

PROBLEMATIKA NÁVRHU MOSTU PŘES ÚDOLÍ ŘEKY GOTTLLEUBA V PIRNĚ

Vojtěch Šulc, *

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

ABSTRAKT

Předmětem článku je alternativní návrh přemostění údolí řeky Gottleuba. První část se zabývá návrhy různých variant a volbou vhodné výsledné konstrukce. Vybraná konstrukce je tvořená betonovým komorovým nosníkem budovaná metodou letmé betonáže. Předběžnými ručními posudky je ověřena vhodnost zvoleného návrhu. Je proveden návrh předpínací výztuže se zohledněním fází výstavby nosné konstrukce. Vedení předpětí je postupně optimalizováno. Konstrukce je posouzena jak na mezních stavech použitelnosti, tak mezních stavech únosnosti k čemuž je využit výpočetní software, jehož výstupy byly současně ověřovány ručními výpočty. Byl proveden návrh a posouzení spodní stavby tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby. Detailní návrh založení mostu není předmětem tohoto článku.

KLÍČOVÁ SLOVA

Betonový most • časově závislá analýza • letmá betonáž • předpjatá konstrukce • silniční most

ABSTRACT

The subject of the article is an alternative design of bridge over the Gottleuba river valley. The first part of the article deals with the design of various variants and the choice of a suitable final design. The selected structure consists of a concrete box girder built using balanced cantilever method. The suitability of the selected design is verified by preliminary manual assessments. The design of prestressing reinforcement is performed including the construction phases. Geometry of the prestressing has been gradually optimized. The design is assessed both for serviceability limit states and ultimate limit states, for which both software and manual verification of program outputs are used. The design and assessment of the substructure consisting of frame pillars and pillars with concrete hinges been undertaken. The detailed design of the bridge foundation is not the subject of the work.

KEYWORDS

Concrete bridge • free balanced cantilever method • prestressed construction • road bridge • time dependt analysis

1. ÚVOD

Účelem článku bylo zabývat se alternativním návrhem přemostění hlubokého údolí řeky Gottleuba v Pirně v Německu. Jedná se o součást přeložky spolkové silnice B 172. V současné době zde probíhá výsun semi-integrované spřažené mostní konstrukce. Předmětem zadání je variantní řešení přemostění ve vztahu ke stávající navržené konstrukci a předpokládaný mnou zvolený způsob výstavby.

Tato část prakticky předurčuje charakter celé konstrukce. Bylo nutné zvolit jak esteticky, tak staticky vhodný most v kombinaci s postupem výstavby. Celý návrh musí být v souladu s danými okrajovými podmínkami. Byla zvolena dodatečně předpjatá letmo betonovaná konstrukce. Výpočty a posouzení mostu jsou koncipovány jako komentovaný statický výpočet, který je snadněji kontrolovatelný. Nedílnou součástí je základní výkresová dokumentace. I přes fakt, že se jedná o most ve Spolkové republice Německo jsou uplatněny postupy podle českých předpisů a norem. Z německé projektové dokumentace je přebráno šířkové uspořádání s tvarem římsy, svodidly a protihlukovou stěnou. Výškové i směrové vedení je rovněž shodné s původní dokumentací.

2. POPIS OBLASTI A KONSTRUKCE

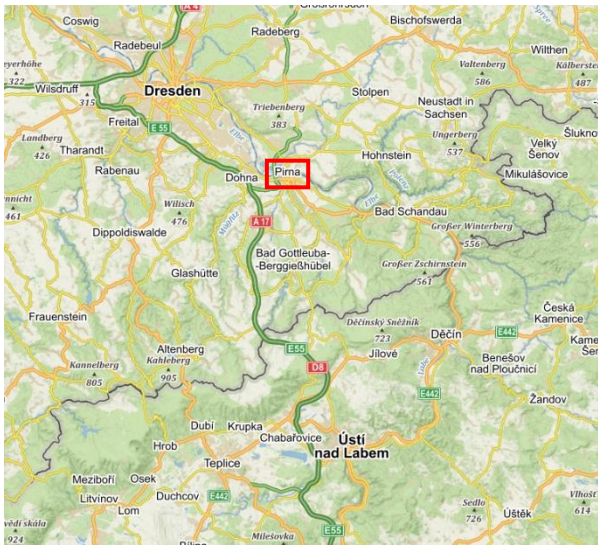
Řešená oblast se nachází na území velkého okresního města Pirna ve spolkové zemi Sasko v zemském okrese Saské Švýcarsko-Východní Krušné hory. Od státních hranic je vzdálena přibližně 23 km po silnici B 172. Jedná se o relativně hluboké údolí řeky Gottleuba jižně od středu Pirny. Nedaleko Pirny je národní park Saské Švýcarsko volně navazující na jeho českou část. Zmiňovaný národní park se rozléhá v okolí města Bad Schandau. Přemostované překážky:

