

NELINEÁRNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE Z UHPC

Kryštof Toman, *

Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební,
České vysoké učení technické v Praze, Thákurova 7/2077, 166 29 Praha 6, Česká republika.
krystof.toman@fsv.cvut.cz

ABSTRAKT

Tento článek shrnuje teoretický základ i praktickou část diplomové práce [1] zaměřené na nelineární analýzu konstrukce z UHPC materiálu.

Teoretická část přibližuje vývoj betonů - od vysokohodnotných až po současné ultravysokohodnotné (UHPC) a zaměřuje se na využití nelineární analýzy při posuzování konstrukcí. V praktické části je posouzena reálná konstrukce z materiálu UHPC, konkrétně "cyklopoint Chocenice". Konstrukce je podrobena nelineární analýze včetně pravděpodobnostního vyhodnocení míry spolehlivosti. Spolehlivost konstrukce je posouzena podle platné ČSN EN 1990.

KLÍČOVÁ SLOVA

Materiál UHPC • nelineární analýza • materiálový model • software ATENA • „cyklopoint Chocenice“

ABSTRACT

This article summarizes the theoretical part and practical part of the diploma thesis [1] which is focused on non-linear analysis of a structure made of UHPC material.

The theoretical part describes the development of high-performance concrete up to current ultra-high-performance concrete (UHPC) and focuses on the use of nonlinear analysis in the assessment of structures. In the practical part the real construction of UHPC material is assessed, specifically the "cyklopoint Chocenice". The structure is subjected to nonlinear analysis, including probabilistic evaluation of the classes of reliability. The reliability of the structure is assessed according to the valid ČSN EN 1990.

KEYWORDS

UHPC material • non-linear analysis • material model • software ATENA • "cyklopoint Chocenice"

1. ÚVOD

Touha rozvíjet lidské poznání a moderní požadavky na ekologii a udržitelný rozvoj vedou v betonovém stavitelství ke zlepšování materiálových vlastností současných betonů. Tento vývoj postoupil do fáze vzniku kategorie ultravysokohodnotných betonů (UHPC). Jedná se o materiály

s výrazně vylepšenými vlastnostmi, zpravidla s pevnostmi nad 150MPa. Druhotnou vlastností těchto materiálů je jejich vyšší životnost – odhaduje se i na více než 200let. Z těchto důvodů je další vývoj materiálu UHPC nezbytný a představuje jednu z možných budoucností betonového stavitelství.

2. TEORIE

2.1. Rozdělení betonů

Pod pojmem vysokohodnotný beton se dnes rozumí takový beton, který se značně liší některou ze svých vlastností. Mezi tyto vlastnosti můžeme zahrnout vyšší pevnost, odolnost vůči agresivnímu prostředí, zpracovatelnost, kvalitu povrchu, trvanlivost atd. Největší podskupinou vysokohodnotných betonů jsou betony vysokopevnostní, proto bývají tyto dva názvy zaměňovány. Příkladem může být dokument Ministerstva dopravy ČR: Technické podmínky č. 226 – Vysokohodnotné betony pro mosty PK [2], které stanovují rozdělení vysokohodnotných betonů následujícím způsobem:

- vysokohodnotný beton (High Performance Concrete – HPC) je beton pevnostních tříd C55/67 až C90/105 mimořádné kvality, jehož některá vlastnost překračuje vlastnosti běžných betonů
- velmi vysokohodnotný beton (Very High Performance Concrete – VHPC) je beton mimořádné kvality pevnostních tříd C100/115 až C135/150
- ultra vysokohodnotný beton (Ultra High Performance Concrete – UHPC) je beton mimořádné kvality pevnostních tříd vyšších než C135/150
- vysokopevnostní beton (High Strength Concrete – HSC) je obyčejný nebo těžký beton pevnostních tříd C55/67 až C90/105, jehož výraznou vlastností je pevnost
- vysokopevnostní lehký beton (LHSC) je beton o objemové hmotnosti menší než 2000 kg/m³ a pevnostní třídy LC 50/55

2.2. Odlišnost složení od běžných betonů

Výzkum vysokopevnostních betonů vychází z teoretické práce zpracované T. C. Powersem v roce 1955 [3]. Podkladem práce byl výzkum cementových past s různým obsahem pórů v jejich struktuře. Autor definoval vztah mezi pevností a pórovitostí cementové pasty následujícím způsobem:

$$\sigma = k \cdot (1 - P^3),$$

* Školitel: doc. Ing. Iva Broukalová, Ph.D.

kde σ (MPa) je pevnost v tlaku, k (-) konstanta pro specifický typ materiálu a P (-) pórovitost [3]. Vztah tedy říká, že se zmenšující se pórovitostí cementové pasty stoupá její pevnost. U betonů, jejichž součástí je navíc kamenivo, je výsledná pevnost ovlivněna použitým kamenivem a jeho soudržností s cementovou pastou. Základní princip snižování pórovitosti však zůstává zachován.

