

České vysoké učení technické v Praze
Fakulta stavební



**Progresivní betonové konstrukce
v dopravní infrastruktuře**

**Progressive concrete structures
in transport infrastructure**

HABILITAČNÍ PRÁCE

Ing. Petr Bílý, Ph.D.

Praha 2020

Poděkování

Autor by rád poděkoval všem kolegům z Centra pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (CESTI), kteří mu po dobu sedmi let vzájemné spolupráce byli neocenitelným pramenem informací, inspirace a zkušeností. Zvláštní dík patří jeho manželce Ivaně za bezmeznou podporu, trpělivost a obětavost a synovi Martinovi jakožto zdroji vítaného rozptýlení.

Abstrakt

Práce se zaměřuje na vybrané typy a příklady progresivních betonových konstrukcí v dopravní infrastruktuře. Úvodní část dokumentuje celospolečenský význam dopravních staveb, předkládá argumenty pro potřebnost jejich technického výzkumu a nastiňuje koncepty mezinárodních i domácích strategií rozvoje. Následuje charakteristika moderního betonu a současných směrů v jeho vývoji a přehled hlavních oblastí, kde v poslední době dochází k zavádění nových řešení. Stěžejní částí práce jsou kapitoly představující výsledky základního a aplikovaného výzkumu autora zaměřeného na materiálové a konstrukční inovace pro dopravní infrastrukturu.

Klíčová slova

Betonové konstrukce, dopravní infrastruktura, vláknobeton, udržitelnost, trvanlivost

Abstract

The thesis is focused on the selected types and examples of progressive concrete structures in transport infrastructure. In the introductory part, the overall social importance of transport constructions is documented, the arguments for the need for its technical research are presented and the concepts of international and domestic development strategies are outlined. The description of modern concrete and current trends in its evolution follows together with an overview of the main areas where new solutions have recently been implemented. The main part of the work are chapters presenting the results of basic and applied research of the author aimed at material and structural innovations for transport infrastructure.

Keywords

Concrete structures, transport infrastructure, fibre-reinforced concrete, sustainability, durability

Obsah

1. Úvod.....	9
2. Význam dopravní infrastruktury	10
2.1. Důležitost dopravní infrastruktury pro hospodářství a společnost.....	10
2.2. Potřeba technického vývoje dopravní infrastruktury	12
2.3. Mezinárodní strategie rozvoje dopravní infrastruktury.....	15
2.3.1. Organizace pro hospodářskou spolupráci a rozvoj (OECD)	15
2.3.2. Evropská unie (EU)	16
2.3.3. European Construction Technology Platform (ECTP).....	17
3. Dopravní infrastruktura ČR.....	19
3.1. Současný stav	19
3.1.1. Silnice a železnice	19
3.1.2. Mosty.....	22
3.1.3. Tunely.....	23
3.1.4. Investice do dopravní infrastruktury.....	24
3.2. Strategie ČR v oblasti dopravní infrastruktury.....	24
3.2.1. Základní koncept	24
3.2.2. Zaměření vědy, výzkumu a inovací (VaVaI)	25
3.2.3. Autonomní mobilita a elektromobilita	26
4. Beton a směry v jeho současném vývoji	28
4.1. Konstrukční materiály dopravních staveb	28
4.2. Složky betonu	30
4.2.1. Cement.....	31
4.2.2. Voda.....	33
4.2.3. Kamenivo.....	34
4.2.4. Příměsi	35
4.2.5. Přísady	37
4.2.6. Rozptýlená výztuž	38
4.3. Redukce uhlíkové stopy betonu	39
4.3.1. Omezování spotřeby portlandského slínku.....	40
4.3.2. Zvyšování podílu recyklace betonu	41
4.3.3. Opravy a rekonstrukce.....	44
4.4. Zvyšování trvanlivosti betonu a zlepšování jeho užitných vlastností	44
5. Výzkum nových možností využití betonu.....	47
5.1. Mechanicky aktivovaný betonový recyklát jako částečná náhrada cementu	47
5.1.1. Mechanická aktivace	47
5.1.2. Příprava materiálu pro experimenty	48
5.1.3. Realizace experimentů.....	49
5.1.4. Výsledky a závěry	50
5.1.5. Navazující výzkum	51

5.2.	Vliv nanomateriálů na fotokatalytické vlastnosti betonu	52
5.2.1.	Využití fotokatalýzy	53
5.2.2.	Principy fotokatalýzy a samočistícího efektu	53
5.2.3.	Použití PVA nanotextilie	54
5.2.4.	Příprava vzorků	54
5.2.5.	Realizace a výsledky experimentu	56
5.2.6.	Navazující výzkum	57
5.3.	Beton se samohojícím účinkem založeným na biologické bázi	58
5.3.1.	Zaměření výzkumu	58
5.3.2.	Vliv nutričních látek na vlastnosti cementové malty	59
5.3.3.	Vývoj složení cementové malty	60
5.3.4.	Vliv podmínek prostředí na aktivitu bakterií	63
5.3.5.	Vliv bakterií na samohojení cementové malty	64
5.3.6.	Další postup výzkumu	66
6.	Betonové konstrukce – hlavní oblasti aplikací	67
6.1.	Cementobetonové vozovky	67
6.1.1.	Použití cementobetonových vozovek	67
6.1.2.	Technologie cementobetonových vozovek	69
6.1.3.	Požadované vlastnosti betonu CBK	71
6.1.4.	Alternativní typy pojiv pro CBK	72
6.1.5.	Problematika rozpínavých reakcí	74
6.1.6.	Úpravy povrchů	77
6.2.	Betonové mosty	78
6.2.1.	UHPC v novostavbách mostů	79
6.2.2.	Rekonstrukce mostních konstrukcí s využitím UHPC	83
6.2.3.	Spoje prefabrikovaných prvků z UHPC	85
6.2.4.	Speciální prvky pro mosty z UHPC	88
6.2.5.	Moderní prefabrikované prvky	90
6.3.	Tunelové stavby	94
6.3.1.	Tunelová ostění z vodonepropustného betonu	94
6.3.2.	Vláknobeton v tunelových ostěních	97
6.3.3.	Stříkaný beton v tunelových stavbách	100
6.3.4.	Betonové obkladové desky	102
6.4.	Kolejové stavby	103
6.4.1.	Betonové pražce PKK13	103
6.4.2.	Konstrukce pevné jízdní dráhy	104
7.	Betonové konstrukce – příklady inovativních řešení	107
7.1.	Nová technologie přímopojížděné mostovky z vláknobetonu	107
7.1.1.	Přímopojížděné mostovky ve světě a v ČR	107
7.1.2.	Vývoj vláknobetonu pro PPM	109
7.1.3.	Kontrola splnění požadavků TP260	111

7.1.4.	Pilotní konstrukce s PPM z VLB.....	112
7.1.5.	Analýza nákladů	116
7.1.6.	Shrnutí	117
7.2.	Alternativní řešení bezstojkového bednění pro deskové mosty malého rozpětí .	117
7.2.1.	Technologické možnosti řešení betonových mostovek.....	117
7.2.2.	Systém bezstojkového bednění.....	118
7.2.3.	Konkrétní provedení pro most SZ-001 Na Kácku.....	119
7.2.4.	Shrnutí	122
7.3.	Využití výhod drátkobetonu při zesílení mostovky dálničního mostu.....	122
7.3.1.	Most D1-034 Hvězdovice.....	122
7.3.2.	Rekonstrukce mostu	123
7.3.3.	Výhody technologie drátkobetonu.....	124
7.3.4.	Problematika koroze rozptýlené výztuže.....	125
7.3.5.	Využití technologie drátkobetonu při modernizaci mostu	126
7.3.6.	Shrnutí	131
7.4.	Vývoj prvku ztraceného bednění trámových mostů.....	131
7.4.1.	Omega nosník z vysokohodnotného betonu.....	131
7.4.2.	Zatěžovací zkouška nosníku.....	132
7.4.3.	Nelineární model nosníku při zatěžovací zkoušce	134
7.4.4.	Shrnutí	139
7.5.	Automatizovaná kontrola homogenity drátkobetonu digitální analýzou obrazu	140
7.5.1.	Metody pro kontrolu homogenity ztvrdlého drátkobetonu.....	140
7.5.2.	Digitální obrazová analýza	141
7.5.3.	Ukázky praktických aplikací	146
7.5.4.	Shrnutí	150
7.6.	Přenos technologie výroby tenkostěnných prvků do praxe.....	150
7.6.1.	Vývoj technologie.....	150
7.6.2.	Praktická aplikace.....	152
7.6.3.	Shrnutí	153
7.7.	Návrh variabilního systému ponorných mol z vláknobetonu.....	154
7.7.1.	Myšlenka ponorných mol	154
7.7.2.	Možnosti využití systému ponorných mol.....	155
7.7.3.	Materiálové řešení	156
7.7.4.	Návrh geometrie a rozměrů mola	157
7.7.5.	Prvky systému mol	158
7.7.6.	Hydraulické zkoušky na modelech v měřítku 1:10	159
7.7.7.	Výroba prototypů.....	162
7.7.8.	Shrnutí	163
8.	Závěr.....	164
	Literatura.....	165

1. Úvod

Možnost cestovat a uskutečňovat výměnu komodit je jednou z hybných sil současného hospodářství. Dopravní infrastruktura představuje prostředek, díky kterému mohou tyto aktivity probíhat. Úroveň její vyspělosti pak koreluje s efektivitou dopravních procesů a růstem ekonomických ukazatelů. Výstavba, správa a údržba dopravních tras má přímé dopady na životní prostředí, veřejné rozpočty i každodenní život naprosté většiny občanů. Dopravní infrastruktura si proto zaslouhuje maximální pozornost vlád a samospráv a na její zefektivnění ve všech fázích životního cyklu by měly být vynakládány odpovídající prostředky. Prioritou by měla být podpora vědy, výzkumu a inovací v této oblasti.

Beton je z celkového pohledu nejvýznamnějším stavebním materiálem současnosti. Toto jeho postavení má několik rovin. Předně se jedná o nejrozšířenější konstrukční materiál, se kterým se setkáváme u všech typů dopravních staveb – pozemních komunikací, drážních staveb, mostů, tunelů, letišť i vodních tras. Jeho přizpůsobitelnost po stránce tvaru i užitných vlastností z něj činí ideální hmotu, kterou lze v rámci aktuálních technických možností upravit pro potřeby konkrétní konstrukce. Na druhou stranu má výroba betonu a zejména cementu, který je jeho základní složkou, nepříznivé dopady na životní prostředí. Proto by mělo být snahou využívat beton účelně, snažit se snižovat produkci a spotřebu primárních zdrojů a zvyšovat životnost konstrukcí. Položíme-li vedle sebe výhody a nevýhody betonu, je logické, že právě tomuto materiálu je věnována největší pozornost v oblasti stavebního výzkumu.

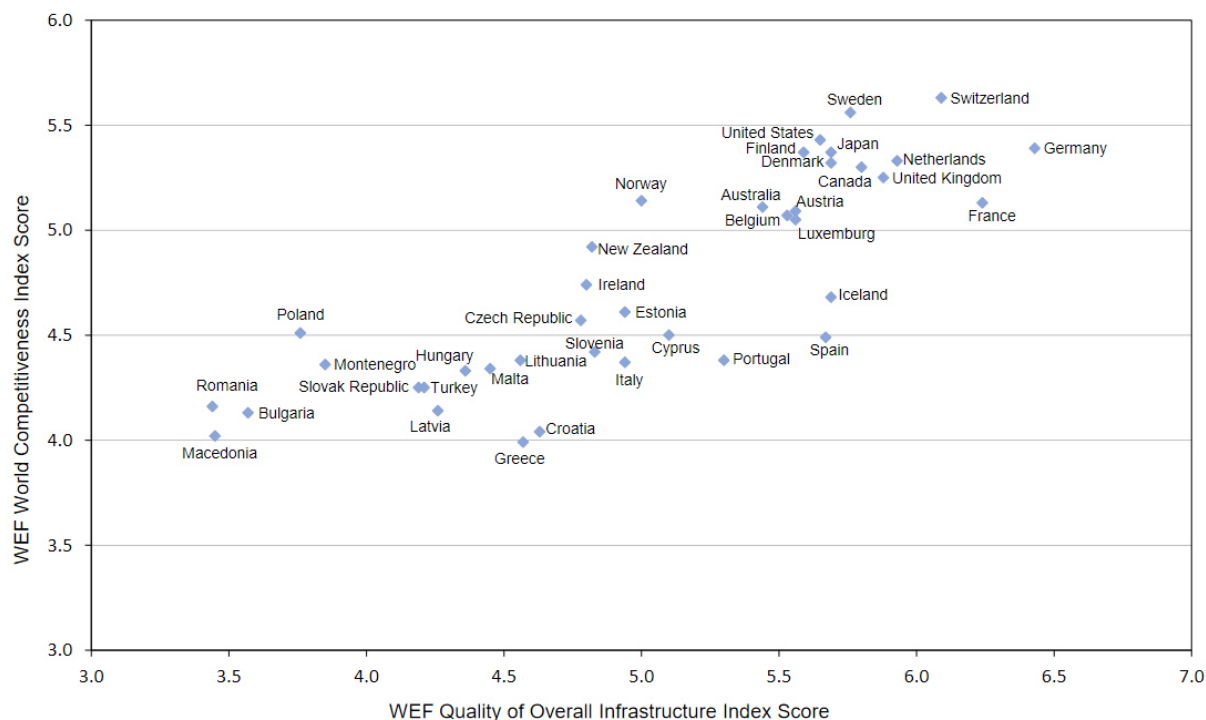
Tato práce se po úvodní části, která dokumentuje celospolečenský význam dopravní infrastruktury, zaměřuje na problematiku betonu a betonových konstrukcí v dopravě. Snažit se o provedení přehledu všech existujících typů betonu a druhů dopravních staveb, pravidel pro jejich návrh a výstavbu a rozbor souvisejících problémů by nebylo účelné a pravděpodobně ani možné. Proto jsou diskutovány pouze vybrané obory betonových dopravních staveb, které jsou v poslední době předmětem výzkumu a dochází u nich k vývoji progresivních materiálových a konstrukčních řešení. Jedná se zejména o oblasti redukce uhlíkové stopy betonu, zvyšování užitných vlastností betonu, aplikace moderních betonů v mostním stavitelství, výstavby cementobetonových vozovek a řešení definitivních ostění tunelů.

Kromě přehledu nedávného vývoje ve zmíněných tématech je klíčovou částí práce představení deseti konkrétních příkladů výzkumných aktivit autora, jejichž společným rysem je snaha o udržitelné využití betonu v dopravním stavitelství. Tři příklady uvedené v kapitole 5 se věnují základnímu výzkumu betonu a jsou zaměřeny na zvyšování podílu recyklace a trvanlivosti betonu. Dalších sedm příkladů v kapitole 7 je zaměřeno na praktické aplikace, zejména zlepšování životnosti konstrukcí cíleným využitím vláknobetonů a vysokohodnotných betonů.

2. Význam dopravní infrastruktury

2.1. Důležitost dopravní infrastruktury pro hospodářství a společnost

Efektivně fungující dopravní infrastruktura je klíčovým faktorem podmiňujícím ekonomický růst a celkový rozvoj každého státu. Umožňuje přesuny osob a zboží, které jsou nezbytné pro všechna hospodářská odvětví. V současném propojeném světě jsou efektivní dopravní sítě zásadní pro dodávky produktů a zboží z výrobních center do velkých aglomerací a průmyslových zón jak v rámci jednotlivých zemí, tak v mezinárodním měřítku. Existuje jen málo sektorů lidské činnosti, které mají stejně široký dopad na každého jedince ve společnosti. Vztah mezi hustotou a kvalitou dopravní infrastruktury a úrovní ekonomického rozvoje je nesporný. Přímou závislost mezi kvalitou infrastruktury a konkurenceschopností jednotlivých zemí velmi dobře ilustruje graf na následujícím obrázku. Je z něj jasně patrná přímá závislost mezi těmito dvěma faktory. Země s rozvinutou infrastrukturou jsou celkově více konkurenceschopné.



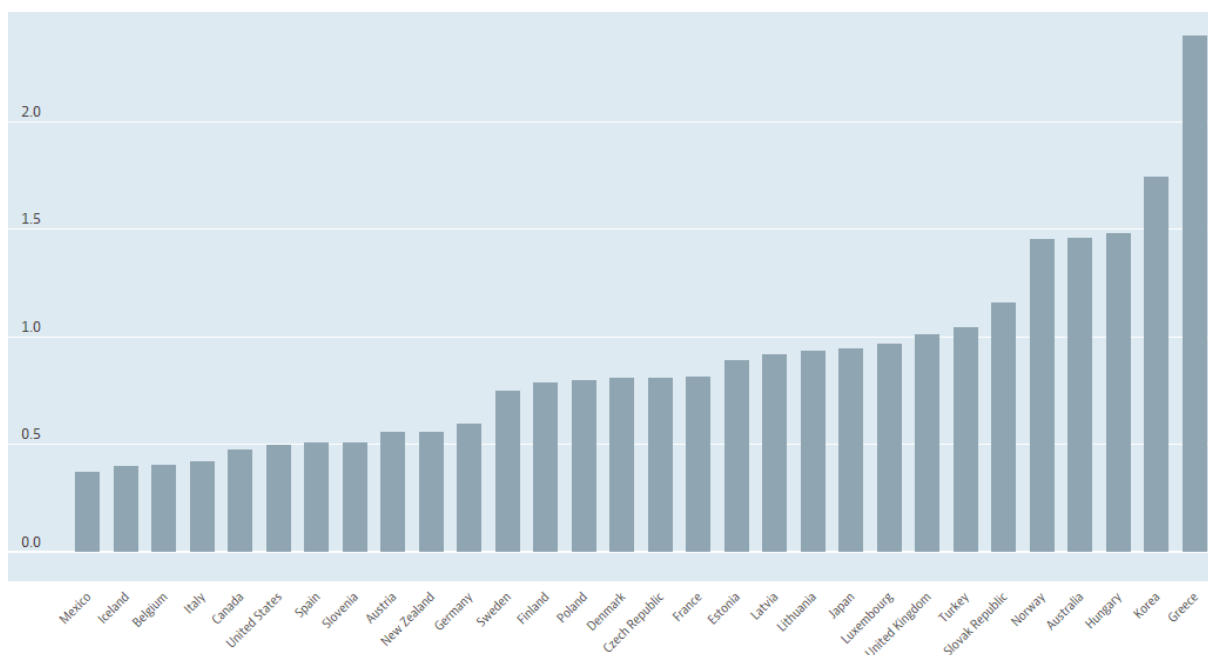
Obrázek 1 Vztah mezi konkurenceschopností a kvalitou infrastruktury podle Světového ekonomického fóra [1].

Světové ekonomické fórum na svém zasedání v Ženevě v roce 2010 zařadilo infrastrukturu na druhé místo na seznamu důležitých faktorů konkurenceschopnosti zemí, hned za úroveň efektivity státní správy. Zdůvodnilo to tím, že dostatečně rozsáhlá a prostupná infrastruktura je rozhodující pro zajištění efektivního fungování ekonomiky, zmenšuje vzdálenosti mezi regiony a má za následek skutečnou integraci lokálních trhů do globálně fungujícího celku [1].

Dopravní infrastruktura poskytuje hospodářské a sociální příležitosti vedoucí k pozitivním multiplikačním efektům jako jsou lepší dostupnost trhu, pracovních míst a investic. Pokud má infrastruktura nedostatečnou kapacitu, prostupnost nebo spolehlivost, snižují se dostupné příležitosti.

Dopravní infrastruktura je nezbytným předpokladem volného pohybu osob, který je v naší kultuře chápán jako jedna ze základních svobod. Nedávné události nám jasně ukázaly, jak významný dopad na život má jeho dočasné omezení faktory, které nejsme schopni plně kontrolovat. Faktorem, jehož ovlivnění je plně v naší moci, je stav a kvalita infrastruktury, na které dopravní procesy probíhají. Je proto nezbytné průběžně a v dostatečné míře investovat prostředky do její správy, údržby, obnovy a rozšiřování.

V zemích OECD tvořily v poslední dekádě investice do výstavby a údržby dopravní infrastruktury v průměru 0,8 % HDP [2] (viz Obrázek 2). Dopravní procesy probíhající na této síti ve vyspělých zemích tvořily na makroekonomické úrovni mezi 6 – 12 % HDP, při zahrnutí kompletního odvětví logistiky až 24 % HDP a celkově byly dopravní procesy neoddělitelně spjaty zhruba s polovinou světového HDP [3]. Investice vložené do dopravní infrastruktury proto přinášejí výraznou přidanou hodnotu pro celou řadu dalších odvětví.



Obrázek 2 Investice do dopravní infrastruktury v zemích OECD v % HDP roce 2017 [4].

Problémem dopravní infrastruktury je nutnost jejího dlouhodobého plánování a dlouhá návratnost investic. Dopravní stavby jsou navrhovány tak, aby sloužily po mnoho desítek let, takže každé rozhodnutí v této oblasti ovlivní několik následujících generací, avšak neprojeví se ihned. Vlády často mají tendenci upřednostňovat krátkodobé problémy a výdaje, u nichž se očekává, že povedou k rychlým změnám snadněji rozpoznatelným v krátkých volebních cyklech. Budoucí potřeby ekonomiky a budoucí sociální potřeby lidí nejsou dostatečně akcentovány. Analýzy Evropského parlamentu z roku 2018 odhadují, že současné každoroční investice do dopravní infrastruktury jsou na úrovni poloviny skutečně potřebných hodnot [5].

Ročně se obnoví pouze 1 % existujících konstrukcí, přičemž s ohledem na obvyklou projektovanou životnost (od 20 let u asfaltových vozovek do 100 let u mostních konstrukcí) by bylo potřebné přinejmenším dvojnásobné tempo. Cílem by mělo být do roku 2030 dosáhnout roční obnovy na úrovni 3 % [5].

Dopravní infrastruktura ovlivňuje život každého jednotlivého občana. Jelikož je výstavba, správa a údržba dopravní infrastruktury většinou hrazena z veřejných prostředků, podílí se každý ekonomicky aktivní jedinec prostřednictvím svých daní na jejím financování. Spolehlivá dopravní infrastruktura je zásadní pro obranyschopnost státu, zejména při živelných katastrofách. Dobře rozvinutá síť dopravní a komunikační infrastruktury hraje také významnou sociální roli. Pomáhá snižovat nerovnosti v příjmech a chudobu, umožňuje méně rozvinutým komunitám připojit se k hlavním ekonomickým činnostem a základním službám. Rovněž umožňuje cestování a setkávání osob a získávání zkušeností z odlišných prostředí a kultur, čímž přispívá k překonávání předsudků a bariér ve společnosti.

2.2. Potřeba technického vývoje dopravní infrastruktury

Směry vývoje současné společnosti velmi dobře vystihují tzv. globální megatrendy. Megatrend lze charakterizovat jako obecný celkový posun v myšlení nebo v přístupu ovlivňující země nebo průmyslová odvětví [6]. Megatrend sám o sobě nevyjadřuje potřebu společnosti. Vyjadřuje však směr vývoje, na který společnost musí reagovat, aby se s ním úspěšně vyrovnala a mohla se dále rozvíjet. Megatrendy tak ovlivňují formování veřejných strategií na mezinárodní, národní i regionální úrovni, strategie v oblasti dopravní infrastruktury nevyjímaje.

Tabulka 1 Přehled globálních megatrendů [6].

Sociální	Technologický	Ekonomický	Environmentální	Politický
• Civilizační choroby • Demokratizace společnosti • Globální stárnutí • Rostoucí individualismus a síla jednotlivců • Rostoucí mobilita • Rostoucí nerovnosti • Rostoucí objem migrace • Rostoucí populace • Snižování diskriminace • Urbanizace • Zdravý životní styl	• Rostoucí přístup k informacím • Virtualizace světa • Zvyšující se dostupnost technologií • Zvyšující se rychlost technologické změny	• Globální ekonomický růst • Rostoucí zadluženost • Růst střední třídy • Zintenzivňující se globalizace • Zvyšující se soutěž o zdroje	• Degradace ekosystémů • Potravinová bezpečnost • Rostoucí spotřeba zdrojů • Rostoucí spotřeba energie • Změna klimatu a její dopady	• Nárůst silové politiky • Nárůst významu nestátních aktérů • Od unipolárního k multipolárnímu světu • Rostoucí objem regulací

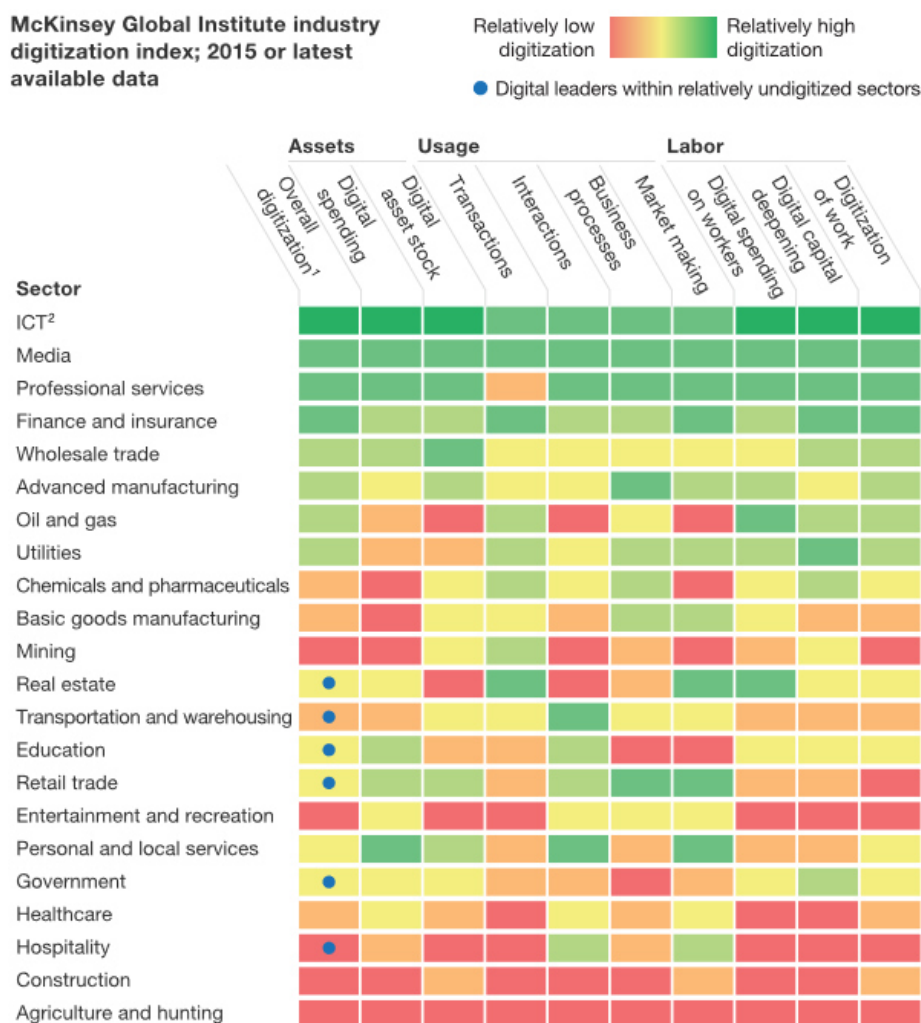
Publikace [6] na základě rozsáhlé analýzy definuje celkem 29 globálních megatrendů (viz Tabulka 1). Určitou vazbu na dopravní infrastrukturu by bylo možno vysledovat u velké části z nich. Zcela jasná přímá vazba a z ní vyplývající společenská potřeba hledat nová řešení v oblasti dopravní infrastruktury existuje v případě těchto megatrendů:

- *Globální ekonomický růst.* Dlouhodobý růst ekonomiky se opírá o odolnou a kvalitní infrastrukturu, včetně té dopravní, jak bylo zdůvodněno v kapitole 2.1.
- *Rostoucí mobilita.* Vysoká mobilita umožňuje globální propojení spotřebních a výrobních vzorců, nové modely práce i sociálních kontaktů a interakcí. Odstraňuje bariéry pohybu osob, materiálu, zboží a informací. Se zvyšováním intenzity využití dopravní sítě se zvyšuje také potřeba, aby tato byla trvale funkční bez nutnosti častých zásahů. Opravy a rekonstrukce vedou k dopravním omezením, která generují ekonomické ztráty subjektů, jejichž velikost přímo závisí na době trvání.
- *Rostoucí spotřeba zdrojů.* Jak spotřeba zdrojů stoupá, je nutné hledat zdroje alternativní. Začíná se mluvit o tzv. cirkulační ekonomice, jejímž cílem je přechod k bezodpadové, nebo alespoň nízkoodpadové společnosti. Dopravní infrastruktura v těchto ohledech skýtá velký potenciál. Hlavní stavební materiály (beton, ocel, asfalt) do značné míry umožňují opakované využití, je však potřeba dále rozvíjet současné nedokonalé technologie.
- *Rostoucí spotřeba energie.* Pařížská konference o klimatu v roce 2015 stanovila, že nárůst globální teploty do roku 2050 oproti předindustriální éře by neměl přesáhnout 2°C. Splnění tohoto cíle bude vyžadovat snížení celosvětové produkce skleníkových plynů o 40 – 70 %. Stavební sektor je v zemích OECD odpovědný za cca 30 % primární spotřeby energie a cca třetinu až polovinu hmotnostního toku komodit [7]. Je tedy klíčové hledat energeticky úsporné technologie, které mohou navíc výrazně posílit oběhovost ekonomiky.
- *Urbanizace.* V současné době více než polovina světové populace žije ve městech. Předpokládá se, že do konce roku 2050 bude podíl městské populace celosvětově dosahovat 75 % [8]. Je tedy nutné cílit na efektivitu a bezpečnost dopravy ve městech. Jednou z cest je vývoj systémů pro autonomní dopravu, které zároveň odpovídají i na potřeby stárnoucí společnosti. Je potřeba zabývat se vývojem inteligentních senzorů pro dopravní prostředky i konstrukce tak, aby tyto spolu mohly komunikovat, sdílet informace o aktuálním stavu dopravy a technickém stavu vozidel i konstrukcí.
- *Zvyšující se dostupnost technologií.* Obor stavebnictví patří obecně k nejméně digitalizovaným (dle průzkumu z roku 2015 se řadil na předposlední místo, viz Tabulka 2), což představuje velkou příležitost pro rozvoj v této oblasti. V posledních letech vzniká řada iniciativ směřujících k zavedení metody BIM (Building Information Management) do projektování a správy staveb. V souvislosti s rozvojem autonomní dopravy by na hlavních dálničních tazích měly být instalovány inteligentní dopravní systémy pro řízení a regulaci provozu, zvýšení

bezpečnosti a efektivnosti dopravy a pro zajištění infomobility (lepší využití kapacity silniční infrastruktury). Měly by být zaváděny stacionární i mobilní systémy vážení za jízdy k eliminaci jízd přetížených nákladních vozidel, která neúměrně poškozují silniční infrastrukturu.

