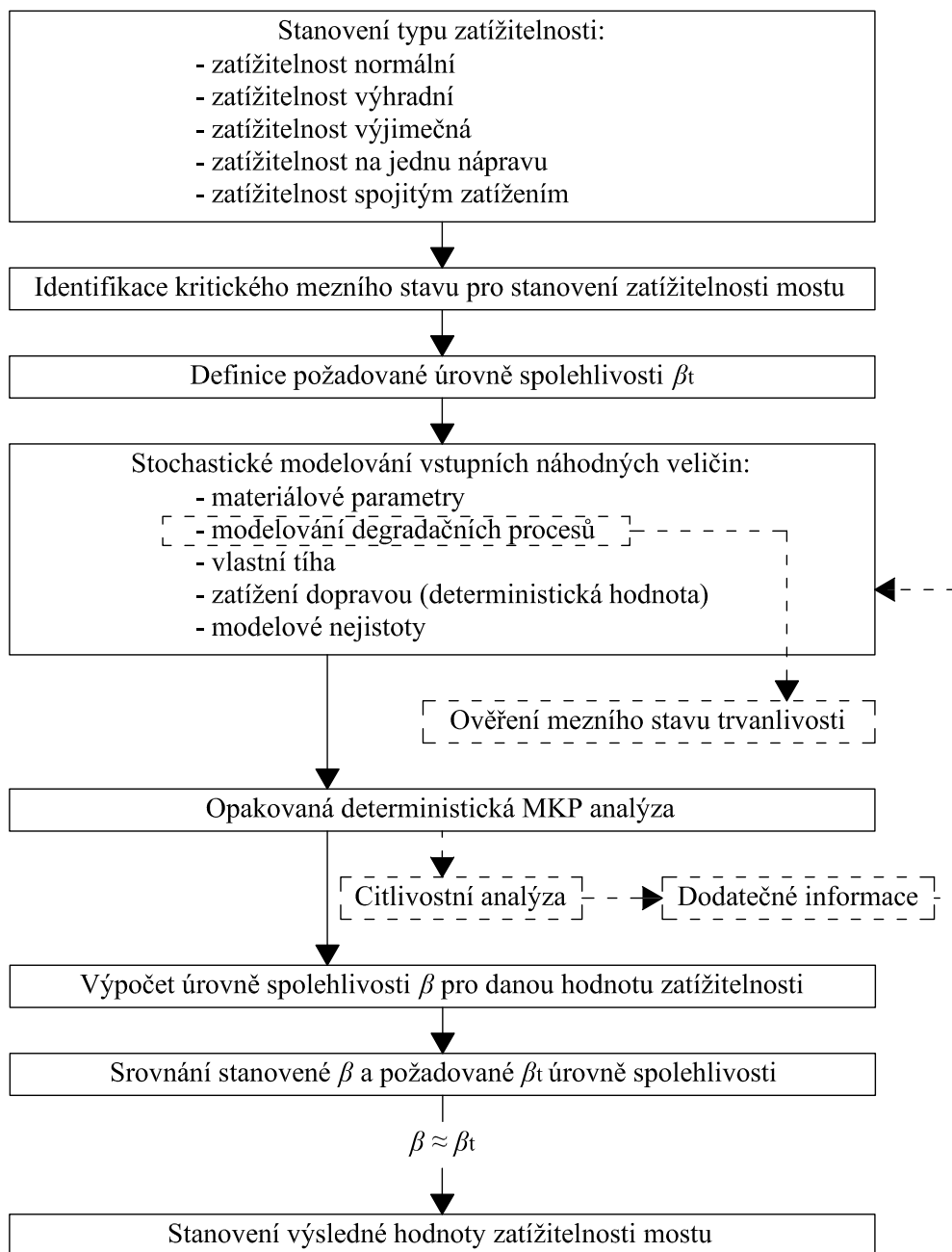
Cílem následující kapitoly je na příkladu reálného mostu popsat a shrnout komplexní postup pro plně pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů, jejíž jednotlivé části byly aplikovány při řešení dílčích úloh v kapitolách 5 a 6 práce. Celý postup lze rozdělit do následujících dílčích kroků:

- Popis a analýza stavu mostu na základě informací z provedené prohlídky či diagnostického průzkumu, vytvoření MKP výpočtového modelu konstrukce;
- Matematické modelování degradačních procesů, stanovení zbytkové životnosti mostu, ověření mezního stavu trvanlivosti konstrukce;
- Stochastické modelování vstupních náhodných veličin modelu, stanovení aktuální úrovně zatížitelnosti mostu s ohledem na jeho aktuální stav a probíhající degradaci použitých materiálů;
- Plně pravděpodobnostní analýza spolehlivosti mostu s využitím pokročilých simulačních a aproximačních technik pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti;
- Predikce úrovně zatížitelnosti a spolehlivosti do budoucna.

Postup stanovení zatížitelnosti železobetonových mostů s ohledem na požadovanou úroveň spolehlivosti mostů a jejich aktuální stav, t.j. s ohledem na probíhající degradaci použitých materiálů, lze přehledně shrnout postupovým diagramem na obr. 7.1.

7.1 Popis analyzované konstrukce

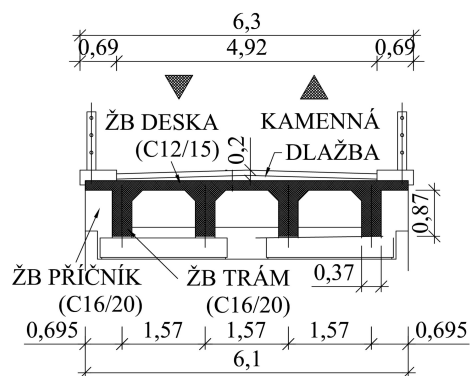
Analyzovaným objektem, na nějž byla aplikována komplexní metodika pro stanovení spolehlivosti a životnosti stávajících železobetonových konstrukcí, je železobetonový most přes řeku Sázavu (obr. 7.2 vlevo) nacházející se na silnici III. třídy v kraji Vysočina. Mostní objekt byl postaven mezi lety 1953 a 1955 jako dvoupolový, délka polí $2 \times 15,50$ m, s trémovou nosnou konstrukcí z monolitického železobetonu a s betonovou monolitickou spodní stavbou. Nosná konstrukce je tvořena čtyřmi trámy o výšce 0,87 m a šířce 0,37 m, osová vzdálenost mezi trámy je 1,57 m (viz obr. 7.2 vpravo). Při mezilehlé podpěře jsou trámy opatřeny náběhy. V příčném směru je nosná konstrukce ztužena celkem jedenácti příčníky, z toho jsou tři podporové. Horní mostovková deska je mezi trámy opatřena rovněž náběhy. Na krajních opěrách je konstrukce uložena pomocí železobetonových kyvných stojek, s nimiž je spojena pomocí vrubových kloubů, do vnitřní podpěry jsou trámy pravděpodobně vetknuty,



Obr. 7.1: Souhrnný postup metodiky pro pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů

a staticky tedy celý systém působí jako spojitý nosník. Na mostě je původní kryt vozovky z drobné dlažby, místy opravovaný asfaltovými nástřiky.

V červnu 2012 byl na mostě proveden základní diagnostický průzkum [45], na jehož základě byla nosná konstrukce mostu a rovněž jeho celkový stav klasifikován na sedmibodové stupnici stupněm stavu mostu **VI** – velmi špatný. V rámci prováděných prací byla u nosné konstrukce mostu zjišťována pevnost betonu v tlaku pomocí



Obr. 7.2: Most přes řeku Sázavu – pohled (vlevo, převzato z [45]) a příčný řez (vpravo)

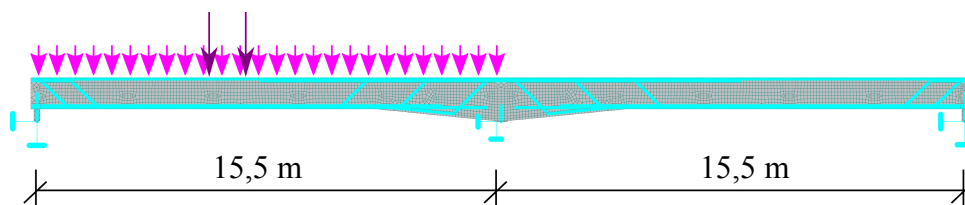
tvrdoměrných zkoušek, dále chemický stav betonu a množství, poloha, druh a stav výztuže trámů a desky.

Beton trámů nosné konstrukce mostu byl hodnocen jako stejnorodý a zařazen do třídy C16/20 (se střední hodnotou pevnosti betonu v tlaku $f_{c,mean} = 25,95$ MPa), beton mostovkové desky byl z důvodu nehomogenity materiálu zařazen do třídy C12/15 (střední hodnota pevnosti betonu v tlaku $f_{c,mean} = 25,46$ MPa). Pro betonářskou výztuž byla použita ocel třídy 10 373 s charakteristickou hodnotou meze kluzu $f_{y,k} = 210\text{--}230$ MPa dle ČSN ISO 13822 [27].

Na základě dostupných informací o geometrii mostu a materiálových parametrech zjištěných v rámci diagnostického průzkumu byl v programu ATENA 2D (ČERVENKA A KOL. 2013 [21]) vytvořen výpočtový model nosné konstrukce mostu. Za předpokladu, že nosná konstrukce je vytvořena jako tuhý nosníkový rošt ze čtyř trámů a je ztužena příčnými ztužidly, byla z důvodu výpočtové náročnosti modelována pouze její jedna čtvrtina, tedy jeden trám. Betonové části nosné konstrukce byly modelovány pomocí materiálového modelu 3D NonLinear Cementitious 2, který velmi dobře vystihuje všechny důležité aspekty chování betonu jako kvazi-křehkého materiálu při různých typech porušení, a tím umožňuje postihnout reálné chování konstrukce na dané zatížení. Podélná betonářská výztuž trámů byla modelována jako diskrétní, smyková výztuž pak jako rozptýlená. V obou případech byl materiál výztuže definován pomocí bi-lineárního pracovního diagramu se zpevněním. Pro MKP řešení byla generována síť tvořená čtyřuzlovými izo-parametrickými konečnými prvky se čtyřmi integračními body.

Model konstrukce byl zatížen vlastní tíhou, ostatním stálým zatížením od vozkového souvrství, mostní římsy a mostního zábradlí a zatížením od dopravy na základě platných zatěžovacích schémat dle ČSN 73 6222 [1]. Byla vyšetřována pouze normální zatížitelnost mostu V_n , kdy zatěžovací schéma je tvořeno třinápra-

vovým vozidlem v každém ze zatěžovacích pruhů a spojitým rovnoměrným zatížením po celé šířce mostu. Výpočtový model nosné konstrukce mostu společně se zatížením od dopravy pro stanovení hodnoty V_n je na obr. 7.3, přičemž zatěžovací sestava byla na konstrukci umístěna tak, aby vyvolala ten nejnepríznivější ohybový účinek. Připomeňme, že přední náprava třínápravového vozidla je nahrazena ekvivalentním rovnoměrným zatížením v příslušných zatěžovacích pruzích.



Obr. 7.3: Zatěžovací schéma pro stanovení normální zatížitelnosti

7.2 Stochastické modelování vstupních náhodných veličin modelu

Stochastické parametry vstupních náhodných veličin byly definovány s využitím programu FReET (NOVÁK A KOL. 2013 [58]) na základě doporučení JCSS (JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY [37]) a TP 224 [53], včetně zahrnutí modelových nejistot. Použitá rozdělení pravděpodobnosti a střední hodnoty vybraných parametrů byly aktualizovány s ohledem na výsledky měření provedených v rámci diagnostického průzkumu.

Znáhodněny byly materiálové parametry betonu a výztuže, dále vlastní tíha nosné konstrukce (viz specifická hmotnost betonu ρ_c v tab. 7.1) a hodnota ostatního stálého zatížení. Definice vstupních náhodných veličin modelu pro pravděpodobnostní analýzu zatížitelnosti, včetně modelových nejistot odolnosti konstrukce ψ_R , jsou ve formě rozdělení pravděpodobnosti, střední hodnoty μ a variačního koeficientu (CoV) shrnuty v tab. 7.1. Mezi vybranými materiálovými parametry byla uvažována statistická korelace (tab. 7.2), která byla předepsána s ohledem na doporučení JCSS a mezi veličiny zavedena s využitím metody simulovaného žíhání.

S ohledem na stáří mostu bylo při odhadu aktuální zatížitelnosti a ověření mezního stavu trvanlivosti nutné zohlednit i probíhající degradační procesy, jako jsou karbonatace betonu či pronikání chloridů. K hodnocení stavu betonu bylo přistoupeno i v rámci provedené prohlídky mostu, při níž byly na podhledu mostovkové desky a trámů místy zjištěny podélné trhliny pod korodující výztuží. Informace o úbytku betonářské výztuže však již nebyly předmětem diagnostiky, a proto bylo

Tab. 7.1: Definice vstupních náhodných veličin

Veličina	Rozdělení	μ	CoV
<i>Parametry betonu:</i>			
Modul pružnosti E_c [GPa]	Log-normální (2-par.)	28,54	0,20
Pevnost betonu v tahu f_t [MPa]	Log-normální (2-par.)	2,106	0,25
Pevnost betonu v tlaku f_c [MPa]	Log-normální (2-par.)	22,10	0,15
Specifická lomová energie G_f [N/m]	Log-normální (2-par.)	52,66	0,20
Specifická hmotnost ρ_c [kN/m ³]	Normální	23,00	0,06
<i>Parametry výztuže:</i>			
Mez kluzu f_y [MPa]	Log-normální (2-par.)	250,0	0,08
Mez pevnosti f_u [MPa]	Log-normální (2-par.)	280,0	0,08
<i>Zatížení a ostatní:</i>			
Ostatní stálé zatížení g_1 [kN/m]	Normální	13,00	0,06
Zatížení dopravou V_n [t]	Deterministicky	V_n	-
Modelové nejistoty odolnosti ψ_R [-]	Log-normální (2-par.)	1,000	0,15

Tab. 7.2: Korelace mezi vstupními náhodnými veličinami

	E_c	f_t	f_c	G_f	ρ_c	f_y	f_u
E_c	1	0	0,3	0	0	0	0
f_t	0	1	0,4	0,8	0	0	0
f_c	0,3	0,4	1	0	0	0	0
G_f	0	0,8	0	1	0	0	0
ρ_c	0	0	0	0	1	0	0
f_y	0	0	0	0	0	1	1
f_u	0	0	0	0	0	1	1

při zohlednění skutečného stavu mostu přistoupeno k matematickému modelování degradačních procesů a ověření mezního stavu trvanlivosti konstrukce.