Beton obecně obsahuje dvě skupiny pórů – póry, které lze odstranit nebo omezit v rámci technologického procesu zpracování (póry způsobené mícháním směsi, póry v kamenivu a póry vznikající přidáním provzdušňovacích přísad) a póry vznikající v rámci procesu tuhnutí a tvrdnutí betonu. Z druhé skupiny jsou pro výzkum vysokopevnostních betonů podstatné kapilární póry, které vznikají mezi zrnny. Ty lze velice dobře omezit hodnotou vodního součinitele. Konkrétně závislost kapilární pórovitosti na vodním součiniteli definoval T.C. Powers následujícím způsobem:

$$V_p = 100 \cdot \frac{w}{c} - 36,15 \cdot \alpha$$

kde V_p je objem kapilárních pórů vyjádřený v litrech na 100 kg nezhydratovaného cementu, w/c je vodní součinitel (poměr hmotnosti vody k poměru hmotnosti cementu) a α je stupeň hydratace (poměr zhydratovaného cementu k nezhydratovanému) [4]. Vzorec jednoduše ukazuje, že s nižším vodním součinitelem klesá objem kapilárního pórů a definuje teoretickou hranici minimálního vodního součinitele na hodnotě 0,3615 pro nulový objem kapilárních pórů. Mezní hodnotu vodního součinitele na hodnotě 0,4 uvádí i jiná literatura [5], [6] a dnes je tato hodnota obecně uznávaná.

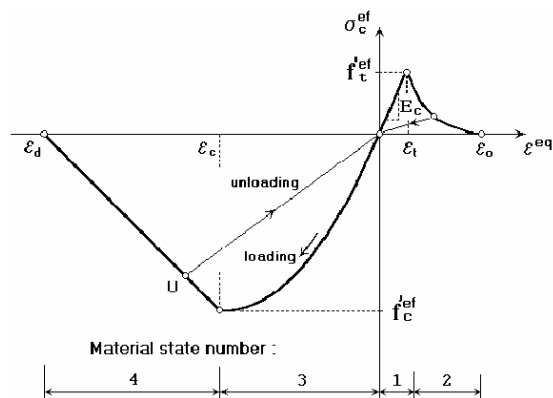
Základní odlišnost vysokopevnostních betonů spočívá v hodnotě vodního součinitele kolem úrovně 0,4. Takto nízkých hodnot při zachování zpracovatelnosti betonu lze dosáhnout pouze s použitím plastifikačních přísad.

2.3. Analýza konstrukcí z vysokopevnostních betonů

Podle platných norem [7] lze navrhovat konstrukce z betonů do pevnosti C90/105. V případě návrhu konstrukce z betonu vyšších pevností lze využít směrnice zpracované různými odbornými pracovišti. Tyto návrhy je nutné podpořit materiálovými zkouškami a zkouškami realizovaných konstrukcí, které ověří spolehlivost stavby.

Zkoušky celých konstrukcí, kde se předpokládá další použití konstrukce, nelze provádět k mezi porušení. Proto se využívá počítačová simulace, která je schopna mezi porušení definovat. Přesnost výsledku závisí na stupni zjednodušení vstupních parametrů, ať už od použité metody výpočtu přes geometrické zadání konstrukce až po samotný materiálový model.

Pro analýzu konstrukce z UHPC se nabízí využití softwaru ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis) vyvíjený firmou Červenka Consulting s.r.o. Software je zaměřen na podrobnou analýzu betonových a železobetonových konstrukcí a poskytuje velice přesné výsledky v závislosti na zadaných vstupních datech. Software obsahuje materiálový model 3D Nonlinear Cementitious 2 popisující nelineární chování betonu v tlaku i v tahu.



Obr. 01: Rozdělení pracovního diagramu materiálového modelu 3D Nonlinear Cementitious 2 [8]

Jednotlivé hodnoty materiálu jsou libovolně editovatelné a proto je materiálový model vhodný i pro vysokopevnostní betony. Úpravou tahové části diagramu lze postihnout i chování vláknobetonů tak, jak je představeno v následující části.