- *Zvyšující se soutěž o zdroje.* V souvislosti s rostoucí spotřebou zdrojů a energií roste jejich dostupnost a je potřeba hledat alternativní řešení. Stavebnictví není high-tech oborem, což je ale v tomto smyslu jeho výhodou, neboť má značný potenciál pro inovace a úspory v oblasti spotřeby zdrojů a energií.

Tabulka 2 Index digitalizace odvětví v roce 2015 podle McKinsey Global Institute [9].



Zmíněných sedm megatrendů souvisejících s dopravní infrastrukturou zasahuje do všech pěti kategorií společenských zájmů [1] – sociální, technologické, ekonomické, environmentální, i politické. Tím je dán velký potenciál dopadu nových řešení pro oblast dopravní infrastruktury na celou společnost.

2.3. Mezinárodní strategie rozvoje dopravní infrastruktury

Výstavba, provoz a údržba dopravní infrastruktury je primárně odpovědností lokálních vlád, jejich aktivity je však potřeba koordinovat v kontextu globálních potřeb. Existuje celá řada mezinárodních smluv, které upravují postupy při budování páteřních mezinárodních tras. Z těch nejvýznamnějších lze zmínit:

- Smlouvy o vybudování transevropské sítě TEN-T – tyto sítě byly poprvé zmíněny v Maastrichtské smlouvě a jejich účelem je propojení všech regionů EU.
- AGR – Evropská dohoda o hlavních silnicích s mezinárodním provozem
- AGC – Evropská dohoda o hlavních mezinárodních železničních tratích
- AGN – Dohoda o hlavních vnitrozemských vodních cestách mezinárodního významu.
- AGTC – Evropská dohoda o nejdůležitějších trasách mezinárodní kombinované přepravy a souvisejících objektech

Hlavním problémem všech těchto dohod je, že nejsou ratifikovány všemi evropskými státy a že nestanoví žádný pevný termín, do které by mělo dojít ke splnění daných povinností. Jen zřídka přitom dochází k aktualizaci jejich obsahu. Přesto poskytují určitý koncepční rámec, jehož následování by v dlouhodobém horizontu mělo dospět k lepší úrovni propojení jednotlivých států.

Dopravní politiky států by neměly přehlížet ani další doporučení formulovaná nadnárodními organizacemi. Tato doporučení jsou obvykle zaměřena na dopravní sektor jako celek a řeší spíše otázky procesů probíhajících na dopravní infrastruktuře než výstavby infrastruktury samotné. Té se dotýkají pouze v hrubých koncepčních rysech, do technických otázek nezasahují prakticky vůbec. Přesto je vhodné dále uvést přehled organizací a jejich strategických doporučení v oblasti rozvoje dopravní infrastruktury, která by jednotlivé země měly co nejvíce respektovat.

2.3.1. Organizace pro hospodářskou spolupráci a rozvoj (OECD)

OECD vydala analýzu potřeb dopravní infrastruktury do roku 2030 [10]. Dopravní infrastrukturu v ní označuje za klíčový pilíř mezinárodní konkurenceschopnosti, který pomáhá celkově podporovat tržní aktivity a ekonomický růst. Odhaduje, že v období let 2010 – 2030 by země OECD měly do dopravní infrastruktury všech typů (silnice, železnice, vodní cesty, přístavy, letiště, telekomunikace, elektrické sítě, produktovody) investovat celkem 64 bilionů USD, aby nedostatečný rozvoj infrastruktur nebrzdil rozvoj ekonomiky. Jedná se o astronomické číslo, které však představuje „pouze“ 2,5 % předpokládaného HDP za dané období a s ohledem na dříve zmíněnou skutečnost, že dopravní procesy podmiňují vznik zhruba poloviny HDP, je možno tuto investici považovat za zcela opodstatněnou.

OECD přitom doporučuje, aby se rozvojové země soustředily zejména na výstavbu nové infrastruktury, kdežto pro země rozvinuté by měla být prioritou údržba a modernizace stávající infrastruktury. V rozvojových zemích je často neexistence vhodných přepravních cest brzdou rozvoje potenciálu jejich hospodářství. V rozvinutých státech OECD jsou obvykle vybudovány

dostatečně husté dopravní síť, je však potřeba řešit jejich stárnutí a kapacitu, aby se nestaly faktorem zpomalujícím rozvoj ekonomiky. Dle analýzy OECD [10] lze předpokládat, že v roce 2030 bude celosvětově přepravováno dvojnásobné množství osob a trojnásobné množství materiálu oproti stavu z roku 2010, přičemž infrastruktura roku 2010 měla kapacitní rezervy ve výši maximálně 50 %.

OECD definuje jako klíčové dlouhodobé strategické plánování rozvoje dopravní infrastruktury. Je nutno si uvědomit, že samotné plánování a výstavba důležité stavby může často trvat déle než 20 let. Tyto procesy by mělo být snahou urychlovat, reálně však dnes začínáme připravovat stavby, které budou dokončeny kolem roku 2040. Procesy plánování na tak dlouhá období musí být velmi zodpovědně připraveny a přizpůsobeny celé škále národních a místních cílů a priorit, které jsou často protichůdné. Rozvoj dopravní infrastruktury je prioritou, protože zlepšuje konkurenceschopnost hospodářství země a podporuje obchod. Ochrana životního prostředí a zlepšení udržitelnosti výstavby, včetně snížení emisí CO₂, jsou důležitými neekonomickými cíli. Za současného stavu technologií jsou však oba požadavky obtížně slučitelné. Je proto nutné zapojit vědu a výzkum do hledání nových energeticky a ekologicky šetrnějších materiálů a technologií.

2.3.2. Evropská unie (EU)

V rozvojové strategii Evropské unie Evropa 2020 [11] je v rámci stěžejní iniciativy „Evropa méně náročná na zdroje“ jako jedna z hlavních úloh pro členské státy definována potřeba „rozvíjet inteligentní, pokročilé a plně propojené dopravní síť“. Splnění tohoto cíle je podmíněno vývojem a implementací nejmodernějších technických, technologických a manažerských přístupů při současném respektování potřeb správců dopravní infrastruktury, stavebních firem a v neposlední řadě občanů užívajících dopravní stavby.

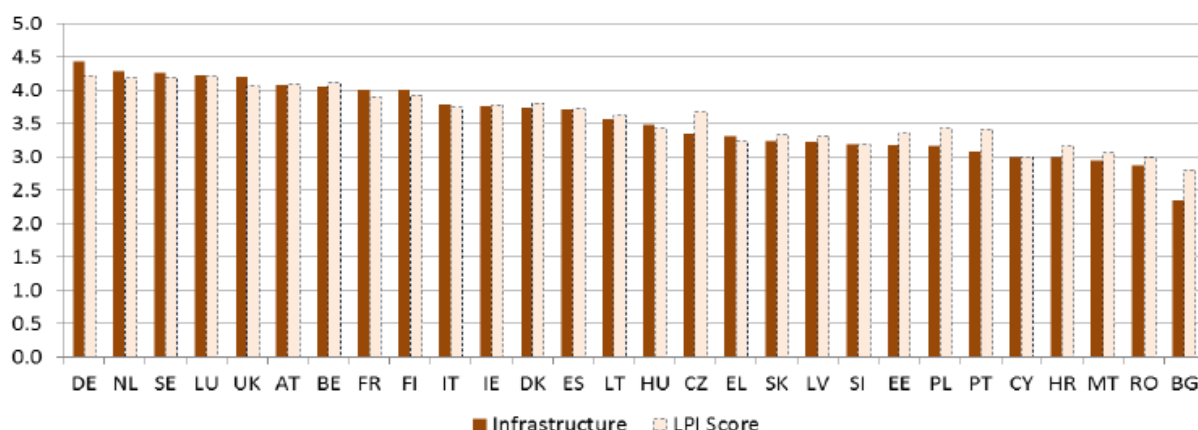
V expertní zprávě Evropské komise k dopravní infrastruktuře [12] je shrnut současný stav a výzvy pro správce infrastruktur. V otázce plánování infrastruktury se zpráva v zásadě shoduje s doporučeními OECD. Zvláště se věnuje otázce produkce skleníkových plynů. Dopravní infrastruktura samotná je odpovědná pouze za zhruba 5 % globálních emisí vyplývajících z dopravy, zbylých 95 % připadá na vozidla využívající tuto infrastrukturu. Návrh a způsob provozování dopravních staveb však může ovlivnit obě složky emisí. Je potřeba využívat primárně materiály, jejichž produkce je ekologicky méně náročná, a navrhovat stavby tak, aby se předcházelo častým opravám a uzavírkám. Ty omezením plynulosti dopravních procesů přispívají jak ke zvýšené produkci škodlivin, tak i k ekonomickým ztrátám.

Zpráva Evropské komise [13] uvádí, že průměrné vozidlo v EU stráví ročně 30 hodin v dopravních zácpách. Podle studie poradenské společnosti PwC Strategy& [14] bylo v roce 2018 v EU v provozu 263 milionů vozidel. Analytická společnost INRIX pak odhadla cenu jedné hodiny strávené v zácpě pro podmínky USA v roce 2019 jako 13,9 USD [15]. Celkové ztráty vyplývající z dopravních zácp za jeden rok v EU tak lze velmi zhruba odhadnout na 110 miliard USD.

Jak již bylo zmíněno, při budování moderní infrastruktury je nezastupitelná role aplikovaného technického výzkumu. Expertní zpráva Evropské komise [12] si všímá skutečnosti, že se

dlouhodobě investuje do výzkumu v oblasti dopravní infrastruktury poměrně málo. Lze to z velké části připsat dominancí veřejných investic v této oblasti. Ta má za následek malý konkurenční tlak na soukromé subjekty a jejich nízkou motivaci k financování výzkumu. Dopravní průmysl je v EU největším privátním přispěvatelem do oblasti vědy a výzkumu, když v roce 2015 investoval 52,8 miliardy EUR; na dopravní infrastrukturu však z tohoto obnosu připadalo méně než 1 %, což je kromě výše uvedeného dáno i relativně pomalým tempem zavádění inovací ve stavebnictví.

Zpráva Evropské komise o trendech a problémech v dopravě [13] rovněž upozorňuje na nízký objem investic do dopravní infrastruktury, který zpomaluje její modernizaci. Podle očekávání je tento stav horší v nových členských zemích EU. Obrázek 3 ukazuje, že existuje téměř lineární závislost mezi kvalitou dopravní infrastruktury a výkony sektoru logistiky.



Obrázek 3 Hodnocení kvality dopravní infrastruktury a index výkonu logistiky (LPI) zemí EU dle Světové banky [13].

2.3.3. European Construction Technology Platform (ECTP)

ECTP je mezinárodní sdružení klíčových hráčů v oblasti výstavby v Evropě. Ve svém dokumentu Strategic Reserch & Innovation Agenda 2021 – 2027 [5] nastiňuje, jakými směry by se měl vyvíjet výzkum v oblasti stavebnictví v následující dekádě. Přestože se nejedná o strategický dokument oficiální veřejné instituce, jde se o nejkonkrétnější dostupnou mezinárodní strategii zaměřující se na technické aspekty budoucího vývoje dopravní infrastruktury. Na jeho tvorbě se podílelo přes 140 institucí a sdružení operujících v sektoru stavebnictví, takže jej lze považovat za vysoce relevantní a dá se předpokládat, že bude mít dopad na definici priorit evropského výzkumu v oblasti stavebnictví.

Obecným cílem by mělo být budování staveb a infrastruktur s minimálními negativními dopady na společnost a životní prostředí, které se stanou základem pro rozvoj dalších odvětví. Měly by být maximálně podpořeny investice do výzkumu s cílem zajistit návrh, výstavbu, provoz, údržbu, modernizaci a likvidaci konstrukcí s orientací na efektivitu v rámci celého životního cyklu staveb, nikoliv pouze primárních nákladů na výstavbu.

Strategický dokument ECTP definuje celou řadu dílčích témat, úkolů a cílů, které by měly vést k naplnění uvedeného obecného cíle. Ty lze po jejich prostudování pro stavby dopravní infrastruktury agregovat do tří hlavních oblastí, na které by se měl zaměřit výzkum a vývoj.

a) Oblast 1: Performance Based Design

Performance Based Design je přístup, kdy jsou konstrukce navrhovány s požadavkem na splnění definovaných užitných kritérií. Nezbytným podkladem je znalost chování existujících konstrukcí v průběhu času. Potřebné informace lze získat monitoringem konstrukcí a jeho vyhodnocením. Monitoring je případně možno doplňovat numerickým modelováním. U nově prováděných staveb je potřeba definovat pravidla pro ideální návrh a provádění monitoringu a pro uchování sady počátečních technických parametrů konstrukce, které jsou nezbytným vstupem pro správné vyhodnocení monitoringu i pro výpočetní modely. U stávajících konstrukcí je nutno určit, jaký monitoring je možno smysluplně provádět a jak relevantně odhadnout technické parametry konstrukce, k níž není k dispozici dokumentace jejího počátečního stavu. Získaná data budou využitelná též pro systém zajištění jakosti staveb (Quality Insurance), predikci zbytkové životnosti a návrh postupů údržby a rekonstrukcí stávajících konstrukcí.

b) Oblast 2: Materiálová základna

Výstavba dopravní infrastruktury spotřebovává velké množství surovin a energie. Snahou by mělo být s využitím lokálních surovin vyrábět stavební materiály s vysokými užitnými vlastnostmi a trvanlivostí. Je potřeba omezit spotřebu energie svázanou s výrobou stavebních materiálů, což lze udělat například náhradou části cementu druhotnými pojivy, náhradou těžného kameniva recyklovaným, hledáním účinnějších postupů výroby betonu nebo snižováním teploty výroby asfaltových směsí. Z hlediska životního prostředí i ekonomiky je potřebné zvyšování podílu recyklace, využití druhotných materiálů se však nesmí negativně podepsat na technické stránce staveb. Zmíněné požadavky je nutno zohlednit při vývoji materiálů pro rekonstrukce i novostavby.

c) Oblast 3: Digitalizace

Digitální informační model stavby by měl být využíván nejen při výstavbě, ale i následné správě a provozu stavby. Může sloužit mimo jiné k uchování informací z probíhajícího monitoringu. U nových konstrukcí digitální modely vznikají v průběhu jejich projektování, u stávajících však chybí a je potřeba definovat požadavky na jejich tvorbu. Ve spojení s monitoringem a numerickým modelováním lze digitální model stavby využít například pro vytvoření tzv. digitálního dvojčete (Digital Twin), na kterém lze simulovat chování konstrukce v určitých podmínkách, predikovat její odezvu a životnost a účinněji tak plánovat její údržbu.

3. Dopravní infrastruktura ČR

3.1. Současný stav

3.1.1. Silnice a železnice

Česká republika má poměrně hustou dopravní infrastrukturu. Celkem se v ČR nachází 55 744 km silnic a dálnic a 74 919 km místních komunikací. Do kategorie dálnic spadá 1252 km komunikací, což při hustotě 15,8 km na 1000 km² řadí ČR na úroveň evropského průměru, který činí 16,8 km na 1000 km² [16]. Hustota železniční sítě je velmi vysoká, provozní délka tratí 9572 km znamená hustotu 120 km na 1000 km², což je výrazně nad průměrem EU (49 km na 1000 km²). Problémem tedy není kvantita dopravních tras, ale spíše jejich kvalita vyjádřená kapacitou a prostupností, která je často zhoršena vlivem špatného technického stavu.

Tabulka 3 Infrastruktura silniční sítě ČR v roce 2019 [16].

Délka silnic a dálnic celkem [km]	55 744,0
- z toho evropská silniční síť typu E	2 630,2
Dálnice v provozu	1 251,7
Silnice	54 492,3
- z toho I. třídy	5 817,9
- z toho II. třídy	14 587,1
- z toho III. třídy	34 087,3
Místní komunikace	74 919,0

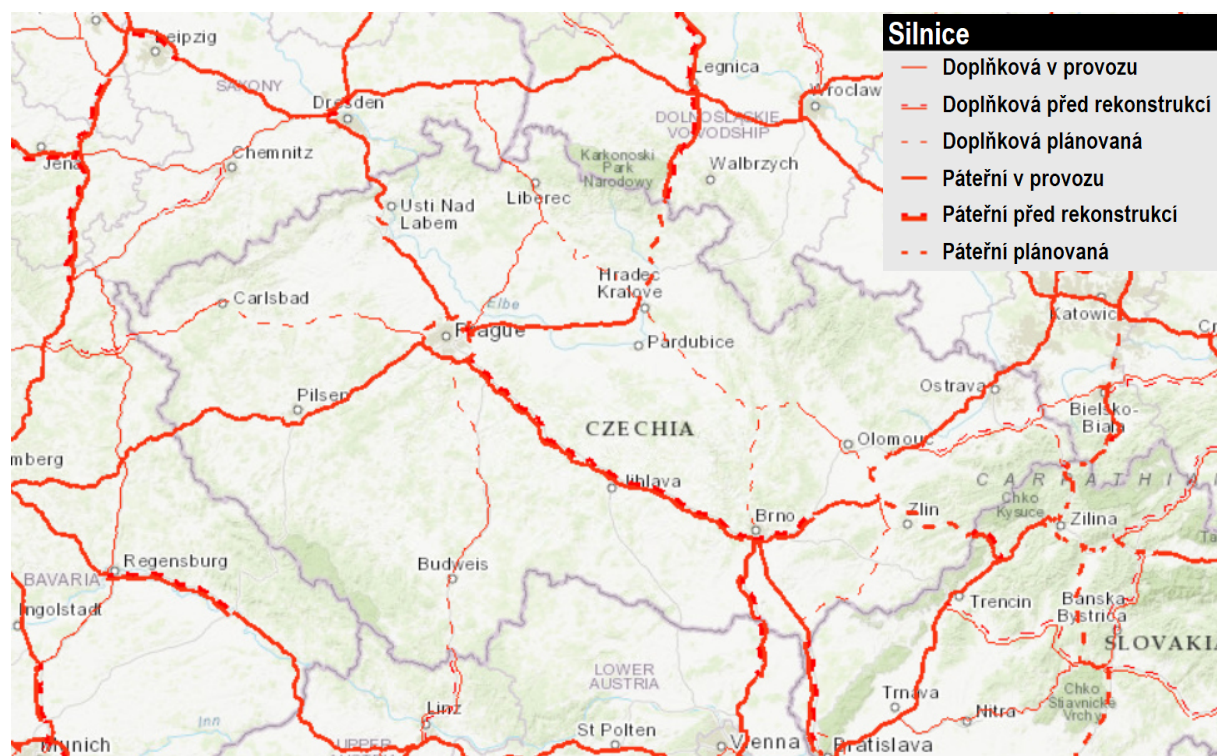
Tabulka 4 Infrastruktura železniční sítě ČR v roce 2019 [16].

Provozní délka tratí celkem [km]	9 572
- z toho jednokolejné	7 558
- z toho dvou- a vícekolejné	2 014
- z toho neelektrizované celkem	6 337

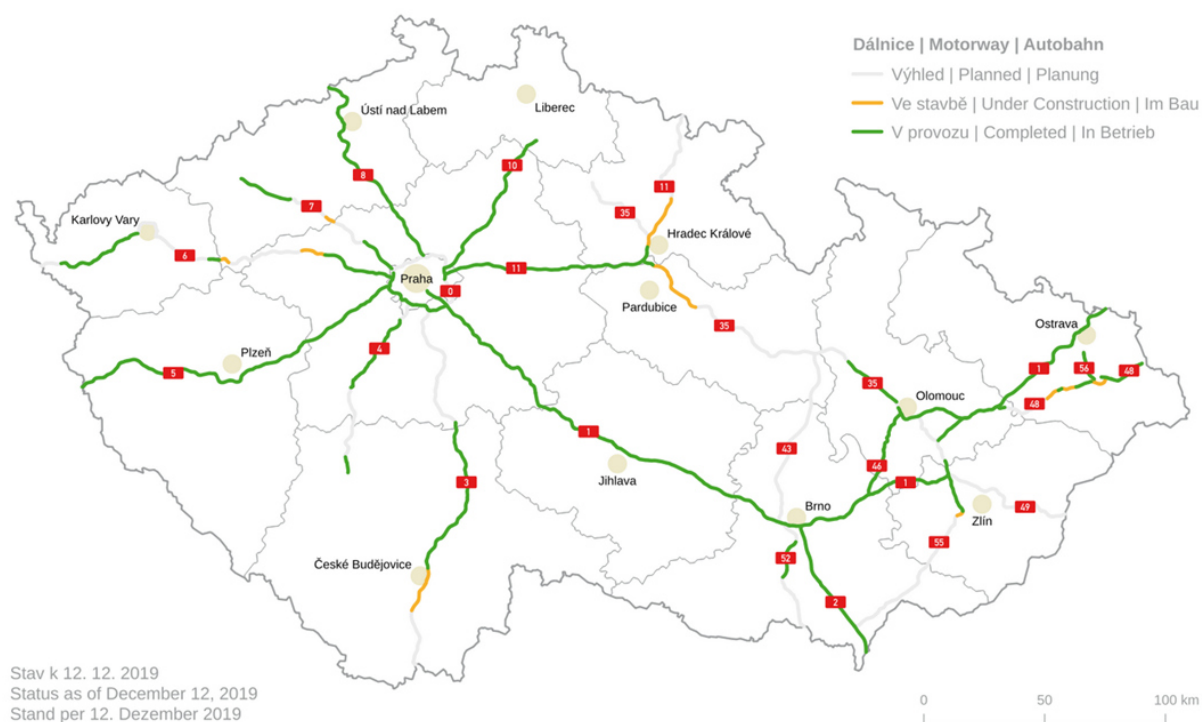
Kromě nevyhovujícího technického stavu řady úseků komunikací je dlouhodobým problémem zejména pomalý postup napojování páteřních dopravních sítí na systém transevropských dopravních sítí (TEN-T, Obrázek 4), který má za cíl zajišťovat dopravní infrastrukturu nezbytnou pro řádné fungování vnitřního trhu a dosažení dlouhodobých strategických cílů EU.

V oblasti pozemních komunikací je poměrně uspokojivě řešeno spojení s Německem (dálnice D5 z Prahy přes Plzeň na Norimberk, dálnice D8 z Prahy přes Ústí nad Labem na Drážďany). Spojení se Slovenskem a Rakouskem pomocí dálnic D1 a D2 prochází v současné době rozsáhlou modernizací, která dočasně omezuje jeho prostupnost, ale měla by zajistit dlouhodobou funkčnost. Spojení s Polskem je realizováno dálnicemi D1 a D46 přes Brno, Olomouc a Ostravu do Katovic. Příjemší spojení by měla poskytnout dálnice D35 z Hradce Králové do Olomouce, jejíž dokončení však podle současných předpokladů nelze očekávat před rokem 2030. Dálnice D11 z Prahy do Hradce Králové by měla být výhledově prodloužena do Vratislavi, se zahájením výstavby posledních úseků se počítá po roce 2025. Dlouhodobým problémem je dálnice D3 přes České Budějovice na Lince. Dostavba úseku mezi Českými

Budějovicemi a hranicí s Rakouskem se očekává do roku 2025, zbývající úseky ve Středočeském kraji by měly být hotovy do roku 2030.



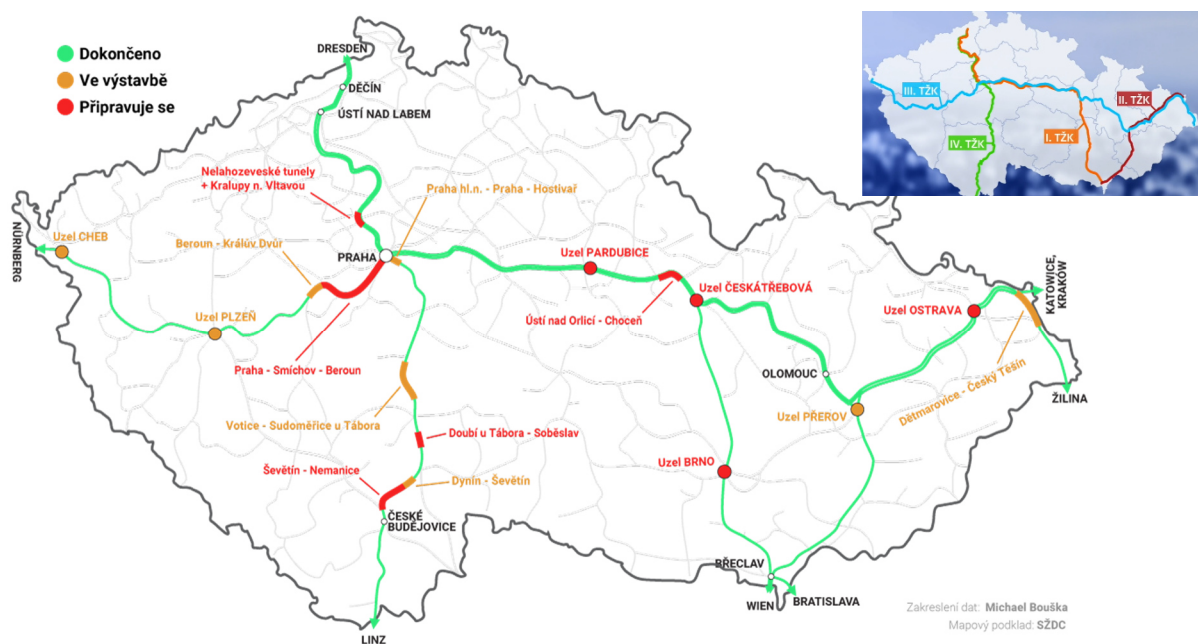
Obrázek 4 Napojení ČR na silniční síť TEN-T [17].



Obrázek 5 Mapa dálniční sítě ČR [18].

Na III. železničním koridoru Cheb – Praha – Mosty u Jablunkova zbývají dva zásadní nemodernizované úseky. V úseku Choceň – Ústí nad Orlicí, kde by měly vzniknout tunely Oucmanice (s délkou téměř 5 km půjde o nejdelší tunel v ČR) a Hemže (o délce 1,2 km), by v ideálním případě stavba mohla začít v roce 2026 a dokončena by měla být v roce 2030. Výhled pro dokončení úseku Beroun – Praha je ještě delší, s ohledem na komplikace při hledání vhodné povrchové varianty vedení trasy se v současnosti uvažuje o dvojici rekordně dlouhých tunelů. Prvním by byl 24,8 kilometru dlouhý tunel, do kterého by vlaky vjely krátce po odjezdu ze smíchovského nádraží zhruba u paty Barrandovského mostu a opustily jej těsně před překročením Berounky u berounského závodí, a dále pak kratší, necelých osmnáct kilometrů dlouhý tunel začínající v Radotíně. Mluví se o termínu dokončení mezi lety 2040 – 2050.

Kromě dostavby nových úseků koridorů již začíná být aktuální i otázka rekonstrukce dříve modernizovaných úseků, z nichž některé slouží přes 20 let a vzrůstají náklady na jejich údržbu.



21

3.1.2. Mosty

Klíčovými konstrukcemi z hlediska prostupnosti dopravní infrastruktury jsou mosty. Podrobný přehled o stavu mostů v ČR poskytuje Rotter v publikaci [20]. S ohledem na oddělené systémy správy a údržby jsou železniční a silniční mosty hodnoceny zvlášť.

Správu mostů na železnici zajišťuje Správa železnic (SŽ). V její síti se nachází celkem 6751 mostů, jejichž stav je hodnocen stupni 1 (vyžadují jen běžnou údržbu), 2 (vyžadují výraznější údržbu nebo stavební zásahy menšího rozsahu) a 3 (vyžadují stavební zásahy většího rozsahu). Stupněm 1 bylo v roce 2018 hodnoceno 37,2 % mostů, stupněm 2 pak 57,5 % mostů a do nejhorší kategorie spadalo 5,3 % mostů. Tabulka 5 předkládá rozdělení mostů dle materiálu nosné konstrukce. Je z něj patrné, že betonové konstrukce tvoří zhruba polovinu celkového počtu.

Tabulka 5 Počet nosných konstrukcí mostů v síti SŽ a jejich průměrné stáří [20].

Materiál nosné konstrukce	Počet NK	Průměrné stáří
Železobeton	2668	44
Zabetonované nosníky	1562	58
Zabetonované kolejnice	159	80
Prostý beton	453	84
Předpjatý beton	438	43
Spřažený ocelobeton	215	21
Kamenné zdivo	2698	137
Cihelné zdivo	375	147
Ocel	2177	78
CELKEM	10772	

Systém správy železničních mostů je dlouhodobě prověřen a poměrně dobře nastaven. Stavební stav mostů se dlouhodobě mírně zlepšuje. Rotter [20] odhaduje, že pro udržení tohoto trendu je nezbytné pravidelně v průběhu 10 let zajistit cca 2 mld. Kč ročně, ze kterých se cca 0,5 mld. Kč využije na údržbu a opravy mostů, které jsou většinou ve stavebním stupni 1 nebo 2 a zbylých cca 1,5 mld. Kč zajistí výměnu starých (většinou přes 100 let) nosných konstrukcí a rekonstrukce mostů ve stavebním stupni 3.

Mosty na dálnicích a silnicích I. třídy jsou ve správě ŘSD ČR, mosty na silnicích II. a III. třídy jsou ve vlastnictví krajů. Mosty na místních komunikacích jsou ve vlastnictví měst a obcí, případně mají soukromé vlastníky.

Ředitelství silnic a dálnic ČR, Odbor silniční databanky a Národní dopravní informační centrum (NDIC) evidovalo k 1.7.2017 v České republice celkem 17 618 mostů na dálnicích a silnicích I. až III. třídy. Tyto mosty pravidelně procházejí kontrolou prováděnou oprávněnými osobami.

Počet mostů na místních komunikacích ve městech a obcích se odhaduje na 18 000 až 20 000. Kompletní evidence mostů na místních komunikacích ve městech a obcích v celé České republice neexistuje. Některá velká města evidenci mají, např. Praha, Brno, Plzeň, Karlovy Vary. Některá větší města mají evidenci pouze částečnou. Města, která disponují evidencí,

obvykle provádějí pravidelné mostní prohlídky. Ve většině obcí žádná evidence mostů na místních komunikacích neexistuje a prohlídky se neprovádějí.

Statistiku o rozdělení silničních mostů podle hlavního materiálu nosné konstrukce se nepodařilo dohledat. V evidenčním systému BMS lze pro jednotlivé mosty obvykle materiál zjistit ze slovního popisu, data však nejsou ve formátu umožňujícím další zpracování. Ze zkušeností však lze předpokládat, že betonové mosty různých typů tvoří velkou většinu existujících konstrukcí.

ŘSD má pro svoji správcovskou činnost zřízeny Závody a Správy, které zajišťují pravidelné provádění hlavních prohlídek a jejich klasifikaci podle ČSN 73 6221 do stupňů I – VII. Pro hodnocení vývoje stavu mostů jsou rozhodující stavy V, VI a VII, u kterých je nutno podstatně omezovat zatížitelnost a u kterých hrozí zvýšené riziko vzniku vážné závady nebo havárie. Současný stav je varující, neboť na dálnicích a na silnicích I. třídy je cca 10 % mostů ve stavu V + VI + VII, na silnicích II. a III. třídy je to dokonce kolem 20 – 25 %.