- Řeka Gottleuba, neboli Rybný potok.
- Zemská silnice S 174 (Rottwerndorfer Straße)
- Atletický stadion LSV Pirna
- Dům č.p. 47

Převáděná komunikace je 27 km dlouhá spolková silnice B 172. Na státních hranicích s naší republikou u Hřenska přechází v silnici I/62, která pokračuje do Ústí nad Labem. Obě tedy kopírují tok řeky Labe. Stávající komunikace končí přímo v centru Pirny. To není z dopravního hlediska příliš vhodné řešení. Proto byl vyprojektován jižní obchvat Pirny B 172n. Komunikace na mostě je v současné projektové dokumentaci navržena jako tří pruhová se dvěma stoupacími

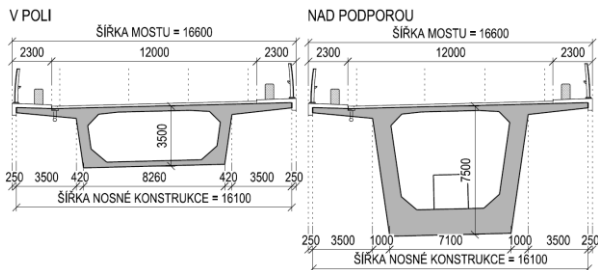
* Školitel: doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D.

pruhy a jedním klesajícím. Sklon nivelety na mostě je konstantní 4,0 %. V příčném směru je povrch mostovky v jednosměrném sklonu 2,5 %. Ve variantním řešení byla zvolena letmo betonovaná konstrukce.



Obrázek 1 – Umístění stavby

Délka mostu je téměř 950 m. Výška nivelety nad terémem dosahuje přes 70 m. Jednotlivá rozpětí jsou 63-93-5x121-95-60 m. Výška nosné konstrukce je proměnná od 3,5 m do 7,5 m. V oblastech bez nábhů je nosná konstrukce konstantní výšky 3,5 m. Šířka nosné konstrukce je 16,1 m, přičemž šířka dolní desky u nejvyššího průřezu je 7,1 m. Na opěrách a pilířích P2 a P9 je konstrukce uložena na ložiscích. Na pilířích P3 a P8 jsou nevrženy vrubové klouby v hlavě pilířů. Ostatní pilíře jsou rámově vetknuté do mostovky.

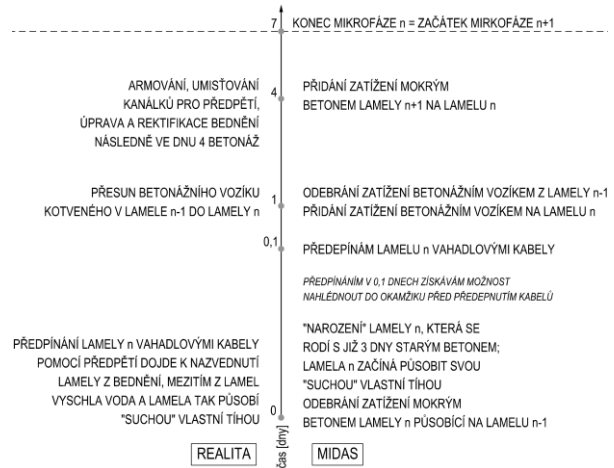


Obrázek 2 - Vzorový příčný řez

3. NÁVRH NOSNÉ KONSTRUKCE

Byly použity prutové a deskostěnové výpočetní modely, druhý jmenovaný zejména pro návrh příčného směru komového trámu.

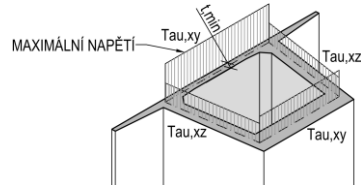
Důraz byl kladen správné zadání všech mikrofází vzniku lamely. Skutečná časová osa a její verze zadaná do výpočetního modelu je uvedena dále.