3. NELINEÁRNÍ ANALÝZA REALIZOVANÉ KONSTRUKCE

3.1. Popis konstrukce

V rámci návaznosti na projekt MPO FR-TI2/496 nazvaný „Progresivní vláknobetonové stavební prvky a konstrukce“ byly navrženy a realizovány dva cyklopointy na cyklotrase v Chocenicích v Plzeňském kraji. Jedná se o cyklistický přístřešek tvaru obráceného „U“ složený ze tří panelů. Dva panely jsou stěnové výšky 2,3m a třetí panel zakrývá konstrukci shora na světlé rozpětí 3,3m. Všechny panely jsou provedeny v tloušťce 100mm. K cyklopointu jsou doplněny další konstrukce – lavice, stůl a stojan na kolo.



Obr. 02: Konstrukce cyklopointu při montáži

Pro realizaci konstrukce byl použit ultravysokohodnotný beton s příměsí drátka bez vyztužení měkkou betonářskou výztuží v tažené oblasti. Drátkobeton přenáší jak tlaková tak i tahová namáhání.

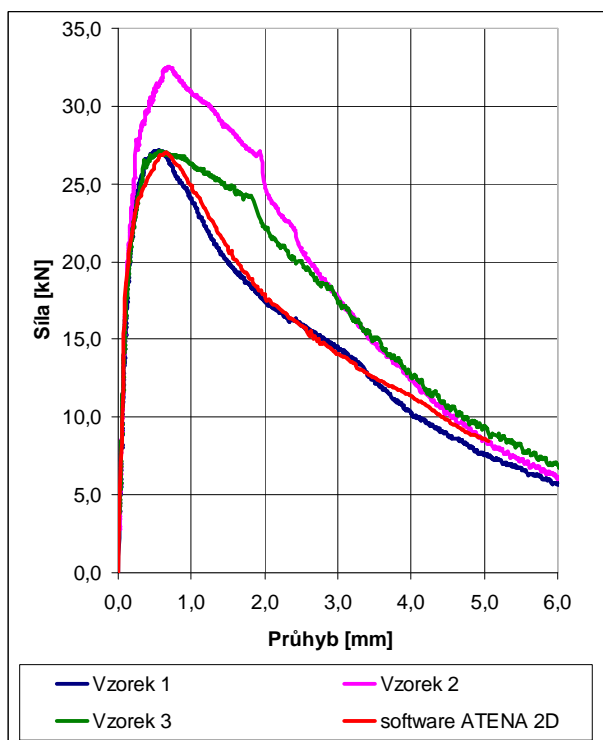
Rozhodujícím místem pro spolehlivost celé konstrukce je průřez v polovině rozpětí stropního panelu, který je namá-

hán ohybovým momentem od vlastní tíhy a nahodilých zatížení. Na toto místo je zaměřena analýza konstrukce.

3.2. Stanovení materiálového modelu

V prvním kroku je nutné nalézt odpovídající materiálový model použitého vysokopevnostního drátkobetonu. Jako podklad byly využity zatěžovací diagramy tří zatěžovacích zkoušek materiálu se stejnou recepturou. Zatěžovací zkoušky byly provedeny podle předpisu TP FC 1-1 [9] pro vláknobeton. Konkrétně se jedná o zkoušku ve čtyřbodovém ohybu na trámcích 700 x 150 x 150 mm a měří se pevnost v tahu za ohybu. Všechny zkoušky byly provedeny až do meze porušení.

Stejně uspořádání zatěžovací zkoušky bylo vytvořeno ve výpočetním softwaru a trámci byl přiřazen materiálový model 3D Nonlinear Cementitious 2. Úpravou jednotlivých parametrů materiálového modelu byl dosažen podobný zatěžovací diagram na spodní hranici rozptylu grafu.