V případě stochastického modelování průběhu karbonatace v čase bylo využito jednoduchého modelu, označeného v modulu FReET-D jako *Carb6* (BOB & AFANA 1993 [6]), který je závislý pouze na 5 parametrech. Ty zohledňují vliv cementu, vlhkost prostředí, koncentraci CO₂ v ovzduší a tlakovou pevnost betonu. Model byl z důvodu zohlednění vlivu mechanického zatížení rozšířen o opravný součinitel k_σ , jehož hodnota je pro prvky namáhané tahem či tlakem stanovena na základě vztahů (2.21), resp. 2.22. Obdobným způsobem lze s využitím modelu *Chlor1a* (PAPADAKIS A KOL. 1996 [64]) předpovědět vzdálenost pomyslné chloridové fronty od povrchu betonu

v čase. Přitom jako vstupní veličiny zde vystupují informace o koncentraci chloridů na povrchu betonu, saturovaná koncentrace Cl^- pevné fáze betonu, prahová koncentrace Cl^- a efektivní difúzní koeficient závislý především na složení betonové směsi. Zde nebylo nutné opravovat hodnotu difúzního koeficientu s ohledem na šířku trhlin od mechanického zatížení, neboť při MKP analýze bylo zjištěno, že od účinků stálého zatížení při horním líci trámu konstrukce, kde byl předpokládán účinek chloridů z posypových solí, žádné trhliny nevznikají. Následný pokles průměru výztužných prutů v čase vlivem koroze způsobené porušením pasivační vrstvy výztuže byl modelován na základě modelu *Corr1* (ANDRADE A KOL. 1996 [3]). Veškeré informace o využitých modelech najde čtenář v kapitole 2.2 práce a příslušných podkapitolách 2.2.1, 2.2.2 a 2.2.3. V tab. 7.3 jsou souhrnně uvedeny statistické parametry vstupních náhodných veličin pro matematické modelování degračních procesů.

7.3 Ověření mezního stavu trvanlivosti, životnost mostu

Na základě výše zmíněných matematických modelů byla stanovena úroveň chemického poškození betonu vlivem působení vzdušného CO_2 a chloridových iontů Cl^- . Pravděpodobnostní analýzou, na základě 32 realizací vektoru vstupních náhodných veličin generovaných metodou LHS dle parametrů v tab. 7.3, byly stanoveny průběhy hloubky karbonatace $x_c(t)$ a vzdálenosti chloridové fronty $x_{\text{Cl}}(t)$ od povrchu betonu v aktuálním čase $t = 60$ let od realizace konstrukce (odpovídá roku 2015). Hodnoty opravného součinitele k_σ v případě modelování procesu karbonatace byly stanoveny zvlášť pro každou z 32 realizací na základě poměru hodnoty tahového napětí σ_t , získané MKP analýzou po nanesení stálého zatížení, a pevnosti betonu v tahu f_t ; stanovené hodnoty statistických parametrů σ_t a k_σ jsou rovněž uvedeny v tab. 7.3. Výsledky matematického modelování byly srovnány s výsledky laboratorních testů provedených v rámci hodnocení stavu betonu. Dále byly, na základě předpokladu rovnosti hloubky karbonatační/chloridové fronty a tloušťky betonové krycí vrstvy a , stanoveny iniciační časy depasivace výztuže vlivem karbonatace betonu $t_{i,c}$ a průniku chloridů $t_{i,\text{Cl}}$ a pro tříparametrické log-normální rozdělení rezervy spolehlivosti byla odhadnuta pravděpodobnost p_f , s jakou dojde k dosažení mezního stavu depasivace výztuže a následné korozi výztuže trámu, jejíž krycí vrstva dosahuje dle diagnostického průzkumu tloušťky $a = 25$ mm.

Vývoj karbonatační hloubky $x_c(t)$ a hloubky chlorace $x_{\text{Cl}}(t)$ ve srovnání s tloušťkou betonové krycí vrstvy a je zřejmý z obr. 7.4 vlevo. Navíc jsou vyobrazeny i funkce hustoty pravděpodobnosti těchto veličin v čase $t = 60$ let. Numerické výsledky jsou ve formě střední hodnoty μ a variačního koeficientu CoV shrnuty v tab. 7.4 vlevo.

Tab. 7.3: Definice vstupních náhodných veličin pro modelování degradačních procesů

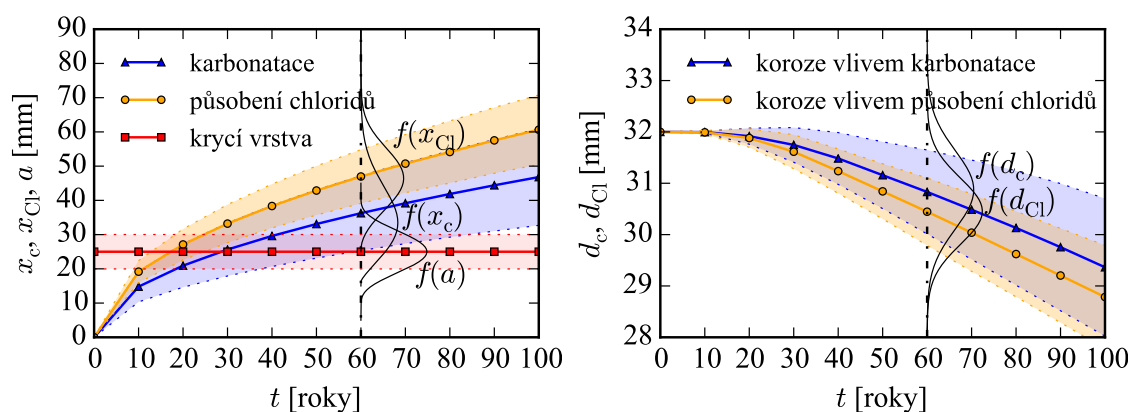
Veličina	Rozdělení	μ	CoV
<i>Karbonatace betonu:</i>			
$r_{c,6}$ [-]	Deterministicky	0,800	-
$f(\text{RH})$ [-]	Deterministicky	0,3	-
r_{CO_2} [-]	Rovnoměrné	1,200	0,06
f_c [MPa]	Log-normální (2-par.)	22,10	0,15
ψ [-]	Deterministicky	1,000	-
σ_t [MPa]	Gamma negativní (3-par.)*	1,621	0,14
k_σ [-]	Rovnoměrné	2,688	0,16
<i>Průnik chloridů:</i>			
$C_{S,0}$ [mol/m ³]	Deterministicky	154,0	-
C_{sat} [mol/m ³]	Deterministicky	140,0	-
C_{cr} [mol/m ³]	Beta v intervalu $\langle 4; 23 \rangle$	13,40	0,25
$D_{\text{Cl}^-, \text{H}_2\text{O}}$ [$\mu\text{m}^2/\text{s}$]	Deterministicky	1600	-
w [kg/m ³]	Normální	183,0	0,03
c [kg/m ³]	Normální	443,0	0,03
a_1 [kg/m ³]	Normální	800,0	0,03
a_2 [kg/m ³]	Normální	364,0	0,03
a_3 [kg/m ³]	Normální	590,0	0,03
ρ_c [kg/m ³]	Normální	3100	0,03
ρ_{a_1} [kg/m ³]	Normální	2590	0,03
ρ_{a_2} [kg/m ³]	Normální	2540	0,03
ρ_{a_3} [kg/m ³]	Normální	2660	0,03
ψ [-]	Deterministicky	1,000	-
<i>Koroze výztuže:</i>			
i_{corr} [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]	Rovnoměrné	1,800	0,25
R_{corr} [-]	Deterministicky	2,000	-
ψ [-]	Deterministicky	1,000	-

*3. parametr rozdělení: bound = 1,821

Na základě matematického modelování dosahuje aktuální ($t = 60$ let) hloubka karbonatace a chlorace průměrných hodnot 36 mm, resp. 47 mm, což je plně v souladu s hodnotami diagnostikovanými na základě fenolftaleinového testu i chemického rozboru betonu (hloubka pasivace větší než 30 mm). S ohledem na zjištěnou shodu lze konstatovat, že modely použité pro stanovení úrovně chemického poškození betonu

pracují dobře a lze je rovněž využít pro predikci úrovně degradace v následujících letech. U analyzovaného mostu byla predikce provedena v několika časových uzlech od současného stavu konstrukce ($t = 60$ let) po dosažení teoretické životnosti mostu, konkrétně v letech $t = 75, 90$ a 100 let (což odpovídá rokům 2030, 2045 a 2055). Výsledky jsou rovněž shrnuty v tab. 7.4 vlevo.

V souvislosti se stanovenými časy depasivace výztuže bylo ověřováno dosažení mezního stavu trvanlivosti (MST) konstrukce. Na obr. 7.5 je vykreslen pokles hod-

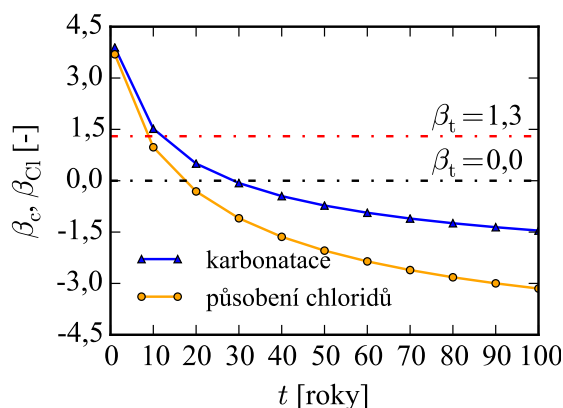


Obr. 7.4: Průběh degradačních procesů v čase – karbonatace betonu a průnik chloridů (vlevo); pokles průměru výztuže vlivem koroze (vpravo)

Tab. 7.4: Výsledky vývoje degradace betonu v čase (vlevo); výsledky modelování koroze výztuže v čase (vpravo)

	μ [mm]	CoV [-]	p_f [%]		μ [mm]	CoV [-]	LoRA [%]
a	25,0	0,20	-	d_i	32,0	-	-
$t_{i,c} = 38,9$ let	-	0,82	-	$d_c(60$ let)	30,8	0,03	7,1
$x_c(60$ let)	36,3	0,30	82,5	$d_c(75$ let)	30,3	0,03	10,2
$x_c(75$ let)	40,5	0,30	88,4	$d_c(90$ let)	29,8	0,04	13,4
$x_c(90$ let)	44,4	0,30	92,0	$d_c(100$ let)	29,4	0,05	15,6
$x_c(100$ let)	46,8	0,30	93,7				
$t_{i,Cl} = 23,2$ let	-	0,57	-	$d_{Cl}(60$ let)	30,5	0,02	9,4
$x_{Cl}(60$ let)	47,0	0,17	99,3	$d_{Cl}(75$ let)	29,8	0,03	13,1
$x_{Cl}(75$ let)	52,5	0,17	99,8	$d_{Cl}(90$ let)	29,2	0,03	16,6
$x_{Cl}(90$ let)	57,5	0,17	99,9	$d_{Cl}(100$ let)	28,8	0,04	19,0
$x_{Cl}(100$ let)	60,6	0,17	99,9				

noty indexu spolehlivosti β_c pro mezní stav depasivace výztuže vlivem karbonatace betonu a β_{Cl} pro mezní stav depasivace výztuže vlivem průniku chloridových iontů. Pro předepsanou úroveň spolehlivosti, která je dle platných předpisů (*fib* BULLETIN NO. 34 [28]) pro mezní stav depasivace výztuže doporučována minimální hodnotou indexu spolehlivosti $\beta_t = 1,3$, došlo k překročení mezního stavu trvanlivosti analyzovaného mostu již v době okolo 10 let po realizaci stavby. Brzké překročení MST svědčí o velmi agresivním prostředí obklopujícím analyzovaný most a také o nedostatečné ochraně výztuže. Proto je velmi důležité, aby byl důraz na ověření MST konstrukce kladen již při samotném návrhu konstrukce mostu a s ohledem na předpokládané vlivy prostředí byla zajištěna zejména dostatečná krycí vrstva výztužných prutů. Součástí systémů protikorozní ochrany stavebních a konstrukčních prvků jsou rovněž různé formy nátěrů povrchu betonářské oceli i povrchu betonu, které účinně zpomalují nebo zamezují průniku škodlivých látek k výztuži.



Obr. 7.5: Úroveň spolehlivosti při dosažení mezního stavu trvanlivosti v čase

Stanovené hodnoty iniciačních časů depasivace výztuže vlivem karbonatace $t_{i,c}$ či vlivem působení chloridových iontů $t_{i,Cl}$ (viz tab. 7.4 vlevo) byly dále využity jako jeden ze vstupních parametrů pro modelování následné koroze výztuže. Redukce průměru výztužných prutů v čase způsobená korozí výztuže vlivem karbonatace betonu $d_c(t)$ nebo průnikem chloridových iontů betonem $d_{Cl}(t)$ je zobrazena na obr. 7.4 vpravo. Původní hodnota průměru výztuže byla přitom na základě diagnostických měření $d_i = 32$ mm. Numerické výsledky společně s vyhodnocením procentuálního úbytku účinné plochy výztuže (LoRA) jsou shrnuty vpravo v tab. 7.4. Průměrné oslabení hlavní výztuže trámu rovnoměrnou korozí k roku 2015 získané na základě matematického modelování je 1,35 mm. Diagnostický průzkum pak poukázal na korozi hlavní betonářské výztuže trámu pouze s omezeně měřitelným oslabením.