Hlavním důvodem současného neuspokojivého stavu je dlouhodobý nedostatek finančních prostředků na údržbu a opravy mostů. Druhým důvodem je velký počet starých mostů, které již překročily svou životnost a měly být nahrazeny novými mosty. Třetím důvodem jsou nekvalitně provedené opravy z důvodu omezených finančních prostředků. Následující tabulka uvádí odhad nákladů v mld. Kč na obnovu mostů, které jsou ve stavu V, VI a VII v celé České republice. Odhad z roku 2017 vychází z konzervativní jednotkové ceny 45 tis. Kč/m² plochy mostu, kterou používají ve svých výpočtech např. KSÚS Středočeského a Pardubického kraje.

Tabulka 6 Odhad nákladů na obnovu mostů ve stavech V – VII [20].

	Dálnice	Silnice I. tř.	Silnice II. tř.	Silnice III. tř.
Počet mostů	71	379	862	2058
Celková plocha [m ²]	91 509	215 133	128 256	158 499
Náklady [tis. Kč/m ²]	45	45	45	45
Náklady [mld. Kč]	4,1	9,7	5,8	7,1
CELKEM	26,7			

K odhadnutým nákladům je nutno ještě připočíst náklady na obnovu mostů ve správě měst a obcí, které jsou ve stavu V, VI a VII. Jejich celkový počet v České republice je neznámý, ale lze odhadovat, že náklady na jejich obnovu budou obdobné jako náklady, které uvádí Tabulka 6.

3.1.3. Tunely

Železniční tunely v Česku [21] jsou především na tratích ve správě státní organizace Správa železnic. K lednu 2020 se jedná o 163 železničních tunelů o celkové délce přibližně 49,5 km, ve stavbě jsou další dva. Správu tunelů upravuje předpis Českých drah S6.

Silniční tunely v Česku [22] dosahují celkové délky 33,82 km. Evidováno je 41 silničních tunelů a dále 10 ekoduktů o celkové délce přibližně 0,5 km.

Klasifikace stavebního stavu tunelů je prováděna jejich zařazením do jednotlivých stupňů, které jsou pro tunely železniční i silniční definovány obdobně jako u mostů. Statistika o výsledcích prohlídek však není k dispozici, správci tyto údaje nezveřejňují.

3.1.4. Investice do dopravní infrastruktury

Celkové investiční výdaje do dopravní infrastruktury v ČR v roce 2018 činily 49,1 mld. Kč, což představovalo 0,92 % HDP. Výdaje na opravu a údržbu tvořily dalších 40,1 mld. Kč (0,75 % HDP) [16]. Pro rok 2020 jsou plánovány výdaje ve výši 93 mld. Kč [23]. Vývoj v dalších letech lze těžko předvídat, ale s ohledem na význam dopravní infrastruktury pro rozvoj hospodářství obsáhle diskutovaný v kapitole 2 by nemělo docházet k jejich omezování, které by mohlo mít negativní dopady.

Tabulka 7 Výdaje na dopravní infrastrukturu v roce 2018 v mil. Kč [16].

Druh infrastruktury	Investiční výdaje	Výdaje na opravy a údržbu
Železniční	19 003,3	17 213,0
Silniční	26 791,3	22 347,3
Vnitrozemské vodní cesty	71,2	193,3
Letecká	3 208,6	350,9
Potrubní	222,7	38,4
CELKEM	49 297,1	40 142,9

3.2. Strategie ČR v oblasti dopravní infrastruktury

3.2.1. Základní koncept

Základní koncepty rozvoje dopravní infrastruktury ČR jsou dány dokumentem „Dopravní politika ČR pro období 2014 – 2020 s výhledem do roku 2050“ [24] a jeho částečnou aktualizací z roku 2020, dokumentem „Rozvoj dopravní infrastruktury do roku 2050“ [25]. Jako hlavní zásady rozvoje železniční sítě jsou definovány:

- Dobudování tranzitních železničních koridorů včetně železničních uzlů.
- Modernizace tratí na hlavní síti TEN-T pro osobní a nákladní dopravu a tratí zařazených do nákladních železničních koridorů.
- Napojení všech krajských měst na kvalitní železniční síť ve směru do hlavních hospodářských center státu.
- Zajištění dostatečné kapacity pro nákladní dopravu pro napojení průmyslových zón strategického významu.
- Zajištění dostatečné kapacity a rychlostních parametrů pro příměstskou dopravu zejména u měst nad přibližně 40 tis. obyvatel a pro městskou dopravu zejména u měst nad 250 tis. obyvatel.
- Po stránce legislativní a normativní připravit prostor pro zahájení přípravy projektů vysokorychlostních železničních tratí v rámci rychlých spojení.
- Elektrizace nových úseků s ohledem na potřebné vedení linek veřejné dopravy a s ohledem na plnění cílů v oblasti přechodu na udržitelné formy energií.

Hlavní zásady rozvoje silniční sítě:

- Výstavba chybějících úseků na síti TEN-T.
- Zkvalitnění napojení všech krajských měst na páteřní kapacitní silniční síť ve směru do hlavních hospodářských center státu.
- Zajištění odpovídajícího dopravního napojení průmyslových zón na silniční infrastrukturu.
- Na hlavních dálničních tazích instalovat inteligentní dopravní systémy pro řízení a regulaci provozu, zvýšení bezpečnosti a efektivnosti dopravy a pro zajištění infomobility.
- Řešení průtahů obcí na tazích s vysokými intenzitami provozu zejména výstavbou obchvatů.
- Zavádění stacionárních i mobilních systémů vážení za jízdy k eliminaci jízdy přetížených nákladních vozidel, která neúměrně poškozují silniční infrastrukturu.

3.2.2. Zaměření vědy, výzkumu a inovací (VaVaI)

Jednou z hlavních priorit by mělo být zvýšení kvality dopravních staveb, jejíž nedostatečná úroveň se projevuje v nákladech na údržbu. Důležitým nástrojem může být využití principu PPP pro vybrané, zejména velmi důležité stavby. Ten podpoří také širší zavedení moderních technologií a zapojení výzkumu, vývoje a inovací, které se musí zaměřit zejména na následující problémové okruhy:

- Z hlediska principu udržitelného rozvoje v oblasti dopravní infrastruktury je nezbytné se zabývat alternativními zdroji surovin, jako jsou druhotné a recyklované materiály (odpady průmyslové a energetické výroby, betonový a asfaltový recyklát), aby bylo dosaženo snížení emisí skleníkových plynů a energetických úspor.
- Pro maximální využití životnosti konstrukcí je nutno vyvíjet diagnostické metody pro výstavbu a obnovu staveb dopravní infrastruktury.
- Příspěvek dopravy k trvalé prosperitě země musí být provázen vyšší propojeností dopravních systémů napříč Evropou i regiony. K tomu pomůže jejich interoperabilita, multimodalita a využití inteligentních dopravních systémů (ITS), které by měly být předmětem výzkumu.
- Kvalitu dopravních procesů velkou měrou ovlivňuje faktor bezpečnosti dopravních procesů. Cílem výzkumu musí být dosáhnout vyšších bezpečnostních standardů jak u dopravních komunikací, tak u samotných dopravních prostředků, a to zkvalitněním stávajících technologií a zaváděním systémů využívajících nové principy z oboru inteligentních dopravních systémů.
- Investice do výstavby a obnovy dopravní infrastruktury jsou významnými položkami veřejných rozpočtů. Je nutno se zabývat optimalizací rozhodovacích procesů, hledáním technických standardů staveb a nových materiálů snižujících náklady výstavby. Je potřeba podpořit nastavení systému údržby infrastruktury

kvalitní diagnostikou, která umožňuje správné načasování údržby, opravy či rekonstrukce.

- V dnešní době patří k nejrozšířenějším škodlivinám životního prostředí hluk. Způsobuje závažná civilizační onemocnění. Silniční doprava představuje více než 90% příspěvek na celkové hlukové zátěži z dopravy. Je potřeba dále vyvíjet a v co největší míře zavádět nízkohlučné povrchy vozovek.
- Cílem by mělo být dosažení intermodální, environmentálně, energeticky, materiálově a k životnímu prostředí šetrné a bezpečné dopravy a technických opatření ke zmírňování negativních vlivů dopravy na životní prostředí a veřejné zdraví.

3.2.3. Autonomní mobilita a elektromobilita

V posledních letech jsou klíčovými tématy v oblasti dopravy rozvoj alternativních typů vozidel, jako jsou elektromobily nebo automobily s určitou úrovní autonomního řízení. Jejich vývoj je primárně v gesci odborníků na dopravní, elektrotechnické a strojní systémy, nicméně ve svém důsledku se dotkne i dopravní infrastruktury, která na něj bude muset reagovat.

Kapacita dálniční a silniční sítě bude ovlivněna narůstajícím počtem semiautonomních či plně autonomních vozidel v provozu, pro která bude nezbytné také vytvořit odpovídající legislativní rámec. Pro dálniční síť je relevantní především systém Traffic Jam and Highway Chauffeurs (TJHC), který umožní částečně autonomní řízení za monotónních podmínek (pomalé pojíždění v zácpě nebo plynulá jízda na volné silnici). Evolucí tohoto systému je systém Traffic Jam and Highway Pilot (TJHP), který bude schopen řešit zcela samostatně tzv. dynamické dopravní situace (DDT), tudíž řidič bude moci během řízení spát nebo se věnovat zcela jiným aktivitám, než je řízení vozidla. Zavedení takových systémů vyžaduje úpravy na dopravní síti zvyšující její systematičnost a předvídatelnost. Hlavní podmínkou pro plné využití potenciálu těchto služeb je existence dlouhých spojitých úseků, kde mohou být provozovány.

V současnosti je v ČR okolo 450 dobíjecích stanic, z nichž většina patří velkým distribučním společnostem (ČEZ, E.ON, PRE). Na těchto stanicích je k dispozici na 750 dobíjecích bodů. Do roku 2030 bude podle konzervativního scénáře třeba vybudovat 19 tis. dobíjecích stanic, v případě optimistického scénáře rozvoje elektromobility půjde až o 36 tis. stanic. V souvislosti s využíváním elektrické energie pro pohon vozidel bude nutné zajistit kromě dostatečného výkonu zdrojů elektrické energie rovněž dostatečnou distribuční síť do jednotlivých regionů.

Bateriová elektromobilita se bude týkat převážně cest na kratší vzdálenosti (95 % cest se realizuje na vzdálenosti kratší než 125 km). Uvažuje se také o takzvané liniově napájené elektromobilitě, kdy by vozidla získávala elektrickou energii průběžně z liniového vedení (podobně jako v železniční dopravě). V silniční dopravě půjde pravděpodobně spíše o okrajovou záležitost, například ve Švédsku však již proběhly první pokusy s elektrizovanými úseky silnic.



Obrázek 7 Test prvního úseku elektrifikované silnice ve Švédsku (cca dvoukilometrový úsek mezi Stockholmem a Arlandou) [26].

4. Beton a směry v jeho současném vývoji

V této kapitole je nejprve proveden přehled hlavních materiálů využívaných v dopravních stavbách. Dále je pojednáno o betonu, jeho složení a hlavních směrech současného vývoje.

4.1. Konstrukční materiály dopravních staveb

Při budování dopravních staveb je využíváno široké spektrum dostupných konstrukčních materiálů. Vhodný materiál je nutno volit s ohledem na typ a charakter stavby, působící silová zatížení, klimatické podmínky, předpokládanou dobu životnosti konstrukce a celkovou hospodárnost v rámci celého jejího životního cyklu. Základními konstrukčními materiály jsou:

- Materiály pro spodní stavbu – zeminy, horniny a kameniva, dále pak pojiva, geosyntetika a další hmoty upravující vlastnosti spodní stavby.
- Asfalty – převážně ropné, v menší míře přírodní a modifikované (pomocí elastomerů, plastomerů, gumy z použitých pneumatik).
- Betony a speciální cementové kompozity.
- Ocel – konstrukční materiál nebo výztuž betonových konstrukcí.

Asfalt se využívá pro:

- Výstavbu a opravy vozovek.
- Izolaci mostních a tunelových konstrukcí proti vlhkosti, podzemní a povrchové vodě.
- Asfaltový recyklát lze využít pro stavbu nových vozovek nebo do konstrukčních vrstev pražcového podloží v rámci železničního spodku.

Hlavními oblastmi aplikace betonů jsou:

- Konstrukce mostů, lávek a propustků.
- Konstrukce tunelových ostění a portálů.
- Výstavba cementobetonových vozovek.
- Konstrukce železničního svršku – pražce, pevná jízdní dráha.
- Geotechnické konstrukce (opěrné zdi, stabilizační konstrukce).
- Výroba prefabrikátů pro terénní úpravy (obrubníky, dlažba), bezpečnostní dopravní zařízení (svodidla, protihlukové stěny), prvky ztraceného bednění aj.
- Betonový recyklát lze využít pro podkladní vrstvy vozovek nebo terénní úpravy. Jeho využití v konstrukčních betonech je zatím spíše výjimečné s ohledem na nepříznivý vliv na mechanické vlastnosti a obtížnou předvídatelnost dlouhodobého chování.

Ocel se uplatňuje pro:

- Konstrukce mostů.
- Výztuž betonových konstrukcí.
- Kolejnice a upevňovadla železničního svršku.
- Kotvy a trny cementobetonových krytů vozovek.

- Kotvení geotechnických konstrukcí.
- Dopravní zařízení (svodidla, portály, sloupky protihlukových stěn aj.).

V menší míře se lze v konstrukcích dopravních staveb setkat i s dalšími materiály:

- Dřevo – mosty, lávky, železniční pražce.
- Vlákný vyztužený polymery (FRP) – vybavení mostních konstrukcí, podružné nosné konstrukce, nekovová výztuž betonových konstrukcí.
- Uhlíkové kompozity – nekovová výztuž betonových konstrukcí, dodatečné zesilování konstrukcí.
- Sklo – výplň protihlukových stěn.

Z uvedeného přehledu je patrné, že beton je materiál s dalece nejširšími možnostmi využití, který se uplatňuje ve všech typech dopravních staveb. Důvodem je celá řada jeho výhod:

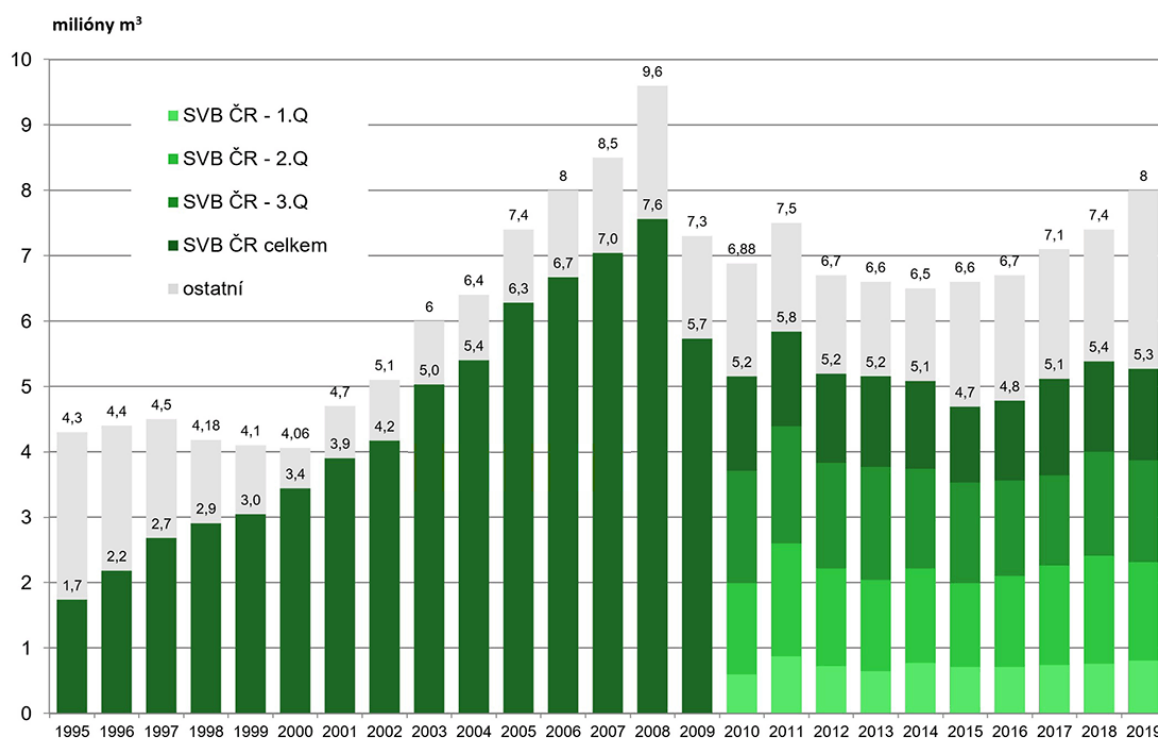
- Správně navržený beton má dostatečnou mechanickou pevnost pro přenesení působících zatížení a odolnost vůči povětrnostním a chemickým vlivům, která je základním předpokladem vysoké trvanlivosti materiálu a dlouhodobé životnosti konstrukce.
- Složení a vlastnosti betonu lze přizpůsobit potřebám konkrétní konstrukce. Beton je tak materiálem velmi vhodným pro aplikaci principů performance-based designu, které by se měly v následující dekádě stále více prosazovat.
- Většinu běžných konstrukčních betonů lze vyrobit poměrně jednoduchými technologickými procesy z lokálně dostupných materiálů. Vyspělé země disponují hustými sítěmi výroby betonu. Díky tomu jsou minimalizovány náklady a ekologické dopady přesunů surovin i hotových stavebních hmot.
- K výrobě a uložení betonu je potřeba relativně malé množství vysoce kvalifikovaných pracovníků. Většinu práce zastane mechanizace obsluhovaná pracovníky s nižší kvalifikací, což při současných vysokých cenách práce a obtížné dostupnosti vhodných pracovníků snižuje celkové náklady na výstavbu.
- Čerstvý beton je snadno zpracovatelný do prakticky libovolného tvaru. To poskytuje velkou volnost při statickém i architektonickém řešení konstrukcí.
- Pro produkci betonu je možné a v některých případech dokonce výhodné využívat druhotné materiály, které vznikají jako odpady průmyslové nebo energetické výroby.
- Beton lze po dožití konstrukce využít ve formě recyklovaného plniva pro výrobu nového betonu (s uvážením možných negativních dopadů na jeho vlastnosti) nebo do podkladních vrstev liniových staveb. Probíhají též výzkumy zaměřené na zbytkové pojivové vlastnosti jemných složek recyklátu a možnosti jejich využití. Tento a předchozí bod napomáhají snížit uhlíkovou stopu nejen stavebnictví, ale i hospodářství jako celku.

Beton lze označit za nejvýznamnější stavební materiál současnosti a zároveň materiál, který skýtá velký potenciál pro další výzkum a vývoj. Proto se práce dále zaměří právě na jeho aplikace v konstrukcích dopravní infrastruktury.

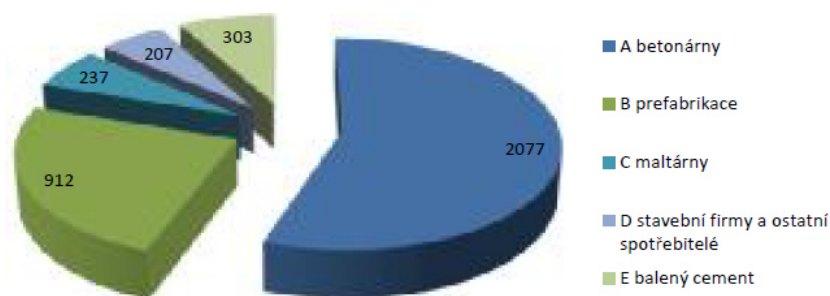
4.2. Složky betonu

Beton je kompozitní materiál skládající se tří nezbytných základních složek (cementu, vody a kameniva) a podle potřeby z dalších složek upravujících jeho vlastnosti (příměsí, přísad, rozptýlené výztuže). Své vlastnosti získává hydratací cementu. Základní normou upravující oblast technologie betonu je ČSN EN 206+A1 [27].

Obrázek 8 ukazuje vývoj výroby transportbetonu v ČR. Trend objemu výroby velmi dobře koresponduje s celkovými trendy vývoje hospodářství. V posledních letech je patrný vzrůstající trend související s celkovým oživením stavební výroby. Kromě transportbetonu je beton vyráběn též ve výrobních prefabrikátů, stavebními firmami lokálně na stavbách a drobnými spotřebiteli pro vlastní potřebu. Statistiky o výrobě těmito cestami nejsou k dispozici, na základě údajů o spotřebě cementu však lze velmi zhruba odhadnout, že se u nás ročně vyrobí mezi 12 – 13 milionů krychlových metrů betonu.



Obrázek 8 Výroba transportbetonu v ČR (zdroj: Svaz výrobců betonu – SVB ČR).



Obrázek 9 Spotřeba cementu v ČR za rok 2018 (zdroj: Svaz výrobců cementu – SVC ČR).

4.2.1. Cement

Cement je hydraulické pojivo, jehož základní složkou je portlandský slínek – hydraulická látka sestávající nejméně ze dvou hmotnostních třetin kalciumsilikátů a ve zbytku obsahu ze sloučenin oxidu hlinitého, železného a dalších oxidů. Poměr oxidů vápenatého a křemičitého pak podle hmotnosti nesmí být menší než 2. Obsah oxidu horečnatého nesmí být větší než 5 % hmotnostních. Portlandský slínek se vyrábí rozemletím surovin (základními jsou obvykle vápenec a jíly), jejich pálením na mez slinutí (zhruba 1450 °C) a rozemletím na prášek. Základní normou upravující složení cementů je ČSN EN 197-1 [28].

Přes 90 % portlandského cementu je tvořeno čtyřmi základními slínkovými minerály (viz Tabulka 8), celkově však lze rozlišit několik desítek slínkových minerálů, v literatuře se uvádí, že až kolem osmdesáti.

Tabulka 8 Základní slínkové minerály.

Název	Chemický vzorec	Cementářské značení
Trialkiumsilikát (alit)	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_3S
Dikaliumsilikát (belit)	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C_2S
Trialkiumaluminát (amorfní fáze)	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A
Tetralciumaluminátferit (celit, brownmillerit)	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF

Při kontaktu s vodou dochází ke složitému souboru exotermických reakcí (viz Tabulka 9), které souhrnně nazýváme hydratací portlandského slínku a které vedou ke vzniku kalcium-silikát-hydrátových komplexů (gelů) rozhodujících pro mechanické vlastnosti betonu. Kinetika průběhu této reakce se velmi liší podle konkrétního složení cementu i betonu a podle podmínek prostředí (teploty, vlhkosti). Obecně lze říci, že zpočátku je velmi intenzivní, poté se zpomaluje a po 28 dnech je dosaženo podstatné části pevnosti. Hydratační procesy však pokračují i poté, v závislosti na podmínkách mohou probíhat i několik let – obecně tak dlouho, dokud je k dispozici nezhydratovaný slínek a vlhkost pro jeho hydrataci.

Tabulka 9 Základní reakce probíhající při hydrataci cementu.

Reakce	Rovnice
Alit s vodou	$2(3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2) + 6\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O} + 3\text{Ca(OH)}_2$
Belit s vodou	$2(2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2) + 4\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O} + \text{Ca(OH)}_2$
Trialkiumaluminát s vodou	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 + 3(\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}) + 26\text{H}_2\text{O} \rightarrow 3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$

Kromě cementů portlandských, které jsou tvořeny téměř výhradně portlandským slínkem, je vyráběna celá řada cementů s nižším obsahem slínku (viz Tabulka 10). Portlandské cementy jsou výhodné, pokud potřebujeme rychle dosáhnout vysoké pevnosti betonu. Směsné cementy s obsahem vápence zlepšují zpracovatelnost betonu, snižují odlučivost vody a stabilizují barevnost betonu. Směsné cementy se struskou a popílkem snižují počáteční pevnost betonu, příznivě však ovlivňují plynulost nárůstu pevnosti a konečnou hodnotu pevnosti a zvyšují odolnost betonu vůči agresivnímu prostředí. Popílek zlepšuje čerpatelnost a homogenitu čerstvého betonu a vodonepropustnost betonu. Celkově se snižování podílu portlandského slínku pozitivně odráží na vlivu výroby cementu na životní prostředí (viz Obrázek 10).

Tabulka 10 Druhy cementů dle ČSN EN 197-1.

Druh	Název	Obsah slínku
CEM I	Portlandský	Portlandský cement a nejvýše 5 % dalších příměsí
CEM II	Portlandský směsný	Portlandský cement a nejvýše 35 % dalších příměsí (popílků, vápence, strusky aj.)
CEM III	Vysokopecní	Portlandský cement a větší množství vysokopecní strusky
CEM IV	Pucolánový	Portlandský cement a větší množství pucolánu (v ČR se nevyrábí)
CEM V	Směsný	Portlandský cement a větší množství vysokopecní strusky a pucolánu nebo popílků

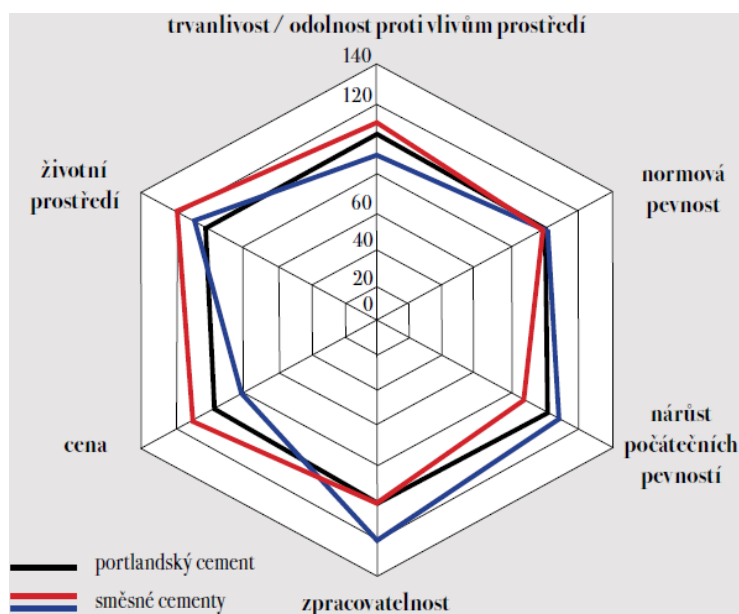
Tabulka 11 Portlandské směsné cementy dle ČSN EN 197-1.

Název: Portlandský cement	Označení	Obsah složek [% hm.]	Druhy složek
struskový	CEM II/A-S CEM II/B-S	6 – 20 21 – 35	granulovaná vysokopecní struska (S)
s křemičitým úletem	CEM II/A-D	6 – 20	křemičitý úlet (D)
pucolánový	CEM II/A-P/Q CEM II/B-P/Q	6 – 20 21 – 35	přírodní pucolán (P) přírodní kalcinovaný pucolán (Q)
popílkový	CEM II/A-V/W CEM II/B-V/W	6 – 20 21 – 35	křemičitý popílek (V) vápenatý popílek (W)
s kalcinovanou břidlicí	CEM II/A-T CEM II/B-T	6 – 20 21 – 35	kalcinovaná břidlice (T)
s vápencem	CEM II/A-L/LL CEM II/B-L/LL	6 – 20 21 – 35	váp. s obs. org. uhl. do 0,5 % (L) váp. s obs. org. uhl. do 0,2 % (LL)
směsný	CEM II/A-M CEM II/B-M	6 – 20 21 – 35	S + D + P + Q + V + W + T + L + LL

V Evropské unii tvoří spotřeba CEM I asi třetinu celkové spotřeby cementů, na CEM II připadá více než polovina, zbytek pak tvoří ostatní druhy cementů [29]. V České republice jsou poměry opačné, jak ukazuje následující tabulka.

Tabulka 12 Podíly cementů na prodeji v ČR v roce 2018 (zdroj: Svaz výrobců cementu ČR).

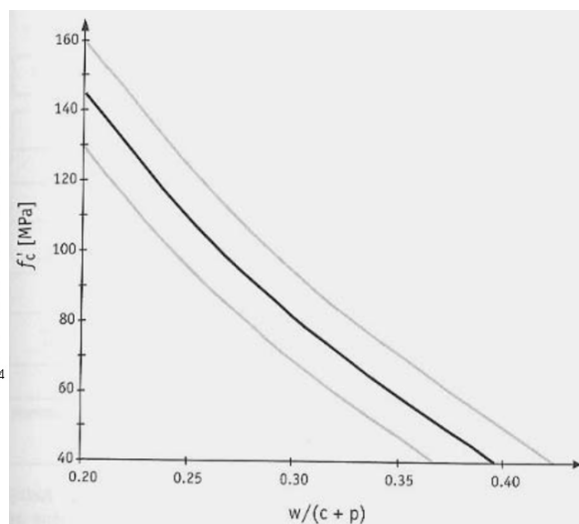
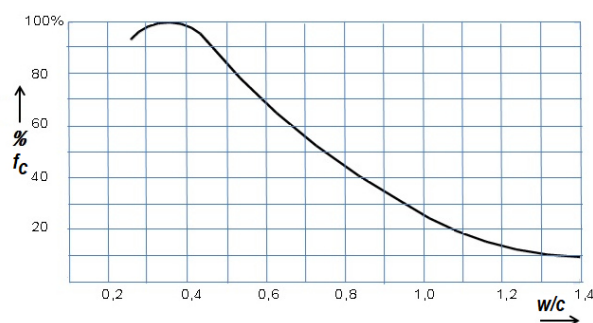
Druh	Spotřeba [tis. t]
CEM I	2 082
CEM II celkem	1 595
- z toho A-S, B-S	565
- z toho A-L, A-LL, B-LL	551
- z toho A-M, B-M	478
CEM III	56
CEM IV	0
CEM V	1
CELKEM	3734



Obrázek 10 Schematické znázornění vlivu druhu cementu na rozličné parametry [29].

4.2.2. Voda

Voda v betonu plní dvě funkce – chemickou (je nezbytnou podmínkou průběhu hydratace cementu) a fyzikální (podílí se na zpracovatelnosti betonu). Hmotnostní poměr vody a cementu v betonu se nazývá vodní součinitel. Teoreticky je pro samotnou hydrataci cementu potřeba vodní součinitel 0,23 – 0,25, při tomto množství vody by však směs byla nezpracovatelná. Proto je nutno přidat další vodu pro zajištění vhodné konzistence čerstvého betonu. Bez použití přísad je obvykle beton zpracovatelný od vodního součinitele přibližně 0,35. Snížení množství vody při zachování zpracovatelnosti nebo zlepšení zpracovatelnosti při stejném množství vody lze dosáhnout použitím speciálních přísad (plastifikátorů, viz kapitola 4.2.5). Snížení množství záměsové vody vede k vyšším výsledným pevnostem betonu.