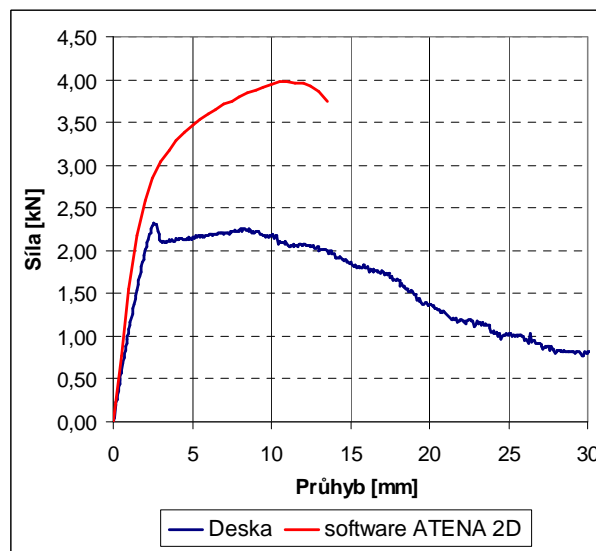
Obr. 03: Porovnání zatěžovacích diagramů tří zkušebních trámců a softwarového výpočtu

Nalezené vstupní parametry odpovídají betonu základní krychelné pevnosti 168,5 MPa zadávanou do programu. Po vygenerování parametrů je upravena lomová energie, ta je navýšena 19x na hodnotu 3,66 kN/m, a jako kompenzace je tahová pevnost snížena na polovinu na hodnotu 3,661 MPa. Dále jsou upraveny parametry kritické tlakové deformace na hodnotu -0,0125 m a redukce tlakové pevnosti je nastavena na hodnotu 1,0. Hodnoty parametrů byly hledány iteračně pomocí inverzní analýzy. Nalezené parametry definují numerický model a hodnoty nemusí charakterizovat skutečné fyzikální vlastnosti materiálu.

3.3. Verifikace materiálového modelu

Vstupní parametry zásadně ovlivňují přesnost výsledku. Z tohoto důvodu je nutné ověřit nalezený materiálový model na jiné konstrukci, vhodná je konstrukce podobná konstrukci finální. V této práci byl k dispozici panel ze stejného materiálu o tloušťce 50 mm a šířce 400 mm. Panel byl podroben třibodové zatěžovací zkoušce na teoretické rozpětí 1,8 m až do meze porušení.

Stejně zatěžovací schéma bylo opět namodelováno ve výpočetním softwaru a předpokládala se shoda zatěžovacích diagramů. Výsledné zatěžovací diagramy se však výrazně odlišovaly a v rámci práce se ukázalo, že nalezený materiálový model na nosníkovém prvku nelze využít pro prvek deskový. Shoda nebyla nalezena ani při změně velikosti konečných prvků a rychlosti zatěžování. Pro dokončení analýzy bylo přistoupeno k řešení najít materiálový model přímo na verifikačním prvku bez možnosti dalšího ověření.



Obr. 04: Porovnání zatěžovacích diagramů experimentální desky a softwarového výpočtu

Shoda byla nalezena pro materiál se základní krychelnou pevností 67,5 MPa. U takto vygenerovaného materiálového modelu byla upravena lomová energie na 20-ti násobek a snížena tahová pevnost na polovinu. Pro přesnější charakterizování vláknobetonového materiálu jsou upraveny parametry kritické tlakové deformace na hodnotu -0,0125 m a redukce tlakové pevnosti je nastavena na hodnotu 1,0. Konkrétní výpis hodnot je uveden v diplomové práci [1].

3.4. Výpočet únosnosti realizované konstrukce

Na základě nalezených materiálových parametrů je možné přistoupit k simulaci zatěžování realizované konstrukce a stanovit tak její únosnost. Následnou pravděpodobnostní analýzou v navazujícím softwaru SARA, kde se zavede možný rozptyl vstupních parametrů, se stanoví pravděpodobnost poruchy. Tu je možné posoudit s normovou hodnotou dle ČSN EN 1990.

Pro stanovení únosnosti stropního panelu byla v softwaru namodelována čtyřbodová zatěžovací zkouška s teoretickým rozpětím odpovídající skutečné konstrukci, tedy 3,4 m. Zatěžovací šířka byla zvolena 1,0 m. Uložení na podpory se uvažuje jako kloubové. Porušení panelu nastalo při maximální síle $2 \times 8,131 \text{ kN}$ působící ve třetinách rozpětí. Po přepočtu se jedná o maximální ohybový moment $M_{Ed} = 9,351 \text{ kNm}$. Tato hodnota představuje možnou únosnost jednoho vzorku konstrukce. Orientačně definuje v jakých řádech se únosnost pohybuje, ale bez další analýzy nelze spolehlivost konstrukce podle této hodnoty stanovit.

3.5. Vstupní parametry do pravděpodobnostního výpočtu

Programový balík SARA Studio se skládá z několika modulů. Geometrický model, nastavení způsobu zatěžování a definování hledaných veličin zpracovává software ATENA, import kombinací materiálových parametrů na základě pravděpodobnostního rozdělení obsluhuje modul FREET.