Dle výsledků matematického modelování koroze výztuže (tab. 7.4 vpravo) a za předpokladu, že depasivace výztuže při dolním, resp. horním povrchu trámu je způ-

sobena zejména vlivem karbonatace, resp. působením chloridů z posypových solí, byly ve výpočtovém MKP modelu pro odhad úrovně normální zatížitelnosti v čase stanoveny průřezové plochy jednotlivých řad výztuže A_r dle vztahu:

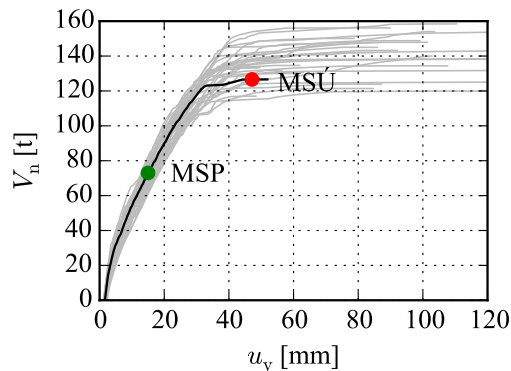
$$A_r = \frac{\pi \cdot d(t)^2}{4}. \quad (7.1)$$

7.4 Stanovení aktuální úrovně zatížitelnosti a její predikce v čase

Stanovení aktuální úrovně zatížitelnosti mostu a její predikce v čase byly provedeny s využitím plně pravděpodobnostního přístupu v kombinaci s nelineární MKP analýzou. Rovinný výpočtový model mostu byl vytvořen v programu ATENA 2D dle výsledků diagnostického průzkumu, jak již bylo blíže popsáno v sekci 7.1. S ohledem na časovou náročnost MKP výpočtu bylo opakovaně, vždy s jiným vektorem vstupních náhodných veličin, provedeno celkem 32 deterministických MKP analýz. Jednotlivé realizace přitom byly generovány stratifikovanou simulační technikou LHS na základě definic uvedených v tab. 7.1–7.3 (sekce 7.2) a rovněž s ohledem na výsledky matematického modelování degradačních procesů (tab. 7.4 sekce 7.3).

Na základě opakovaných MKP analýz byl získán soubor 32 simulovaných odezev modelu konstrukce s definovanými vstupními parametry na dané zatížení. Model konstrukce byl zatížen vždy vlastní tíhou a ostatním stálým zatížením. Následně byl postupně přitěžován v přírůstcích jednotkového silového zatížení od vozidel dle normové sestavy zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti V_n , včetně zahrnutí dynamických účinků (viz obr. 7.3 sekce 7.1), až do dosažení vyšetřovaného mezního stavu. Zatížitelnost mostu přitom byla stanovována s ohledem na mezní stav únosnosti (MSÚ) i použitelnosti (MSP), kdy omezující podmínkou pro dosažení příslušného mezního stavu byla úroveň zatížení dopravou V_n při překročení mezních hodnot tlakového napětí v betonu $\sigma_{c,\min}$ a/nebo tahového napětí ve výztuži $\sigma_{s,\max}$ (blíže viz níže). Na obr. 7.6 je zobrazen soubor křivek zatížení V_n vs. svislý průhyb uprostřed rozpětí prvního pole u_y pro všech 32 realizací MKP odezvy konstrukce v aktuálním čase. Zvýrazněna je úroveň normální zatížitelnosti při dosažení MSP, resp. MSÚ pro realizaci se středními hodnotami jednotlivých vstupních náhodných veličin.

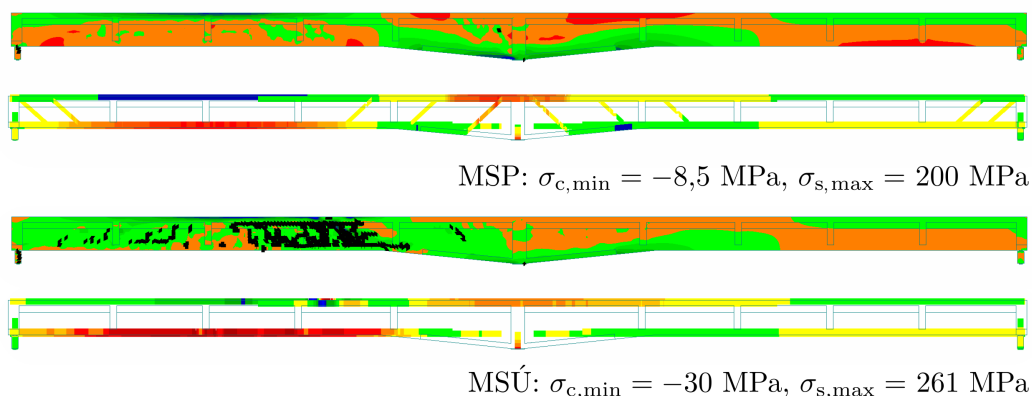
V případě MSP byly hodnoty tlakového napětí v betonu a tahového napětí ve výztuži kontrolovány dle ČSN EN 1992-2 [26]. Tlakové napětí v betonu i tahové napětí ve výztuži bylo pro každou realizaci limitováno hodnotami $\sigma_{c,\min} = 0,6f_c$, resp. $\sigma_{t,\max} = 0,8f_y$ z důvodu zamezení tvorby podélných trhlin v betonu, které



Obr. 7.6: Křivky zatížení vs. průhyb jednotlivých realizací MKP výpočtu v čase $t = 60$ let (rok 2015 – aktuální stav)

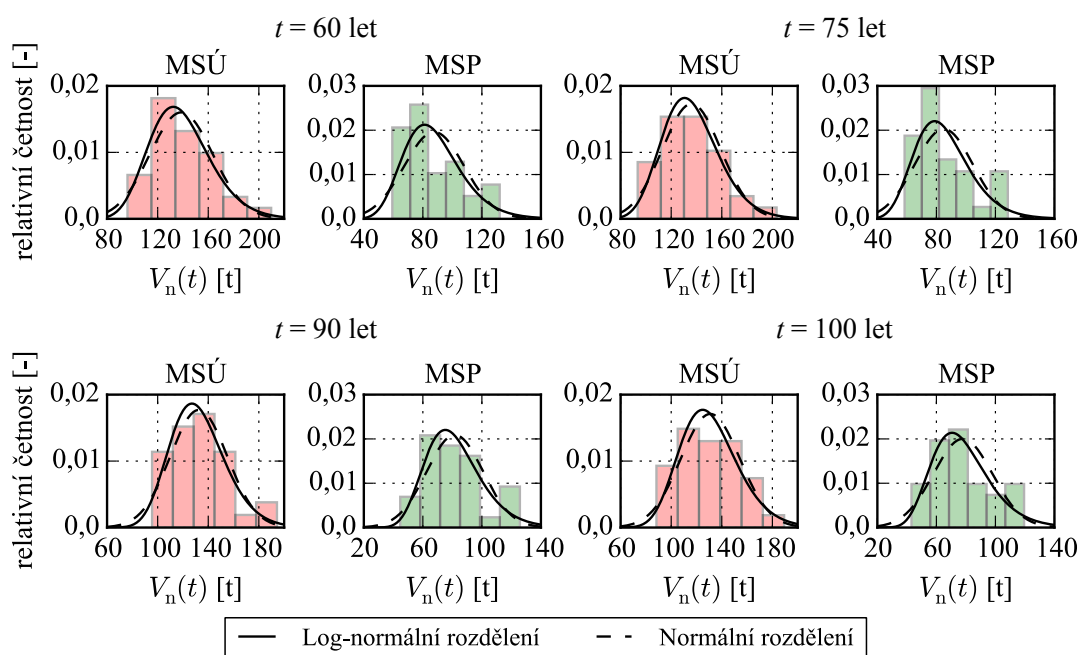
by mohly negativně ovlivnit trvanlivost konstrukce, a nepružných přetvoření či nadměrných deformací výztuže. Překročení MSÚ bylo kontrolováno podmínkou dosažení hodnoty tlakové pevnosti betonu $\sigma_{c,\min} = f_c$, kdy dochází k jeho následnému drcení, a/nebo při dosažení mezní tahové pevnosti výztuže $\sigma_{t,\max} = f_u$, způsobené vlivem smykového nebo ohybového namáhání či kombinací obou. Průběh normálových napětí v betonu a ve výztuži a obraz teoretických trhlin šířky w je pro MSP a MSÚ zobrazen na obr. 7.7. Hodnoty teoretických šířek trhlin w byly s ohledem na mezní stav šířky trhlin kontrolovány při kvazi-stálé kombinaci zatížení, kdy bylo zjištěno, že šířky trhlin dosahují u všech realizací hodnot menších než je limitní hodnota $w_{\lim} = 0,3$ mm (pro mosty se zbytkovou životností do 50 let dle norem).

Zatížitelnost mostu byla analyzována v aktuálním čase, tedy pro $t = 60$ let od realizace stavby (odpovídá roku 2015). S ohledem na v čase se zhoršující vlastnosti použitých materiálů vlivem probíhajících degračních procesů byla provedena i pre-

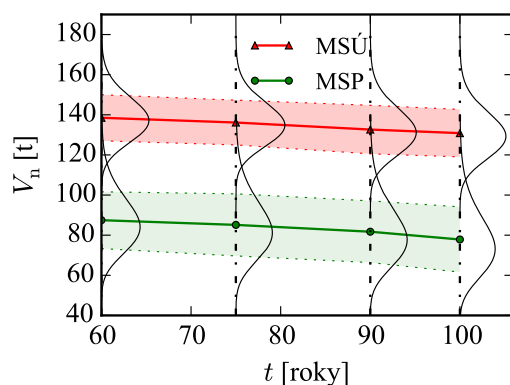


Obr. 7.7: Průběh normálových napětí a obraz teoretických trhlin při dosažení MSP ($w > 0,3$ mm) a MSÚ ($w > 0,5$ mm)

dikce hodnot normální zatížitelnosti v dalších časových uzlech až do dosažení teoretické životnosti mostu, konkrétně byl odhad hodnot zatížitelnosti proveden kromě času $t = 60$ let v časových uzlech $t = 75, 90$ a 100 let. Na obr. 7.8 jsou vykresleny histogramy hodnot normální zatížitelnosti mostu V_n , získané ze stochastických analýz pro jednotlivé časové uzly a vyšetřované mezní stavy. Obr. 7.9 zobrazuje vývoj střední hodnoty (\pm směrodatná odchylka) normální zatížitelnosti v čase pro MSÚ a MSP. Zde je patrný očekávaný pokles středních hodnot V_n v čase vlivem snižující se účinné plochy výztuže způsobené korozi.



Obr. 7.8: Histogramy normální zatížitelnosti aproximované vybranými rozděleními pravděpodobnosti pro MSÚ a MPS v jednotlivých časových uzlech



Obr. 7.9: Průběh středních hodnot normální zatížitelnosti pro MSÚ a MSP v čase

Na základě získaných sad odezev byla stanovována zatížitelnost nosné konstrukce mostu v souladu s normativními požadavky na spolehlivost stavebních konstrukcí, tedy pro předepsanou směrnou hodnotu indexu spolehlivosti β_t dle typu mostu a vyšetřovaného mezního stavu. Analyzovaný most přes řeku Sázavu lze zařadit do kategorie mostů malých rozpětí na silnicích II. a III. třídy (popř. také mezi obvyklé typy mostů), tzn. do třídy následků poruchy CC1b (popř. CC2), viz tab. 1.5 v kapitole 1.3. Směrné hodnoty indexu spolehlivosti byly uvažovány následovně: $\beta_t = 3,1$ (popř. $\beta_t = 3,8$) pro MSÚ a $\beta_t = 1,3$ (popř. $\beta_t = 1,5$) pro MSP (detaily viz tab. 1.6 v kapitole 1.3). Odhad zatížitelnosti V_n byl proveden na základě následujících pravděpodobnostních metod řešení spolehlivosti:

- *Simulační metoda Latin Hypercube Sampling v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella* – dále označeno LHS + Cornell. Zde bylo pro každý časový uzel vygenerováno metodou LHS 32 realizací vektoru vstupních náhodných veličin, s nimiž byly opakovaně provedeny deterministické MKP analýzy. Získaný histogram odezev byl následně aproximován normálním rozdělením pravděpodobnosti (na obr. 7.8 vyznačeno čárkovanou čarou) s příslušnou střední hodnotou a směrodatnou odchylkou hodnot V_n a dle vztahu (1.12) byla stanovena hodnota indexu spolehlivosti β , která byla následně srovnávána s jeho směrnou hodnotou β_t . Na základě splnění požadavku $\beta \approx \beta_t$ byla stanovena hodnota normální zatížitelnosti V_n , včetně zahrnutí modelových nejistot. Stejně tak byla hodnota V_n odhadnuta za předpokladu tříparametrického log-normálního rozdělení odezvy (plná čára na obr. 7.8).
- *Aproximace funkce poruchy pomocí metody plochy odezvy v kombinaci s výpočtem úrovně spolehlivosti pomocí simulační metody Monte Carlo* – dále označeno RSM + MC. Pro aproximaci funkce poruchy byly použity tytéž simulace jako v případě předcházející metody. Z důvodu relativně vysokého počtu vstupních náhodných veličin a naopak relativně nízkého počtu provedených simulací bylo možné funkci poruchy aproximovat pouze funkcí lineární bez smíšených členů dle vztahu (3.11) – označeno RSM + MC (lin.). S touto jednoduchou funkcí byl následně proveden odhad úrovně spolehlivosti β (p_f) na základě 100 tisíc simulací klasické simulační metody Monte Carlo (p_f dle vztahu (3.2)), včetně zahrnutí modelových nejistot.
- *Aproximace funkce poruchy s využitím umělé neuronové sítě v kombinaci s výpočtem úrovně spolehlivosti pomocí simulační metody Monte Carlo* – dále označeno ANN-RSM + MC. Zde je postup stejný jako u metody RSM + MC. Aproximace funkce poruchy je však provedena s využitím umělé neuronové sítě. V případě analyzovaného mostu byla využita složitá síť obsahující 23 vstupních neuronů (odpovídajících 23 vstupním náhodným veličinám), dále dvě skryté vrstvy s 11 a 7 neurony s nelineární přenosovou funkcí (hyperbolický tangens),

výstupní vrstva byla tvořena 1 neuronem, odpovídajícím získané hodnotě V_n , s lineární přenosovou funkcí.

Aktuální hodnoty zatížitelnosti stanovené na základě výše popsaných metod byly následně srovnány s hodnotou zatížitelnosti stanovenou deterministicky na základě dílčích součinitelů spolehlivosti dle platných normativních předpisů (směrná hodnota indexu spolehlivosti β_t je zde předpokládána jako přibližně rovna 3,8) a s hodnotou zatížitelnosti uvedenou v dokumentaci mostu z roku 2011.