Obrázek 3 – Časová osa

Byli provedeny posudky jak MSÚ, tak MSP. U MSP byly řešeny mezní stavy omezení napětí, průhybu a trhlin, kde byly posouzeny smykové trhliny ve stěnách. V MSP byl proveden návrh dekomprese pro kvazistálou kombinaci zatížení.

Posudek MSÚ v podélném směru je založen na posudcích interakce normálové síly s ohybovým momentem se zahrnutím přídatné tahové síly od smykového namáhání, posudku křehkého lomu a posudcích smyku, kroucení a únavy. K prvním jmenovaným posudkům bylo využito teorie mezních přetvoření se zohledněním počátečního stavu.



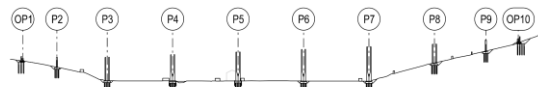
Obrázek 4 - Skica průběhu smykového napětí na příčném řezu komorového průřezu od vlivu kroucení

3.1. Postup výstavby

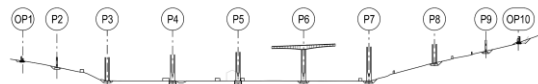
V první etapě jsou zhotoveny základy a spodní stavba zahrnující pilíře a opěry. U vysokých štíhlých pilířů je nutné zajistit jejich stabilitu vzájemným ztužením stěn pilířů. V další etapě již konzolovým způsobem výstavby dochází ke zhotovení vahadla P6. Následují vahadla P5, P7, P4, P8 a P3. Uvažují pouze s jedním párem betonážních vozíků a tento fakt respektují i ve výpočetním modelu. To učiním mimo jiné z důvodu, že na převáděné komunikaci za mostem navazuje tunel Kohlberg, jehož výstavba zabere jistě více času než výstavba řešeného mostního objektu, tudíž v rámci ušetření finančních prostředků na další pár betonážních vozíků navrhuji použití pouze jednoho páru. To má za následek fakt, že při spojování některých vahadel uzavírací spárou dochází ke spojení 2 velmi rozlišně starých betonových konstrukcí. Po vybetonování párových lamel dochází k předepnutí příslušných vahadlových kabelů. Po dokončení celého vahadla se napínají kabely spojitosti. Nejprve kladné kabely vedené ve spodní desce a následně průběžné kabely spojitosti se soudržností. V průběhu výstavby vahadel na ložiskových pilířích je nutné zajistit stabilitu těchto vahadel. To je provedeno nejprve přikotvením nosné konstrukce k pilíři a následně podpěrnými bárkami. Po dokončení těchto vahadel

dochází k betonáži krajních polí na pevné prostorové skruži. Poté již následují dokončovací práce, instalace příslušenství, a nakonec uvedení do provozu.

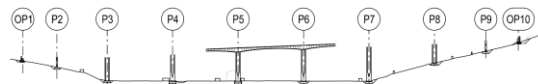
ETAPA 1 - PILOT. ZALOŽENÍ, VÝKOPY, PAŽENÍ VÝKOPŮ + SPODNÍ STAVBA, DOČAS. ZTUŽ. PILÍŘŮ



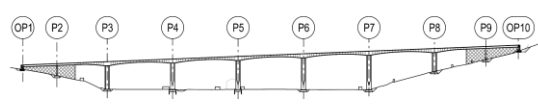
ETAPA 2 - VAHADLO P6



ETAPA 3 - VAHADLO P5, OBDOBŇNĚ VAHADLA P7, P4, P8, P3 (V TOMTO POŘADÍ)



ETAPA 4 - VÝSTAVBA KRAJNÍCH POLÍ NA PEVNÉ SKRUŽI



Obrázek 5 - Postup výstavby

3.2. Návrh předpětí

Návrh předpínacích kabelů byl proveden nejprve předběžně pomocí ručních výpočtů v programu Excel. Následně byl návrh ověřen pomocí zadání do programu Midas.