Jako vstupy vyžaduje program střední hodnoty parametrů materiálu a střední hodnotu zatížení a jejich směrodatné odchylky nebo variační koeficienty. Střední hodnota parametrů materiálu je definovaná nalezeným materiálovým modelem. Jejich směrodatné odchylky byly převzaty dle doporučení organizace Joint Committee on Structural Safety (JCSS) [10] zpracované pro běžný beton a dochází tak k určitému zjednodušení. Vzhledem k povaze analýzy je zjednodušení akceptovatelné. Vstupní parametry jsou dostupné v diplomové práci [1].

Pro posouzení stropního panelu jsou definovány dvě kombinace – běžná kombinace složená z vlastní tíhy a zatížení sněhem dle příslušné sněhové oblasti a mimořádná kombinace definována skupinou tří osob zatěžující panel v polovině rozpětí včetně vlastní tíhy panelu. Obě kombinace jsou vyčísleny v charakteristických hodnotách a je stanoven příslušný variační koeficient.

Běžná kombinace

- účinky vlastní tíhy:

$$M_{Ed,g} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot \gamma_{UHPC} \cdot t \cdot b \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 27 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 3,902 \text{ kNm}$$

- účinky zatížení sněhem ve II. sněhové oblasti:

$$M_{Ed,s} = \frac{1}{8} \cdot s_k \cdot b \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 1,156 \text{ kNm}$$

- celkové účinky:

$$M_{Ed,1} = M_{Ed,g} + M_{Ed,s} = 3,902 + 1,156 = 5,058 \text{ kNm}$$

- přepočtení na ekvivalentní sílu zatěžovací zkoušky:

$$F_{Ed,1} = \frac{M_{Ed,1}}{l_1} = \frac{5,058}{1,15} = 4,398 \text{ kN}$$

- stanovení variačního součinitele

$$COV = \frac{(M_{Ed,G} \cdot \gamma_G + M_{Ed,Q} \cdot \gamma_Q) - M_{Ed,1}}{2 \cdot M_{Ed,1}} = \frac{(3,902 \cdot 1,35 + 1,156 \cdot 1,5) - 5,058}{2 \cdot 5,058} = 0,192$$

Mimořádná kombinace

- účinky vlastní tíhy:

$$M_{Ed,g} = \frac{1}{8} \cdot f \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot \gamma_{UHPC} \cdot t \cdot b \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 27 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 3,4^2 = 3,902 \text{ kNm}$$

- účinky skupiny osob

$$M_{Ed,Q} = \frac{1}{4} \cdot Q_k \cdot l = \frac{1}{4} \cdot 3 \cdot 3,4 = 2,550 \text{ kNm}$$

- celkové účinky

$$M_{Ed,2} = M_{Ed,g} + M_{Ed,Q} = 3,902 + 2,550 = 6,452 \text{ kNm}$$

- přepočtení na ekvivalentní sílu zatěžovací zkoušky

$$F_{Ed,2} = \frac{M_{Ed,2}}{l_1} = \frac{6,452}{1,15} = 5,610 \text{ kN}$$

- stanovení variačního součinitele

$$COV = \frac{(M_{Ed,G} \cdot \gamma_G + M_{Ed,Q} \cdot \gamma_Q) - M_{Ed,2}}{2 \cdot M_{Ed,2}} = \frac{(3,902 \cdot 1,35 + 2,550 \cdot 1,5) - 6,452}{2 \cdot 6,452} = 0,205$$

3.6. Stanovení mezních hodnot

Norma ČSN EN 1990 rozděluje konstrukce podle třídy následků při jejich kolapsu. Podle těch dále definuje požadovanou třídu spolehlivosti, která je charakterizována minimálním indexem spolehlivosti β .

Zkoumaná konstrukce byla zařazena do tříd následků CCI, která je určena pro konstrukce s malými následky s ohledem na ztrátu lidských životů. Této třídě následku odpovídá třída spolehlivosti RC1. Pro referenční dobu 50 let je stanoven minimální index spolehlivosti $\beta = 3,3$ [11]. To odpovídá maximální hodnotě pravděpodobnosti poruchy $P_d = 4,8 \cdot 10^{-4}$. Posuzovaná konstrukce s pravděpodobností poruchy P_f musí splňovat podmínku:

$$P_f < P_d$$

V případě nesplnění podmínky má být konstrukce považována za nespolehlivou.