Kompletní výsledky jsou shrnuty v tab. 7.5, kde u metody LHS + Cornell jsou primárně uvedeny hodnoty zatížitelnosti získané za předpokladu tříparametrického log-normálního rozdělení odezvy modelu konstrukce, hodnoty v závorkách pak odpovídají normálnímu rozdělení pravděpodobnosti. Ze srovnání těchto hodnot vyplývá, že špatná volba pravděpodobnostního modelu odezvy konstrukce může výrazně ovlivnit výsledné hodnoty zatížitelnosti, zejména v případě mezního stavu únosnosti, kde jsou odhadovány velmi nízké hodnoty pravděpodobnosti poruchy. Srovnáme-li hodnoty zatížitelnosti stanovené na základě jednotlivých metod, lze říci, že i s využitím jednoduché lineární aproximace (RSM + MC (lin.)) či obecně využitelné aproximace pomocí umělé neuronové sítě (ANN-RSM + MC) lze dosáhnout podobných hodnot zatížitelnosti V_n . Výsledky pravděpodobnostních analýz dále ukazují, že kritickým mezním stavem při stanovení zatížitelnosti mostu je mezní stav použitelnosti. Při srovnání s deterministickou analýzou bylo potvrzeno, že využití pravděpodobnostních metod při návrhu nových či ověření zatížitelnosti stávajících mostních konstrukcí vede k vyšším hodnotám zatížitelnosti, přestože úroveň spolehlivosti konstrukce zůstává zachována dle požadavků normativních předpisů.

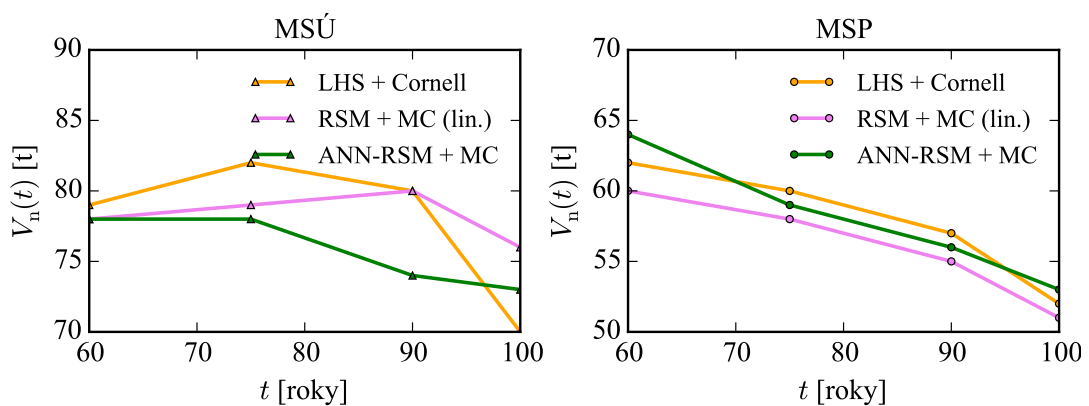
Pro úplnost je na obr. 7.10 zobrazeno grafické srovnání hodnot zatížitelnosti v čase získaných na základě různých metod pro stanovení ukazatelů spolehlivosti. Připomeňme, že i stanovené hodnoty zatížitelnosti jsou náhodné veličiny a při pravděpodobnostní analýze založené na nově vygenerovaných realizacích vstupních náhodných veličin bychom obdrželi jejich jiné odhady. Protože v tomto příkladě (na rozdíl od příkladů v kapitole 6) nebylo generování provedeno opakovaně z důvodu časové náročnosti analýz, není na obr. 7.10 vyznačen rozptyl hodnot normální zatížitelnosti V_n ve vyšetřovaných časových uzlech. Očekávaný pokles hodnot V_n v čase tak není zcela zřejmý (viz výsledky při dosažení MSÚ).

Z hlediska citlivosti odezvy konstrukce na jednotlivé vstupní náhodné veličiny byl u MSÚ zjištěn rozhodující vliv meze kluzu f_y a meze pevnosti výztuže f_u (korelační koeficient $\approx 0,3$) a také specifické lomové energie betonu G_f (korelační koeficient $\approx 0,4$). Hodnoty zatížitelnosti při dosažení MSP pak byly nejvíce citlivé na parametry betonu, konkrétně pevnost betonu v tlaku f_c (korelační koeficient $\approx 0,5$) a modul pružnosti E (korelační koeficient $\approx -0,4$).

Tab. 7.5: Hodnoty normální zatížitelnosti stanovené různými metodami (hodnoty v závorkách jsou pro normální rozdělení odezvy modelu konstrukce)

	$V_n(60 \text{ let})$ [t]	$V_n(75 \text{ let})$ [t]	$V_n(90 \text{ let})$ [t]	$V_n(100 \text{ let})$ [t]
MSÚ ($\beta_t = 3,1$):				
LHS + Cornell	79 (60)	82 (63)	80 (61)	70 (57)
RSM + MC (lin.)	78	79	80	76
ANN-RSM + MC	78	78	74	73
MSP ($\beta_t = 1,3$):				
LHS + Cornell	62 (60)	60 (59)	57 (56)	52 (51)
RSM + MC (lin.)	60	58	55	51
ANN-RSM + MC	64	59	56	53
MSÚ ($\beta_t = 3,8$):				
LHS + Cornell	71 (42)	75 (47)	72 (45)	59 (40)
MSP ($\beta_t = 1,5$):				
LHS + Cornell	59 (56)	58 (55)	54 (52)	49 (47)
ČSN 73 6222 ($\beta_t \approx 3,8$)	50	-	-	-
ČSN 73 6220*	34	-	-	-
Dokumentace mostu	21	-	-	-

* Již neplatná [22]



Obr. 7.10: Srovnání hodnot zatížitelnosti v čase stanovených na základě různých pravděpodobnostních metod pro MSÚ a MSP

7.5 Závěry

Cílem této kapitoly bylo na příkladu reálného mostu detailněji popsat metodiku postupu stanovení zatížitelnosti stávajících mostních konstrukcí pomocí pravděpodobnostních metod s ohledem na požadavky spolehlivosti a životnosti kladené na železobetonové mosty. Pro tyto účely byl vybrán 60 let starý most přes řeku Sázavu na pozemní komunikaci III. třídy. S ohledem na aktuální stavební stav nosné konstrukce mostu, zjištěný na základě provedené diagnostické prohlídky, byla provedena analýza aktuální hodnoty normální zatížitelnosti mostu a její predikce v čase až do dosažení teoretické životnosti mostu.

Nejprve bylo provedeno matematické modelování degradačních procesů, jako jsou karbonatace betonu a průnik chloridových iontů betonem. S ohledem na porušení ochranné pasivační vrstvy na povrchu výztuže vlivem těchto jevů, a tedy mezního stavu trvanlivosti mostu, byla následně modelována i koroze výztuže a stanoven úbytek efektivní plochy výztužných prutů v čase. Byly použity jednoduché modely, které pro stanovení hloubky karbonatace a průniků chloridů využívají jen malý počet vstupních náhodných veličin, zahrnujících informace o složení betonové směsi, délce ošetřování betonu a vlivu okolního prostředí konstrukce. Při modelování byl zohledněn i vliv simultánního působení chemického a mechanického zatížení na konstrukci. Výsledky matematického modelování byly následně srovnány se závěry diagnostického průzkumu, přičemž byla prokázána dobrá shoda výsledků matematického modelování a diagnostikovaných hodnot.

Na základě výsledků modelování degradačních jevů a s využitím dalších informací z diagnostického průzkumu byl vytvořen numerický MKP model nosné konstrukce mostu. Pomocí pokročilých výpočtových nástrojů nelineární mechaniky v kombinaci s pravděpodobnostními metodami byla provedena analýza normální zatížitelnosti mostu. Zatížitelnost mostu byla stanovena pro mezní stav únosnosti i použitelnosti s přihlédnutím k požadavkům na úroveň spolehlivosti dle platných normativních předpisů, přitom úroveň spolehlivosti byla vyčíslena na základě klasické simulační metody LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella a rovněž s využitím aproximační metody plochy odezvy a aproximace založené na umělé neuronové síti. Stanovená aktuální hodnota zatížitelnosti byla srovnána s hodnotami stanovenými na základě deterministické analýzy metodou dílčích součinitelů spolehlivosti dle norm a s hodnotou uvedenou v mostním listu. Následně byl proveden i odhad vývoje zatížitelnosti v čase.

Bylo prokázáno, že při využití všech výše zmíněných metod lze dosáhnout velmi podobných výsledků. Důležitým požadavkem pro stanovení co nejpřesnějšího odhadu pravděpodobnosti poruchy je výběr správného rozdělení pravděpodobnosti, který co nejvěrněji koresponduje se získaným histogramem odezvy. Závislost na výběru roz-

dělení pravděpodobnosti je zřejmá z tab. 7.5. Rovněž počet simulací je při řešení MKP analýzou vzhledem k časové náročnosti nutné omezit na minimum, a tedy je vhodné hledat metody stanovení spolehlivostních ukazatelů, které by i při malých počtech simulací dokázaly co nejpřesněji aproximovat funkci poruchy. Zde lze s výhodou využít aproximační metody typu response surface (polynomiální či založené na umělé neuronové síti).

Hodnoty zatížitelnosti stanovené ve vyšetřovaných časových uzlech na základě různých metod pro vyčíslení ukazatelů spolehlivosti jsou graficky znázorněny na obr. 7.10. Z analýzy zatížitelnosti při dosažení MSÚ (obr. 7.10 vlevo) je zřejmé, že hodnoty zatížitelnosti se s úbytkem průřezové plochy výztuže, a tedy i globální únosnosti konstrukce, v čase dle očekávání nesnižují. To může být způsobeno nedostatkem nelineárního řešení, kdy se při přitěžování přírůstkem silového zatížení objevují problémy s konvergencí právě při dosažení mezní únosnosti. Také připomeňme, že stanovené hodnoty zatížitelnosti jsou náhodné veličiny a při pravděpodobnostní analýze založené na nově vygenerovaných realizacích vstupních náhodných veličin bychom obdrželi jejich jiné odhady, čímž by byl pokryt určitý rozptyl získaných výsledků. Proto je v tomto případě nutné pohlížet na hodnoty zatížitelnosti při dosažení mezního stavu únosnosti jako na hodnoty ne zcela přesné, nýbrž orientační.

V uvedeném příkladu byly hodnoty zatížitelnosti stanovovány pouze v oblasti středních hodnot vstupních náhodných veličin, neboť jako kritický stav při odhadu zatížitelnosti byl identifikován mezní stav použitelnosti, kde s ohledem na požadovanou úroveň spolehlivosti (pravděpodobnost poruchy v řádech 10^{-2} – 10^{-1}) bylo dosaženo velmi stabilních hodnot normální zatížitelnosti s využitím všech metod. Možná nepřiliš přesná aproximace funkce poruchy v okolí návrhového bodu, kde je příspěvek k pravděpodobnosti poruchy největší, tedy v tomto případě nehraje při stanovení hodnot zatížitelnosti významnou roli.

8 ZÁVĚR

Cílem předložené práce bylo vyvinout a popsat obecný postup týkající se pravděpodobnostního přístupu ke stanovení spolehlivosti a životnosti železobetonových konstrukcí, zejména existujících mostů, a aplikovat jej při analýzách reálných konstrukcí. Pozornost přitom byla zaměřena na rozšíření analytických modelů degradačních procesů o vliv napjatosti od mechanického zatížení konstrukce/prvku, návrh aproximační metody založené na umělé neuronové síti pro efektivní vyčíslení hodnot spolehlivostních ukazatelů s ohledem na přesnost a minimalizaci počtu simulací (tj. počtu opakovaných vyčíslení funkce poruchy na základě časově náročných MKP analýz) a zajištění celkové synergie jednotlivých metod a postupů pro dosažení automatizace celého procesu spolehlivostní analýzy zatížitelnosti a životnosti existujících železobetonových mostů.

V teoretické části práce (kapitoly 1–4) je popsáno obecné zhodnocení současného stavu řešené problematiky a integrace zdokonalených postupů k řešení spolehlivostních úloh. Aplikační část práce (kapitoly 5–7) obsahuje celkem šest příkladů reálných konstrukcí, na nichž jsou prováděny analýzy v rámci ověření jejich trvanlivosti a spolehlivosti, u vybraných mostů pak stanovení odhadu aktuální hodnoty zatížitelnosti a s ohledem na probíhající degradaci i predikci jejich hodnot do budoucna.

Kapitoly 1 a 2 práce jsou věnovány pravděpodobnostní analýze spolehlivosti a životnosti stavebních konstrukcí, normativním požadavkům na spolehlivost a bezpečnost existujících mostů s ohledem na vyšetřovaný mezní stav a třídu následků poruchy. Pozornost je věnována zhodnocení aktuálního stavebního stavu konstrukce s důrazem na ověření mezního stavu trvanlivosti. Nejsou-li informace o degradaci použitých materiálů dostupné z prováděných prohlídek a diagnostických průzkumů mostů, je možné přistoupit k matematickému modelování degradačních jevů.

V práci jsou popsány již vyvinuté a běžně využívané matematické modely procesu karbonatace betonu a průniku chloridových iontů betonem. Uvedené analytické modely se však zabývají vyšetřováním chemického procesu karbonatace a pronikání chloridů z posypových solí zcela odděleně od ostatních negativních jevů působících na konstrukci. Obecně však tyto procesy mohou být urychlovány mechanickým poškozením konstrukce nebo jejích prvků, kdy vlivem mechanického zatížení dochází k významným změnám v pórové struktuře betonu, čímž může docházet ke vzniku a otevírání mikrotrhlin/trhlin, jimiž mohou CO_2 a Cl^- snadno pronikat do betonu a celý proces degradace tak významně ovlivnit. Pro reálné vysvětlení degradačních procesů je tedy žádoucí, aby byly vlivy chemického a mechanického poškození konstrukce vyšetřovány simultánně, proto byl v rámci práce představen postup založený na využití opravného součinitele, kterým lze vliv mechanického zatížení na průběh degradace zohlednit. Dva příklady věnované problematice modelování degradačních

procesů a ověření životnosti železobetonových konstrukcí jsou obsahem kapitoly 5.