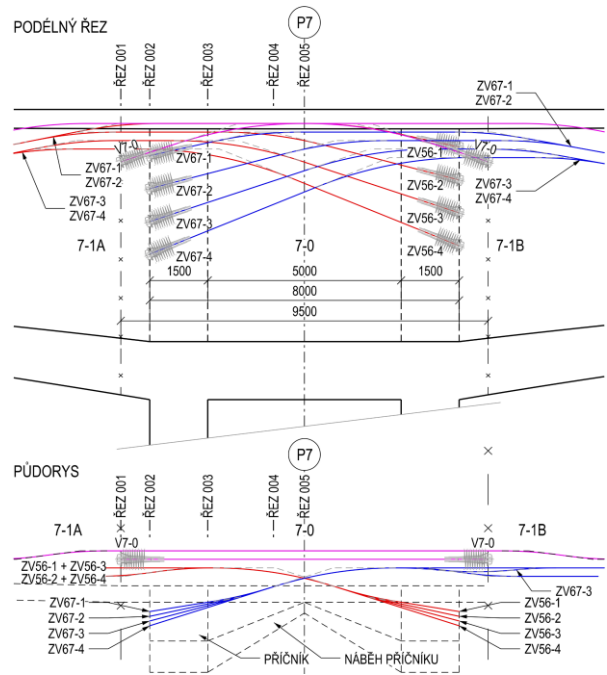
Vahadlové kabely jsou nad podporou vedeny ve 2 výškových hladinách. V níže vedené úrovni je vedeno 6 nejkratších kabelů. Bylo navrženo 30 vahadlových kabelů složených z 22 lan.

Veškeré navržené kabely jsou vnitřní kabely se soudržností.

Dolní kladné kabely jsou vedeny v dolní desce a kotveny v nálticích z ní. Jsou navrženy v počtu 6 kabelů. Všechny kabely v konstrukci jsou 22 lanové.

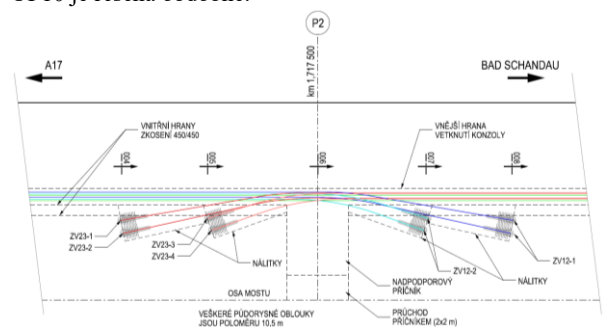
Zvedané kabely jsou vedeny z příčnicku nad pilířem přes pole a kotveny jsou v protilehlém příčnicku následujícího pilíře. Jedná se o 8 kabelů. V poli uvažují vedení ve 2 vrstvách po 2 kabelech.

U všech kabelů byly detailně řešeny vzájemné konfliktní pozice kabelů.



Obrázek 6 - Řešení předp. kabelů v zárodku

Detailně bylo řešeno i předepnutí částí betonovaných na pevné skruži. Konceptně je předpětí těchto částí složeno ze 3 skupiny kabelů. První skupina je vedena od opěry a kotvena za ložiskovým pilířem P2 v nálticích z horních rohů komorového příčného řezu. Druhou skupinu tvoří kabely vedeny opět od opěry a kotveny v nálticích z dolní desky jako kladné kabely v poli P2-P3. Poslední skupina je tvořena kabely vedenými od oblastí před pilířem P2 a kotveny jako ostatní zvedané kabely letmo betonovaných částí v protilehlém příčnicku. Předpětí části konstrukce betonované na pevné skruži v oblasti opěry OP10 je řešena obdobně.



Obrázek 7 - Vedení předpětí nad P2

3.3. Příčný směr

Pro vyšetření příčného směru byl použit deskostěnový model v programu Scia Engineer. Nejprve byla ověřena nutnost navrhovat příčné předpětí horní desky předběžnými posudky. Následně v podrobném statickém výpočtu byla navržena betonářská výztuž a bylo zpracováno schéma vyztužení příčného řezu. Byly provedeny posudky MSÚ i MSP. Do namáhání navržené výztuže byl započítán ohyb, smyk i kroucení včetně jejich vzájemné interakce. Neopomenut byl také posudek únavy.

Zvláštní péče byla věnována rámovým rohům.