Obrázek 11 Vlevo závislost pevnosti betonu v tlaku f_c na vodním součiniteli w/c podle Abramse [30]. Vpravo doporučená závislost mezi vodním součinitelem a pevností v tlaku podle Collepardiho [31].

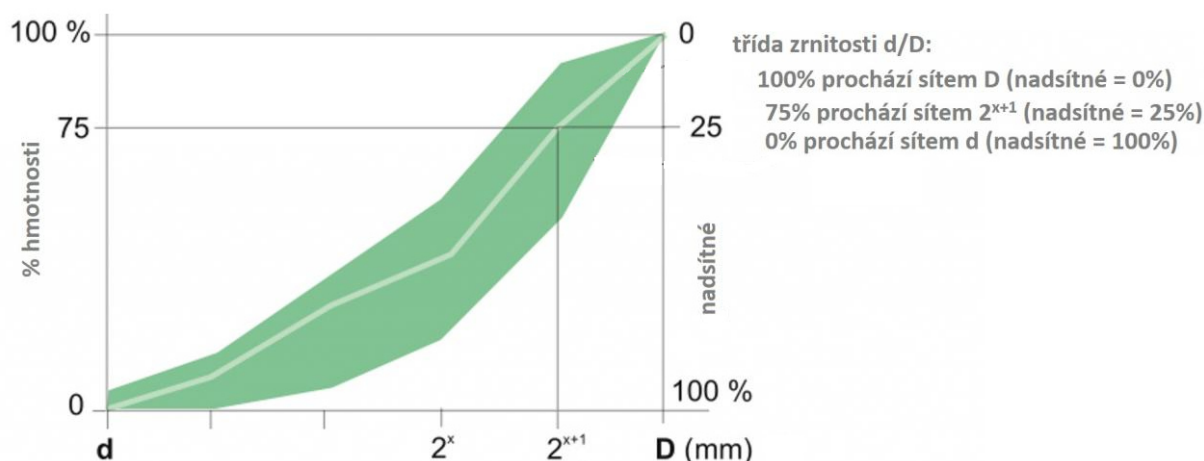
Pro výrobu betonu lze bez potřeby dalšího ověřování využít pitnou vodu. V případě použití jiné vody (recyklované z provozu na betonárně, podzemní, povrchové nebo odpadní průmyslové) je nutno provést zkoušky jejího složení zaměřené zejména na přítomnost olejů, tuků, detergentů, chloridů, síranů a dalších látek, které by mohly negativně ovlivnit vlastnosti betonu nebo výztuže v něm uložené. Veškeré požadavky na vodu do betonu jsou podrobně definovány v normě ČSN EN 1008 [32].

4.2.3. Kamenivo

Kamenivo je inertní sypký materiál, jako je písek, štěrk nebo drcený kámen, který tvoří největší část objemu betonu. Podle typu betonu jde obvykle o 65 – 80 %. Z petrografického hlediska jsou nejvhodnějšími surovinami pro kamenivo do betonu vyvřelé horniny (žula, čedič, diorit aj.) nebo kvalitní sedimenty (křemenec, vápenec aj.). Základní požadavky stanovuje norma ČSN EN 12620+A1 [33].

Kamenivo se dělí na dvě základní složky – kamenivo jemné a hrubé. Jemné kamenivo se zpravidla skládá z přírodního písku nebo štěrku do velikosti částic 4 mm. Hrubým kamenivem jsou všechny frakce od 4 do 63 mm. Většinu hrubého kameniva v betonu tvoří štěrky a zbytek je tvořen drceným kamenivem.

Kamenivo se třídí do frakcí podle velikosti zrn. Správné zkombinování jednotlivých frakcí (optimalizace křivky zrnitosti kameniva) je klíčové pro hospodárnost betonu (snižuje množství potřebného pojiva) i jeho vlastnosti. Ovlivňuje jeho mechanické charakteristiky, zpracovatelnost, čerpatelnost i trvanlivost.



Obrázek 12 Obecná charakteristika rozsahu křivek zrnitosti kameniva vhodných pro výrobu betonu (zdroj: www.ebeton.cz).

Tvar jednotlivých částic a jejich povrchová struktura mají primárně větší vliv na vlastnosti čerstvého betonu než na vlastnosti betonu po vytvrzení. Pokud je povrch kameniva nerovnoměrný, zkosený nebo podlouhlý, je nutné použít větší množství vody, než při použití rovnoměrně zaobleného kameniva. Tím je zároveň nutno použít větší množství cementu, aby byl zachován stejný vodní součinitel, což vede ke zhoršení ekonomických i ekologických parametrů betonu.

Odolnost kameniva proti oděru a protiskluznost je nezbytná, pokud se používá pro beton, který bude trvale mechanicky namáhán. Jedná se například o cementobetonové vozovky.

Pro výrobu kvalitních betonů musí být kamenivo čisté, tvrdé a pevné a nesmí obsahovat chemické povlaky nebo povlaky jílů a jiné jemné materiály, které by měly za následek zhoršení kvality betonu. S ohledem na ochranu výztuže betonu proti korozi je nezbytné omezit obsah chloridů v kamenivu. Obsah síranů je nutno sledovat jako prevenci proti síranové korozi, při které dochází ke vzniku ettringitu a porušování betonu v důsledku velkých krystalizačních tlaků. Kamenivo nesmí obsahovat reaktivní siliku (amorfní formu křemene), která může v dlouhodobém horizontu reagovat s alkáliemi z cementu a tvořit rozpínavé látky porušující okolní cementovou matici (alkalicko-agregátové reakce).

Jíly, prach a další jemné částice zachycené na povrchu zrn kameniva mohou oslabovat vazbu mezi kamenivem a cementovou maticí a zhoršovat tak mechanické vlastnosti betonu. Organické látky v kamenivu mohou nepříznivě ovlivňovat průběh hydratace.

4.2.4. Příměsi

Příměsi jsou práškové látky, které jsou přidávány do betonu za účelem zlepšení některých jeho vlastností nebo docílení zvláštních vlastností. Dělí se na příměsi inertní (typ I – mleté horniny, moučky, pigmenty) a pucolánové a latentně hydraulické (typ II – popílek, křemičitý úlet, struska, metakaolin). Latentní hydraulita je schopnost látky tvrdnout za normální teploty ve vodním prostředí reakcí s $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Pucolánové látky se vyznačují vysokým obsahem SiO_2 . Podmínkou aktivity těchto látek je velký měrný povrch, který bývá řádově stejný jako měrný

povrch cementu (okolo 300 m²/kg) nebo i výrazně vyšší (např. velmi reaktivní křemičité úlety mohou dosahovat hodnot v řádu desítek tisíc m²/kg).

Pro zohlednění vlivu příměsí na vodní součinitel betonu se v souladu s ČSN EN 206 [27] používá tzv. koncepce *k*-hodnoty, kterou se zavádí vodní součinitel ve tvaru:

$$w/b = \frac{m_w}{m_c + k \cdot m_p} \quad (1)$$

kde m_w značí množství záměsové vody, m_c je množství cementu a m_p množství příměsí, vše v kg/m³. Hodnota *k* se má uvažovat jako 2,0 pro mikrosiliku, 0,4 pro popílek, 0,6 pro strusku a 1,0 pro metakaolin [34].

a) Granulovaná vysokopecní struska

Granulovaná vysokopecní struska vzniká rychlým ochlazením vhodně složené struskové taveniny vznikající při tavení železné rudy ve vysoké peci. Musí být nejméně ze dvou třetin hmotnostních sklovitá a při vhodné aktivaci musí vykazovat hydraulické vlastnosti. Skládá se nejméně ze dvou třetin hmotnosti CaO, MgO a SiO₂. Zbytek obsahu tvoří Al₂O₃ a malá množství jiných sloučenin. Podíl (CaO+MgO)/ SiO₂ musí být větší než 1. Pravidla pro strusky přidávané do cementu určuje norma ČSN EN 15167-1 [35].

Struska se obvykle nepřidává samostatně do betonu, bývá již obsažena ve směsném cementu. Částečná náhrada cementu struskou může snižovat počáteční pevnost, ale zvyšuje dlouhodobou pevnost betonu a jeho trvanlivost. Betony obsahující cementy se struskou (a popř. popílkem) mohou být vhodné například pro cementobetonové kryty vozovek, kde je účelné zpomalit vývoj hydratačního tepla a omezit tak vznik trhlin.

b) Popílký

Popílek se získává elektrostatickým nebo mechanickým odlučováním prachových částic z kouřových plynů v uhelných elektrárnách. Svou podstatou může být křemičitý nebo vápenatý. Pravidla pro popílký přidávané do betonu jsou stanovena normou ČSN EN 450-1 [36].

Křemičitý popílek je jemný prášek převážně sestávající z kulových částic s pucolánovými vlastnostmi. Skládá se zejména z aktivního SiO₂ (min. 25 %) a Al₂O₃. Ve zbytku je pak obsažen Fe₂O₃ a jiné sloučeniny. Obsah aktivního CaO nesmí překročit 10 % hmotnosti, obsah volného CaO pak 1 % hmotnosti. Vápenatý popílek se skládá zejména z aktivního CaO, aktivního SiO₂ a Al₂O₃. Ve zbytku je pak obsažen Fe₂O₃ a jiné sloučeniny. Obsah aktivního CaO nesmí být menší než 10 % hmotnosti.

Popílek ve formě fileru optimalizuje křivku zrnitosti kameniva, zvyšuje podíl jemných částic pro dobrou čerpatelnost betonu, zlepšuje zpracovatelnost a soudržnost čerstvého betonu, zmenšuje náchylnost na rozmísění čerstvého betonu při dopravě a zpracování. Při betonáži masivních konstrukcí je výhodné, že zpomaluje vývoj hydratačního tepla a proces tuhnutí a tvrdnutí betonu. Tím, že zvyšuje hutnost cementového tmelu a těsnost povrchových vrstev, zlepšuje chemickou odolnost, odolnost vůči působení tlakové vody a zpomaluje proces karbonatace.

c) Křemičitý úlet

Křemičitý úlet vzniká při redukci křemene vysoké čistoty uhlím v elektrické obloukové peci při výrobě křemičitých nebo ferrokřemičitých slitin a sestává z velmi jemných kulovitých částic obsahujících nejméně 85 % hmotnosti amorfního SiO_2 . Obsah elementárního křemíku přitom nesmí překročit 0,4 % hmotnosti. Pravidla pro křemičité úlety přidávané do betonu jsou stanovena normou ČSN EN 13263-1+A1 [37].

Křemičité úlety zlepšují vlastnosti čerstvého betonu jako je odmísení, krvácení a čerpatelnost. Ovlivňují pórovou strukturu a tím i některé vlastnosti ztvrdlého betonu – zvyšují pevnost (pročež se využívají u vysokohodnotných betonů), odolnost vůči agresivním médiím a karbonataci.

d) Metakaolin

Metakaolin je získáván řízenými procesy tepelné a granulometrické úpravy jílovců a plavených kaolinů stabilního chemického složení. Jedná se o vysoce aktivní pucolán na bázi metakaolinitu. Na rozdíl od výše zmíněných přísad se nejedná o druhotnou surovinu.

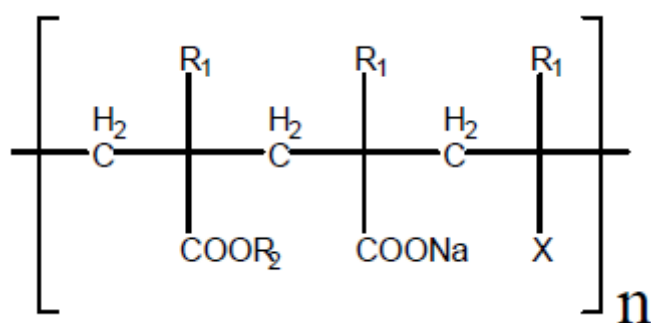
Přidáním metakaolinu do betonu lze dosáhnout nárůstu pevnosti, snížení nasákavosti, zvýšení mrazuvzdornosti, nárůstu teplotní odolnosti, zvýšení chemické odolnosti nebo snížení vzniku výkvětů.

4.2.5. Přísady

Přísady jsou chemické sloučeniny, které přidáváme do betonu během míchání v relativně malém množství (u běžných betonů obvykle do 5 % hmotnosti cementu, u vysokohodnotných betonů v odůvodněných případech i více) za účelem úpravy vlastností čerstvého nebo ztvrdlého betonu. Základní pravidla pro přísady do betonu specifikují normy ČSN EN 934-1 [38] a ČSN EN 934-2 [39]. Podle funkce rozeznáváme celou řadu druhů.

Plastifikátory a superplastifikátory (ztekucující přísady) jsou v dnešní době obvykle sloučeniny na bázi polykarboxylátů, které neutralizují povrchové náboje na zrnech cementu, zabraňují tak jejich flokulaci při kontaktu s vodou a tím umožňují efektivnější využití vody pro zajištění hydratace cementu a zpracovatelnosti betonu. V důsledku toho stačí pro dosažení stejné zpracovatelnosti nižší vodní součinitel a výsledný beton tak dosáhne vyšší pevnosti. Vhodný typ a dávku plastifikátoru je, stejně jako u dalších přísad, vždy nutno odzkoušet pro konkrétní typ cementu a složení betonu. Plastifikátory se dnes přidávají do většiny konstrukčních betonů.

Provzdušňovací přísady jsou obvykle mýdla pryskyřic nebo tenzidy, obecně smáčidla. Fungují tak, že v průběhu míchání betonu zabrání eliminaci bublinek vzduchu ulpělých na zrnech kameniva nebo cementu. Tyto bublinky (uzavřené póry o průměru 50 – 300 μm) pak vytvářejí expanzní prostor pro led, který má o 9 % větší objem než voda, zabraňují šíření trhlinek ve struktuře cementové matrice a zlepšují tak mrazuvzdornost betonu, která je klíčová pro životnost dopravních staveb ve středoevropských podmínkách.



Obrázek 13 Vlevo ukázka chemické struktury polykarboxyláteteru. Vpravo fotografie mikrostruktury provzdušněného betonu.

Zpomalovače tuhnutí a tvrdnutí jsou obvykle látky na bázi cukrů, fosfátu nebo hydroxylovaných karboxylových kyselin. Zpomalují průběh hydratace tím, že tvoří monomolekulární vrstvu na povrchu zrn cementu, zamezují rozpouštění trikalciualuminátu a blokují růst krystalů ettringitu. Prodlužují tak dobu zpracovatelnosti betonu a snižují rychlost vývinu hydratačního tepla. Užívají se typicky pro masivní betonové konstrukce nebo při dopravě betonu na velké vzdálenosti.

Urychlovače tuhnutí a tvrdnutí jsou obvykle látky na bázi solí. Relativně levné a účinné jsou přísady obsahující CaCl_2 nebo thiokyanatany, jejich nevýhodou je však vysoce korozivní účinek na ocelovou výztuž, a proto je často nelze použít v dostatečném množství. Více se proto prosadily přísady na bázi dusičnanů (většinou $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$). Soli vytvářejí při reakci s trikalciualuminátem a vodou komplexní sloučeniny, které krystalují s velkým množstvím vody a odeberou tak z hydratující směsi přebytečnou vodu, která je nutná pouze pro zajištění zpracovatelnosti. Využívají se zejména při výrobě prefabrikátů, kde umožňují zvýšení obrátkovosti forem.

Stabilizační přísady snižují odlučování vody v čerstvém betonu (krvácení). Mohou fungovat na několika principech. První snižují obsah volné vody v čerstvém betonu, tuto funkci mají tedy přísady plastifikační a provzdušňovací. Druhé zvětšují měrný povrch tuhých částic v betonu, stabilizační funkci tak často plní příměsi. Třetí působí kombinací obou vlivů.

Dalšími typy přísad do betonů dopravních staveb jsou expanzní přísady (způsobují rozpínání při hydrataci cementu, používají se v injektážních a zálivkových maltách), adhezní přísady (zlepšují přídržnost k již zatvrdlému betonu, používají se při opravách a rekonstrukcích), hydrofobizační přísady (zamezují pronikání vody do struktury betonu a usnadňují její odtok z povrchu) nebo biocidní a fungicidní přísady (brání biologické korozi betonu působením mikroorganismů).

4.2.6. Rozptýlená výztuž

Rozptýlená výztuž je systém náhodně prostorově rozmístěných vláken v betonu. Její úlohou je především změna křehkého charakteru betonu, ztužení jeho struktury a vytvoření duktilnějšího

konstrukčního materiálu. Beton je kompozitní materiál, jehož výsledné mechanické vlastnosti jsou velmi silně ovlivněny lokálními nehomogenitami v jeho složení. Lze říci, že rozptýlená výztuž tuto skutečnost do jisté míry potlačuje a má na vlastnosti betonu homogenizující účinek.

Jako rozptýlená výztuž betonu se nejčastěji používají vlákna ocelová nebo polymerní různých tvarů a délek (viz Obrázek 14). Typ, délku a množství drátků je nutno pečlivě zvolit a odzkoušet, aby při míchání čerstvého betonu nedošlo k jejich odmísení od zbylých složek, k nakypření směsi nebo nepřijatelnému zhoršení její konzistence.

Při použití ocelových vláken v betonech běžných pevností bývá jejich dávkování okolo 30 – 60 kg/m³ betonu, u ultravysokohodnotných betonů dosahuje až 200 kg/m³. Může se jednat o vlákna z oceli, jejíž tahová pevnost je blízká běžné betonářské výztuži, nebo o vysokopevnostní vlákna o pevnosti až 2000 MPa. Vlákna polymerní bývají vyrobená z polypropylenu, polyetylenu, nylonu či jiných plastů a dávkuje se v jednotkách kg/m³.

Rozptýlená výztuž se projevuje zvýšením pevnosti betonu v tahu (v případě použití ocelových vláken) a omezením šířky trhlin vzniklých působením silových nebo nesilových zatížení. Konečným důsledkem je zvýšení trvanlivosti betonu a životnosti betonové konstrukce, neboť dochází ke zpomalení průniku vody a případných agresivních látek do struktury betonu. Zvyšuje se také odolnost materiálu proti otluku a rázovému zatížení, únavová pevnost, odolnost vůči teplotním změnám a vodonepropustnost.

O konkrétních typech betonů s rozptýlenou výztuží bude blíže pojednáno v dalším textu práce při představení jejich konkrétních aplikací v dopravních stavbách (kapitoly 6 a 7).



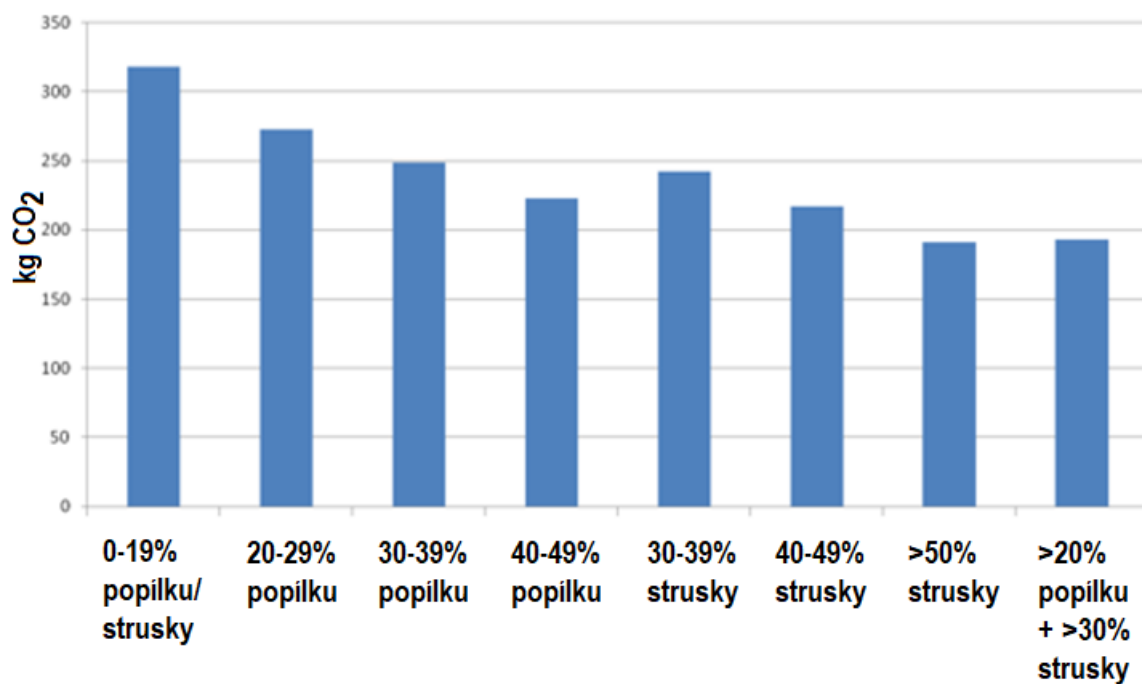
Obrázek 14 Vlevo polymerní mikroválákna, vpravo různé typy ocelových drátků.

4.3. Redukce uhlíkové stopy betonu

V souvislosti s klimatickými změnami je všude ve světě značný tlak na redukci emisí skleníkových plynů a tato tendence se nevyhýbá ani stavebnictví. Beton tvoří zhruba 80 % objemu stavebních materiálů používaných ve vyspělých zemích. Odhaduje se, že produkce betonu je odpovědná za 8 % globálních emisí skleníkových plynů [40]. Je proto nasnadě, že výroba betonu je oblastí stavebnictví, kde lze z hlediska omezení jeho ekologických dopadů dosáhnout největších přínosů. Existuje přitom několik možných cest k redukci uhlíkové stopy betonu.

4.3.1. Omezování spotřeby portlandského slínku

Nejpřímějším způsobem je omezení spotřeby portlandského slínku. Procesy spojené s výrobou cementu vyprodukují asi 90 % emisí CO₂ svázaných s výrobou betonu a je proto logické hledat úspory primárně v této oblasti. Nejsnáze toho lze docílit použitím příměsí. Podle údajů americké National Ready Mixed Concrete Association tak lze u betonu běžné pevnosti snížit objem svázaného CO₂ až o 40 %, jak ukazuje srovnání, viz Obrázek 15.



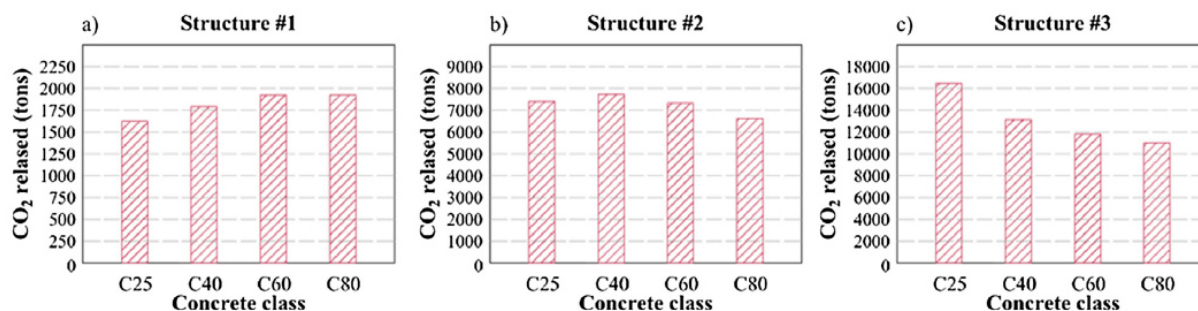
Obrázek 15 Emise skleníkových plynů svázané s výrobou surovin pro beton o pevnosti v tlaku 30 MPa při různých podílech náhrady portlandského cementu popílkiem nebo struskou. Zdroj: National Ready Mixed Concrete Association (USA).

Iniciativa pro udržitelnost cementu (Cement Sustainability Initiative – CSI) a Mezinárodní agentura pro energii (International Energy Agency – IEA) ve svém plánu pro rok 2030 [41] navrhuje, aby užití portlandského slínku bylo omezeno na 3,5 kg na 1 m³ betonu na každý 1 MPa pevnosti betonu pro běžně používané betony s pevnostmi 30 – 50 MPa. To v praxi znamená redukci přibližně na třetinu dnešních dávek. Technicky toho lze dosáhnout například použitím cementu CEM III, ovšem za cenu určitých kompromisů, které jsou v praxi u dopravních staveb často těžko přijatelné. Například pomalý nárůst pevností s dosažením finální pevnosti až ve stáří 90 dnů by představoval velký problém zejména u předpínaných a prefabrikovaných konstrukcí.

Je navíc nutné si uvědomit, že redukce množství portlandského slínku v betonu sice vede ke snížení emisí CO₂ svázaných s produkcí jednotkového množství materiálu, nemusí však nutně vést i ke snížení celkových emisí spojených s výstavbou určité konstrukce. Velmi dobrý příklad, byť z oblasti mimo dopravní infrastrukturu, poskytuje výzkum Fantilliho et al. [42]. V něm byly spočteny a porovnány celkové objemy CO₂ vyprodukované při výstavbě tří různých budov z betonů čtyř různých pevnostních tříd. Srovnávány byly konstrukce

administrativních či bytových domů o výšce 60 m (konstrukce #1), 122 m (konstrukce #2) a 215 m (konstrukce #3) navržené v souladu s Eurokódem 2 z betonů tříd C25/30, C40/50, C60/75 a C80/95. Obsah portlandského cementu pro jednotlivé betony byl uvažován postupně 215, 272, 350, 394 kg/m³.

U nízkopodlažní budovy se jako nejekologičtější jeví použití betonu s nejmenší jednotkovou spotřebou portlandského cementu, avšak se vzrůstající výškou konstrukce vzrůstá význam úspor vyplývajících z redukce celkového objemu použitého betonu vyšší pevnosti (s vyšším obsahem cementu). Pro konstrukci výšky 215 m z betonu C80/95 je redukce celkových emisí CO₂ zhruba třetinová oproti betonu C25/30.



Obrázek 16 Emise CO₂ svázané s produkcí železobetonové konstrukce tří různých budov při použití různých tříd betonu [42].

Nejefektivnější řešení z hlediska omezení emisí skleníkových plynů je tedy třeba hledat individuálně pro každou konstrukci kombinací efektivního materiálového, konstrukčního a technologického řešení. Jednoduchá úvaha, že nižší jednotková spotřeba portlandského cementu povede k environmentálně šetrnějšímu řešení, nemusí být vždy správná.

4.3.2. Zvyšování podílu recyklace betonu

Ekologické dopady produkce betonu je též možné snížit jeho opětovným využitím po dožití konstrukce, ve které byl primárně použit. Betonový recyklát je stavebním a demoličním odpadem, který ve většině případů není nebezpečný pro své okolí, protože ve větší míře neobsahuje škodlivé ani toxické látky. Při použití odpovídajících postupů a výběru vhodných konstrukcí jej lze opakovaně využít a dosáhnout tak pozitivních dopadů na životní prostředí, produktivitu a náklady stavební výroby a objem energií vynaložený na pořizování prvotních materiálů.

Celková produkce odpadů v EU je podle údajů Eurostatu přibližně 2,6 miliardy tun ročně (údaj z roku 2016, [43]). To znamená, že celkové množství odpadů na osobu činí přibližně 4,5 tuny za rok. Stavební a demoliční odpady (SDO) k těmto číslům přispívají zhruba jednou třetinou (viz Tabulka 13, [44]). Vzhledem k tak významnému podílu je recyklace stavebních hmot jednou z cest k řešení surovinového problému, k úspoře materiálů a energií, k ochraně životního prostředí. Celkové množství SDO na osobu se v jednotlivých zemích značně liší a souvisí s ekonomickými a kulturními postoji různých zemí.

Tabulka 13 Produkce odpadů v EU podle ekonomických aktivit [44].

	Těžba a dobývání	Výroba	Energetika	Stavebnictví	Další ekonomika	Domácnosti
EU-28	25	10	3	36	16	8
Belgium	0	23	1	31	36	8
Bulgaria	82	3	8	2	3	2
Czechia	1	18	4	40	23	14
Denmark	0	5	4	58	16	17
Germany	2	14	3	55	17	9
Estonia	26	37	25	5	6	2
Ireland	16	35	2	10	28	10
Greece	78	6	4	1	4	7
Spain	16	11	3	28	26	17
France	1	7	0	69	14	9
Croatia	12	8	2	24	31	22
Italy	0	17	2	33	29	18
Cyprus	5	33	0	36	10	16
Latvia	0	19	11	4	30	34
Lithuania	1	41	2	8	32	17
Luxembourg	0	7	0	75	11	6
Hungary	1	17	16	23	25	18
Malta	8	1	0	69	13	8
Netherlands	0	10	1	70	13	6
Austria	0	9	1	73	10	7
Poland	39	17	11	10	18	5
Portugal	3	17	1	12	35	33
Romania	87	4	4	0	3	2
Slovenia	0	26	14	10	38	12
Slovakia	3	32	9	9	29	18
Finland	76	8	1	11	3	1
Sweden	77	4	1	7	7	3
United Kingdom	6	4	0	49	30	10
Iceland	0	25	0	4	31	40
Liechtenstein	3	2	0	88	1	5
Norway	3	14	2	27	32	22
Montenegro	19	2	18	37	10	13
North Macedonia	49	51	0	0	0	0
Serbia	79	3	12	1	2	3
Turkey	11	:	26	:	:	37
Bosnia and Herzegovina (*)	2	27	71	0	0	0
Kosovo (*)	14	20	40	6	10	11

Recyklovat většinu odpadů z demolic pozemních staveb, mostů, silnic nebo jiných objektů je technicky možné. Základním předpokladem pro úspěšnou recyklaci je vhodný postup demolice. V celém procesu recyklace jednoznačně platí, že kvalita recyklátů a efektivnost celého procesu je přímo úměrná kvalitě demoličních prací, resp. třídění materiálů z demolice přímo v místě jejich vzniku. Dále je pak nezbytné vytipovat pro recyklát vhodné použití, které bude respektovat odlišné vlastnosti betonové drti od přírodního kameniva [45]:

- Měrná hmotnost je přibližně stejná jako u přírodního kameniva, ale objemová hmotnost je o 7 – 10 % nižší.
- Sypná hmotnost je asi o 15 – 18 % nižší a mezerovitost o 10 – 15 % vyšší, než pro přírodní kamenivo stejné zrnitosti.
- Vyšší nasákavost (zvláště drobná frakce do 4 mm vykazuje navýšení o 4 – 12 %).
- Soudržnost cementové malty s drceným betonem je velmi dobrá, pokud je drcený beton navlhčen.
- Zrna drceného betonu mívají poměrně dobrý tvarový index.
- Drcený beton má nižší pevnost a modul pružnosti oproti přírodnímu kamenivu. Např. žula má pevnost v tlaku 120 – 240 MPa a modul pružnosti 27 – 51 GPa, naproti tomu pevnost betonu běžně dosahuje 25 – 60 MPa a modul pružnosti 25 – 35 GPa.