V rámci prvního příkladu bylo na konstrukci železobetonového mostu v obci Přední Zborovice provedeno modelování procesu karbonatace betonu a průniku chloridových iontů betonem s využitím různých matematických modelů, jejichž výsledky byly mezi sebou srovnány. Pro modelování časově závislých degradačních jevů byly využity jak modely jednoduché, využívající pro odhad hloubky karbonatace a hloubky chlorace, popř. koncentrace chloridů v hloubce betonové krycí vrstvy, jen malé množství vstupních náhodných veličin, tak i modely velmi komplexní, zakomponované v současných normativních předpisech. Ze srovnání modelovaných průběhů degradačních procesů v čase vyplynulo, že využití různých matematických modelů může vést ke srovnatelným výsledkům. Je zřejmé, že čím podrobnější model pro odhad vývoje procesu degradace využijeme, tím více náhodností týkajících se parametrů betonu i vlivů okolního prostředí na konstrukci dokážeme postihnout. S využitím složitějších modelů se však zvyšují nároky na vstupní informace o složení a způsobu ošetřování betonové směsi a vlastnostech prostředí, v němž se analyzovaná konstrukce nachází. Na základě prováděných prohlídek konstrukcí však obecně není vždy jednoduché získat přesné statistické parametry všech vstupních veličin modelu, a v průběhu zhodnocení úrovně degradace jsme nuceni využít modely jednodušší, využívající pro odhad hloubky karbonatace či chlorace jen velmi omezené množství informací o vlastnostech betonu (složení, materiálové parametry) a okolního prostředí konstrukce. S ohledem na získané výsledky však lze říci, že jak modely komplexní, tak i modely jednoduché dokáží velmi dobře odhadnout průběh degradačních procesů v čase.

Ve druhém příkladu byla pozornost věnována vlivu společného působení mechanického a chemického zatížení na proces karbonatace u železobetonové chladicí věže. Bylo prokázáno, že zanedbání vlivu mechanického zatížení působícího na konstrukci může vést k odchylkám při modelování časového průběhu karbonatace betonu, čímž dochází ke zkreslenému hodnocení životnosti železobetonových konstrukcí. Pro reálné vysvětlení degradačních procesů je tedy žádoucí, aby byly vlivy chemického a mechanického poškození konstrukce vyšetřovány simultánně. V případě, že výsledky získané na základě matematického modelování doplníme o informace o karbonatační hloubce získané na základě měření, je možné dosáhnout zlepšení odhadu karbonatační hloubky. Za tímto účelem byla v práci využita jednoduchá Bayesovská aktualizace.

Kapitola 3 se zabývá popisem simulačních a aproximačních metod pro výpočet ukazatelů spolehlivosti. Pozornost je věnována zejména aproximačním metodám typu response surface (v českém ekvivalentu metoda plochy odezvy), kdy funkce poruchy je aproximována nějakou vhodnou jednodušší funkcí. Výpočet pravděpodobnosti poruchy je pak proveden pomocí klasických simulačních metod, ovšem místo

původní funkce poruchy je použita jednodušší aproximovaná funkce, jejíž vyčíslení není nikterak časově náročné ve srovnání s výpočtem odezvy konstrukce metodou konečných prvků a lze jej v přijatelném čase provést i v řádech milionů. Pozornost je věnována aproximaci funkce mezního stavu funkcí polynomiálního typu a dále použití aproximace s využitím umělých neuronových sítí, jejichž využití v kombinaci s klasickými simulačními metodami se v aplikaci na rozsáhlé spolehlivostní úlohy jeví jako velmi dobré řešení zajišťující výpočet pravděpodobnosti poruchy v přijatelném čase a s dostatečnou přesností. Popsán je rovněž postup zpřesnění aproximace funkce poruchy přechodem z oblasti středních hodnot do okolí návrhového bodu a využitím stratifikované simulační techniky LHS pro generování prvků učící množiny neuronové sítě. Srovnání těchto pokročilých metod s metodami klasickými, jako jsou Monte Carlo, LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella a FORM, je ukázáno na třech konkrétních příkladech, prezentovaných v kapitole 6.

V prvních dvou příkladech byla navržená aproximační metoda typu response surface založená na umělé neuronové síti (ANN-RSM) aplikována při výpočtu indexu spolehlivosti jednoduchého rámu se sedlovou střechou a železobetonového deskového mostu, kdy původní funkce poruchy byly definovány explicitně. V rámci třetího příkladu byla pomocí metody ANN-RSM ověřována úroveň spolehlivosti předpjatého segmentového mostu pro stanovenou hodnotu normální zatížitelnosti mostu (ucelené informace o jednotlivých typech zatížitelnosti mostů pozemních komunikací a způsobech jejího stanovení byly čtenáři podány v kapitole 4), přitom odezva konstrukce zde byla řešena s využitím MKP nelineární analýzy.

Na základě uvedených příkladů bylo ukázáno, že aproximační metodu ANN-RSM v kombinaci se stratifikovanou simulační metodou LHS lze efektivně využít i v případech spolehlivostních analýz komplexních úloh z inženýrské praxe. Její výsledky byly porovnávány s výsledky získanými na základě dalších spolehlivostních metod, přičemž byly shrnuty výhody i nevýhody využitých postupů. Aproximační funkce získaná na základě ANN-RSM sice nenahrazuje původní funkci zcela přesně, pokud je však použita neuronová síť a body, v nichž jsou prováděny numerické experimenty a které slouží jako učící množina pro vytvořenou neuronovou síť, navržené obezřetně, pak lze v rámci prováděné analýzy spolehlivostní analýzy dosáhnout výsledků, které jsou velmi blízké přesným hodnotám vyčíslovaných spolehlivostních ukazatelů. Lepších výsledků lze také dosáhnout zpřesněním aproximace přechodem od středních hodnot do oblasti v okolí návrhového bodu, na příkladech však bylo ukázáno, že využití tohoto postupu není v některých případech nutné.

V závěrečné kapitole práce (kapitola 7) je vyvinutý postup pro pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů aplikován při stanovení zatížitelnosti 60 let starého železobetonového trémového mostu přes řeku Sázavu. Ucelená metodika pravděpodobnostní analýzy spolehlivosti a životnosti je

souhrnně popsána v jednotlivých krocích, které jsou pak postupně aplikovány při stanovení aktuální zatížitelnosti a predikci jejich hodnot v průběhu návrhové životnosti analyzované konstrukce. Analýza zatížitelnosti přitom byla provedena pomocí pokročilých výpočtových nástrojů nelineární mechaniky v kombinaci s pravděpodobnostními metodami s ohledem na aktuální stavební stav konstrukce a normou definované požadavky na spolehlivost mostů. Zatížitelnost mostu byla stanovena pro mezní stav únosnosti i použitelnosti, úroveň spolehlivosti byla vyčíslena na základě klasické simulační metody LHS v kombinaci s indexem spolehlivosti dle Cornella a rovněž s využitím aproximační metody plochy odezvy polynomiálního typu a aproximace založené na umělé neuronové síti. Stanovená aktuální hodnota zatížitelnosti byla srovnána s hodnotami stanovenými na základě deterministické analýzy metodou dílčích součinitelů spolehlivosti dle norem a s hodnotou uvedenou v mostním listu.

Na základě informací získaných z výsledků provedených analýz lze obecně říci, že pravděpodobnostní metody v kombinaci s nelineární MKP analýzou reprezentují efektivní a praktický nástroj při stanovení zatížitelnosti a spolehlivosti stávajících železobetonových konstrukcí. Z dosažených výsledků je zřejmé, že analýza založená na plně pravděpodobnostním přístupu je mnohem méně konzervativní než deterministický přístup dle současných norem a vede k vyšším hodnotám zatížitelnosti. Požadovaná úroveň spolehlivosti konstrukce je přitom zachována. Výsledkem je mnohem reálnější odhad zatížitelnosti mostu založený na veškerých informacích o konstrukci, dostupných z dokumentace mostu a provedeného diagnostického průzkumu, včetně zahrnutí informací o aktuálním stavu použitých materiálů. Uvažováním vstupních parametrů modelu (materiálových vlastností, zatížení, prostředí) jako náhodných veličin jsou nejistoty modelu výrazně redukovány.

Komplexní metodika pravděpodobnostní analýzy spolehlivosti a životnosti existujících železobetonových mostů (či konstrukcí obecně) je obecně použitelná pro jakýkoli typ konstrukce, jejíž význam a výjimečnost klade na úroveň její bezpečnosti zcela jiné nároky než je tomu u konstrukcí „běžných“, jejichž obecné požadavky na spolehlivost jsou ošetřeny platnými normativními předpisy. Přímá aplikace pravděpodobnostních metod může být dále nápomocná při rozhodování o způsobu údržby a opravách, a může tak přispět k efektivnějšímu nakládání s finančními prostředky určenými na správu dopravní infrastruktury.

Další možné rozvíjení tohoto tématu lze spatřovat v řešení následujících problémů či námětů k práci, které vyvstaly v průběhu analýzy získaných výsledků a psaní této práce:

- místo jednoduché Bayesovské aktualizace využití pokročilejších technik pro zlepšení odhadu průběhu degračních jevů na základě výsledků z prohlídek a diagnostických průzkumů konstrukcí;

- kontrola konvergence v průběhu procesu učení neuronové sítě, automatické ukončení procesu učení s ohledem na tzv. „přeučení“ sítě;
- odstranění nedostatků nelineárního řešení při zatěžování přírůstkem silového zatížení, které se objevují zejména při dosažení mezního zatížení konstrukce v případě MSÚ;
- plné zautomatizování celého procesu pravděpodobnostní analýzy zatížitelnosti a spolehlivosti konstrukcí.

V rámci práce již došlo k částečné automatizaci celého postupu pro pravděpodobnostní analýzu spolehlivosti a životnosti existujících železobetonových mostů vzájemným propojením využívaných programů (FReET, ATENA, DLNNET).

V moderním objektově orientovaném skriptovacím jazyce Python byl vytvořen modul s pracovním označením „*PyAtena*“ (ŠOMODÍKOVÁ & SADÍLEK 2015 [112]), který umožňuje efektivněji řešit stochastické úlohy v programu ATENA, přičemž je zde zajištěna maximální kontrola nad všemi znáhodňovanými parametry (samotné generování vektorů vstupních náhodných veličin probíhá v programu FReET), automatické spouštění opakovaných MKP analýz a velmi rychlé zpracování výsledků na základě vlastního skriptu pro analýzu vyexportovaných dat. Každý uživatel si zde může připravit vlastní kód, který mu z vyexportovaných souborů pro všechny, či pouze pro vybrané simulace umožní snadno:

- graficky zobrazit průběh vyexportovaných výsledků (např. síla vs. posun);
- kontrolovat dosažení mezní hodnoty sledovaných veličin;
- vypsat hodnoty monitorovaných veličin v libovolném místě na konstrukci;
- na základě libovolných požadavků připravit seznam výpočtových kroků, které mají být zachovány nebo naopak promazány z důvodu uvolnění místa na disku;
- atd.

Rovněž bylo provedeno propojení programů FReET a DLNNET pro práci s umělými neuronovými sítěmi. Zde je možné připojení naučené neuronové sítě, která slouží jako náhradní model pro aproximaci původní funkce poruchy, do programu FReET na základě vytvořené *.dll funkce. Následný výpočet ukazatelů spolehlivosti pak probíhá přímo v programu FReET při využití klasických simulačních metod.

LITERATURA

- [1] ČSN 73 6222: *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha, Česká republika, 2013.
- [2] ČSN IEC 50(191): *Medzinárodný elektrotechnický slovník. Kapitola 191: Spôľahlivosť a akosť služieb*. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha, Česká republika, 1993.
- [3] 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*, s. 959–967, Stockholm, 1996.
- [4] ANG, A. H.-S. – TANG, W. H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Volume 1 – Basic Principles*. John Wiley & Sons, 1975. ISBN 9780471032007.
- [5] BAZANT, Z. P. – CHERN, J. C. Bayesian Statistical Prediction of Concrete Creep and Shrinkage. *ACI Journal Proceedings*. 1984, 81, 4, s. 319–330.
- [6] BOB, C. – AFANA, E. On-site assessment of concrete carbonation. In JAVOR, T. (Ed.) *Proceedings of the International Conference on Failure of Concrete Structures*, s. 84–87, Štrbské Pleso, Slovak Republic, 1993.
- [7] BOX, G. E. P. – B. WILSON, K. On the Experimental Attainment of Optimum Conditions. *Journal of the Royal Statistical Society, Series B*. 1951, XIII, 1, s. 1–45.
- [8] BUCHER, C. G. – BOURGUND, U. A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems. *Structural Safety*. 1990, 7, 1, s. 57–66. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/0167-4730(90)90012-E.
- [9] BUCHER, C. G. – CHEN, Y. M. – SCHUËLLER, G. I. Time Variant Reliability Analysis Utilizing Response Surface Approach. In THOFT-CHRISTENSEN, P. (Ed.) *Reliability and Optimization of Structural Systems '88 (Lecture Notes in Engineering Vol. 48)*, s. 1–14, Berlin, 1989. Springer Berlin Heidelberg. doi:10.1007/978-3-642-83828-6_1. ISBN 978-3-540-51283-7.
- [10] BUCHER, C. *Computational analysis of randomness in structural mechanics*. CRC Press, 2009. ISBN 978-0-415-40354-2.