3.7. Posouzení konstrukce

Na základě pravděpodobnostní analýzy konstrukce byly stanoveny následující pravděpodobnosti poruchy konstrukce pro běžnou a mimořádnou kombinaci:

Tabulka 01: Vypočtené hodnoty pravděpodobnosti poruchy

#	Result name	Cornell - pf
1	Zatizení	1.1128e-005
2	Běžná situace	0.029981
3	Mimořádná situace	0.15921

Porovnání s normovými hodnotami:

- běžná kombinace

$$P_f = 0,02998 \not\leq P_d = 0,000480$$

Konstrukce stropního panelu je pro běžnou kombinaci nespolehlivá.

- mimořádná kombinace

$$P_f = 0,159210 \not\leq P_d = 0,000480$$

Konstrukce stropního panelu je pro mimořádnou kombinaci nespolehlivá.

4. ZÁVĚR

Konstrukce stropního panelu dle předložené analýzy nevykazuje potřebnou spolehlivost dle platné normy. Neznámá to však, že se pohybuje na hraně kolapsu. Před opětovnou realizací je vhodné stropní panel podrobit doplňující analýze – provést více zatěžovacích zkoušek zkušebních těles. Tímto postupem je možné dosáhnout vyšší statistické přesnosti, stanovit vyšší únosnost a tím i vyšší míru spolehlivosti. Při negativním výsledku by bylo nutné návrh konstrukce změnit.

Nejistoty správného návrhu si byli vědomi i sami autoři. Jak je patrné z výrobní dokumentace cyklopointu [12], střešní panel je v neutrální ose z bezpečnostních důvodů vyztužen betonářskou kari sítí. Ta zajišťuje soudržnost celého panelu v případě poškození v jakémkoliv stádiu. Ať už během přepravy, montáže nebo v případě mimořádného zatížení. Konstrukce střešního panelu je však v návrhu zamýšlená bez této sítě. Před případnou další výrobou a eliminací této sítě je nutné prvek dále zkoumat a případně upravit.

Předkládaný článek včetně diplomové práce zhodnotil realizovanou konstrukci z materiálu, který není popsán v aktuálně platných normách. Práce nabízí postup posouzení takové konstrukce včetně porovnání s normovými hodnotami dle ČSN EN 1990.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za podpory projektu SGS19/149/OHK1/3T/11 a za odborné pomoci docentky Ing. Ivy Broukalové, Ph. D., které tímto děkuji.

REFERENCE

[1] TOMAN, Kryštof: *Nelineární analýzy konstrukce z UHPC*. Diplomová práce. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2014.

- [2] *Technické podmínky TP 226. Vysokohodnotné betony pro mosty PK*. Praha: Ministerstvo dopravy ČR, Odbor silniční infrastruktury, 2010.
- [3] PAVLÍKOVÁ, M., PAVLÍK, Z. a HOŠEK, J. *Materiálové inženýrství I*. Praha: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04932-7.
- [4] COLLEPARDI, M. *Moderní beton*. Praha: Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2009. ISBN 978-80-87093-75-7.
- [5] AĪCTIN, P. C. *Vysokohodnotný beton*. Praha: Informační centrum ČKAIT, s.r.o., 2005. ISBN 80-86769-39-9.
- [6] MALIER, Y. *High Performance Concrete: From material to structure*. Londýn: E & FN Spon, 1992. ISBN 0-419-17600-4.
- [7] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006, Z4 11/2019.
- [8] ČERVENKA, V., JENDELE, L. a ČERVENKA, J. *ATENA Program documentation: Theory*. Praha, 2010.
- [9] KRÁTKÝ, J., VODIČKA, J., VAŠKOVÁ, J., DRAHORÁD, M. et al. *Technické podmínky I: Vlákno-beton - Část 1 Zkoušení vláknobetonu – Vyhodnocení destruktivních zkoušek a stanovení charakteristického pracovního diagramu vláknobetonu ponavrhování vláknobetonových konstrukcí*. Praha: Českomoravský beton, a.s., 2007.
- [10] JCSS. *Probabilistic Model Code: Part III*. In: Joint Committee on Structural Safety [online]. [cit. 2014-11-24]. ISBN 978-3-909386-79-6. Dostupné z: <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>
- [11] ČSN EN 1990-1-1 (ČSN 730002). *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: ČNI, 2004, Z2 02/2011.
- [12] BROUKALOVÁ, I., BÍLÝ, P. *Výkresová dokumentace – Cyklopointy Chocenice*. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2013.