Pro beton s recyklovaným kamenivem vyplývají ze zahraničních i domácích prací následující poznatky:

- Hrubá a střední frakce drceného betonu prakticky neovlivní zpracovatelnost čerstvého betonu ve srovnání s přírodním kamenivem.
- Jemná frakce zpracovatelnost zhorší.
- Nedoporučuje se používat betonové drtě s obsahem síranů nad 1 %.
- Doporučuje se používat maximální zrno drtě 16 – 22 mm, jinak mohou vznikat trhliny.
- Při změnách teploty a vlhkosti se recyklovaný beton chová stejně jako beton z přírodního kameniva.
- Pevnost v tlaku recyklovaného betonu ve srovnání s tradičním betonem je nižší o 5 – 30 % (nastaly dokonce i případy o několik procent zvýšené pevnosti).
- Modul pružnosti recyklovaného betonu je o 10 – 30 % nižší, než betonu z přírodního kameniva.
- Recyklované kamenivo zvyšuje dotvarování (součinitel dotvarování až o 75% vyšší).
- Velmi významný je účinek jemných frakcí. Vliv recyklovaného kameniva na chování betonu vychází především z vlastností cementového kamene, který má obvykle vyšší pórovitost a nasákavost než samotné kamenivo. V jemných podílech betonové drti se bude nacházet výrazně větší podíl cementového kamene, a tudíž budou mít tyto podíly větší negativní vliv na vlastnosti betonu.

Z uvedeného vyplývá, že betonový recyklát je obtížně použitelný v těch typech dopravních staveb, kde jsou vysoké požadavky na mechanické vlastnosti betonu (typicky mostní konstrukce, zejména konstrukce předpjaté). Přesto jsou možnosti jeho využití velmi široké. Předpis Ministerstva dopravy pro užití recyklovaných stavebních demoličních materiálů do pozemních komunikací TP 210 [46] doporučuje použití betonového recyklátu do asfaltobetonových krytů, stmelených, nestmelených i prolévaných podkladních vrstev vozovek, do konstrukce podloží vozovky a zemního tělesa. Za vhodné je možno považovat též použití při zpevňování lesních a zemědělských cest, zásypech výkopů, stavbách inženýrských sítí nebo do panelů protihlukových stěn.

Z přehledu je patrná jedna velmi podstatná věc, a sice že se většinou jedná o tzv. down-cycling, tedy využití recyklátu k méně hodnotnému účelu, než k jakému byl využit původně. Takové aplikace jsou sice přínosem z hlediska problému s ukládáním odpadu, neodstraňují ale potřebu těžit suroviny z přírodních nalezišť. Vyšší míry zhodnocení, tedy využití materiálu k původnímu účelu, je dosahováno jen v omezeném počtu případů. Perspektivní cestou v tomto směru je využití mikromletého betonového recyklátu, viz kapitola 5.1.

Pro uplatnění v jiných než down-cyclingových aplikacích je kritickým faktorem výskyt jemných frakcí v recyklátu, neboť tyto zhoršují jeho mechanické vlastnosti. Odstranění jemných frakcí je technologicky možné, ale zvyšuje náklady na třídění.

Hlavní bariéry využití recyklátů se obecně nacházejí v ekonomické oblasti. V tržním mechanismu nakládání se stavebními odpady, kdy každý účastník celého procesu podniká samozřejmě za účelem zisku, se projevuje řada protikladných snah a tendencí. Firma provádějící demolici stavebního objektu (původce odpadů) má zájem na minimálně pracné

asanaci, naproti tomu firma zajišťující recyklaci potřebuje odpad vytríděný. Firmy spravující řízené skládky jsou ekonomicky závislé na množství dováženého odpadu, snaží se proto nabízet výhodné ceny. Pro původce odpadu je tedy často levnější stavbu bez třídění zdemolovat a zaplatit za skládkování, než suť třídit a následně prodat zpracovateli recyklátů.

Důležitým faktorem při využití recyklovaného kameniva jako náhrady za přírodní kamenivo do betonu jsou dopravní náklady na dovoz kameniva, které závisí pouze na dopravní vzdálenosti. Pokud se kamenolom nachází výrazně blíže betonárně než zdroj recyklátu, mohou právě náklady na dopravu zabránit použití druhotných surovin.

Obecně lze říci, že pro zachování udržitelné výstavby je nezbytné realizovat koloběh materiálů a po dožití stavby a její demolici využívat získané materiály pro opětovnou výstavbu. Odbyt těchto materiálů musí být z hlediska celospolečenských potřeb podpořen i správnou cenovou a daňovou politikou zvyhodňující používání stavebních odpadů oproti využívání přírodních neobnovitelných zdrojů.

4.3.3. Opravy a rekonstrukce

Dalším způsobem, jak snížit environmentální dopady konstrukcí dopravní infrastruktury, je provádění jejich průběžné údržby, pravidelných oprav a rekonstrukcí. Budeme-li stávající konstrukce udržívat v dobré kondici, vyhneme se po delší dobu nutnosti jejich nahrazování novými konstrukcemi, což kromě zvýšení bezpečnosti provozu a značných finančních úspor povede rovněž k omezení spotřeby surovin, výroby stavebních materiálů a s ní spojené produkce škodlivých látek.

Při rozhodování o způsobu opravy (oprava, rekonstrukce či celková přestavba) je nutno vycházet z výsledků dostatečně podrobného diagnostického průzkumu, který umožní porovnat různé postupy rekonstrukce z hlediska funkčního a ekonomického. Je nezbytné hodnotit celkové náklady životního cyklu konstrukce, tedy uvážit různé zbytkové životnosti konstrukce původní, nové a rekonstruované, uvážit potřebu oprav a údržby různých variant, jejich obnovitelnost a využití po skončení životnosti.

Příkladem úspěšné rekonstrukce stávajícího mostu s využitím materiálu s vysokými užitnými vlastnostmi je rekonstrukce mostu na D1 u Hvězdonic, viz kapitola 7.3. Příklad konstrukce, kterou bylo vhodnější zcela nahradit novou konstrukcí z materiálů s vysokou trvanlivostí, ukazuje přestavba mostu v obci Sázava (kapitola 7.1).

4.4. Zvyšování trvanlivosti betonu a zlepšování jeho užitných vlastností

Trvanlivost je schopnost materiálu odolávat vlivům prostředí. Rozlišujeme trvanlivost fyzikální (vůči abrazi, otěru, nárazu, účinkům zmrazovacích cyklů a krystalizačních tlaků) a chemickou (vůči účinkům chemických rozmrazovacích látek, karbonatů, alkáliím, kyselinám). Trvanlivost betonu přímo závisí na jeho mechanických vlastnostech (zejména pevnosti v tlaku a v tahu) a odolnosti vůči pronikání agresivních látek do porézní struktury materiálu.

Minimální požadavky na beton pro zajištění jeho dostatečné odolnosti vůči účinkům prostředí jsou definovány v ČSN EN 206 [27], která rozlišuje tyto stupně vlivu prostředí:

- XC1 až XC4 – nebezpečí koroze vlivem karbonatace.
- XD1 až XD3 – nebezpečím koroze vlivem chloridů, ne však z mořské vody.
- XS1 až XS3 – nebezpečím koroze vlivem chloridů z mořské vody.
- XF1 až XF4 – narušení mrazem a rozmrazováním.
- XA1 až XA3 – chemické narušení.

Pro jednotlivé stupně jsou následně stanoveny požadavky na maximální vodní součinitel, minimální obsah cementu, minimální pevnostní třídu a případně další požadavky (např. minimální obsah vzduchu pro betony vystavené mrazu a rozmrazování). V oblasti dopravních staveb v ČR je navíc nutno vzít v úvahu požadavky TKP18 [47], které definují další nároky pro specifické typy konstrukcí (např. na zvětšení tloušťky krycí vrstvy, provzdušnění, odolnost vůči CHRL, vodotěsnost aj.). Pro dosažení dobrých mechanických vlastností a současně zpracovatelnosti a odolnosti jsou často v recepturách betonů pro dopravní stavby využívány různé přísady (zejména superplastifikátory a provzdušňující přísady).

Z hlediska odolnosti proti mechanickému zatížení (abrazí a ořezu) se betony klasifikují do stupňů vlivu prostředí XM1 až XM3 [48]. Jsou pro ně definovány obdobné požadavky jako pro výše uvedené faktory. Pro dosažení nejvyššího stupně XM3 je zapotřebí použití betonu pevnostní třídy min. C35/45 (při použití provzdušněného betonu C30/37) a úprava povrchu odolnými materiály. Této úpravy může být dosaženo například pomocí vsypů do betonu nebo využitím rozptýlené výztuže, jak bude ukázáno v kapitole 7.1.

Pro trvanlivost betonu vyztuženého ocelovou výztuží je také klíčové zabránit korozi výztuže. Ta vede jednak k oslabení účinného průřezu výztuže samotné, jednak k rozrušování okolního betonu vlivem skutečnosti, že korozní produkty mají 2-6x větší objem než samotná ocel a vytvářejí tak značné tlaky ve vnitřní struktuře materiálu, kterým beton kvůli své malé tahové pevnosti není schopen odolat. Korozi je primárně bráněno dostatečnou krycí vrstvou výztuže, která zajišťuje její pasivaci. Běžný beton má pH mezi 12 a 13, přičemž k elektrochemické korozi výztuže nedochází, je-li pH vyšší než 9,5.

Hodnota pH povrchových vrstev však v čase klesá vlivem karbonatace betonu. Je proto nutné navrhnout krycí vrstvu v dostatečné tloušťce, aby za předpokládanou dobu životnosti konstrukce v předpokládaných podmínkách prostředí nedošlo k depasivaci výztuže. Požadované tloušťky krycí vrstvy jsou dány v ČSN EN 1992-1-1 [49] podle stupně vlivu prostředí, pevnostní třídy betonu a typu konstrukce a její požadované životnosti. Dobu, po kterou krycí vrstva účinně chrání výztuž, lze také zvýšit omezením průniku degradačních činitelů do betonu. Nové perspektivní přístupy pro snížení permeability povrchových vrstev betonové konstrukce jsou předmětem výzkumu popsaného v kapitolách 5.3, 7.1, 7.3, 7.4, 7.6 a 7.7.

Účinnou cestou zvyšování trvanlivosti betonu a jeho užitných vlastností je aplikace vysokohodnotných betonů, což jsou betony, které mají jednu nebo více vlastností podstatně vylepšených oproti betonům běžným. Nejčastěji se jedná o betony vysokopevnostní (pevnostní

třídy C55/67 a vyšší), které kromě vysoké pevnosti vynikají též vyšší hutností. Ta s sebou přináší omezení pronikání agresivních látek do struktury betonu a omezuje tak jeho korozi vlivem karbonatace, zmrazování i chemicky agresivních látek. Nevýhodou je vyšší ekonomická i ekologická náročnost jednotkového množství vysokohodnotného betonu. Tu však lze pro konkrétní konstrukci do značné míry redukovat snížením potřebného objemu materiálu, a to buď díky návrhu subtilnějších prvků (viz kapitola 7.6), nebo jeho využitím pouze v exponovaných částech konstrukce, jak bude ukázáno v kapitole 7.4.

5. Výzkum nových možností využití betonu

Tato kapitola představuje tři konkrétní výzkumné aktivity autora práce v oblasti základního výzkumu betonu a jeho vlastností, které byly realizovány s výhledem na uplatnění v konstrukcích dopravní infrastruktury. Jednotlivé aktivity navazují na výše definované směry současného vývoje betonu. V prvním případě je cílem umožnit ve větší míře použití recyklovaného materiálu a omezit tak potřebu produkce primárních surovin. Ve druhém a třetím případě je záměrem zvýšení trvanlivosti betonu a životnosti betonových konstrukcí.

5.1. Mechanicky aktivovaný betonový recyklát jako částečná náhrada cementu

5.1.1. Mechanická aktivace

Metoda mechanické aktivace spočívá v rozpojování surovin intenzivním mletím na velmi jemné částice. V důsledku toho se zvyšuje měrný povrch materiálu. V případě aplikace této metody na jemné frakce recyklovaného betonu dochází k uvolnění nezhydratovaného cementu uzavřeného buď uvnitř shluků cementových zrn, nebo uvnitř jednotlivých zrn hrubě namletého materiálu. Výsledkem je materiál s vyšší schopností hydratace, než jakou by měl v původním stavu před mechanickou aktivací. Mikromletý materiál navíc působí jako filer a pozitivně ovlivňuje křivku zrnitosti kameniva. Řada zahraničních výzkumných prací poukazuje na dobré výsledky dosažené při mechanické aktivaci různých materiálů pomocí tzv. mikromletí.

Lessard a Havens-Cock realizovali experimenty zaměřené na částečnou náhradu cementu aktivovaným žulovým prachem [50], které ukázaly, že při 20% náhradě a vhodné intenzitě mechanické aktivace lze dosáhnout srovnatelných či dokonce lepších mechanických vlastností než u materiálu využívajícího čistě portlandský cement. Pro dosažení aktivace je potřeba překonat určitou prahovou energii. Mletí musí probíhat při vyšších otáčkách (> 500 ot./s) a po delší dobu (> 20 minut).

Sajedi [51] se zabýval dopady mechanické aktivace strusky. Provedl 50% náhradu cementu struskou a sledoval vliv na pevnosti v tlaku po 1, 3, 7, 28, 56, a 90 dnech. Zjistil, že vzorky s mechanicky aktivovanou struskou ve všech případech dosáhly lepších výsledků, než vzorky obsahující samotný cement. Po 28 dnech byl nárůst pevností oproti referenčnímu vzorku až 25 %, s postupem času však klesal na zhruba 5 – 10 %.

Hela a kol. [52] ověřovali vliv mletí popílku na zpracovatelnost a mechanické vlastnosti betonu. Popílkem různých jemností mletí nahradili ve vzorcích 25 % dávky cementu. Vyšší jemnost mletí vedla ke snížení konzistence, které by však bylo možno kompenzovat plastifikačními přísadami. Dosažené pevnosti v tlaku byly stejné nebo mírně vyšší než u referenčního vzorku. Celkově se ukázalo, že nejlepších vlastností je dosaženo při jemnosti mletí popílku blízké jemnosti mletí cementu.

Zpracování betonového odpadu metodou mechanické aktivace se jeví jako možné efektivní řešení využití stavebně demoličního odpadu pro jiné než „down-cycling“ účely. Beton obsahuje určité procento nezhydratovaného cementu, který je možné metodou mechanické aktivace

znovu využít. Namletý zhydratovaný cementový kámen pak může působit obdobně příznivě jako již zmíněný žulový prach.

5.1.2. Příprava materiálu pro experimenty

Pro vlastní výzkum vlastností betonu s mechanicky aktivovaným betonovým recyklátem byl zvolen materiál pocházející z železničních pražců PB2 a SB8 vyřazených při přestavbě vlečky panelárny, který byl upravován mletím ve výzkumném centru společnosti Ecological Investment Group s.r.o. Odpadní materiál pocházející z pražců byl pro tento účel zvolen ze dvou důvodů. Zaprvé se jedná o velmi kvalitní zdroj suroviny s vysokou původní pevností (pro pražce se používal beton třídy C45/55). Zadruhé jsou pražce vyráběny ve velkých objemech, což znamená, že je potenciálně k dispozici velké množství materiálu s téměř konstantními charakteristikami.

Hlavním cílem experimentů bylo nalezení maximální možné hranice nahrazení cementu mechanicky aktivovaným recyklátem (MAR) při zachování důležitých mechanických vlastností. Na základě informací z literatury bylo možné stanovit několik hypotéz.

- Při nahrazení do 10 % MAR se mechanické vlastnosti betonu nezhorší nebo dokoncelepší.
- Při nahrazení okolo 30 % MAR budou naměřené hodnoty srovnatelné s referenčním vzorkem.
- Vzhledem k vysokému specifickému měrnému povrchu bude při stejném množství vody zhoršená zpracovatelnost čerstvého betonu.

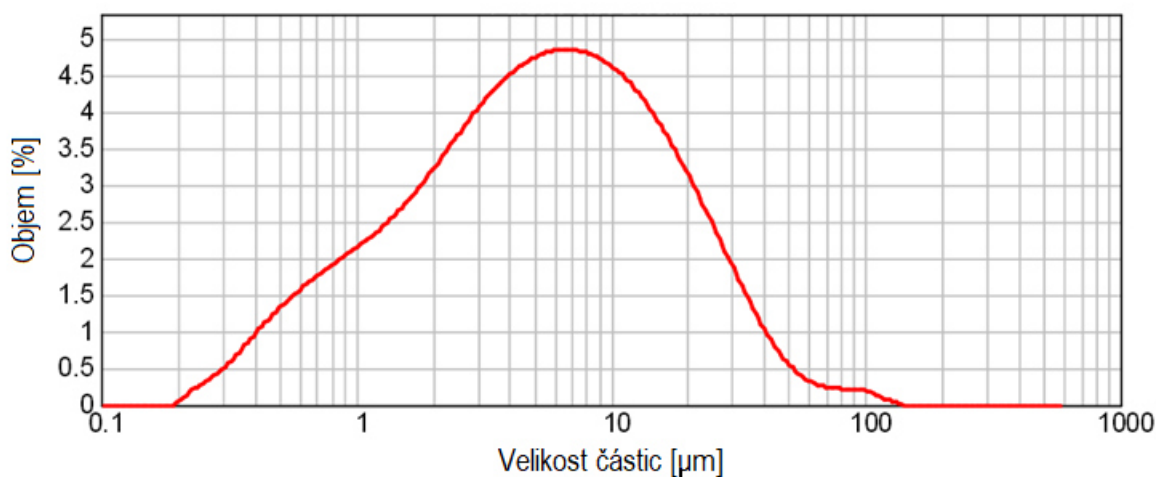
Pro ověření stanovených hypotéz bylo zhotoveno několik sad vzorků z cementové malty (voda, cement, MAR) s různým procentem nahrazení cementu MAR, avšak s konstantním vodním součinitelem. Vlastní proces mletí probíhal na přístroji TRITON M – II (Obrázek 17). Jedná se o dvourotorový protiběžný vysokorychlostní mlýn, tzv. desintegrátor, s vertikální osou otáčení rotorů. Mlýn je vybaven dvěma rotory o průměru 395 mm a o příkonu 7,5 kW každý.



Obrázek 17 Vlevo TRITON M – II – dvourotorový protiběžný vysokorychlostní mlýn (Ecological Investment Group s.r.o.). Vpravo fotografie mechanicky aktivovaného betonového recyklátu.

Zdrojový materiál byl nejprve nahrubo podrcen na frakci 0/16 mm, ze které byla odseparována frakce 0/4 mm. Ta byla dále pomleta ve výše uvedeném přístroji. Mletí probíhalo ve dvou etapách při různých podmínkách. Hlavním důvodem bylo použití rotorů z poměrně měkké oceli. Původně nebyly zamýšleny pro mletí betonu, a tudíž se vzrůstající zrnitostí nadměrně stoupal jejich obrus. Proto první mletí probíhalo při nižší vzájemné rychlosti rotorů 160 ot./s a jeho cílem bylo snížit velikost zrna pod 1 mm. Druhé mletí probíhalo za vyšší rychlosti 215 ot./s a jeho výsledkem byl konečný produkt – mechanicky aktivovaný betonový recyklát (Obrázek 17).

Z výsledků laserové granulometrie připraveného materiálu je patrné, že získaný prášek má velikost zrna do 125 μm , přičemž nejvíce jsou zastoupeny částice o velikosti 2 – 11 μm . Střední velikost zrn cementu se přitom obvykle pohybuje okolo 10 – 20 μm . Lze tedy říci, že se jedná o materiál mírně jemnější než cement, čemuž odpovídá i změřený měrný povrch 2 590 m^2/kg , což je téměř desetinásobek obvyklé hodnoty pro běžný cement (250 – 400 m^2/kg). Proto se dá předpokládat, že přimícháním mechanicky aktivovaného recyklátu do zkoumané směsi bude pozitivně ovlivněn nárůst počátečních pevností, avšak bude zhoršena zpracovatelnost.



Obrázek 18 Zastoupení jednotlivých velikostí zrn ve zkoumaném mikromletém betonovém recyklátu.

5.1.3. Realizace experimentů

Za účelem ověření možnosti náhrady části cementu MAR byly vytvořeny dvě skupiny vzorků zahrnující několik sad zkušebních trámek o rozměrech 40x40x160 mm. Jednotlivé sady se lišily procentem náhrady cementu MAR, které se pohybovalo od 0 do 80 %.

Pro všechny receptury dané skupiny byl zvolen jednotný vodní součinitel. V první skupině byl kvůli dobré zpracovatelnosti zvolen $w/c = 0,4$. Ve druhé skupině byl součinitel snížen na 0,34, čímž se zhoršila zpracovatelnost, ale bylo možné předpokládat lepší dosažené pevnosti v tlaku. Kvůli zhoršené zpracovatelnosti nebyl ve druhé skupině zhotoven vzorek s 80% náhradou cementu MAR. Vzhledem k výsledkům první skupiny vzorků nebyly ve druhé skupině vyrobeny ani trávky s 10% náhradou MAR. Výsledky vzorků s 10 % MAR byly velmi blízké výsledkům vzorků s 20 % MAR, což je preferovanější varianta. Receptury použité pro výrobu jednotlivých vzorků z obou skupin jsou uvedeny v následujících tabulkách.

Tabulka 14 Složení sad vzorků ze skupiny 1.

Označení	w/c	Cement	Recyklát	Procento náhrady
V1	0,4	1500 g	-	0 %
V2	0,4	1350 g	150 g	10 %
V3	0,4	1200 g	300 g	20 %
V4	0,4	1050 g	450 g	30 %
V5	0,4	900 g	600 g	40 %
V6	0,4	750 g	750 g	50 %
V7	0,4	300 g	1200g	80 %

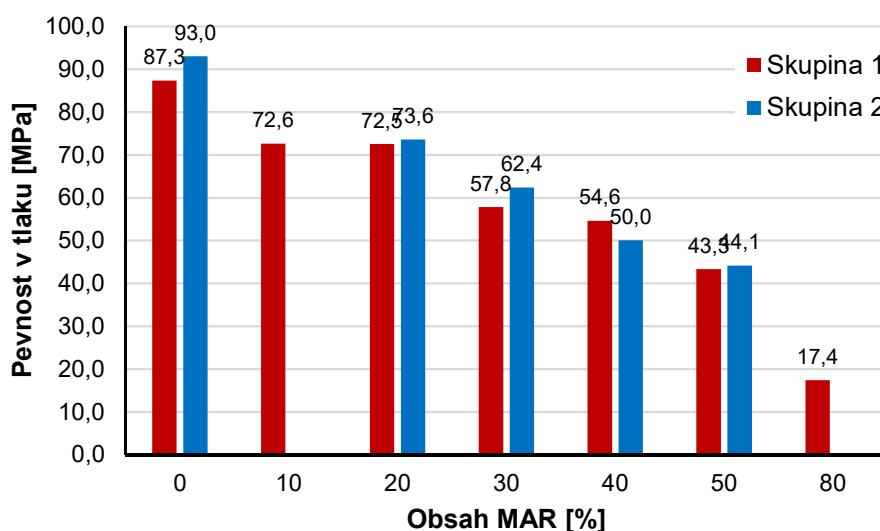
Tabulka 15 Složení sad vzorků ze skupiny 2.

Označení	w/c	Cement	Recyklát	Procento náhrady
X1	0,343	1750 g	-	0 %
X2	0,343	1400 g	350 g	20 %
X3	0,343	1225 g	525 g	30 %
X4	0,343	1050 g	700 g	40 %
X5	0,343	875 g	875 g	50 %

Jednotlivé vzorky byly podrobeny tříbodové zkoušce pevnosti v tahu za ohybu řízené deformací. Na polovinách trámů vzniklých rozlomením v průběhu ohybové zkoušky pak byla odzkoušena také tlaková pevnost. Zkoušky byly provedeny dle ČSN EN 196-1 [53] ve stáří vzorků 28 dnů.

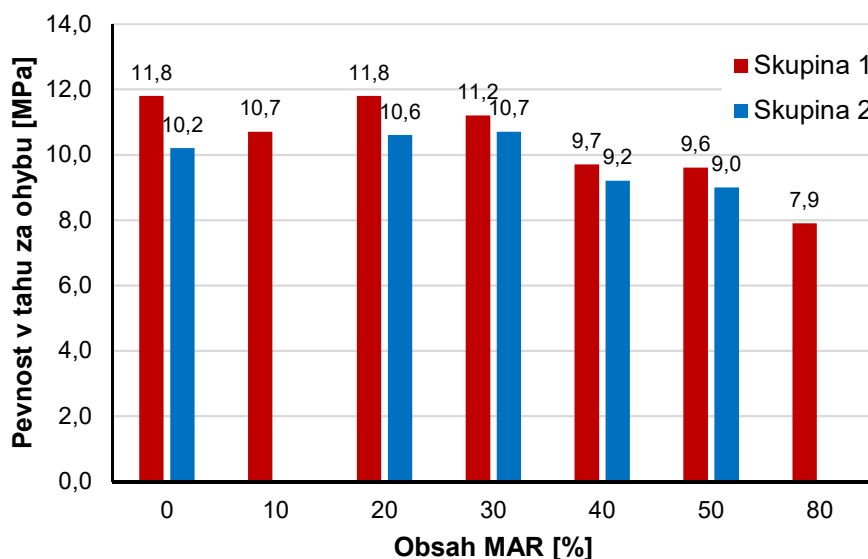
5.1.4. Výsledky a závěry

Výsledky zkoušek pevnosti v tlaku prezentuje Obrázek 19. Pevnost všech vzorků s obsahem MAR byla nižší než pevnost referenčních vzorků, přičemž klesala prakticky lineárně se vzrůstajícím procentem náhrady. Při náhradě do 20 % byl pokles relativně přijatelný (do 20 %). Oproti předpokladu se nijak podstatně neprojevil pozitivní vliv sníženého vodního součinitele na pevnost v tlaku, což lze vysvětlit zhoršenou konzistencí vzorků s nižším vodním součinitelem, v důsledku které došlo k méně důkladnému zhutnění těchto vzorků.



Obrázek 19 Průměrné dosažené pevnosti v tlaku pro jednotlivé sady vzorků.

Porovnáním hodnot pevnosti v tahu za ohybu lze stanovit, že vzorky s obsahem MAR do 30 % jsou vzhledem k téměř nezhoršené pevnosti v rámci tohoto kritéria vyhovující (viz Obrázek 20). Pro vyšší podíly náhrady již pevnost klesá, ovšem výrazně pomaleji než v případě pevnosti v tlaku. Pevnosti naměřené na vzorcích skupiny 2 byly mírně nižší než pro vzorky skupiny 1, což lze vysvětlit obdobně jako v případě pevnosti v tlaku.



Obrázek 20 Průměrné dosažené pevnosti v tahu za ohybu pro jednotlivé sady vzorků.

Provedenými experimenty byly potvrzeny dvě ze tří stanovených hypotéz. Při úrovni náhrady cementu do 30 % byly stanovené hodnoty mechanických vlastností srovnatelné s referenčním vzorkem a při vzrůstající náhradě cementu mechanicky aktivovaným betonovým recyklátem se zhoršovala konzistence směsi. Předpoklad zlepšení mechanických vlastností při 10% náhradě se nepotvrdil.

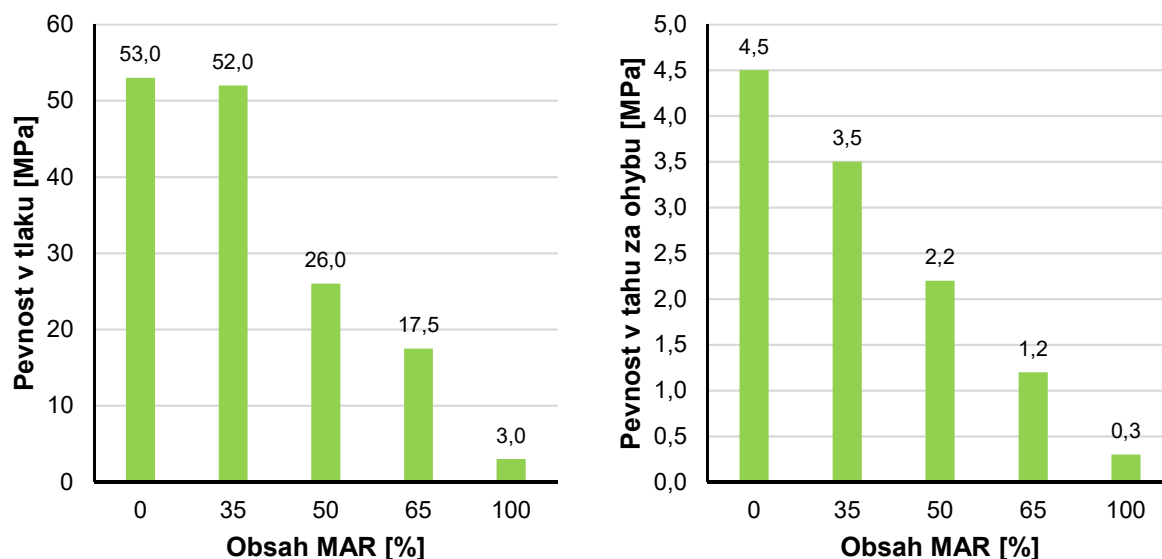
Z hlediska další aplikace do konstrukcí se materiál s menším podílem náhrady cementu jeví jako potenciálně vhodný, bylo by ale nutno prověřit vliv snížené tlakové pevnosti na trvanlivost betonu, zejména jeho mrazuvzdornost a odolnost vůči působení CHRL. Problém zhoršené zpracovatelnosti je řešitelný úpravou vodního součinitele nebo využitím plastifikačních přísad.

5.1.5. Navazující výzkum

Výzkumu využití mikromletého betonového recyklátu se dále věnovali Tesárek a kol. (např. [54], [55]). Testovali cementové malty s náhradou cementu mikromletým betonovým recyklátem ze železničních pražců v množství od 15 do 65 hm. % suchých složek, poslední směs obsahovala pouze mikromletý betonový recyklát bez cementu. Vodní součinitel jednotlivých směsí byl upravován tak, aby rozliv čerstvé směsi na střešacím stole byl 130 mm. V závislosti na vodním součiniteli a složení směsí sledovali mj. objemovou hmotnost, celkovou pórovitost a hodnoty smrštění po 24 hodinách od výroby vzorků (Tabulka 18).

Tabulka 16 Specifikace vlastností směsí s mikromletým betonovým recyklátem [55].

Směs	Cement/mikromletý betonový prážec [hm. %]	Vodní součinitel [-]	Rozliv [mm]	Objemová hmotnost [kg/m ³]	Celková pórovitost [-]	Smrštění po 24 hodinách [‰]
C	100/0	0,35	130	2049	0,14	0,81
P_35	65/35	0,38	130	1906	0,21	1,74
P_50	50/50	0,40	130	1865	0,22	2,76
P_65	35/65	0,42	130	1789	0,25	3,65
P_100	0/100	0,43	130	1293	0,46	8,09



Obrázek 21 Výsledky zkoušek pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu [55].