- [11] CHROMÁ, M. – ROVNANÍK, P. – MATEŠOVÁ, D. – TEPLÝ, B. Modelování životnosti železobetonových konstrukcí: Depasivace výztuže. In *Pravděpodobnost porušování konstrukcí – PPK*, s. 205–212, Brno, Česká republika, 2006.
- [12] CICHOCKI, A. – UNBEHAUEN, R. *Neural networks for optimization and signal processing*. John Wiley & Sons Ltd. & B. G. Teubner, 1993. ISBN 978-0471930105.
- [13] COLLEPARDI, M. – MARCIALIS, A. – TURRIZUANI, R. Penetration of chloride ions into cement pastes and concrete. *Journal of the American Ceramic Society*. 1972, 55, 10, s. 534–535. doi:10.1016/S0008-8846(98)00192-6.
- [14] *CEB-FIP Model Code 1990: Design code*. Comité Euro-International du Béton, London: Thomas Telford services Ltd., 1993.
- [15] CORNELL, C. A. A Probability-Based Structural Code. *ACI Journal Proceedings*. 1969, 66, 12, s. 974–985. doi:10.14359/7446.
- [16] DENG, J. – GU, D. – LI, X. – YUE, Z. Q. Structural reliability analysis for implicit performance functions using artificial neural network. *Structural Safety*. 2005, 27, 1, s. 25–48. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/j.strusafe.2004.03.004.
- [17] DITLEVSEN, O. – MADSEN, H. O. *Structural Reliability Methods*. John Wiley & Sons Ltd., 1996. ISBN 0-471-96086-1.
- [18] DJERBI, A. – BONNET, S. – KHELIDJ, A. – BAROUGHEL-BOUNY, V. Influence of transversing crack on chloride diffusion into concrete. *Cement and Concrete Research*. 2008, 38, 6, s. 877–883. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/j.cemconres.2007.10.007.
- [19] ELHEWY, A. H. – MESBAHI, E. – PU, Y. Reliability analysis of structures using neural network method. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2006, 21, 1, s. 44–53. ISSN 0266-8920. doi:10.1016/j.probengmech.2005.07.002.
- [20] ČERNÍK, F. Ověření výkonnosti metody HSLHS pro odhad statistik funkcí náhodných vektorů v úlohách mechaniky: diplomová práce. diplomová práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Brno, 2011.
- [21] ČERVENKA, V. – JENDELE, L. – ČERVENKA, J. *ATENA Program Documentation – Part 1: Theory*. Červenka Consulting s.r.o., Prague, Czech Republic, 2013.

- [22] *ČSN 73 6220: Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 1996.
- [23] *ČSN 73 6221: Prohlídky mostů pozemních komunikací.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 1996.
- [24] *ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 2003.
- [25] *ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 2006.
- [26] *ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 2007.
- [27] *ČSN ISO 13822: Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí.* Český normalizační institut, Praha, Česká republika, 2005.
- [28] *fib Bulletin No. 34, Model Code for service life design.* Fédération international du béton (*fib*), Lausanne, Switzerland, 2006.
- [29] *fib Bulletins No. 65 & 66, Model Code 2010.* Fédération international du béton (*fib*), Lausanne, Switzerland, 2012.
- [30] GONZÁLEZ, J. – ANDRADE, C. – ALONSO, C. – FELIU, S. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete Research.* 1995, 25, 2, s. 257–264. ISSN 0008-8846. doi:10.1016/0008-8846(95)00006-2.
- [31] GRIGORIU, M. Methods for approximate reliability analysis. *Structural Safety.* 1982–1983, 1, 2, s. 155–165. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/0167-4730(82)90022-4.
- [32] GUAN, X. L. – MELCHERS, R. E. Effect of response surface parameter variation on structural reliability estimates. *Structural Safety.* 2001, 23, 4, s. 429–444. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/S0167-4730(02)00013-9.
- [33] HASOFER, A. M. – LIND, N. C. Exact and Invariant Second-Moment Code Format. *Journal of the Engineering Mechanics Division.* 1974, 100, 1, s. 111–121. ISSN 0044-7951.

- [34] HUNTINGTON, D. E. – LYRINTZIS, C. S. Improvements to and limitations of Latin hypercube sampling. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 1998, 13, 4, s. 245–253. ISSN 0266-8920. doi:10.1016/S0266-8920(97)00013-1.
- [35] IMAN, R. L. – CONOVER, W. J. Small sample sensitivity analysis techniques for computer models with an application to risk assessment. *Communications in Statistics - Theory and Methods*. 1980, 9, 17, s. 1749–1842. doi:10.1080/03610928008827996.
- [36] JIANG, L. – LIN, B. – CAI, Y. A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete. *Cement and Concrete Research*. 2000, 30, 5, s. 699–702. ISSN 0008-8846. doi:10.1016/S0008-8846(00)00227-1.
- [37] *Probabilistic Model Code – JCSS*. Joint Committee on Structural Safety. Dostupné z: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/Publications/Probabilistic_Model_Code>.
- [38] JUNEK, V. *Diagnostický průzkum: Most ev.č. 00431-3 Přední Zborovice*. PONT-TEX, s.r.o., Praha, Česká republika, 2012.
- [39] KAYMAZ, I. – MCMAHON, C. A. A response surface method based on weighted regression for structural reliability analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2005, 20, 1, s. 11–17. ISSN 0266-8920. doi:10.1016/j.probengmech.2004.05.005.
- [40] KERŠNER, Z. – NOVÁK, D. – TEPLÝ, B. – BOHDANECKÝ, V. Karbonace betonu, koroze výztuže a životnost chladicí věže. *Sanace betonových konstrukcí*. 1996, 4, s. 21–23. ISSN 1211-3700.
- [41] KIM, S.-H. – NA, S.-W. Response surface method using vector projected sampling points. *Structural Safety*. 1997, 19, 1, s. 3–19. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/S0167-4730(96)00037-9.
- [42] KIRKPATRICK, S. – JR., C. D. G. – VECCHI, M. P. Optimization by Simulated Annealing. *Science*. 1983, 220, 4598, s. 671–680. doi:10.1126/science.220.4598.671.
- [43] KŮRKOVÁ, V. Kolmogorov's theorem and multilayer neural networks. *Neural Networks*. 1992, 5, 3, s. 501–506. ISSN 0893-6080. doi:10.1016/0893-6080(92)90012-8.
- [44] KRYŠTOF, J. *Diagnostický průzkum mostu přes trať Českých drah na silnici č. I/55*. Mostní vývoj, s.r.o., DIAGNOSTIKA, Brno, Česká republika, 2007.

- [45] KRYŠTOF, J. *Základní diagnostický průzkum mostu ev.č. 03818-3 přes řeku Sázu na silnici III/03818 před Utínem*. Mostní vývoj, s.r.o., DIAGNOSTIKA, Brno, Česká republika, 2012.
- [46] LEHKÝ, D. *Inverzní stochastická analýza betonových konstrukcí: dizertační práce*. dizertační práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, Brno, 2005.
- [47] LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Solving inverse structural reliability problem using artificial neural networks and small-sample simulation. *Advances in Structural Engineering*. 2012, 15, 11, s. 1911–1920. ISSN 1369-4332. doi:10.1260/1369-4332.15.11.1911.
- [48] MATOUŠEK, M. Carbonation of cellular concrete under the conditions in exposed structures. In *Proceedings of RILEM International Symposium*, s. 1–4, part 6.4. Wexham Springs, 1976.
- [49] MCKAY, M. D. – BECKMAN, R. J. – CONOVER, W. J. Comparison of Three Methods for Selecting Values of Input Variables in the Analysis of Output from a Computer Code. *Technometrics*. 1979, 21, 2, s. 239–245.
- [50] MELCHERS, R. E. *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley, 1999. ISBN 0-471-98771-9.
- [51] ŠMERDA, Z. – ADÁMEK, J. – KERŠNER, Z. – MELOUN, V. – MENCL, V. – NOVÁK, D. – ROVNANÍKOVÁ, P. – TEPLÝ, B. *Životnost betonových staveb*. Český svaz stavebních inženýrů, 1999. ISBN 80-902697-8-8.
- [52] *TP 175: Stanovení životnosti betonových konstrukcí objektů pozemních komunikací*. Ministerstvo dopravy, Odbor pozemních komunikací, Praha, Česká republika, 2006.
- [53] *TP 224: Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací*. Ministerstvo dopravy, Odbor silniční infrastruktury, Praha, Česká republika, 2010.
- [54] MORINAGA, S. Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel. Special Report No. 23, Institute of Technology, Shimizu Corporation, Tokyo, Japan, 1988.
- [55] MYERS, R. H. – MONTGOMERY, D. C. – ANDERSON-COOK, C. M. *Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Designed Experiments*. Wiley, 2011. ISBN 978-0-470-17446-3.

- [56] NILSSON, L. O. – CARCASSES, M. Models for chloride ingress into concrete – a critical analysis. Report of Task 4.1 in EU-Project G6RD-CT-2002-00855, ChlorTest, 2004.
- [57] ŠNOREK, M. – PRAZE. ELEKTROTECHNICKÁ FAKULTA. *Neuronové sítě a neuropočítače*. České vysoké učení technické, 2002. Dostupné z: <<https://books.google.cz/books?id=3VCOAQAACAAJ>>. ISBN 9788001025499.
- [58] NOVÁK, D. – VOŘECHOVSKÝ, M. – RUSINA, R. *FReET v. 1.5 – program documentation. User's and Theory Guides*. Červenka Consulting s.r.o., Brno, Czech Republic, 2013.
- [59] NOVÁK, D. – VOŘECHOVSKÝ, M. – TEPLÝ, B. FReET: Software for the statistical and reliability analysis of engineering problems and FReET-D: Degradation module. *Advances in Engineering Software*. 2014, 72, s. 179–192. ISSN 0965-9978. doi:10.1016/j.advengsoft.2013.06.011.
- [60] NOVÁK, D. – SHIRAIISHI, N. Latin hypercube response approximation and sensitivity analysis for reliability problems. Research report No. 93-ST-01, Kyoto University, School of Civil Engineering, 1993.
- [61] PAPADAKIS, V. G. Efficiency factors (k -values) for supplementary cementing materials regarding carbonation and chloride penetration. In MAHOTRA, V. M. (Ed.) *Proceedings of the 5th International Conference on Durability of Concrete*, s. 173–188, 2000.
- [62] PAPADAKIS, V. G. – TSIMAS, S. Supplementary cementing materials in concrete, Part I: Efficiency and design. *Cement and Concrete Research*. 2002, 32, 10, s. 1525–1532. ISSN 0008-8846. doi:10.1016/S0008-8846(02)00827-X.
- [63] PAPADAKIS, V. G. – FARDIS, M. N. – VAYENAS, C. G. Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation. *Materials and Structures*. 1992, 25, 5, s. 293–304. ISSN 1359-5997. doi:10.1007/BF02472670.
- [64] 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*, s. 165–174, Dundee, Scotland, UK, 1996.
- [65] PATTERSON, H. D. The Errors of Lattice Sampling. *Journal of the Royal Statistical Society. Series B (Methodological)*. 1954, 16, 1, s. 140–149.

- [66] RAJASHEKHAR, M. R. – ELLINGWOOD, B. R. A new look at the response surface approach for reliability analysis. *Structural Safety*. 1993, 12, 3, s. 205–220. ISSN 0167-4730. doi:10.1016/0167-4730(93)90003-J.
- [67] RICHARDSON, M. G. *Carbonation of reinforced concrete: its causes and management*. Citis, 1988. ISBN 9780948564031.
- [68] RODGERS, J. L. – NICEWANDER, W. A. Thirteen Ways to Look at the Correlation Coefficient. *The American Statistician*. 1988, 42, 1, s. 59–66. ISSN 00031305. doi:10.2307/2685263.
- [69] RODRIGUEZ, J. – ORTEGA, L. M. – CASAL, J. – DIEZ, J. M. Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures. In *Proceedings of International Conference on Durability of Building Materials and Components*, s. 117–126, Stockholm, 1996.
- [70] SCHNEIDER, J. *Introduction to Safety and Reliability of Structures*. IABSE, 1997. ISBN 3-85748-093-9.
- [71] SCHUËLLER, G. I. – BUCHER, C. G. – BOURGUND, U. – W. OUYPOORNPRASERT. On efficient computational schemes to calculate structural failure probabilities. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 1989, 4, 1, s. 10–18. ISSN 0266-8920. doi:10.1016/0266-8920(89)90003-9.
- [72] SCHWEFEL, H. P. *Numerical optimization for computer models*. John Wiley & Sons Inc., 1981. ISBN 978-0471099888.
- [73] STEFFENS, A. – DINKLER, D. – AHRENS, H. Modeling carbonation for corrosion risk prediction of concrete structures. *Cement and Concrete Research*. 2002, 32, 6, s. 935–941. ISSN 0008-8846. doi:10.1016/S0008-8846(02)00728-7.
- [74] TEPLÝ, B. – CHROMÁ, M. – VOŘECHOVSKÁ, D. – ROVNANÍK, P. *FReET-D Deterioration Module Program Documentation, Part 1: Theory*. Brno/Cervenka Consulting, Prague, Czech Republic, 2008.
- [75] TEPLÝ, B. – CHROMÁ, M. – ROVNANÍK, P. – NOVÁK, D. Role of modelling in probabilistic durability assessment of concrete structures. In STRAUSS, A. – FRANGOPOL, D. – BERGMEISTER, K. (Ed.) *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure Systems: Proceedings of the Third International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE2012), Vienna, Austria, October 3–6, 2012*, s. 876–882. London: Taylor & Francis Group, 2012.

- [76] THOMAS, M. D. A. – BAMFORTH, P. B. Modelling chloride diffusion in concrete: effect of fly ash and slag. *Cement and Concrete Research*. 1999, 29, s. 487–495. doi:10.1016/S0008-8846(98)00192-6.
- [77] TIKALSKY, P. J. Monte Carlo simulation of chloride diffusion in concrete exposed to de-icing salts. In DHIR, R. K. – MCCARTHY, M. J. – CALISKAN, S. (Ed.) *Proceedings of the 6th International Congress Global Constructions: Ultimate Concrete Opportunities*, s. 251–258, 2005.
- [78] LAARHOVEN, P. J. – AARTS, E. H. *Simulated Annealing: Theory and Applications*. D. Reidel Publishing Company, 1987.
- [79] VESELÝ, V. – TEPLÝ, B. – CHROMÁ, M. – VOŘECHOVSKÁ, D. – ROVNANÍK, P. *FReET-D Deterioration Module Program Documentation, Part 2: User Manual*. Brno/Cervenka Consulting, Prague, Czech Republic, 2012.
- [80] VOŘECHOVSKÝ, M. Hierarchical Refinement of Latin Hypercube Samples. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2015, 30, 5, s. 394–411. doi:10.1111/mice.12088.
- [81] VOŘECHOVSKÝ, M. – NOVÁK, D. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 2009, 24, 3, s. 452–462. ISSN 0266-8920. doi:10.1016/j.probengmech.2009.01.004.
- [82] WEGMAN, E. J. Hyperdimensional Data Analysis Using Parallel Coordinates. *Journal of the American Statistical Association*. 1990, 85, 411, s. 664–675. doi:10.1080/01621459.1990.10474926.
- [83] WITTMANN, F. H. – JIANG, F. – ZHAO, T. – WAN, X. – ZHANG, P. Durability of Concrete and Service Life of Reinforced Concrete Structures under Combined Mechanical and Environmental Actions. In *Proceedings of the 7th Annual Concrete Conference (JST meeting), Qingdao, March 5–7*, s. 20–25, 2012.
- [84] ZHANG, X. – ZHAO, Y. – XING, F. – LU, Z. Coupling effects of influence factors on probability of corrosion initiation time of reinforced concrete. *Journal of Central South University of Technology*. 2011, 18, 1, s. 223–229. ISSN 1993-0666. doi:10.1007/s11771-011-0683-9.