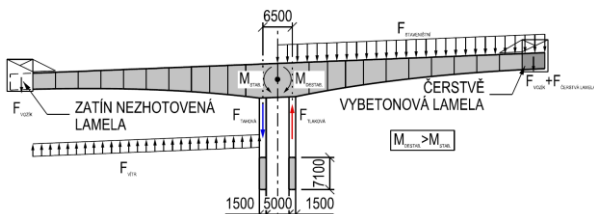


Obrázek 8 - Deskostěnový model

4. NÁVRH SPODNÍ STAVBY

Výška pilířové stěny P7A od líce základu po spodní líc nosné konstrukce je 64,31 m, u pilíře P7B je to 64,57 m. Jedná se o nejvyšší pilíře na mostě. Klíčové je stanovení správných vzpěrnostních délek, které vstupují obrovskou měrou do výpočtu účinků 2. řádu. Ty není vždy naprosto snadné určit a existuje několik možných postupů. V mnou navržené konstrukci se během výstavby a provozní fáze u jednotlivých tlačných stěn pilířů změni dramaticky vzpěrnostní délky.

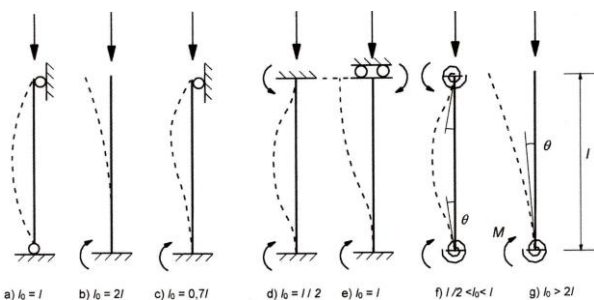
Byly provedeny posudky MSÚ i MSP. Ty byli primárně prováděny ručně, přičemž bylo provedeno jejich ověření pomocí výpočtů v dostupných softwarech. Nezanedbatelnou částí je posouzení mezního stavu EQU ve stavebních stavech konstrukce. To bylo provedeno jak v předběžných výpočtech ručními posudky, tak i podrobnými posudky v podrobném statickém výpočtu.



Obrázek 9 - Uvažovaný mezní stav EQU

4.1. Vzpěrné délky

Použil jsem celkem 3 způsoby výpočtu vzpěrných délek. Nejjednodušším z nich je odhad na základě Obrázku 5.7 čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1, který uvádím dále v textu.



Obrázek 10 - Příklady různých tvarů vybočení a odpovídajících účinných délek

Další možností je provést výpočet dle rovnice (5.15) čl. 5.8.3.2. (3) normy ČSN EN 1992-1-1. Ten je možné uplatnit pro pravidelné vodorovně ztužené rámové soustavy. Jako poslední možný způsob jsem zvolil výpočet na základě vzpěrnostní analýzy v programu Midas Civil, který umožňuje získ součinitele kritického zatížení α_{cr} . Za jeho pomoci je možné dopočítat hodnotu kritického zatížení a z rovnice pro Eulerovo kritické břemeno vyjádřit vzpěrnou délku L_{cr} .

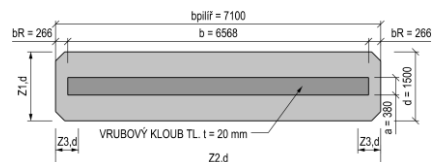
Posudky vzpěrné únosnosti s účinkem 2. řádu ještě ověřuji ručním výpočtem s uvažováním obou možných metod (pro omezený rozsah práce se nezabývám výpočtem pomocí nelineární analýzy zahrnující geometrickou nelinearitu).

4.2. Vrubové klouby

Byl proveden návrh vrubových kloubů na krajních pilířích bez ložisek. Hlavním důvodem bylo úmyslné změkčení konstrukce v podélném směru pomocí navržení těchto kloubů na nejnižších pilířích.

Návrh vrubových kloubů je proveden podle postupů, které jsou k nalezení v dostupné literatuře. Většina z nich vychází z řešení publikované panem profesorem Leonhardtem.

Byla navržena šikmá výztuž, proveden byl výpočet potřebné plochy kloubu. Konstrukce byla posouzena na příčné tahové síly. V neposlední řadě byl proveden posudek místě zatížené plochy z Eurokódu.