Výsledky jejich práce byly dále uplatněny při vývoji užitných vzorů několika typů malt, které obsahují podstatnou část mikromletého betonového recyklátu:

- Tenkovrstvá cementová malta (CZ 29872, 2016).
- Běžná cementová zdící malta (CZ 29828, 2016).
- Vápenocementová malta (CZ 29827, 2016).
- Tenkovrstvá vápenocementová malta (CZ 29826, 2016).

5.2. Vliv nanomateriálů na fotokatalytické vlastnosti betonu

S rozvojem nanotechnologií se začalo experimentovat i s použitím nanomateriálů pro úpravu vlastností betonu. Výzkumy zaměřené na vylepšení mechanických vlastností pomocí high-tech materiálů, jako jsou uhlíková nanovlákná a nanotrubičky, obvykle prokazují podstatné zlepšení mechanických vlastností, praktické aplikace v této oblasti jsou však komplikovány vysokou technologickou náročností zpracování těchto materiálů (obtížné dosažení jejich rovnoměrného rozptýlení ve směsi) a zejména extrémně vysokou cenou v řádu nejméně stovek USD za kilogram [56], [57]. Jako perspektivní oblast se však jeví využití nanomateriálů pro dosažení fotokatalytických vlastností povrchu betonu.

Za účelem ověření tohoto předpokladu byla realizována studie [58], která se zabývá vyhodnocením vlivu nanočástic oxidu titaničitého (N-TiO₂) na fotokatalytické vlastnosti povrchu betonu. Vzorky vyrobené z obyčejného bílého cementu bez částic TiO₂, vzorky vyrobené z komerčně dostupného fotokatalytického cementu a vzorky z bílého cementu pokryté polyvinylalkoholovou (PVA) nanotextilií obsahující N-TiO₂ byly porovnávány s ohledem na schopnost rozkládat barvivo rodamin B při expozici UV záření. PVA nanotextilie byla připravena metodou elektrostatického zvlákňování.

5.2.1. Využití fotokatalýzy

Fotokatalytické vlastnosti TiO₂ byly objeveny Fujishimou a Hondou v roce 1972 [59]. Tito výzkumníci vystavili elektrodu z TiO₂ umístěnou ve vodním prostředí silnému světelnému záření, což vedlo k dekompozici vody na vodík a kyslík. Původním záměrem bylo využít tento objev k výrobě vodíku (čistého zdroje energie) z vody pomocí slunečního záření, ale měření ukázala, že efektivita metody by byla pro komerční využití příliš nízká. V roce 1989 si Fujishima, Hashimoto a Watanabe uvědomili, že fotokatalýza by mohla být využita jiným způsobem – k rozkladu chemických látek. Když natřeli stěny a podlahu operačního sálu barvou s obsahem TiO₂, přítomnost bakterií a polutantů v místnosti rapidně klesla.

Od konce 80. let 20. století se ve světě experimentuje s cementovými matricemi obohacenými TiO₂. V posledních letech leží těžiště práce v oblasti nanočástic oxidu titaničitého (N-TiO₂), které díky svému velkému měrnému povrchu vykazují zvýšenou reaktivitu v porovnání s klasickým TiO₂. Fotokatalytický cement obsahující N-TiO₂ lze využít pro dosažení samočistících vlastností betonových povrchů nacházejících se ve velmi znečištěném prostředí (fasády a vozovky ve velkých městech, akustické stěny podél dálnic atd.). Ačkoliv je tento materiál dostupný na trhu již zhruba dvě desetiletí, praktické aplikace jsou stále velmi řídké, zejména s ohledem na velkou ekonomickou náročnost (některé příklady viz [60], [61]).

Proto jsou stále hledány nové metody využití N-TiO₂. Revuru a kol. [62] se s povzbudivými výsledky zabývali fotokatalytickými vlastnostmi povlaků z kombinace TiO₂+PVA nanosenými na skleněných deskách. Autor této práce následoval myšlenku kombinace TiO₂ a PVA a navrhl alternativní řešení pro fotokatalytické povrchy cementových kompozitů. Pomocí metody elektrostatického zvlákňování byly připraveny nanotextilie z PVA obohaceného N-TiO₂ a jejich fotokatalytická účinnost byla porovnána s fotokatalytickým cementem a obyčejným bílým cementem. Hypotéza, která vedla k této myšlence, bude podrobněji popsána dále.

5.2.2. Principy fotokatalýzy a samočistícího efektu

Proces rozkladu vzdušných nečistot pomocí UV záření pocházejícího ze Slunce je přírodní jev, který nazýváme fotolýza. Je klíčový pro redukci koncentrace smogu ve městech. Přírodní fotolýza probíhá poměrně pomalu, může však být urychlena pomocí katalyzátoru. Pak hovoříme o fotokatalýze.

Katalyzátorem bývá obvykle polovodič, v našem případě N-TiO₂. Po aktivaci UV zářením je elektron excitován z valenčního do vodivostního pásu. Když se do kontaktu s takovým elektronem dostane kyslík (O₂), vzniká radikál s vysokou oxidační schopností zvaný aktivní

kyslík (O_2^-). V případě vody je pak vytvořen hydroxylový radikál ($OH^\bullet$). V obou případech se jedná o vysoce reaktivní agens schopné oxidovat většinu organických sloučenin i anorganické nečistoty jako oxidy dusíku (NO_x). Je vhodné zdůraznit, že UV záření je naprosto nezbytné pro průběh reakce a že N-TiO₂ slouží jen jako katalyzátor a nedochází proto k jeho úbytku. Pro udržení dlouhodobé vysoké účinnosti je ale nutné občasné odstranění reakčních produktů (dusičnanů) z povrchu, například pomocí deště.

Další výhodou vyplývající z fotokatalýzy je samočisticí efekt. UV záření odstraňuje kyslíkové atomy z některých molekul N-TiO₂. Oblasti ochuzené o kyslík se stávají hydrofilními, zatímco nezměněné oblasti jsou hydrofobní. V obou případech se jedná o plochy velikosti několika stovek nm², které koexistují vedle sebe. Vodní kapky na takto upraveném povrchu ztrácejí sférický tvar a vytvářejí souvislý film, jelikož se voda snaží dotýkat podkladu pouze v hydrofilních oblastech. Pokud se na povrchu zároveň nacházejí nečistoty, voda se dostane pod ně a odstraní je.

5.2.3. Použití PVA nanotextilie

Pokud použijeme komerčně dostupný fotokatalytický cement, N-TiO₂ je rozptýleno v celém objemu betonového prvku. Tím pádem je velká část nanočástic situována uvnitř prvku, jejich fotokatalytické vlastnosti nemohou být využity a použití drahého cementu je tak z velké části zbytečné. Aplikováním nanočástic přímo na povrch prvku vyrobeného z výrazně levnějšího běžného cementu by mohlo být dosaženo obdobného fotokatalytického a samočisticího efektu se značně redukovanými materiálovými náklady.

Uvedený cíl by mohl být nejsnáze splněn použitím nátěru obsahujícího N-TiO₂. Problémem nanonátěrů je však skutečnost, že dispergované částice mají tendenci po určité době vytvářet v kapalném prostředí shluky. Tím se zvětšuje průměrná velikost částic TiO₂ a klesá fotokatalytický potenciál. Proto byla formulována následující hypotéza o použití nanotextilií. Použije-li se metoda elektrostatického zvlákňování, částice N-TiO₂ jsou transportovány z roztoku PVA do nanotextilie výhradně pomocí nanovláken. Únosnost vláken je značně omezená s ohledem na jejich velmi malou tloušťku. Tím pádem se do nanotextilie nemohou dostat částice větší než je určitý limit. Podle zkušeností výrobců nanotextilií je pro diamantové nanočástice maximální velikost okolo 10 nm a podobnou hodnotu lze s ohledem na blízkou objemovou hmotnost obou materiálů předpokládat i pro N-TiO₂. Díky takto malé velikosti částic bude maximalizován fotokatalytický potenciál N-TiO₂.

Velkou výhodou PVA pro daný účel je jeho rozpustnost ve vodě. Po překrytí povrchu čerstvého betonu nanotextilií by se vlákna PVA měla rozpustit a odkrýt N-TiO₂ účinkům UV záření, které aktivuje fotokatalýzu.

5.2.4. Příprava vzorků

Pro výrobu PVA nanotextilií bylo použito zařízení Nanospider pracující na principu elektrostatického zvlákňování. Částice N-TiO₂ byly rozmíchány v roztoku PVA. Připraveny byly dva typy nanotextilií. V prvním případě byla koncentrace N-TiO₂ v roztoku PVA 0,5 %, v druhém 1,0 %.

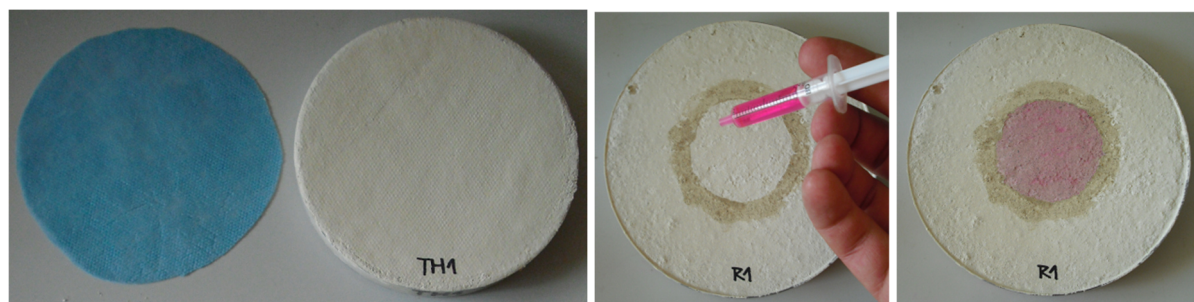
ve druhém pak 1,0 %. Průměrná velikost částic N-TiO₂ ve zdrojovém materiálu byla dle informací od výrobce 7 nm.

Dále byly připraveny dva typy cementové malty – malta z obyčejného bílého cementu a malta z fotokatalytického cementu. Obyčejný šedý cement byl nahrazen bílým cementem z toho důvodu, aby byla zajištěna stejná barevnost všech vzorků důležitá pro vyhodnocení (fotokatalytický cement je bílý). Složení směsi bylo stejné pro oba typy cementu (450 g cementu, 1350 g písku, 225 g vody). Čerstvá cementová malta byla uložena do 150 mm plastových Petriho misek. Připraveno bylo devět vzorků z obyčejného cementu (OC) a tři vzorky z fotokatalytického cementu. Tři ze vzorků OC byly ponechány jako referenční, tři byly pokryty nanotextilií s obsahem 0,5 % N-TiO₂ a tři nanotextilií s obsahem 1,0 % N-TiO₂. Aplikace nanotextilií probíhala následovně. Spanbond (podkladní materiál, na který Nanospider nanese nanotextilii) byl jemně přitisknut na povrch čerstvé cementové malty a vyhlazen. Vzorky byly na 24 hodin přikryty plastovou fólií, poté byly odkryty a po 14 dní zrály v prostředí se stálou teplotou a vlhkostí. Přehled typů vzorků uvádí Tabulka 17.

Tabulka 17 Přehled typů vzorků.

Značka	Popis vzorku
R	Referenční vzorky, obyčejný bílý cement (3 ks)
TP	Vzorky z fotokatalytického cementu (3 ks)
T05	Vzorky z OC s PVA nanotextilií, 0,5 % N-TiO ₂ (3 ks)
T10	Vzorky z OC s PVA nanotextilií, 1,0 % N-TiO ₂ (3 ks)

Po 14 dnech zrání byly vzorky připraveny pro experimenty. Proces je ilustrován obrázkem 4. Ze vzorků T05 a T10 byl opatrně sejmuto spanbond. Byl vyroben roztok rodaminu B (0,05 g/l), na oblast cca 22 cm² uprostřed každého vzorku bylo aplikováno 0,5 ml roztoku. Hranice obarvené oblasti byly vymezeny hydrofobní látkou triglyceridové báze. Před započatím zkoušení byly vzorky na 24 hodin umístěny do temného prostředí. Příprava a zkoušení vzorků probíhaly v zásadě podle postupu daného italskou normou pro hodnocení fotokatalytické aktivity hydraulických pojiv UNI 11259 [63].



Obrázek 22 Spanbond sejmuto ze vzorku (vlevo). Aplikace rodaminu B na vzorek (uprostřed). Vzorek připravený pro experiment (vpravo).

Podle UNI 11259 [63] by mělo být pro ozáření vzorků UVA zářením použito standardizované denní světlo D65/10 o intenzitě 3,75 W/m². Fotokatalytická aktivita materiálu by měla být posouzena na základě jeho schopnosti degradovat barvivo rodamin B. Hodnotícím kritériem by měla být změna parametru a^* v barevném prostoru CIE L^{*}a^{*}b^{*} (a^* reprezentuje rozdíl mezi

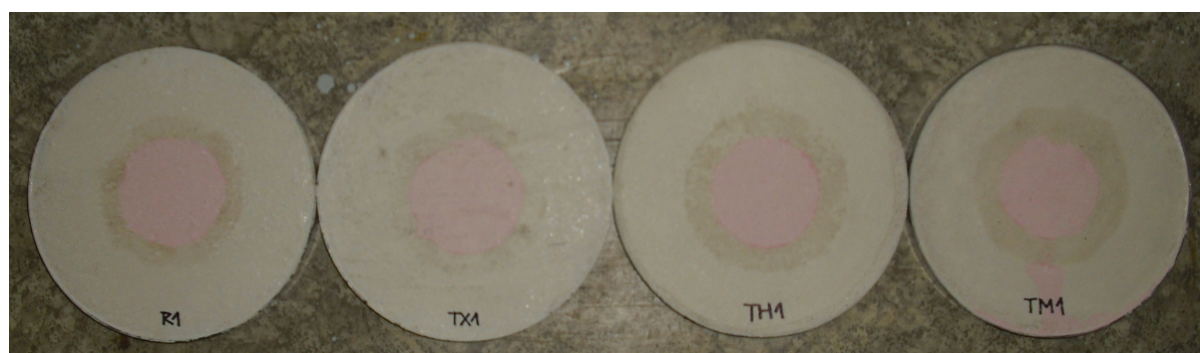
zelenou ($-a^*$) a červenou ($+a^*$) barvou). Hodnota a^* by měla být zaznamenána před zkouškou (a^*_0), po 4 hodinách ozáření (a^*_4) a po 26 hodinách ozáření (a^*_{26}). Materiál pak lze považovat za fotokatalytický, jestliže změna parametru a^* po 4 hodinách (R_4), resp. 26 hodinách (R_{26}) je:

$$R_4 = \frac{a^*_0 - a^*_4}{a^*_0} \cdot 100 \geq 20 \% \quad \text{resp.} \quad R_{26} = \frac{a^*_0 - a^*_{26}}{a^*_0} \cdot 100 \geq 50 \% \quad (2)$$

5.2.5. Realizace a výsledky experimentu

Během experimentu bylo v principu postupováno podle UNI 11259 [7] s jednou výjimkou. Jelikož nebyl k dispozici zdroj standardizovaného denního světla D65/10, vzorky byly vystaveny přírodnímu dennímu světlu. Tento postup lze považovat za přijatelný, neboť účelem bylo porovnat fotokatalytickou účinnost jednotlivých materiálů za stejných podmínek.

Vzorky byly umístěny do venkovního prostoru s celodenním volným přístupem slunečního záření. Experiment probíhal v průběhu dvou po sobě jdoucích jasných letních dní. Teplota prostředí v průběhu zkoušky se měnila od 21 °C do 31 °C, relativní vlhkost se pohybovala mezi 49 – 76 %. V předem definovaných intervalech byly pořizovány digitální snímky vzorků pro pozdější analýzu postupu degradace rodaminu B. Použito bylo vnitřní fotografické studio vybavené fotoaparátem Nikon D300 a profesionálními zábleskovými světly, do kterého byly vzorky vždy na nezbytně nutnou dobu přeneseny.



Obrázek 23 Sada vzorků.

Tabulka 18 Přehled výsledků experimentu.

Čas [h]	a^* parametr [-]				Změna a^* [%]				Výřezy fotografií			
	R	TP	T05	T10	R	TP	T05	T10	R	TP	T05	T10
0	14	9	11	14	-	-	-	-				
1	14	4	12	14	0	56	-9	0				
2	13	1	12	14	7	89	-9	0				
3	12	1	10	13	14	89	9	7				
4	7	2	10	9	50	78	9	36				
6	2	0	6	4	86	100	45	71				
26	0	0	1	0	100	100	91	100				

Pořízené fotografie byly konvertovány do barevného prostoru CIE $L^*a^*b^*$ pomocí programu Adobe Photoshop. Z centrální části každé fotografie byl extrahován výřez o velikosti 125x100 pixelů, barevné souřadnice v tomto výřezu byly zprůměrovány a byl určen parametr a^* . Dále

byla stanovena změna parametru a^* vzhledem k počáteční hodnotě pro všechny sledované časové kroky podle vzorců analogických k (2). Výsledky ukazuje Tabulka 18.

Z tabulky lze odvodit několik závěrů. Zaprvé je možné podle výše uvedeného vztahu považovat za fotokatalytické všechny materiály s výjimkou T05, který nevyhověl kritériu R_4 . Zadruhé je patrné, že vzorky pokryté PVA nanotextilií s obsahem N-TiO₂ (T05 and T10) neprokázaly lepší účinnost než vzorky referenční (R). Zatřetí pak je vidět, že rozdíl mezi komerčně dostupným fotokatalytickým cementem (TP) a referenčními vzorky (R) byl v rychlosti změny parametru a^* .

Rozklad rodaminu B na vzorku TP probíhal výrazně rychleji, než na ostatních vzorcích. Potvrdila se tedy fotokatalytická aktivita TP, rozklad barviva na ostatních vzorcích pravděpodobně probíhal pouze fotolýzou. Po vystavení vzorků účinkům UV záření na dostatečně dlouhou dobu byla konečná změna barevnosti rodaminu B na vzorcích TP i R stejná.

I přes stanovení racionální hypotézy se metoda aplikace N-TiO₂ na povrch betonu prostřednictvím nanotextilie z PVA neukázala jako perspektivní. Příčinou nezdaru mohl být nízký obsah N-TiO₂ v nanotextilii, vyšší koncentrace než 1,0 % však není pro použitou metodu zvláknování možná. Osvojené dovednosti při přípravě nanotextilií obohacených různými nanočásticemi jsou však nadále využívány při aplikaci nanotextilií pro biocidní a fungicidní ochranu stavebních materiálů.

5.2.6. Navazující výzkum

Navazující výzkum byl realizován společností Metrostav [64]. Byl zaměřen na možnosti ošetření povrchu betonu tunelových ostění pomocí nátěrů s nanočásticemi (použit nátěr POLYMEMBRAN vyráběný firmou NANO PLM+ s.r.o.). Povrchy tunelových ostění jsou vystaveny účinkům vlhkosti, mrazu, chemických rozmrazovacích látek (CHRL) a výfukových plynů, které mohou způsobovat jejich degradaci. Je nutno je pravidelně čistit jak s ohledem na odstranění škodlivých usazenin, tak pro zachování co nejsvětlejšího odstínu ostění, čímž se snižují nároky na umělé osvětlení. Předmětem výzkumu bylo ověření účinnosti nátěru z hlediska jeho vlivu na odolnost betonu vůči CHRL a na možnosti odstraňování nečistot z povrchu.

Odolnost vůči CHRL byla testována nanosením nátěru na standardní zkušební válce průměru 150 mm metodou C podle ČSN 73 1326 [65]. Celkem bylo testováno 24 vzorků dvou různých typů betonu – betonu navrženého pro dostatečnou odolnost vůči CHRL (C30/37 XF2) a betonu, který není za tímto účelem navržen (C30/37 XA2), vždy bez a s ochranou pomocí nanomembrány. Sledovány byly odpady po 75 zmrazovacích cyklech. U druhého typu betonu byl navíc stanoven průsak tlakové vody podle ČSN EN 12390-8 [66].

Průsak tlakové vody byl na vzorcích s nanomembránou v průměru mírně nižší než na vzorcích neopatřených nátěrem (17,7 mm oproti 18,3 mm). Při zkouškách odolnosti vůči CHRL dosáhly vzorky opatřené nanomembránou v průměru opět mírně lepších výsledků, vzhledem k velkému rozptylu výsledků zkoušek (odpady 100 – 4000 g/m²) z toho však nelze jednoznačně usuzovat na kladný vliv použitého opatření.

Vliv na údržbu byl zkoumán na betonovém bloku, který byl po dobu jednoho roku umístěn v prašném prostředí poblíž frekventované komunikace a ponechán bez údržby. Tento blok byl před instalací na jedné polovině opatřen nanonátěrem, na druhé polovině nikoliv. Poté byl povrch omyt tlakovou vodou a okartáčován. Při omytí tlakovou vodou byl jasně patrný přínos hydrofobní nanomembrány, která bránila průniku vody do povrchových vrstev betonu (to se projevilo změnou barevnosti povrchu, která se po vyschnutí neošetřené části ztratila). Při kartáčování docházelo ke snazšímu pohybu kartáče po povrchu betonu a efektivnějšímu čištění.

Lze konstatovat, že povrch opatřený nanonátěrem byl ve výsledku lépe vyčištěn. Hydrofobizace povrchu by navíc v dlouhodobém horizontu měla ochránit povrch před poškozením vnikajícími agresivními látkami rozpuštěnými ve vodě. S ohledem na cenu nátěrů a nutnost jejich pravidelného obnovování je však přínos tohoto opatření nutno označit za diskutabilní.



Obrázek 24 Povrch zkušebního prvku po vyčištění.

5.3. Beton se samohojícím účinkem založeným na biologické bázi

5.3.1. Zaměření výzkumu

Autor se podílí na projektu základního výzkumu, jehož předmětem je podpora samohojícího efektu betonu pomocí mikroorganismů (hlavní autorkou je jeho doktorandka Ing. Hana Schreiberová). Cílem je zvýšení trvanlivosti betonu, která je významně ovlivněna tvorbou mikrotrhlin. Je obecně známo, že beton má přirozenou schopnost samohojení. Když se nezhydratované částice cementu v matrici dostanou do kontaktu s vlhkostí, dochází k jejich dodatečné hydrataci, kterou mohou být zaceleny existující mikrotrhliny v materiálu. Řada výzkumných prací z posledních let (např. [67], [68], [69]) navrhuje podpořit samohojení pomocí biologických činitelů.

Základním principem metody je vyplnění vzniklých trhlin uhličitánem vápenatým, který je produktem metabolismu specifických organismů. K tomu může docházet různými biochemickými procesy – hydrolýzou močoviny, oxidací organických látek za přístupu

vzduchu nebo oxidací organických látek za přítomnosti dusičnanů bez přítomnosti vzduchu. Podmínkou pro funkci mikroorganismů je každopádně přítomnost živin a zdroje vápníku (souhrnně nutričních látek) a zdroje vlhkosti. Nutriční látky mohou ovlivňovat vlastnosti čerstvého i zatvrdlého betonu. Jedním z úkolů výzkumu bylo proto ověřit vliv nejčastěji používaných živin na vlastnosti cementové malty.

Bakterie navíc musí přežít fázi hydratace betonu, při které v materiálu vznikají značné krystalizační tlaky, které mohou vést k jejich zahubení i v rezistentní formě spor, ve které jsou do směsi přidávány [69]. Je tedy nutné zabývat se též mechanickou ochranou bakterií v této fázi. V literatuře lze dohledat celou řadu možných způsobů zapouzdření bakterií. K tomuto účelu byly s různými úspěchy použity křemičitý úlet [70], expandovaný jíel [71], vysušené a slisované vločky nutričního média [72], křemelina [73] nebo silikagel [74]. Novým zkoumaným postupem je využití superabsorpčních polymerů (SAP), které by mohly kromě problému mechanické ochrany bakterií řešit i problém zdroje vlhkosti pro metabolickou aktivitu bakterií.

Na základě poznatků z literatury i vlastního předběžného výzkumu byla jako nejvhodnější mikroorganismus pro experimenty zvolena bakterie *Bacillus pseudofirmus*. Pro tuto bakterii bylo provedeno zhodnocení použitelnosti metody v klimatických podmínkách střední Evropy.

5.3.2. Vliv nutričních látek na vlastnosti cementové malty

Na základě rozsáhlé literární rešerše dřívějších výzkumů (publikována v [75] spolu s podrobným popisem této části studie) byly stanoveny nejvhodnější typy nutričních látek a jejich koncentrace v cementové maltě. Pro studii byly jako zdroje vápníku vybrány laktát vápenatý ($C_6H_{10}CaO_6$), dusičnan vápenatý ($Ca(NO_3)_2$) a mravenčan vápenatý ($Ca(HCOO)_2$) v koncentraci 3 % hmotnosti cementu. Jako zdroje živin (uhlíku a dusíku) byly zvoleny kvasničný extrakt v koncentraci 0,85 % hmotnosti cementu a močovina v koncentraci 2,5 % hmotnosti cementu. Tyto látky byly přidány do základní cementové malty, jejíž složení je uvedeno v následující tabulce. V receptuře pro zjednodušení přípravy receptuře nebyly přítomny samotné bakterie, neboť jejich vliv na zpracovatelnost a mechanické vlastnosti cementové malty je podle předchozích výzkumů prakticky nulový.

Tabulka 19 Vlevo složení cementové malty, vpravo množství složek živného média přidávaná do základní receptury.

Složka	Množství [kg/m ³]	Série	Přísada	Množství [% hm.cem.]	Množství [kg/m ³]
CEM I 42,5 N	586,0	CTRL	–	–	–
voda	293,0	LAC	laktát vápenatý	3,00	17,58
Písek (1-2 mm)	439,5	NIT	dusičnan vápenatý	3,00	17,58
Písek (0,1-1 mm)	1 318,5	FORM	mravenčan vápenatý	3,00	17,58
		YE	kvasničný extrakt	0,85	4,98
		UR	močovina	2,50	14,65

Připraveny byly trámký o rozměrech 40x40x160 mm, na kterých byly prováděny zkoušky pevnosti v tahu za ohybu tříbodovou zkouškou ve stáří 3, 7 a 28 dní. Na zbytcích trámků pak byla stanovována pevnost v tlaku. V průběhu výroby probíhala též zkouška konzistence

cementových malt na setřásacím stolku dle ČSN EN 1015-3 [76]. U všech směsí došlo ke zvýšení tekutosti oproti referenčnímu vzorku (viz Tabulka 20). Nejvýraznější dopad mělo přidání kvasničního extraktu, kterým došlo k navýšení rozlivu o 40 %.

Tabulka 20 Výsledky zkoušky konzistence cementové malty na setřásacím stolku.

Série	Průměr před setřesením [mm]	Průměr po setřesení [mm]
CTRL	100	115
LAC	100	150
NIT	100	130
FORM	100	130
YE	100	160
UR	100	145

Při zkoušce pevnosti v tahu za ohybu nebyly zaznamenány výrazné odchylky od pevností referenčního vzorku. Jedinou výjimkou byly vzorky s kvasničním extraktem, u kterých byla pevnost po třech dnech zhruba o 40 % nižší; ve stáří 28 dnů již deficit dosahoval pouze 15 %.

Tabulka 21 Výsledky zkoušky pevnosti v tahu za ohybu.

Stáří vzorků		Série					
		CTRL	LAC	NIT	FORM	YE	UR
3 dní	[MPa]	4,51 ± 0,16	4,85 ± 0,25	4,22 ± 0,10	5,12 ± 0,14	2,65 ± 0,08	4,94 ± 0,48
7 dní	[MPa]	5,23 ± 0,52	5,03 ± 0,34	5,23 ± 0,36	5,40 ± 0,37	4,14 ± 0,13	5,86 ± 0,17
28 dní	[MPa]	6,48 ± 0,25	6,55 ± 0,67	6,30 ± 0,03	6,33 ± 0,17	5,46 ± 0,16	6,71 ± 1,17

Při zkoušce pevnosti v tlaku docházelo v počátečních fázích u všech směsí ke zvýšení pevnosti oproti referenčnímu vzorku, ve stáří 28 dnů byla pevnost vyšší nebo pouze mírně snižena (do 10 %). Výjimku tvořil opět kvasničný extrakt, který po 28 dnech redukoval pevnosti cca o ¼.

Tabulka 22 Výsledky zkoušky pevnosti v tlaku.

Stáří vzorků		Série					
		CTRL	LAC	NIT	FORM	YE	UR
3 dní	[MPa]	22,88±2,04	27,70 ± 3,50	26,44 ± 1,60	37,96 ± 2,97	10,65 ± 1,17	30,80 ± 2,75
7 dní	[MPa]	28,93±3,01	36,02 ± 2,16	33,47 ± 1,45	44,23 ± 3,71	19,61 ± 1,33	34,77 ± 1,18
28 dní	[MPa]	45,31±4,50	58,76 ± 2,18	41,13 ± 3,42	57,63 ± 2,10	35,12 ± 2,98	44,39 ± 4,23

Na základě výsledků lze konstatovat, že všechny vybrané zdroje vápníku jsou za zvolených koncentrací použitelné bez významných negativních vlivů na mechanické vlastnosti cementové malty. Totéž platí pro močovinu. Jako nejproblematictější se jeví kvasničný extrakt, který způsobuje značné snížení pevností ve všech sledovaných časech. Jelikož však kvasničný extrakt nikdy nebude ve směsi používán samostatně, ale vždy s některým ze zdrojů vápníku, bude možno tento problém obejít vhodnou kombinací dávek obou látek.

5.3.3. Vývoj složení cementové malty

Vývoj složení cementové pasty pro samohojitelný beton na biologické bázi pokračoval stanovením absorpční kapacity vybraného superabsorpčního polymeru (SAP) v roztocích s různým složením, včetně dvou vhodných nutričních medií [77]. Dále byla stanovena konzistence a mechanické vlastnosti cementových past s odlišným složením (různé druhy

cementu, odlišné typy a množství záměsové vody, přítomnost nutričních přísad) a s přidavkem SAP v suchém nebo saturovaném stavu.

Pro stanovení absorpční kapacity bylo známo množství zvoleného SAP (zesíťovaný kopolymer akrylamidové/akrylové kyseliny, draselná sůl, dodavatel Evonik Industries AG, Německo) ponořeno do nádob s destilovanou vodou (DV), kohoutkovou vodou (KV) a živnými roztoky s různými koncentracemi látek (LKa: 80 g/l laktát vápenatý a 1 g/l kvasničný extrakt v destilované vodě, LKb: 60 g/l laktát vápenatý a 17 g/l kvasničný extrakt v destilované vodě). Ponořený SAP v roztocích byl následně ponechán při pokojové teplotě v uzavřených nádobách. Po uplynutí 24 h byl saturovaný SAP odfiltrován z roztoků za použití velmi jemného síta a byla změřena hmotnost saturovaného polymeru a neabsorbovaných roztoků. Dle očekávání byly rozdíly zcela zásadní, viz Tabulka 23. Přítomnost iontů v roztoku výrazně ovlivňuje nasákavost SAP, a tak v nutričních médiích je hodnota absorpce zanedbatelná v porovnání s hodnotami v destilované vodě.

Tabulka 23 Absorpce aplikovaného SAP v různých typech roztoku [77].