SEZNAM SYMBOLŮ, VELIČIN A ZKRATEK

A	parametr pro modelování procesu karbonatace betonu
$A(t)$	funkce zrání (stárnutí) materiálu
a	tloušťka betonové krycí vrstvy; parametr aproximační funkce
a_i	jednotkový objem i -té frakce kameniva
b	exponent zohledňující stárnutí betonu; parametr aproximační funkce; prahová hodnota neuronu
b_c	exponent lineární regrese
b_e	regresní koeficient
b_w	exponent regrese
C_0	náklady na pořízení mostu převedené na současnou hodnotu; počáteční množství chloridů v betonu
C_a	koncentrace chloridů v hloubce krycí vrstvy a
C_{cr}	kritická hodnota koncentrace chloridů
C_d	návrhová hodnota příslušného kritéria použitelnosti
C_f	náklady související s poruchou mostu
C_{sat}	nasycená koncentrace Cl^- v pevné fázi betonu
C_S	parametr vlivu koncentrace CO_2 v okolí
$C_{S,0}$	koncentrace chloridů na povrchu betonu
$C_{S,\Delta x}$	množství chloridů v hloubce Δx
c	concordant; jednotkový objem cementu; parametr aproximační funkce
D_0	difúzní koeficient pro neporušený beton
D_{28}	difúzní koeficient ve 28 dnech
$D, D_{app,C}$	difúzní koeficient
D_C	difúzní koeficient uvnitř trhliny
D_{Cl^-,H_2O}	difúzní koeficient pro Cl^- v „nekonečném roztoku“

D_{eff}, D_c	difúzní koeficient
D_{e,Cl^-}	efektivní difuzivita Cl^- v betonu
$D_{\text{RCM},0}$	migrační koeficient chloridů
D_t	difúzní koeficient v čase t
d	discordant; parametr aproximační funkce
d_i	počáteční průměr výztuže
E	účinek zatížení; norma korelačních matic \mathbf{K} a \mathbf{S} ; modul pružnosti
E_d	návrhová hodnota účinků zatížení
$\text{erf}(\cdot)$	chybová funkce (error function)
F_R	distribuční funkce odolnosti
$F_{X_i}^{-1}$	inverzní distribuční funkce i -té náhodné veličiny X
f	vlastní frekvence; přenosová funkce
f_c	tlaková pevnost betonu
$f_E(\cdot)$	funkce hustoty pravděpodobnosti účinku zatížení
$f_R(\cdot)$	funkce hustoty pravděpodobnosti odolnosti
f_t	tahová pevnost betonu
f_u	mez pevnosti
f_y	mez kluzu
$f(\text{RH})$	funkce relativní vlhkosti okolního vzduchu
G	funkce mezního stavu, rezerva spolehlivosti
\tilde{G}	aproximovaná funkce mezního stavu, aproximovaná funkce poruchy
G_f	specifická lomová energie
g_1	ostatní stálé zatížení
i_{corr}	parametr korozní proudové hustoty (rychlosti koroze)
\mathbf{K}	požadovaná korelační matice

k	číslo vstupujícího neuronu
k_c	parametr vlivu doby ošetřování čerstvé betonové směsi
k_e	parametr funkce prostředí
k_t	regresní parametr
k_σ	opravný koeficient zohledňující vliv napjatosti na proces karbonatace
L_d	náhradní délka
m	konstanta
N, N_{sim}, n	počet realizací, simulací
N_f	počet simulací, při nichž dojde k poruše
N_{skryt}	počet neuronů ve skryté vrstvě sítě
N_v	počet náhodných veličin
N_{vst}	počet vstupů sítě
N_{vyst}	počet výstupů sítě
\mathbf{P}	vektor vstupů sítě
P	předpínací síla
P, P_r	pravděpodobnost, pravděpodobnost dle Boltzmannova rozdělení
p, q	pořadí hodnoty realizace odezvy konstrukce Y a náhodné veličiny X
p_f	pravděpodobnost poruchy
$p_{f,t}$	směrná hodnota pravděpodobnosti poruchy
p_k	vstupní signál k -tého neuronu předchozí vrstvy
p_{RS}	pravděpodobnost deště
p_s	spolehlivost
R	odolnost
$R_{\text{ACC},0}^{-1}$	inverzní efektivní rezistence suché směsi vůči karbonataci, získaná na základě urychleného procesu karbonatace

R_{corr}	parametr typu koroze
R_d	návrhová hodnota odolnosti konstrukce/prvku
$R_{\text{NAC},0}^{-1}$	inverzní efektivní rezistence suché směsi vůči karbonataci, získaná v přirozených podmínkách
$\text{RH}, \text{RH}_{\text{real}}$	relativní vlhkost
RH_{ref}	referenční hodnota relativní vlhkosti ($\text{RH}_{\text{ref}} = 65\%$)
$r_{c,6}$	koeficient typu cementu
r_{CO_2}	koeficient koncentrace CO_2 v ovzduší
r_s	Spearmanův korelační koeficient
S	získaná korelační matice
$s_{r,\text{max}}$	maximální vzdálenost trhlin
T, T_{real}	teplota
T_{ref}	referenční teplota ($T_{\text{ref}} = 293 \text{ K} = 20^\circ\text{C}$)
t	čas
t_0	referenční doba ($t_0 = 0,0767$ let, tj. 28 dní)
t_c	doba ošetřování betonové směsi
t_d	návrhová životnost
t_i	iniciační čas
t_p	propagační čas
t_{res}	zbytková životnost
t_s	předpokládaná životnost
t_w	průměrný počet dní v roce, kdy srážky dosahují intenzity $\geq 2,5$ mm
U	normovaná normální náhodná veličina
u	pseudonáhodné číslo
V_{ajw}	zatížení na jednoduchou nápravu

V_{aw}	zatížení na dvounápravu
V_e	výjimečná zatížitelnost
V_n	normální zatížitelnost
V_{nw}	tíha vozidla odpovídající normální zatížitelnosti
V_r	výhradní zatížitelnost
V_{rw}	tíha vozidla odpovídající výhradní zatížitelnosti
v_n	rovnoměrné zatížení
W	funkce počasí
w	koefficient funkce počasí W ; jednotkový objem vody
w_k	šířka trhlin; synaptická váha spojové cesty z k -tého neuronu předchozí vrstvy
\mathbf{X}	vektor náhodných veličin
X	náhodná veličina
x	realizace náhodné veličiny X
x_c	hloubka karbonatace
x_{Cl}	hloubka chloridové fronty
\mathbf{Y}	vektor požadovaných výstupů sítě
Y	odezva konstrukce
y	realizace veličiny Y
y_{ik}^0	skutečná výstupní hodnota k -tého výstupního neuronu při i -tém vstupu
y_{ik}^*	požadovaná výstupní hodnota k -tého výstupního neuronu při i -tém vstupu
α_E, α_R	váhový faktor zatížení a odolnosti konstrukce
β	index spolehlivosti
β_t	směrná hodnota indexu spolehlivosti

γ_{Ed}, γ_{Rd}	dílčí součinitel zatížení a odolnosti konstrukce/prvku
Δ	rozdíl
Δx	hloubka tzv. konvekční zóny
δ	dynamický součinitel
ε_t	chybový člen
μ	střední hodnota
π	permutace
ρ	informativní podíl nákladů
ρ_a, ρ_{a_i}	specifická objemová tíha agregátu/kameniva; objemová tíha i -té frakce
ρ_c	specifická objemová tíha cementu, objemová tíha betonu
$\rho_{X,Y}$	Pearsonův korelační koeficient
σ	směrodatná odchylka
σ_c	tlakové napětí
σ_t	tahové napětí
σ_u	tahová, resp. tlaková pevnost betonu
$\sigma_{X,Y}$	kovariance veličin X a Y
τ	Kendalovo τ ; časová konstanta
$\Phi_N(\cdot)$	distribuční funkce normovaného normálního rozdělení
ψ	koeficient modelových nejistot
ACC	test v podmínkách, v nichž dochází k urychlení procesu karbonatace (tzv. ACC test – <i>accelerated carbonation test</i>)
ANN-RSM	aproximace pomocí umělých neuronových sítí (<i>artificial neural network-based response surface method</i>)
CC	třída následků (consequences class)
CoV	variační koeficient

FORM	First-Order Reliability Method, spolehlivostní metoda 1. řádu
HSLHS	Hierarchical Subset Latin Hypercube Sampling
LHS	Latin Hypercube Sampling
LoRA	procentuálního oslabení výztužných prutů (<i>loss of reinforcement area</i>)
MC	Monte Carlo
MKP	metoda konečných prvků
MSP	mezní stav použitelnosti
MST	mezní stav trvanlivosti
MSÚ	mezní stav únosnosti
NAC	test v přirozených podmínkách procesu karbonatace (NAC – <i>natural carbonation</i>)
RC	třída spolehlivosti (reliability class)
RCM	zrychlená zkouška migrace chloridů (RCM – <i>Rapid Chloride Migration method</i>)
RSM	metoda typu response surface (metoda plochy odezvy)
SORM	Second-Order Reliability Method, spolehlivostní metoda 2. řádu

Životopis

Osobní údaje

Martina Šomodíková

Ústav stavební mechaniky

Fakulta stavební

Vysoké učení technické v Brně

Veveří 331/95

602 00 Brno

Česká republika

E-mail: somodikova.m@fce.vutbr.cz

Narozena 27. 12. 1986, Prostějov, Česká republika

Svobodná, národnost Česká

Vzdělání

- od 02/2012 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, doktorský studijní program, obor: Konstrukce a dopravní stavby, téma: „Pravděpodobnostní analýza spolehlivosti a životnosti železobetonových mostů“; státní doktorská zkouška úspěšně absolvoována 1. 10. 2014
- 02/2014–06/2015 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav společenských věd, doplňující pedagogické studium – program celoživotního vzdělávání, úspěšné absolvování závěrečné zkoušky 06/2015, závěrečná práce: „Význam matematiky v gymnaziálním a odborném vzdělávání“
- 09/2010–01/2012 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, obor: Konstrukce a dopravní stavby, magisterské studium „Ing.“, diplomová práce: „Nelineární analýza zatížitelnosti železobetonového mostu“
- 09/2006–06/2010 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, obor: Konstrukce a dopravní stavby, bakalářské studium „Bc.“, bakalářská práce: „Stochastická analýza zatížitelnosti mostu“
- 09/1998–05/2006 Městské osmileté gymnázium, Bruntál

Pracovní zkušenosti

- od 10/2014 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky – akademický pracovník – asistent
- od 04/2014 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky – technik pro výzkum a vývoj
- 09/2012–08/2014 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky – akademický pracovník – asistent
- 07/2013 Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Centrum AdMaS – řešení konstrukčních a jednotlivých dílčích úkolů
- 05/2012–07/2012 Nemetschek Scia, s.r.o. – testování a vytváření testovacích úloh pro software Scia Engineer

Pedagogická praxe

- od 09/2012 Ústav stavební mechaniky, Fakulta stavební, Vysoké učení technické v Brně:
BD01 – Základy stavební mechaniky (česky)
BD02 – Pružnost a pevnost (česky)
BD03 – Statika I (česky)
BD04 – Statika II (česky)
CD01 – Stavební mechanika (anglicky)

Ocenění

- 01/2012 Uznání děkana fakulty stavební VUT v Brně za vynikající studijní výsledky a za vzorně vypracovanou diplomovou práci a její obhajobu
- 05/2011 Účast na mezinárodním kole SVOČ 2011, Košice
- 06/2010 Uznání děkana fakulty stavební VUT v Brně za vynikající studijní výsledky

Pobyty, kurzy

- 06/2015 Program Erasmus+ – mobilita zaměstnanců, BOKU Vienna, Rakousko (22. 6.–26. 6.)
- 06/2014 Program Erasmus – mobilita zaměstnanců, BOKU Vienna, Rakousko (23. 6.–27. 6.)
- 05/2014–10/2014 Kurz *Life-Cycle and Sustainability of Civil Infrastructure and Protection Systems*, BOKU Vienna, Rakousko
- 03/2013–07/2013 Program Erasmus – studentská mobilita, RWTH Aachen, Německo (25. 3.–19. 7.)
- 06/2012 *Seminář pro pokročilé uživatele programu ATENA*, Červenka consulting Ltd., Praha
- 05/2012 *Kurz základů vědecké práce v Akademii věd ČR*, Brno

Výzkumné projekty

- od 01/2015 Projekt GAČR ozn. 15-07730S: Přímá a inverzní spolehlivostní optimalizace s ohledem na nejistoty (FIRBO)
- od 01/2015 Projekt MŠMT ozn. LO1408: AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie
- od 09/2014 Projekt TAČR ozn. TA04030713: Modelování degradace a zajištění životnosti betonových mostů
- od 04/2014 Projekt GAČR ozn. GA14-10930S: Prostorová variabilita degradace a poškození při spolehlivostní analýze konstrukcí (SPADD)
- od 04/2014 Projekt KONTAKT ozn. LH14334: Účinné přístupy neurocomputing pro analýzu a posouzení konstrukcí
- 2015 Projekt juniorského specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně ozn. FAST-J-15-2712: Zpřesnění aproximace funkce poruchy

	v okolí návrhového bodu pomocí metody plochy odezvy založené na umělé neuronové síti
2014	Projekt juniorského specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně ozn. FAST-J-14-2367: Rozvoj metody response surface pro řešení spolehlivostních úloh
2013–2014	Projekt specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně ozn. FAST-S-13-2017: Vliv trhlin od zatížení a koroze na životnost železobetonových konstrukcí
2013	Projekt Fondu rozvoje vysokých škol (FRVŠ) ozn. 828/2013/G1: Zavedení experimentů pro identifikaci materiálových parametrů do předmětů stavební mechaniky
2012–2013	Projekt specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně ozn. FAST-S-12-6: Rozvoj pokročilých metod pro stochastickou analýzu zatížitelnosti mostů
2011	Mezifakultní projekt specifického vysokoškolského výzkumu na VUT v Brně ozn. FAST/FCH/FSI-S-11-1: Chování trhlin/mikrotrhlin v kompozitech s křehkou maticí