Obrázek 11 - Navržený vrubový kloub

5. ZÁVĚR

Článek se zabývá autorovou diplomovou prací. Byly zmapovány okrajové podmínky a stávající realizovaná varianta. V reiferši byl kladen zřetel na studium mostů podobného charakteru jako je stávající návrh. Bylo předloženo několik možných variant přemostění zahrnující betonové i ocelové konstrukce stavěné nejrůznějšími technologiemi počínaje podélným výsunem, přes výsunou skruž až po letnou betonáž. Nakonec byla vybrána předpjatá letmo betonovaná varianta. Byly provedeny předběžné ruční posudky. Rámové pilíře mostu byly navrženy jako dvojice štíhlých stěn s výjimkou pilířů krajních.

Navržená soudržná předpínací výztuž je vedena uvnitř stěn a desek komory. K výpočtům byl použit software Midas Civil.

V průběhu zpracování byly poměrně detailně kontrolovány vzájemné kolizní situace mezi kabely. Návrh předpětí byl optimalizovaný v několika krocích a byl předložen i méně konzervativní návrh předpětí, než byl v práci použit.

Krajní rámové pilíře P3 a P8 se jevíly příliš tuze v podélném směru. Po prozkoumání možností bylo přistoupeno k upuštění od návrhu vzájemného spojení stěn pilíře v patě plným obdélníkovým průřezem a zároveň byly navrženy vrubové klouby v hlavě pilířů.

V pokročilejší fázi práce je věnován prostor spodní stavbě mostu tvořené rámovými pilíři a pilíři s vrubovými klouby v hlavě.

U pilířů byla podrobně rozebrána problematika vzpěrných délek. To bylo provedeno pro různé stavební fáze pilířů. Pro stádium, kdy stěny pilíře působí jako osamělé konzoly bylo navrženo montážní ztužení. Byl proveden výpočet momentu 2. řádu pomocí jmenovité křivosti i tuhosti. Výsledné momenty byly vzájemně porovnávány i s hodnotami z výpočetních softwarů Idea Statica a FINE. Následně byly pilíře posouzeny

na MSÚ, což zahrnovalo interakci normálové síly a ohybového momentu, kroucení a smyk stěn pilíře včetně jejich interakce. Byl posouzen i mezní stav EQU.

U pilíře P8 byl proveden návrh vrubového kloubu, kterému v práci předchází řešeršní část získaná z dostupné literatury. Tu považuji za možná ještě důležitější než samotný návrh kloubu, z důvodu jejího přínosu. V práci jsou uvedeny i návrhové síly a posuny pro ložiska a mostní závěry. Detailní návrh založení mostu není předmětem práce.

PODĚKOVÁNÍ

Poděkování patří Doc. Ing. Marku Foglarovi, Ph.D. za konzultace, užitečné rady a pomoc při vypracování.

Reference

- Navrátil, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. Vyd. 2. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008. ISBN 978-80-7204-561-7.
- Stráský, Jiří. *Betonové mosty*. Praha: ŠEL, 2001. Technická knižnice autorizovaného inženýra a technika. ISBN 80-86426-05-x.
- Vítek, Jan. *Historie předpjátého betonu*. 1. vyd. Praha: ČKAIT, 2016, 320 s. Betonové stavitelství. ISBN 978-80-87438-84-8.
- Hrdoušek, Vladislav a Helena Včelová. Letmé betonování mostů. *Lafarge Cement JOURNAL*. Čížkovice: Lafarge Cement, a. s., 2018, **15**(12018), 16-19, 29 s.
- Omezení nadměrných průhybů komorových mostů optimalizací vedení předpínacích kabelů. In: VRÁBLÍK, Lukáš a Vladimír KRÍSTEK. *Udržitelná výstavba*. Praha, 2005.
- Souček, Petr, Petr Drbohlav, Josef Richter a Pavel MAŘÍK. Letmo betonovaný most přes údolí Hačky na silnici I/7. In: *13. Betonářské dny*. 1. vyd. Hradec Králové: Česká betonářská společnost, 2006, s. 63-69. ISBN 80-903807-2-7.
- Schacht, Gregor a Steffen Marx. Concrete Hinges: Historical development and contemporary use. In: *3rd fib International Congress - 2010: Volume 3*. 1. vyd. Washington, 2010, s. 2822-2843. ISBN 978-1-61782-821-8.
- ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (73 1201): Navrhování betonových konstrukcí Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2019, 208 s.