Roztok	Absorpce [g roztoku/g SAP]
KV	157
DV	246
LKa	15
LKb	16

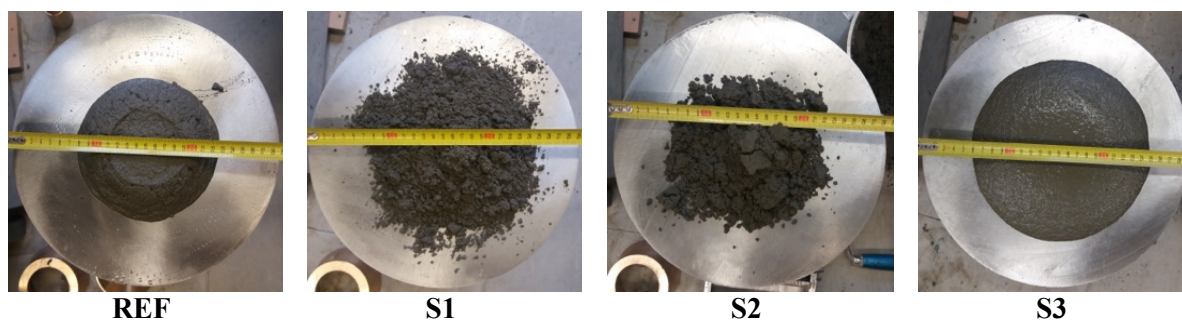
Malá nasákavost pro nutriční medium by mohla do určité míry omezit pozitivní vliv SAP na biologický samohojitelný beton, jelikož díky malé nasákavosti v přítomnosti živin by mohla být snížena jeho účinnost jakožto ochranného obalu pro bakterie i retenčního prostředí pro vodu potřebnou pro jejich metabolismus. Toto bude nutno ověřit dalšími experimenty.

Pro zkoušky cementových malt byly použity receptury, které uvádí Tabulka 24. Ve všech případech byl použit portlandský cement CEM I 42,5 R, záměsová kohoutková voda ($v/c = 0,5$) a písek se zrnny frakce 0,1 – 2 mm. Cementová pasta S1 dále obsahovala suchý SAP v koncentraci 1 % k hmotnosti cementu (tj. 5,86 kg/m³). Aplikovaná koncentrace SAP byla vybrána na základě poznatků z literatury. Cementová pasta S2 obsahovala shodné množství suchého polymeru jako S1, návrh však bylo pro zlepšení zpracovatelnosti přidáno 87,9 kg/m³ záměsové kohoutkové vody (tj. 15 g vody na 1 g SAP). Ve skupině S3 byla veškerá záměsová voda nahrazena saturovaným polymerem. Pro jeho přípravu byl použitý SAP na 24 h ponechán v uzavřené nádobě s kohoutkovou vodou a následně odfiltrován. Koncentrace saturovaného SAP v cementové pastě S3 byla 0,5 % k hmotnosti cementu (tzn. S3 obsahovala přibližně 2,93 kg/m³ SAP, který byl nasycen 453 kg/m³ kohoutkové vody). Výsledný obsah zachycené vody v polymeru byl tedy přibližně jedenapůlnásobkem záměsové vody v referenční pastě.

Tabulka 24 Složení cementových malt v kg/m³ [77].

Receptura	CEM 42,5R	Kohoutková voda	Extra voda	Písek 0,1-2 mm	SAP suchý stav	SAP plně saturovaný
REF	586	293	-	1758	-	-
S1	586	293	-	1758	5,86	-
S2	586	293	87,9	1758	5,86	-
S3	586	-	-	1758	-	2,93+453

Konzistence malt byla zkoušena na setřásacím stolku podle ČSN EN 1015-3 [76]. Jak je z obrázků patrné, přidavek SAP (1,0 % hmotnosti cementu) bez navýšení obsahu záměsové vody (S1) vedl k výrazně sušší směsi ve srovnání s referenčním vzorkem (REF). V případě navýšení obsahu záměsové vody (15 g/g SAP) výsledná konzistence pasty (S2) opět nebyla srovnatelná s referenčním vzorkem. Aplikace plně saturovaného SAP kohoutkovou vodou (S3) vedla na druhou stranu k lehce tekutější směsi oproti referenčnímu vzorku (průměr rozlití REF byl 14,7 cm, oproti tomu průměr rozlití S3a 18,75 cm).



Obrázek 25 Zkouška konzistence cementových malt [77].

Dále byla z každé připravené směsi odlita zkušební tělesa o velikosti 40x40x160 mm. Po 7 dnech od betonáže byly provedeny zkoušky pevnosti v tahu za ohybu (tříbodově) a v tlaku, viz Tabulka 25. Výsledky mechanických zkoušek se do velké míry shodují s výsledky měření konzistence. Použití velmi suché směsi S1a (1 % SAP a žádná přidaná záměsová voda) vedlo k drastickému propadu obou sledovaných veličin. Tahová pevnost vzorků S1 dosahovala kolem 45 % pevnosti referenční pasty a tlaková pouhých 27 %. Přidání dodatečné záměsové vody v případě směsi S2a částečně limitovalo tento negativní dopad polymeru na pevnosti. Vzorky z pasty S2a dosáhly v průměru kolem 60 % tahové pevnosti referenčního vzorku a 40 % tlakové pevnosti. Nejlépe ze všech směsí obsahující SAP dopadla série se saturovaným SAP (S3a). Tyto vzorky obsahovaly pouze poloviční množství SAP, které bylo napuštěno přibližně jedenapůlnásobkem záměsové vody v referenčních vzorcích. Série vzorků S3a dosáhla v průměru 69 % tahové pevnosti referenčních vzorků a až 73 % tlakové pevnosti.

Tabulka 25 Pevnost v tahu za ohybu a pevnost v tlaku [MPa] [77].

Receptura	Tlak	Tah za ohybu
REF	40,6 ± 7,0	4,9 ± 0,2
S1	11,1 ± 2,1	2,2 ± 0,1
S2	16,3 ± 2,8	3,3 ± 0,2
S3	29,7 ± 0,6	3,4 ± 0,3

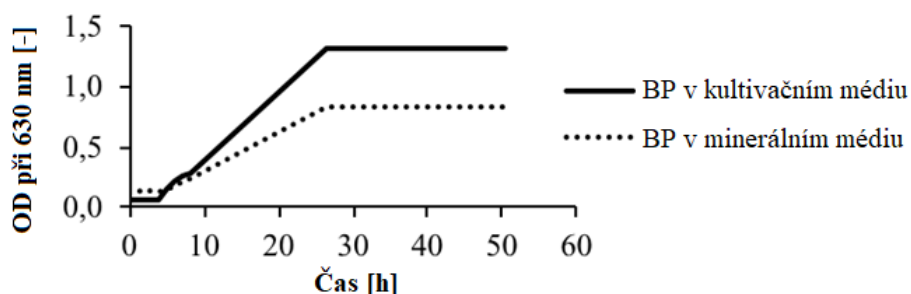
Výsledky experimentu naznačují, že z hlediska mechanických vlastností je aplikace saturovaného polymeru výhodnější než aplikace suchého polymeru. Množství dodatečné záměsové vody, které kompenzuje absorpci polymeru, však bude nutno v dalších experimentech dále optimalizovat, aby nedocházelo k negativnímu vlivu na pevnostní charakteristiky.

5.3.4. Vliv podmínek prostředí na aktivitu bakterií

Pro praktickou aplikovatelnost metody bakteriální kalcifikace je nutno ověřit, zda jsou bakterie schopny metabolizovat i za jiných než ideálních laboratorních podmínek. Za tímto účelem byly stanovovány růstové křivky bakterie *Bacillus pseudofirmus* za různých teplot prostředí. Podrobné výsledky jsou publikovány v [78].

Bakterie byly kultivovány ve dvou médiích: kultivačním médiu podporujícím jejich růst a minerálním médiu podporujícím sporulaci. Kultivační médium obsahovalo 1 g živočišného extraktu, 2 g kvasničného extraktu, 5 g peptonu, 5 g NaCl, 0,42 g NaHCO₃ a 0,53 g Na₂CO₃ na litr destilované vody. Minerální médium obsahovalo 0,2 g NH₄Cl, 0,02 g KH₂PO₄, 0,225 g CaCl₂, 0,2 g KCl, 0,2 g MgCl₂·6H₂O, 0,01 g MnSO₄·2H₂O, 0,1 g kvasničného extraktu, 0,516 g citronanu sodného, 0,42 g NaHCO₃ a 0,53 g Na₂CO₃ na litr destilované vody.

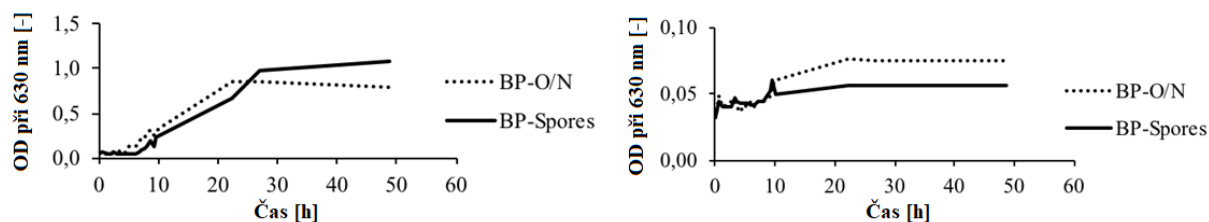
V první fázi byly spektrometricky stanoveny růstové křivky bakterií v obou médiích za optimálních teplot (25 °C ± 2 °C). Sledovala se optická hustota (OD) bakterií při vlnové délce 630 nm. Výsledky prokázaly aktivitu bakterií v obou médiích. Po čtyřhodinové klidové fázi následovala přibližně 23hodinová fáze exponenciálního růstu.



Obrázek 26 Růstové křivky *Bacillus pseudofirmus* (BP) za optimálních podmínek (OD = optická hustota).

Pro posouzení vlivu reálných podmínek ve středoevropské oblasti byly bakterie vystaveny zmrazovacím cyklům (20 cyklů v rozmezí -10 °C až 10 °C). Po ukončení cyklování byly vloženy do jednotlivých médií a opět byly sledovány jejich růstové křivky. Sledovány byly dvě varianty. Ve variantě označené “BP-Spores” byly nejprve zahřátím na vyšší teplotu 80 °C zlikvidovány nesporulované bakterie. Ve variantě “BP-O/N” tato úprava nebyla aplikována, takže médium obsahovalo kromě spor i živé bakterie a jejich části.

Růstové křivky ukazují, že v obou variantách bakterie zmrazovacím cyklům odolaly. Vzorky s kultivačním médiem dle očekávání prokázaly výrazně vyšší reprodukční schopnost než vzorky s minerálním médiem.



Obrázek 27 Růstové křivky *Bacillus pseudofirmus* po vystavení zmrazovacím cyklům – vlevo v kultivačním, vpravo v minerálním médiu.

Absolutní hodnoty optické hustoty bakterií jsou ovlivněny množstvím akceschopných bakterií, které lze ovlivnit množstvím bakterií vložených na počátku do média. Pro porovnání růstové schopnosti je proto vhodnějším parametrem specifická rychlost růstu v exponenciální fázi vyjádřená parametrem μ :

$$\mu = \frac{\ln(OD_{630,2}) - \ln(OD_{630,1})}{t_2 - t_1} \quad (3)$$

Výsledky (Tabulka 26) ukazují, že životaschopnost bakterií v kultivačním médiu byla obdobná před i po aplikaci zmrazovacích cyklů. V minerálním médiu však došlo k jejímu výraznému poklesu.

Tabulka 26 Porovnání specifické rychlosti růstu bakterií v exponenciální fázi.

Vzorek	Médium	$\mu_{\text{před}} [\text{h}^{-1}]$	$\mu_{\text{po}} [\text{h}^{-1}]$	$\Delta\mu [\%]$
BP-O/N	kultivační	0,0808	0,0763	5,51
BP-Spores	kultivační	0,0808	0,0805	0,32
BP-O/N	minerální	0,0681	0,0205	69,90
BP-Spores	minerální	0,0681	0,0108	84,19

Experimenty prokázaly, že bakterie jsou schopny odolat zmrazovacím cyklům, kterým by byly běžně vystaveny při aplikaci v reálných konstrukcích ve středoevropském klimatu. V čistě minerálním médiu je však jejich životaschopnost výrazně redukována a bude tedy nutno optimalizovat složení nutričního média i z tohoto hlediska.

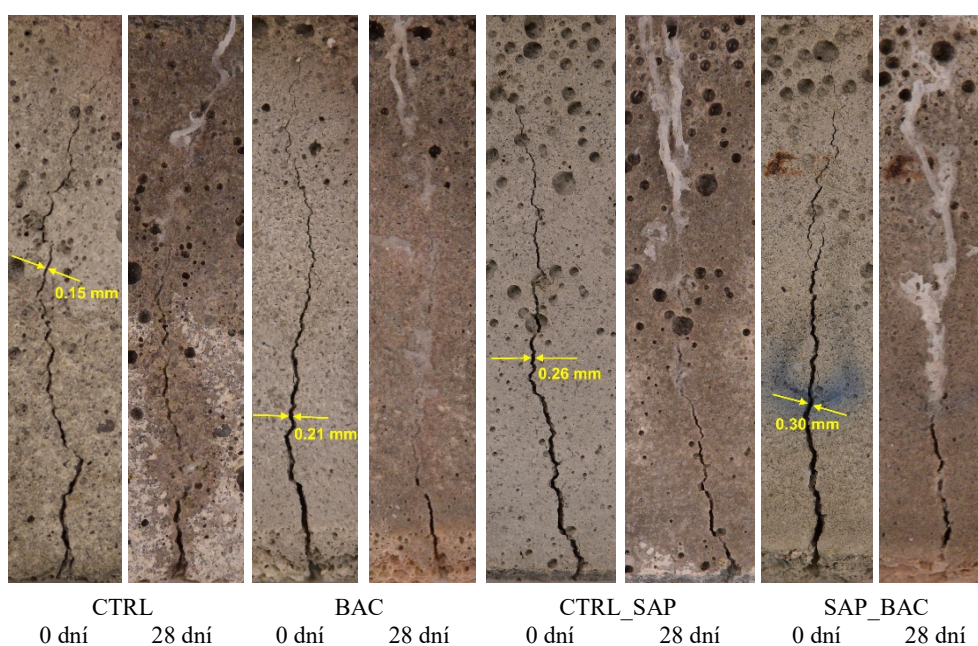
5.3.5. Vliv bakterií na samohojení cementové malty

Pro pilotní stanovení vlivu bakterií *Bacillus pseudofirmus* na proces samohojení cementové malty byly vyrobeny čtyři série vzorků (receptury viz Tabulka 27) [79]. Série CTRL (bez SAP a bakterií) sloužila jako referenční, série BAC obsahovala pouze bakterie bez SAP, směs CTRL_SAP pouze SAP bez bakterií a ve směsi SAP_BAC byl přítomen SAP a bakterie. Porovnáním zacelování uměle vytvořených trhlin na jednotlivých vzorcích byl hodnocen přínos bakterií a SAP k procesu samohojení trhliny.

Tabulka 27 Receptury cementových malt.

Složka	Jednotka	CTRL	BAC	CTRL_SAP	SAP_BAC
CEM I R 42,5	[kg/m ³]	586	586	586	586
Voda	[kg/m ³]	293	293	355	355
Písek (1-2 mm)	[kg/m ³]	440	440	440	440
Písek (0.1-1 mm)	[kg/m ³]	1319	1319	1319	1319
SAP	[% hm. cem.]	0	0	0,50	0,50
Laktát vápenatý	[% hm. cem.]	3,00	3,00	3,00	3,00
Kvasničný extrakt	[% hm. cem.]	0,85	0,85	0,85	0,85
<i>Bacillus pseudofirmus</i>	[CFU/ml]	-	1x10 ⁶	-	1x10 ⁶

Pro experiment byly použity trámký 40x40x160 mm, na kterých byly pomocí třibodového ohybu uměle vytvořeny trhliny maximální šířky přibližně 0,5 mm. Pro stabilizaci šířky trhlin bylo do vzorků vloženo několik ocelových drátků. Vzorky byly poté na 28 dní uloženy do vody a nakonec byl vizuálně porovnán počáteční stav trhlin se stavem po 28 dnech. Jako srovnávací kritérium sloužila maximální zacelená šířka trhliny.



Obrázek 28 Porovnání vybraných nalomených vzorků jednotlivých sérií před a po procesu samohojení. Číslo ukazuje největší zacelenou šířku trhliny.

Z porovnání (Obrázek 28) je patrné, že samohojení v určité míře proběhlo u všech vzorků. Tabulka 28 porovnává největší zacelené šířky trhlin u jednotlivých typů vzorků (průměry všech vzorků).

Tabulka 28 Největší zacelené šířky trhlin (průměrné hodnoty pro skupinu vzorků).

Série	Šířka zacelené trhliny [mm]	Relativně vůči CTRL [%]
CTRL	0,18	100
BAC	0,23	128
CTRL_SAP	0,26	144
SAP_BAC	0,28	155

Jak je vidět, ve všech případech došlo přidáním SAP nebo bakterií ke zvětšení maximální šířky zacelené trhliny. Nejlepšího výsledku bylo dosaženo při kombinovaném využití obou činidel, oddělení jejich vlivu je však na základě výsledků obtížně proveditelné a bude vyžadovat další podrobnější výzkum mineralogické povahy nových produktů uvnitř trhlin. Samotné přidání většího množství záměsové vody pro zajištění zpracovatelnosti receptur obsahujících SAP mělo pravděpodobně pozitivní vliv na vlastní samohojení materiálu, k výraznému nárůstu šířky zacelené trhliny však došlo i u série BAC, která obsahovala pouze samotné bakterie.

5.3.6. Další postup výzkumu

Výše prezentované výsledky základního výzkumu poslouží pro další vývoj vhodného složení betonu se samohojícím účinkem na biologické bázi. Bude podle nich navrženo optimální složení nutričního média a dávka superabsorpčních polymerů pro ochranu bakterií a zajištění vlhkosti pro jejich metabolickou aktivitu.

V další fázi výzkumu bude ověřován skutečný přínos bakteriální kalcifikace pro samohojení betonu. Bude vyrobeno několik skupin vzorků s bakteriemi, které budou vystaveny různým podmínkám prostředí (vodní prostředí, vlhké prostředí, suché prostředí, pokojová teplota, snížené teploty). Na vzorcích budou uměle vytvořeny trhliny a bude studováno jejich zarůstání v čase. Cílem bude oddělit a kvantifikovat vliv bakteriální kalcifikace od přirozené samohojící schopnosti betonu.

Prokáže-li se v této fázi pozitivní vliv bakterií, což je na základě výsledků publikovaných v literatuře pravděpodobné, dojde k posunu výzkumu z cementových malt na betony. Budou vytipovány vhodné směsi pro aplikaci bakterií a na nich budou sledovány přínosy zkoumané metody. Vyvinutý materiál by pak mohl nalézt uplatnění zejména v prvcích, u kterých je potřeba zajistit vodonepropustnost (např. konstrukce tunelových ostění) nebo zvýšenou odolnost vůči průniku agresivních látek (cementobetonové kryty, mostní římsy aj.).

6. Betonové konstrukce – hlavní oblasti aplikací

Tato kapitola poskytuje přehled hlavních oblastí dopravní infrastruktury, ve kterých se uplatňují nová řešení pro betonové konstrukce. Cílem není kompletní přehled jednotlivých problematik, text se zaměřuje na progresivní oblasti aktuálně řešené v rámci projektů výzkumu a vývoje a pilotních aplikací.

6.1. Cementobetonové vozovky

6.1.1. Použití cementobetonových vozovek

Na pozemních komunikacích vyšších tříd se jako vrchní krycí materiál používá buď asfaltová vrstva (asfaltový kryt, ABK) nebo betonová vrstva (cementobetonový kryt, CBK). Každá z těchto variant má své výhody i nevýhody. Při výběru vhodného řešení pro konkrétní případ je vždy nutno provést komplexní technicko-ekonomické posouzení možných variant. K tomuto účelu vydalo Ministerstvo dopravy ČR metodický pokyn čj. 1000/09-910-IPK/1 s názvem „Zásady pro hodnocení výhod a nevýhod asfaltových a cementobetonových technologií z hlediska jejich použití na dálnicích, rychlostních silnicích a silnicích I. třídy“ [80].

V případě vozovek s asfaltovým krytem se v ČR nejčastěji používá asfaltový mastixový koberec (SMA) pro více zatížené úseky a asfaltový beton (AC) pro méně zatížené úseky pozemních komunikací. V případě vozovek s CB krytem jde obvykle o nevyztužený CB kryt se spárami osazenými kluznými trny v příčném směru a kotvami v podélném směru. Alternativou je použití spojitě vyztuženého CB krytu, které je však v ČR ojedinělé.

Předpis [80] definuje 17 základních hledisek, která by měla být zohledněna při výběru vhodné materiálové varianty, viz Tabulka 29. Cementobetonové kryty jsou obecně vhodnější na komunikacích s vyšší intenzitou dopravního zatížení, zejména s těžkou nákladní dopravou, v tunelech délky větší než 300 m a na místech, kde existuje vyšší riziko tvorby trvalých deformací (stání před křižovatkami, okružní křižovatky, autobusové zastávky apod.).

Hlavní výhody (+) a nevýhody (–) CBK vůči ABK lze shrnout následovně:

- + Vyšší pevnost materiálu a odolnost vůči vlivům prostředí
- + Odolnost vůči vyjíždění kolejí
- + Nehořlavost
- + Delší životnost bez nutnosti oprav (při běžné údržbě přes 30 let)
- + Nižší náklady na provoz a údržbu
- + Menší počet uzavírek po dobu životnosti
- + Větší bezpečnost jízdy – za deště se nevytvářejí koleje
- Delší doba výstavby (tvrdnutí betonu)
- Nutnost zřizovat spáry
- Složitější, nákladnější a delší opravy
- Vyšší hlučnost
- Složitější dosažení dobrých povrchových vlastností
- Schůdky ve spárách, je-li použita technologie bez kotev a trnů

Tabulka 29 Základní hlediska pro výběr konstrukce vozovky [80].

Hledisko:	vozovky s asfaltovým krytem	vozovky s cementobetonovým krytem
1a geotechnické a hydrogeologické poměry: - stabilní podloží	=	=
1b - celkové a nerovnoměrné sedání podloží	++++	+
2a uplatnění na volné trase (extravilán) při: - nízkých intenzitách dopravy (silnice I. třídy)	+++	+
2b - středních intenzitách dopravy (dálnice a silnice I. třídy)	=	=
2c - vysokých intenzitách dopravy (dálnice)	+	+++
3 uplatnění v intravilánu měst a obcí	++++	++
4 uplatnění na mostech	++++	++
5a uplatnění v tunelech - krátkých	=	=
5b - středních a dlouhých	+	++++
6 počet zhotovitelů dané technologie	+++	+
7 nezávislost na surovinách dovážených ze zahraničí	++	+++
8 životnost vozovky	++	+++
9a časová a technologická náročnost oprav: - lokálních	=	=
9b - v souvislých úsecích	++++	++
10 nezávislost výstavby a oprav konstrukce na meteorologických vlivech	=	=
11 možnost recyklace při rekonstrukci vozovky	++	+
12 jízdní komfort	=	=
13 světlost povrchu vozovky	+	+++
14 protismykové vlastnosti povrchu vozovky na nově budovaných PK	=	=
15 trvanlivost protismykové úpravy povrchu	+	++
16 hlučnost povrchu na nově budovaných PK	=	=
17a dopad na životní prostředí - v souvislosti s výstavbou	=	=
17b - po dobu životnosti	+	++

+ výhoda, čím více symbolů (bodů), tím větší výhoda, maximum jsou 4 symboly
= shodné hodnocení

V praxi často při výběru druhu krytu pro konkrétní stavbu převládá hledisko primárních nákladů na výstavbu. Takový přístup je však z dlouhodobého hlediska neekonomický, jak ukazuje srovnání nákladů na výstavbu, provoz a údržbu AB a CB vozovky provedené Birnbaumovou [81]. Pro analýzu byly zvoleny dvě dvojice sousedících úseků (vždy jeden úsek s AB krytem a jeden s CB krytem) budovaných ve stejné době, zatížených dopravou stejné intenzity a stejnými klimatickými podmínkami. Jednalo se o úseky na dálnici D1 Brno – Praha

a na dálnici D2 Brno – Bratislava. Z výsledků je jasné patrné, že z dlouhodobého hlediska jsou vozovky s CB krytem na komunikacích s vysokou intenzitou dopravy výrazně hospodárnější.

Tabulka 30 Srovnání celkových nákladů CB a AB krytů na vybraných úsecích dálnic [81].

Úsek D1	017 CB kryt Brno západní přivaděč – Velká Bíteš 1972 – 2011 (39 let)	019 asfaltový kryt Brno jih – Brno západní přivaděč 1976 – 2011 (35 let)
Pořizovací náklady (Kč/m ²)	267,13	234,00
Náklady na opravu a údržbu (Kč/m ²)	561,98	965,06
Celkové náklady (Kč/m ²)	829,11	1 199,06
% z nákladů na asfaltový kryt	69,1 %	

Úsek D2	023 CB kryt Hustopeče - Břeclav 1980 – 2011 (31 let)	024 asfaltový kryt Břeclav – hranice ČR/SR 1980 – 2011 (31 let)
Pořizovací náklady (Kč/m ²)	256,04	277,48
Náklady na opravu a údržbu (Kč/m ²)	282,06	1378,82
Celkové náklady (Kč/m ²)	538,1	1656,30
% z nákladů na asfaltový kryt	32,5 %	

K obdobnému závěru dospěl i Morales [81], když porovnal náklady na výstavbu, provoz a údržbu AB a CB úseků na dálnici AP-4 mezi Sevilou a Cádizem ve Španělsku. Za období let 1971 – 2010 byly náklady na CB kryt vyčísleny na 142 476 EUR/km, což je necelá třetina nákladů na AB kryt (323 988 EUR/km).

Na Technické universitě v Darmstadtu pak bylo provedeno srovnání ekologických dopadů 30letého provozu asfaltové a betonové vozovky [82]. Z něj vyplývá, že betonová vozovka je sice náročnější ve fázi výstavby, v rámci celé doby životnosti jsou však její celkové dopady nižší. Dopady obou řešení jsou pak zcela zanedbatelné v porovnání s dopady provozu probíhajícího na vozovce.

Tabulka 31 Dopady 1 km asfaltové a betonové vozovky a provozu na nich na životní prostředí za 30 let (zatížení 42 000 osobních automobilů/den + 10 000 nákladních vozidel/den) [82].

Stádium	Typ	Potenciál globálního oteplování [kg CO ₂ -ekv.]	Potenciál poškození ozonu [kg CFC-II-ekv.]	Potenciál fotochem. tvorby ozonu [kg C ₂ H ₂ -ekv.]	Potenciál acidifikace [kg SO ₂ -ekv.]	Potenciál eutrofizace [kg PO ₄ -ekv.]
Zhotovení	Asfalt	1 730 430	0	431	8 516	1 264
	Beton	2 710 311	0	380	6 374	1 048
Provozování	Asfalt	1 048 154	0	316	6 028	764
	Beton	60 520	0	46	265	36
	Doprava	230 904 557	30	167 980	1 066 521	202 078

6.1.2. Technologie cementobetonových vozovek

Naprostá většina CB vozovek v ČR se realizuje bez spojitého vyztužení. Starší úseky CB krytů budované od přelomu 60. a 70. let až do počátku 90. let byly prováděny technologií jednovrstvové betonáže s úzkými řezanými spárami tl. 3 mm bez trnů a kotev. Tímto postupem bylo postaveno asi 350 km dálnic. Některé jejich úseky jsou v provozu dodnes, ale s ohledem

na výrazné překročení návrhové doby životnosti, která byla 30 let, a nedostatečné průběžné investice do údržby se na nich již projevují závažné problémy, které není možné řešit jinak než celkovou rekonstrukcí (viz probíhající rekonstrukce dálnice D1). Hlavní problémy, které se na starých úsecích dálnic vyskytují, jsou schůdky vznikající ve spárách, vysoká hlučnost, rozpad podélných spár a celkový rozpad desek.

Schůdky ve spárách vznikají v důsledku pružného uložení CB krytu bez kotev a trnů na asfaltové mezivrstvě tloušťky cca 40 mm, které bylo u nás plošně používáno. Jejich velikost dosahovala v nejhůře postižených úsecích D1 až 30 mm, což způsobovalo jednak výrazné snížení jízdního komfortu a jednak hlukovou zátěž. V menším rozsahu poškození a při dostatečném objemu prostředků na údržbu bylo možné schůdky do 5 mm opravovat zbroušením krytu, schůdky vyšší zvednutím a podinjektováním desky. V obou případech bylo pro zajištění dlouhodobé funkce prováděno dodatečné vkládání trnů do příčných spár. Takto opravené úseky jsou v dobrém stavu i po 15 – 20 letech od rekonstrukce, s ohledem na malý objem prostředků a nutnost omezit uzavírky však byl kolem roku 2003 tento způsob oprav opuštěn, což v konečném důsledku vedlo k nutnosti současné celkové rekonstrukce D1 [81].



Obrázek 29 Vlevo schůdky ve spárách na D1 (u Rousínova), vpravo dodatečně kotvené spáry na D2 (za Brnem) [83].

Zhruba od roku 1995 se v ČR používá technologie dvouvrstvové betonáže s vkládáním trnů a kotev do spár a s pečlivým utěšňováním spár proti vnikání vody a solanky. Tato technologie je vhodná pro liniové stavby většího rozsahu, na menších částech staveb (výjezdy, ostré oblouky, nepravidelné části a složité detaily) se však stále uplatňuje i technologie jednovrstvové betonáže.

Dvouvrstvové kryty provádí sestava tří strojů (Obrázek 30). První finišer pokládá spodní vrstvu, která obvykle tvoří zhruba 80 % celkové tloušťky. Do spár se vkládají kluzné trny. Druhý finišer na čerstvý povrch spodní vrstvy pokládá vrchní vrstvu v tloušťce min. 5 cm. Výhodou tohoto uspořádání je možnost použít pro každou vrstvu jinou směs betonu s vhodnými vlastnostmi (pevností, odolností vůči mrazu a CHRL, odolností vůči mechanickému zatížení atd.). Třetím strojem sestavy je pracovní lávka, ze které se provádějí případné drobné opravy finálního povrchu a parotěsný postřik ochranným prostředkem.



Obrázek 30 Vlevo pokládka dvouvrstvého CB krytu [84], vpravo proříznutá spára v CB krytu [85].

Spojitě vyztužené kryty se u nás prakticky neprovádějí, v zásadě jediným případem využití byla vozovka Strahovského tunelu realizovaná v roce 1995. Po 25 letech jejího užívání nejsou s jejím provozem žádné problémy. U spojitě vyztužených krytů se vzniku příčných trhlin brání podélnou výztuží, takže není nutné prořezávat spáry. Díky výztuži je zabráněno vzniku širokých trhlin, na povrchu se vytvoří síť náhodných vlasových trhlin v malých vzdálenostech. Technologie je běžně využívána v řadě vyspělých zemí (USA, Kanada, Austrálie, Belgie, Holandsko či Francie).