Jazyky

čeština – rodný jazyk
anglický jazyk – úroveň B2
německý jazyk – úroveň A2
ruský jazyk – úroveň A1

Znalost práce na PC

MS Windows

MS Office, AutoCAD, Atena, GiD, FReET, Nexis, RFEM, Scia Engineer, Inkscape

L^AT_EX, html, css, Python

VLASTNÍ PUBLIKOVANÉ PRÁCE

Článek v impaktovaném časopise

- [85] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – DOLEŽEL, J. – NOVÁK, D. Modeling of Degradation Processes in Concrete: Probabilistic Life-Time and Load-Bearing Capacity Assessment of Existing Reinforced-Concrete Bridges. *Engineering Structures*. [IF = 1,838 (2014); **v recenzním řízení**]
- [86] LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Reliability Calculation of Time-Consuming Problems Using a Small-Sample Artificial Neural Network-Based Response Surface Method. *Neural Computing and Applications*. [IF = 1,569 (2014); **v recenzním řízení**]
- [87] VOŘECHOVSKÁ, D. – PODROUŽEK, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – TEPLÝ, B. – LEHKÝ, D. Concrete structures under combined mechanical and environmental actions: Modelling of durability and reliability. *Computers & Concrete*. [IF = 0,869 (2014); **v recenzním řízení**]

Článek v recenzovaném časopise

- [88] TEPLÝ, B. – VOŘECHOVSKÁ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Modelování životnosti a spolehlivosti betonových konstrukcí při kombinaci mechanického a environmentálního zatížení. *Beton TKS*. [**v recenzním řízení**]
- [89] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Assessment of Load Bearing Capacity of Concrete Bridges after Exceeding the Design Life. *Advanced Materials Research - Proceedings from 22nd Concrete Days 2015*. [přijato k publikaci]
- [90] SLOWIK, O. – LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – NOVÁK, D. Post-Tensioned Composite Bridge: Reliability-Based Optimization of Selected Design Parameters. *Applied Mechanics and Materials*. [přijato k publikaci]
- [91] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti železobetonového trémového mostu ve vztahu k jeho zbytkové životnosti. *Beton TKS s podtitulem Životní cyklus betonových staveb*. 2015, 5/2015, s. 38–43. ISSN 1213-3116.
- [92] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Application of Probabilistic Methods for the Assessment of Structural Load Bearing Capacity. *Advanced Materials Research - Proceedings from 21st Czech Concrete Day 2014*. 2015, 1106, s. 90–93.

- [93] LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – DOLEŽEL, J. – NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti a spolehlivosti sřáženého mostu z MPD nosníků. *Beton TKS s podtitulem Mosty a dopravní stavby*. 2013, 4/2013, s. 108–113. ISSN 1213-3116.

Článek na zahraniční konferenci indexované ve WoS (Web of Science) nebo Scopus

- [94] LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Reliability Analysis of Post-Tensioned Bridge Using Artificial Neural Network-Based Surrogate Model. In ILIADIS, L. – JAYNE, C. (Ed.) *Engineering Applications of Neural Networks, Proceedings of the 16th International Conference, EANN 2015, Rhodes, Greece, September 25–28, 2015*, s. 35–44, Switzerland, 2015. Springer International Publishing. ISBN 978-3-319-23983-5.
- [95] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Application of soft computing techniques for reliability calculation of time demanding problems. In PODOFILLINI, L. et al. (Ed.) *Safety and Reliability of Complex Engineered Systems: Proceedings of the 25th European Safety and Reliability Conference, ESREL 2015, Zürich, Switzerland, 7–10 September 2015*, s. 595 (+ CD s. 4151–4159), London, UK, 2015. Taylor & Francis Group. ISBN 978-1-138-02879-1. [předpokládá se zařazení do databáze Scopus v roce 2016]
- [96] ŠOMODÍKOVÁ, M. – TEPLÝ, B. – VOŘECHOVSKÁ, D. – LEHKÝ, D. Modelling of the service life of concrete structures under combined mechanical and environmental actions. In PODOFILLINI, L. et al. (Ed.) *Safety and Reliability of Complex Engineered Systems: Proceedings of the 25th European Safety and Reliability Conference, ESREL 2015, Zürich, Switzerland, 7–10 September 2015*, s. 604 (+ CD s. 4219–4224), London, UK, 2015. Taylor & Francis Group. ISBN 978-1-138-02879-1. [předpokládá se zařazení do databáze Scopus v roce 2016]
- [97] LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Small-sample artificial neural network based response surface method for reliability analysis of concrete bridges. In FURUTA, H. – FRANGOPOL, D. M. – AKIYAMA, M. (Ed.) *Proceedings of the Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2014) – Life-Cycle of Structural Systems: Design, Assessment, Maintenance and Management, Tokyo, Japan*, s. 370 (+ CD s. 1903–1909), London, UK, 2014. Taylor & Francis Group. ISBN 978-1-138-00120-6.

- [98] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – DOLEŽEL, J. – NOVÁK, D. Time dependent probabilistic analysis of a deteriorating reinforced concrete bridge. In FURUTA, H. – FRANGOPOL, D. M. – AKIYAMA, M. (Ed.) *Proceedings of the Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2014) – Life-Cycle of Structural Systems: Design, Assessment, Maintenance and Management, Tokyo, Japan*, s. 363 (+ CD s. 1852–1858), London, UK, 2014. Taylor & Francis Group. ISBN 978-1-138-00120-6.

Článek na zahraniční konferenci

- [99] SLOWIK, O. – LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – NOVÁK, D. Post-tensioned composite bridge: reliability-based optimization of selected design parameters. In JENDŽELOVSKÝ, N. – GRMANOVÁ, A. (Ed.) *Proceedings of the 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, October 15-16, 2015 Bratislava, Slovakia*, (CD 6 stran), Bratislava, Slovakia, 2015. Slovak University of Technology in Bratislava. ISBN 978-80-227-4463-8.
- [100] ŠOMODÍKOVÁ, M. – DOLEŽEL, J. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Verification of Bridge Load Bearing Capacity with Respect to Its Current Condition. In STANG, H. – BRAESTRUP, M. (Ed.) *Concrete - Innovation and Design: fib Symposium Proceedings*, s. 373–374 (+ USB 7 stran), Copenhagen, Denmark, 2015.
- [101] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Analýza spolehlivosti s využitím metody response surface založené na umělé neuronové síti. In *12th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, s. 544–550, Bratislava, Slovenská republika, 2014. Slovak University of Technology in Bratislava. ISBN 978-80-227-4259-7.
- [102] NOVÁK, D. – PUKL, R. – TEPLÝ, B. – LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – DOLEŽEL, J. Reliability and Durability of Concrete Structures under Complex Conditions. In *CONSEC 13 – Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading, Nanjing, China*, s. 1085–1091, Bagnaux, France, 2013. RILEM Publications s.a.r.l. ISBN 978-2-35158-124-7.
- [103] NOVÁK, D. – LEHKÝ, D. – DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Service Life Probabilistic Assessment of Highly Deteriorated Reinforced Concrete Arch Bridge. In *Proceedings of fib Symposium – Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction*, s. 399–402, Tel Aviv, Israel, 2013. ISBN 978-965-92039-0-1.

- [104] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Spolehlivostní analýza železobetonového mostu v závislosti na stupni jeho degradace. In *10th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, s. 63–66, Bratislava, Slovenská republika, 2012. ISBN 978-80-227-3786-9.
- [105] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Stochastická analýza zatížitelnosti mostů. In *9th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*, s. 239–242, Bratislava, Slovenská republika, 2011. ISBN 978-80-227-3572-8.

Článek na lokální konferenci

- [106] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Zpřesnění aproximace funkce poruchy pomocí metody plochy odezvy založené na umělé neuronové síti v okolí návrhového bodu. In *Juniorstav 2016: Sborník abstraktů*, s. 231 (+ CD 8 stran), Brno, Česká republika, 2016. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-5311-1.
- [107] SLOWIK, O. – LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Post-tensioned composite bridge: reliability-based optimization of selected design parameters. In *Juniorstav 2016: Sborník abstraktů*, s. 244 (+ CD 7 stran), Brno, Česká republika, 2016. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-5311-1.
- [108] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Odhad zatížitelnosti betonových mostů po překročení návrhové životnosti. In *22. Betonářské dny 2015 – Sborník ke konferenci*, (CD 6 stran), Litomyšl, Česká republika, 2015. Česká betonářská společnost ČSSI. ISBN 978-80-906097-0-9.
- [109] VOŘECHOVSKÁ, D. – TEPLÝ, B. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Modelling of service life of concrete structures under combined mechanical and environmental actions. In *Proceedings of scientific conference „Modelling in mechanics 2015“*, s. 145–146 (+ CD 13 stran), Czech Republic, 2015. VŠB-TU Ostrava, Faculty of Civil Engineering. ISBN 978-80-248-3756-7.
- [110] LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. Utilization of Artificial Neural Network Based Response Surface Method for Reliability Analysis of Structures. In NÁPRSTEK, J. – FISCHER, C. (Ed.) *Engineering Mechanics 2015 - 21st International Conference: Extended Abstracts, May 11-14, 2015, Svatka, Czech Republic*, s. 182–183, Prague, 2015. Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the Czech Republic, v.v.i. ISBN 978-80-86246-42-0.

- [111] DOLEŽEL, J. – HERKA, M. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Využití pravděpodobnostních metod při odhadu aktuální zatížitelnosti mostů pozemních komunikací. In *Mosty/BRIDGES 2015 – 20. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*, s. 275–279, Brno, Česká republika, 2015. ISBN 978-80-86604-65-7.
- [112] ŠOMODÍKOVÁ, M. – SADÍLEK, V. Program pro usnadnění stochastické analýzy v programu ATENA. In *Juniorstav 2015: Sborník abstraktů*, s. 231 (+ CD 6 stran), Brno, Česká republika, 2015. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-5091-2.
- [113] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Využití metody plochy odezvy založené na umělé neuronové síti při stochastické analýze spolehlivosti. In *Juniorstav 2015: Sborník abstraktů*, s. 230 (+ CD 8 stran), Brno, Česká republika, 2015. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-5091-2.
- [114] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Aplikace pravděpodobnostních metod při stanovení zatížitelnosti stavebních konstrukcí. In *21. Betonářské dny 2014 – Sborník ke konferenci*, (CD 7 stran), Hradec Králové, Česká republika, 2014. Česká betonářská společnost ČSSI. ISBN 978-80-903806-7-7.
- [115] ŠOMODÍKOVÁ, M. – KADĚROVÁ, J. Zavedení experimentů pro identifikaci materiálových parametrů do předmětů stavební mechaniky. In *Sborník anotací 16. Odborné konference doktorského studia Juniorstav 2014*, s. 248 (+ CD 4 strany), Brno, Česká republika, 2014. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební. ISBN 978-80-214-4851-3.
- [116] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Stanovení zatížitelnosti železobetonového trémového mostu na základě pravděpodobnostní MKP analýzy. In *20. Betonářské dny 2013 – Sborník ke konferenci*, s. 312–318, Hradec Králové, Česká republika, 2013. ISBN 978-80-87158-34-0.
- [117] ŠOMODÍKOVÁ, M. – DOLEŽEL, J. – LEHKÝ, D. Probabilistic load bearing capacity assessment of post-tensioned composite bridge. In *Proceedings of 11th International Probabilistic Workshop*, s. 451–460, Brno, Czech Republic, 2013. ISBN 978-80-214-4800-1.
- [118] DOLEŽEL, J. – LEHKÝ, D. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza zatížitelnosti betonového obloukového mostu. In *Mosty 2013 – 18. mezinárodní symposium, sborník příspěvků*, s. 194–200, Brno, Česká republika, 2013. ISBN 978-80-86604-60-2.

- [119] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Stanovení zatížitelnosti mostu z dodatečně předpjatých mostních nosníků typu MPD4 s využitím pravděpodobnostních metod. In *Sborník anotací konference Juniorstav 2013*, s. 282 (+ CD 5 stran), Brno, Česká republika, 2013. ISBN 978-80-214-4669-4.
- [120] DOLEŽEL, J. – ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. – NOVÁK, D. Pravděpodobnostní analýza betonových dodatečně předpjatých mostních nosníků typu MPD4: stanovení zatížitelnosti mostu. In *19. Betonářské dny 2012*, s. 408–413, Hradec Králové, Česká republika, 2012. ISBN 978-80-87158-32-6.
- [121] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Nonlinear analysis of load-bearing capacity of reinforced concrete bridge. In *XIIIth Bilateral Czech/German Symposium*, s. 91–94, Telč, Česká republika, 2012. ISBN 978-80-01-05062-0.
- [122] ŠOMODÍKOVÁ, M. – LEHKÝ, D. Analýza spolehlivosti mostní konstrukce v závislosti na stupni její degradace. In *Víceúrovňový design pokrokových materiálů (VDPM 2011)*, s. 241–248, Brno, Česká republika, 2011. ISBN 978-80-87434-04-8.

Závěrečné práce

- [123] ŠOMODÍKOVÁ, M. Nelineární analýza zatížitelnosti železobetonového mostu. Diplomová práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, 2012. Vedoucí práce: Ing. David Lehký, Ph.D.
- [124] ŠOMODÍKOVÁ, M. Stochastická analýza zatížitelnosti mostu. Bakalářská práce, Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky, 2010. Vedoucí práce: Ing. David Lehký, Ph.D.