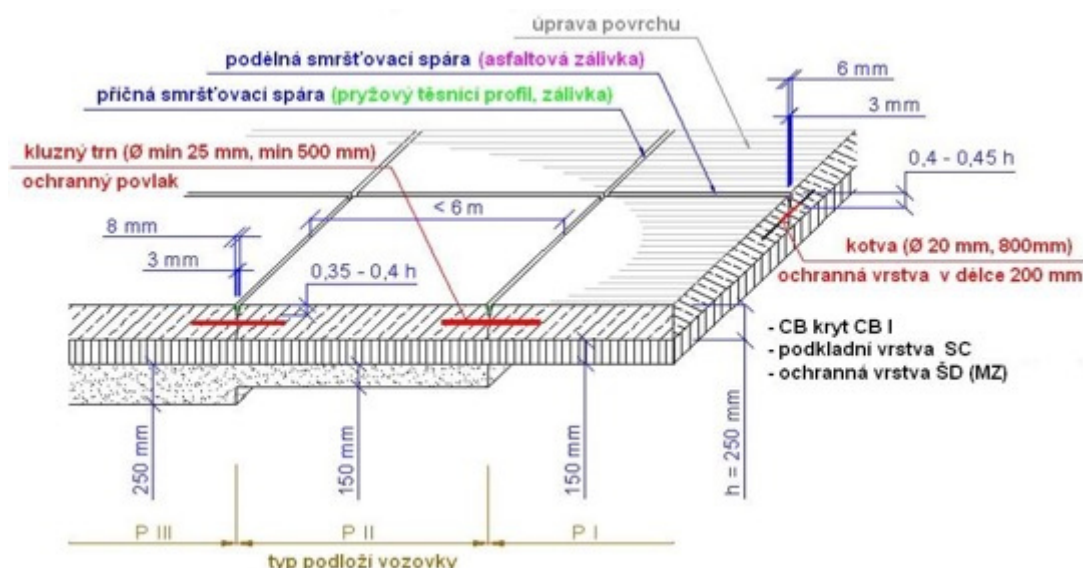
6.1.3. Požadované vlastnosti betonu CBK

CBK jsou v podmínkách ČR využívány zejména pro dálniční povrchy, tj. povrchy s nejvyššími třídami dopravního zatížení I nebo S dle ČSN 73 6114 [86]. Pro takové vozovky je nutno používat cementobetonové kryty skupiny CB I dle ČSN 73 6123-1 [87], pro které ČSN EN 13877-1 [88] stanoví následující požadavky na ztvrdlý beton:

Tabulka 32 Požadavky na ztvrdlý beton CBK [88].

Požadavek	Kritérium
Třída pevnosti v tlaku podle ČSN EN 206-1	C 30/37
Třída pevnosti v tahu ohybem dle ČSN EN 12390-5	F 4,5
Stupeň vlivu prostředí dle ČSN EN 206-1	XF4
Kategorie odolnosti proti zmrazování a rozmrazování dle CEN/TS 12390-9 - nejmenší počet cyklů	FT2 m56/m28
Odolnost povrchu proti CHRL dle ČSN 73 1326 metodou A/C - nejmenší počet cyklů - maximální odpad [g/cm ²]	100/75 1000
Maximální součinitel prostorového rozložení vzduchových pórů podle ČSN EN 480-11 [mm]	0,24

Pro čerstvý beton je zejména požadován obsah cementu CEM I 42,5 min. 350 kg/m^3 pro spodní vrstvu a min. 420 kg/m^3 pro horní vrstvu, minimální obsah vzduchu v čerstvém betonu bez/s použitím plastifikační nebo superplastifikační přísady 4,0/5,0 % obj., obsah jemných částic do $0,25 \text{ mm}$ v rozmezí $350 - 450 \text{ kg/m}^3$ a jsou definovány obory zrnitosti kameniva (rozmezí vhodných křivek zrnitosti). Dále ČSN EN 13877-1 [88] podrobně definuje požadavky na vlastnosti cementu a kameniva do CB krytů. Předpis TP 170 [89] definuje požadavky na skladbu konstrukce vozovek.



Obrázek 31 Typická konstrukce vozovky s CB krytem v ČR podle TP 170 (katalogový list D0-T-I pro třídu dopravního zatížení I) [85].

6.1.4. Alternativní typy pojiv pro CBK

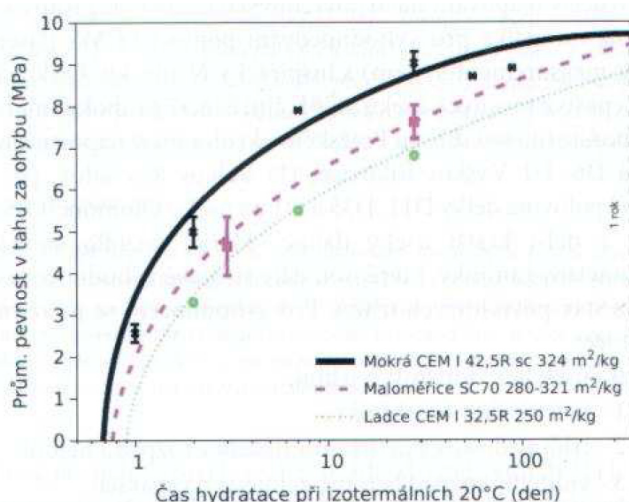
S rostoucími požadavky na rychlost výstavby v posledních desetiletích dochází ke zvyšování pevnosti betonů a aplikaci cementů s vyšší rychlostí hydratace a nárůstem počátečních pevností. Například ČSN EN 13877-1 [88] vyžaduje pro skupinu krytů CB I použití výhradně portlandského cementu CEM I 42,5.

Analýza provedená Šmilauerem a kol. [90] však ukazuje, že použití těchto cementů může mít negativní dopad na některé vlastnosti, které od silničních betonů požadujeme pro zajištění jejich trvanlivosti, jako jsou:

- nízké autogenní smrštění,
- vyšší dotvarování,
- odolnost betonu a pojiv proti vzniku a šíření trhlin během tvrdnutí,
- vyšší duktilita (nižší křehkost) betonů.

Jednou z významných příčin nižší trvanlivosti CBK se ukazuje být vznik mikrotrhlin v raném stádiu hydratace betonu způsobený rychlým nárůstem pevnosti. Při porovnání kinetiky hydratace cementu SC70 Maloměřice použitého při výstavbě úseku D1 Ostředek-Šternov otevřeného v roce 1977 s cementem CEM 42,5 R sc Mokrá, který by použit pro modernizaci

v letech 2017 – 2018, se ukazuje, že současný cement CEM I 42,5 R se Mokrá má podstatně rychlejší náběhy pevností. Pevnost ve stáří dvou dnů odpovídá třídní pevnosti SC70, sedmidenní pevnost odpovídá pevnosti ve stáří 28 dnů SC70.



Obrázek 32 Nárůst pevnosti v tahu za ohybu vybraných cementů [88].

Rychlejší nárůsty pevností jsou výhodné při výrobě prefabrikovaných a předpínaných konstrukcí. Pro CBK jsou ale nevhodné kvůli vytváření mikrotrhlin, nižšímu dotvarování a nižší odolnosti ke vzniku trhlin. Potvrzuje to i praxe ve vyspělých zemích s podobným klimatem, jako má ČR. V Německu jsou využívány výhradně směsné nebo hruběji mleté portlandské cementy CEM I 32,5 R. V Rakousku se používá převážně směsný portlandský cement s 20 – 25 % strusky. V Belgii se kromě vysokopecních cementů používají i portlandské cementy, je zde ovšem praxí provádět CB kryty spojitě vyztužené. Vysokopecní cementy jsou pro silnice běžně využívány i v Nizozemsku. V USA se předpisy značně liší stát od státu. Např. ve státě Minnesota, který má poměrně srovnatelné klima s ČR, je povoleno přidávat k portlandskému cementu do 30 % popílku a do 35 % vysokopecní strusky [91].

Tabulka 33 Hlavní požadavky na CBK ve vybraných evropských zemích [91].

Požadavek	Německo	Rakousko	Belgie	Česko
Povolené cementy	CEM I 32,5 R CEM II/A-S CEM II/B-S CEM II/A-T CEM III/A 42,5	CEM II/A-S CEM II/B-S	CEM I 42,5 N LA CEM III/A 42,5LA	CEM I 42,5
Min. dávka cementu spodní/horní vrstva [kg/m³]	320/420	370/400-450	375/425	350/420
Max. měrný povrch cementu dle Blaina [m²/kg]	350	350	-	350
Krychelná pevnost v tlaku	37 MPa (60 dnů)	40 MPa (28 dnů)	60 – 70 MPa dle vzduchu (90 dnů)	37 MPa (28 dnů)
Obsah volného vzduchu [%]	4 – 7	3,5 – 6	3 – 8	4 - 6

Český požadavek na výhradní použití cementu CEM I 42,5 je tak spíše ojedinělý. Použití tohoto cementu vede k rychlému náběhu počátečních pevností a ke vzniku křehkého betonu, který je

obecně náchylný ke vzniku mikrotrhlin v průběhu zrání. Jejich příčinou je chemické smršťování, které se projevuje autogenním smrštěním. V důsledku cyklického zatěžování dopravou a klimatickými vlivy pak dochází ke spojování mikrotrhlin, zvětšování jejich šířky a snižování životnosti CB krytů. V trhlinách pak může druhotně vznikat chemická reakce podobná alkalicko-křemičité reakci a v důsledku křehkosti betonu se snižuje i trvanlivost makrotextury betonu, což má negativní vliv na protismykové vlastnosti.

V podmínkách ČR se jako dobré řešení jeví použití příměsí, které v kombinaci s portlandským cementem zpomaluje počáteční hydrataci a přispívá k dosažení dobrých dlouhodobých pevností. Jako nejvhodnější se ukazuje vysokopecní struska. Na základě příznivých výsledků laboratorních zkoušek [91] byl v roce 2018 realizován pilotní projekt v délce 7 km na dálnici D1 0137 Přerov – Lipník nad Bečvou, kde bylo v kombinaci s portlandským cementem CEM I 42,5 R sc Mokrá použito 25 % vysokopecní strusky SMŠ 400 Štramberk.

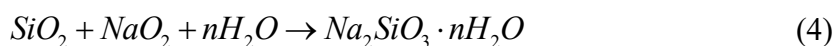
Porovnání zkoušek válcové pevnosti na vzorcích CB krytu s použitím výhradně portlandského cementu a s použitím navržené modifikace pojiva ukazuje, že nové řešení je správnou cestou k prodloužení životnosti CB krytu. Střední hodnota válcové pevnosti na odebraných vývrtech ve stáří 59 dnů dosahuje cca 45 MPa na úseku se struskou i na referenčním úseku bez strusky. Zkouška odolnosti vůči CHRL ukazuje výrazné zlepšení, když odpad po 100 cyklech na vzorcích se struskou je v průměru 140 g/m², kdežto na referenčních vzorcích 250 g/m². Instalován byl též systém pro dlouhodobé měření teploty a deformací CB krytu, který umožní sledování v období několika let. Dosavadní výsledky neukázaly žádný negativní dopad použití strusky na CB kryt.

Na základě výsledků pilotního projektu probíhají jednání ohledně revize normy ČSN EN 13877-1 [88], která by umožnila přechod na struskoportlandské cementy CEM II/A-S a CEM II/B-S se speciálními vlastnostmi. Ve spolupráci s Českomoravským cementem – Cementárnou Mokrá jsou testovány nové typy cementů z pohledu kalorimetrie a procesu smršťování. Autoři výše popsaného technického řešení vyčíslili, že pokud by došlo k prodloužení životnosti CB krytů zpět na dříve obvyklou hodnotu 40 let oproti současným 25 letům, což lze oprávněně předpokládat, došlo by při současných cenách díky prodloužení potřebného intervalu obnovy při celkové délce CB krytů v ČR (cca 500 km) k úspoře asi 250 mil. Kč ročně.

6.1.5. Problematika rozpínavých reakcí

Závažnou problematiku CB krytů představují v posledních letech rozpínavé reakce. Jedná se obecně o takzvané alkalicko-agregátové (AAR) nebo ettringitové reakce. V důsledku rozpínání, jímž bývají doprovázeny, dochází ke vzniku trhlin v cementové pastě i kamenivu a k postupnému rozrušování betonové konstrukce.

Typickým zástupcem rozpínavých reakcí ohrožujících CB kryty je alkalicko-křemičitá reakce (ASR). Jedná se o soubor reakcí mezi reaktivním kamenivem, alkáliemi a vlhkostí [92]. Je způsobena rozpustností a mobilitou SiO₂, který reakcí se sodnými, draselnými a vápenatými ionty vytváří alkalicko-silikátové gely. Ty při své hydrataci pohlcují velké množství vody, což je příčinou jejich rozpínání a porušení betonu. Probíhající reakci lze zjednodušeně popsat rovnicí:



Pro vznik reakce je nutné, aby kamenivo obsahovalo SiO_2 v reaktivní formě a aby k němu přistupoval pórový roztok s vysokým obsahem alkálií. Potenciálně nebezpečné je každé kamenivo, které se vyznačuje velkým měrným povrchem, na kterém může probíhat reakce – amorfni, mikroporézni, kamenivo s velkým počtem poruch v krystalické mřížce. Jedná se např. o rohovec, ryolit, dacit, andezit, břidlice, slínovce, křemence, žuly, granodiority, vápence a další [93]. V ČR jsou nejrizikovějšími typy kameniv vulkanity a vulkanogenní horniny s převažujícím obsahem křemene a alkalických živců, které mají velmi jemnozrnnou křemennou matici. Silnou reakci také vyvolávají vápence s velice jemnozrnnou křemitou složkou. Tyto horniny však nejsou široce používány vzhledem ke svému omezenému geologickému rozšíření [92].

Obecně nelze snadno vybrat vhodné či nevhodné kamenivo jen na základě jeho základní petrografické klasifikace. U zdrojů kameniva, kde vhodnost použití není prokázána dřívějšími úspěšnými aplikacemi, je vždy nutné náchylnost k ASR posoudit pomocí zkoušek, které jsou však poměrně komplikované z hlediska provádění.

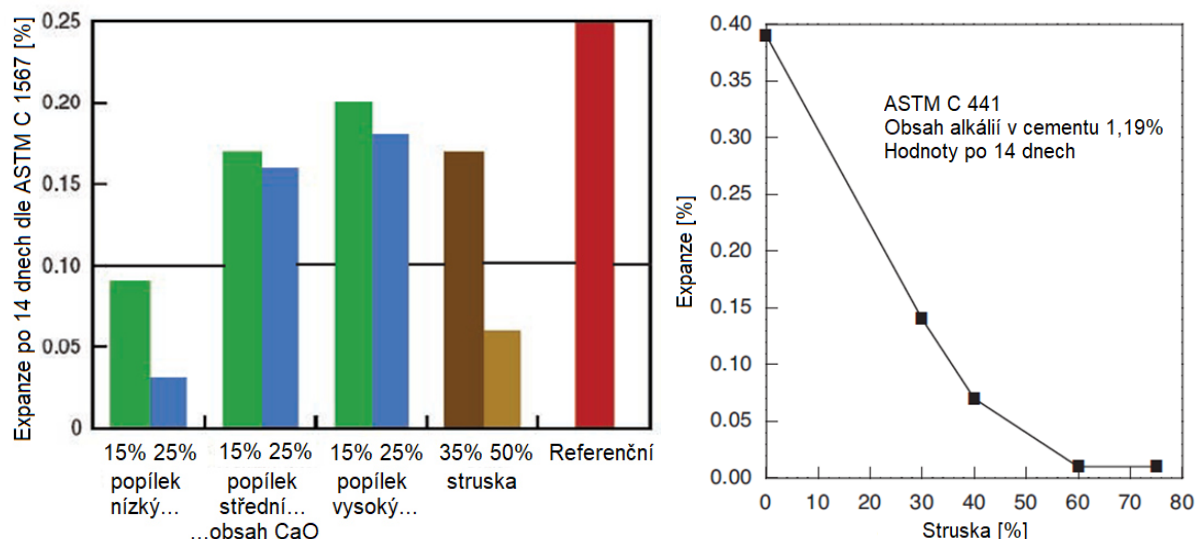
Jednou z používaných metod je tzv. uranyl-acetátová metoda. Při té je na povrch čerstvého řezu betonem aplikován roztok uranyl acetátu a po jeho omytí se řez zkoumá pod ultrafialovým světlem, kde by reaktivní částice a gel měly vyniknout sytě žlutou nebo zelenou barvou. Kromě pracovních omezení vyplývajících z použití slabě radioaktivního uranyl acetátu je komplikací zejména skutečnost, že zkouška samotná nerozlišuje mezi běžným neškodným výskytem silikátového gelu a výskytem, který je potenciálně nebezpečný. Totéž platí pro metodu Los Alamos, při které je potenciální riziko identifikováno aplikací hexanitrokobaltitanu sodného a rodaminu B [93]. Obě metody tak slouží spíše pro identifikaci potenciálně nebezpečných kameniv, o skutečném riziku vzniku škodlivé ASR je nutno rozhodnout petrografickými metodami, např. mikropetrografickým rozbořem kameniva pomocí polarizačního optického mikroskopu.

Existují také různé metody založené na sledování expanze betonových zkušebních vzorků vystavených silně alkalickému prostředí za zvýšených teplot, jejichž účinnost je však sporná. V některých případech mohou zkoušky za nebezpečné označit i dobré kamenivo, naopak jindy nerozpoznají potenciálně nebezpečné kamenivo. S ohledem na skutečnost, že i přes urychlení trvají tyto zkoušky 6 – 12 měsíců, se příliš nepoužívají. Pro orientační zkoušky se někdy využívají vysoce urychlené postupy, které dávají výsledky již po 14 dnech.

V ČR jsou v platnosti technické podmínky TP 137 pro vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací [94], podle kterých je vždy nutno provést petrografickou zkoušku a dilatometrické zkoušky. Pro ty se používá 16denní Mortar-Bar Test dle americké normy ASTM C 1260 C94 a šestiměsíční zkouška dle ČSN 72 1179 [95].

Alkálie mohou mít původ jak vnitřní (v samotném betonu), tak vnější. V případě vnitřního původu se jedná o alkálie pocházející z cementu, jejichž množství je vyjádřeno ekvivalentním podílem Na_2O a musí být patřičně omezeno (v ČR pro CB kryty max. 0,8 % hmotnosti

cementu). Hlavním externím zdrojem bývají chemické rozmrazovací látky, které se do betonu dostávají při zimní údržbě. Pro omezení jejich přístupu je nutné omezit permeabilitu betonu. Jak pro snížení permeability, tak pro redukci obsahu alkálií je vhodné použití příměsí do betonu. Pro optimální účinek je však nutno odzkoušet vhodný typ a dávku příměsí, jak ukazují např. výsledky Detwiler [96] nebo Bucka [97] dosažené při použití vysoce reaktivního kameniva (Obrázek 33).



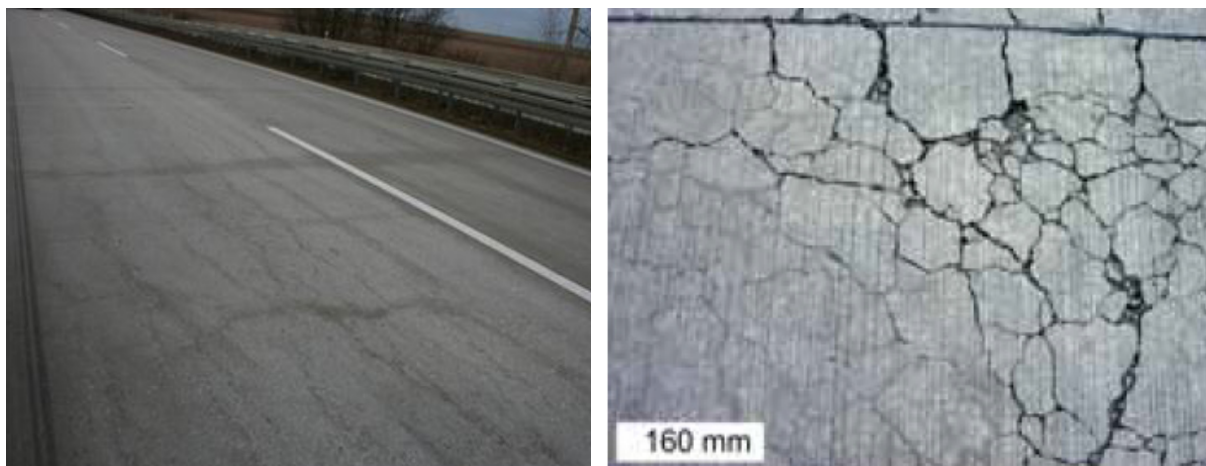
Obrázek 33 Vliv popílků a strusek na expanzi zkušebních vzorků vlivem ASR (zdroj: vlevo [96], vpravo [97]).

Rozpínavé reakce se na CB krytech projevují různými způsoby, od drobných mapových trhlinek, přes podélné i příčné trhliny na betonové desce až po výtluky na spárách a celkový rozpad krytu. Proces rozpínavé reakce je nevratný, ale pomocí vhodných opatření může být zpomalen. Je proto zásadní určit kdy (při jakém stupni poškození) navrhnout jaký typ opatření [98].

Pro konstrukce bez známek napadení nebo s počínající tvorbou vlasových trhlinek je prvním zásadním opatřením obnova těsnění všech spár CB krytu, která omezí přístup vody do konstrukce krytu vozovky. Je vhodné před započítím zimní údržby provést postřiky uzavírající povrch, ale umožňující betonu dýchat. Dříve byly prováděny impregnace na bázi fermeže, nyní se vzhledem k ochraně životního prostředí používají vodou rozpustné látky, ale i nanotechnologie.

Zkušenosti z D5 a D11 ukazují, že při postupující degradaci lze zlepšení stavu dosáhnout uzavřením povrchu asfaltovou vrstvou (dvojitý mikrokoberec, tenká asfaltová vrstva), které vede k zabránění sycení povrchu betonové vrstvy vodou s chloridem sodným při zimní údržbě. Tento způsob opravy řeší také nevyhovující úseky z hlediska protismykových vlastností vozovek.

Možností je také způsob používaný v Německu, kdy dochází k odfrézování porušeného betonu na hloubku cca 8 cm a nahrazení asfaltovými vrstvami tak, aby nedocházelo k zasažení kotevní oblasti CB krytu a eliminovalo se riziko vystřelení či dokonce zasažení kluzných trnů a kotev při frézování. Jediným řešením pro silně narušené kryty je pak jejich celková výměna.



Obrázek 34 Makroskopické projevy ASR. Vlevo síťové trhliny na D1 [98], vpravo celkový rozpad krytu na dálnici D11 – odpočívce Vrbová Lhota [92].

6.1.6. Úpravy povrchů

Důležitým aspektem návrhu CB krytů je problematika jejich povrchových úprav. Povrch musí vykazovat dostatečné protismykové vlastnosti, zároveň by však měl co nejméně zvyšovat hlučnost provozu. Tyto dva požadavky jdou často proti sobě.

Technologií používanou na našem území až do počátku 90. let byla příčná mechanická striáž. Vyznačovala se dobrou texturou, drenážními a protismykovými vlastnostmi, nevýhodou však byla vyšší hlučnost povrchů. Proto se později přešlo na technologii úpravy taženou jutou, která byla výhodná jednoduchým prováděním a nižší hlučností povrchů. Protismykové vlastnosti takto prováděných povrchů však již v dnešní době nevyhovují intenzitě provozu a drenážní schopnost je kvůli podélnému rýhování a omezení odtoku vody špatná, což navíc zhoršuje bezpečnost provozu.



Obrázek 35 Vlevo úprava povrchu striáží, vpravo taženou jutou [84].

Jako nejvhodnější technologie se proto v poslední době (u nás zhruba od roku 2010) uplatňuje povrch s obnaženým kamenivem, který vyhovuje všem požadavkům. Pro získání povrchu s obnaženým kamenivem je nutno po položení CB krytu standardní dvouvrstvovou technologií

provést odstranění povrchové vrstvy cementové malty vymýváním nebo kartáčováním. Po pokládce se aplikuje postřík zpomalovačem tuhnutí a následně po cca 6 – 18 hodinách proběhne odstranění povrchové vrstvy malty. Dlouhodobé sledování protismykových a nízkohlučných vlastností ukazuje srovnatelné parametry s asfaltovými povrchy [99].



Obrázek 36 Vlevo kartáčování povrchu, vpravo výsledný povrch s obnaženým kamenivem [84].

Pro dodatečné zlepšení protismykových vlastností povrchů upravených taženou jutou se používají technologie tryskání tlakovou vodou nebo ocelovými kuličkami, jejichž efekt je však krátkodobý (několik měsíců, max. 2 roky). Dlouhodobějšího zlepšení lze dle zahraničních výzkumů dosáhnout broušením diamantovými kotouči nebo jemným frézováním [100], tyto metody se však u nás dosud nevyužívají.



Obrázek 37 Vlevo řezná hlava, vpravo typická textura diamantového brusu vozovky [100].

6.2. Betonové mosty

Betonové mosty zahrnují celou škálu konstrukcí. Lze je klasifikovat z různých hledisek, například podle druhu dopravy (mosty pozemních komunikací, drážní, mosty pro pěši – lávky, mosty potrubní, kombinované), použitého materiálového řešení (prostý beton, železobeton, předpjatý beton, speciální betony), statického působení (trámové, obloukové, vzpěradlové), technologie výroby (monolitické, prefabrikované, prefamonolitické) či technologie výstavby (betonáž na pevné skruži, betonáž na výsuvných skružích, vysouvání, letmá betonáž). Často je v mostních konstrukcích využíváno též kombinace výhod betonu a oceli, kdy je ocel využívána

pro prvky převážně tažené a beton pro prvky převážně tlačené (zejména u zavěšených a visutých mostů).

S ohledem na šíři problematiky se následující text nebude zaměřovat na její komplexní přehled a hodnocení, nýbrž na ukázky moderních směrů vývoje materiálového řešení mostních konstrukcí.

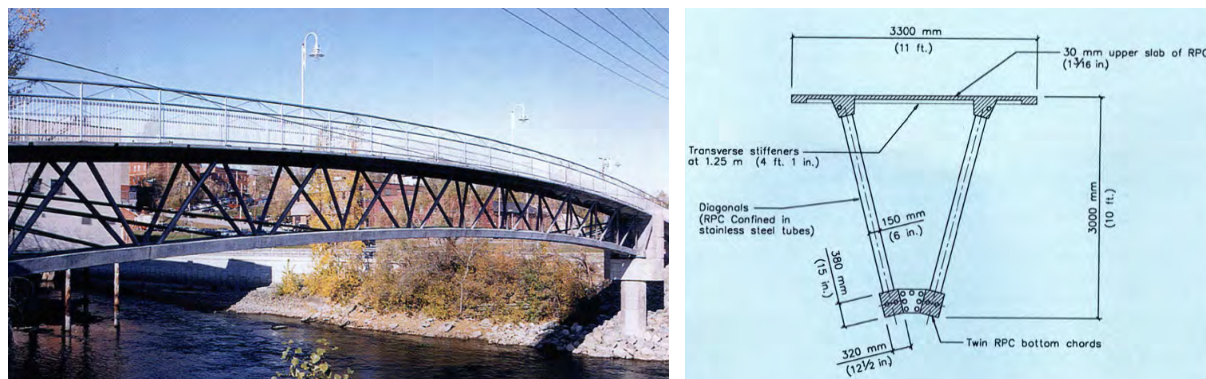
Velkým tématem posledních let je efektivní využití ultravysokohodnotného betonu (UHPC). Jeho mechanické vlastnosti a trvanlivost z něj dělají ideální hmotu pro náročné aplikace v novostavbách i rekonstrukcích mostů. Definice UHPC se různí, americký správce dálniční infrastruktury FHWA [101] jej charakterizuje příhodně jako cementový kompozit s vysoce optimalizovanou křivkou zrnitosti kameniva, vodním součinitelem nižším než 0,25 a vysokou dávkou rozptýlené vláknové výztuže, jehož pevnost v tlaku přesahuje 150 MPa a zbytková pevnost v tahu po vzniku trhlin přesahuje 5 MPa. UHPC se vyznačuje vysokou hutností a nespojitou pórovou strukturou, které omezují vnikání tekutin do materiálu, což výrazně zvyšuje jeho odolnost ve srovnání s běžnými vysokohodnotnými betony.

UHPC má v mostních konstrukcích řadu možných aplikací. Díky vysoké pevnosti je možné optimalizovat rozměry konstrukčních prvků. Vysoká trvanlivost materiálu umožňuje zvýšit životnost konstrukcí, přičemž pro redukci nákladů lze materiál využít ve formě tenkých prvků (ztracené bednění, nabetonávky, skořepiny aj.). Byly též prokázány vynikající vlastnosti UHPC při spojování prefabrikovaných prvků z běžného betonu.

6.2.1. UHPC v novostavbách mostů

Při novostavbách bývá obvykle UHPC využíváno pro prefabrikované prvky. Často se jedná o kombinované využití UHPC a ocelových konstrukčních prvků tak, aby výsledkem byla lehká konstrukce s rychlým postupem výstavby. S výhodou se UHPC uplatňuje zejména při stavbě lávek, kde se využívá jeho tvárnosti a širokých možností architektonického zpracování.

Za vůbec první mostní konstrukci z UHPC je obecně považována lávka postavená v Sherbrooke v Québecu v Kanadě v roce 1997 (Obrázek 38). Jedná se o konstrukci s rozpětím 60 m. Nosným prvkem je prostorový příhradový nosník tvořený tenkostěnnými ocelovými trubkami vyplněnými betonem označovaným jako RPC (reactive powder concrete) o pevnosti v tlaku 200 MPa. Na tomto nosníku spočívá mostovka o tloušťce 30 mm s nosnými žebry [102].



Obrázek 38 Lávka v Sherbrooke [103].

Lávka Seonyu v Soulu v Jižní Koreji (Obrázek 39) postavená v roce 2003 má hlavní oblouk z betonu Ductal o pevnosti v tlaku 180 MPa. S rozpětím 120 m dodnes drží rekord mezi nosnými konstrukcemi z UHPC. Díky použití tohoto materiálové řešení bylo možno redukovat rozměry průřezu zhruba o 50 %, což vedlo k významnému odlehčení konstrukce a nižším nárokům na její založení. Oblouk má průřez tvaru písmene Π o šířce 4,3 m a výšce 1,3 m [104]. Nejdelšího rozpětí mezi trámovými mosty z UHPC pak dosahuje silniční most Batu Bridge v Gerik Perak v Malajsii se 100 m. Jedná se o předpjatý most z prefabrikovaných segmentů dokončený v roce 2014 [105].



Obrázek 39 Vlevo lávka Seonyu [104], vpravo Batu Bridge [106].

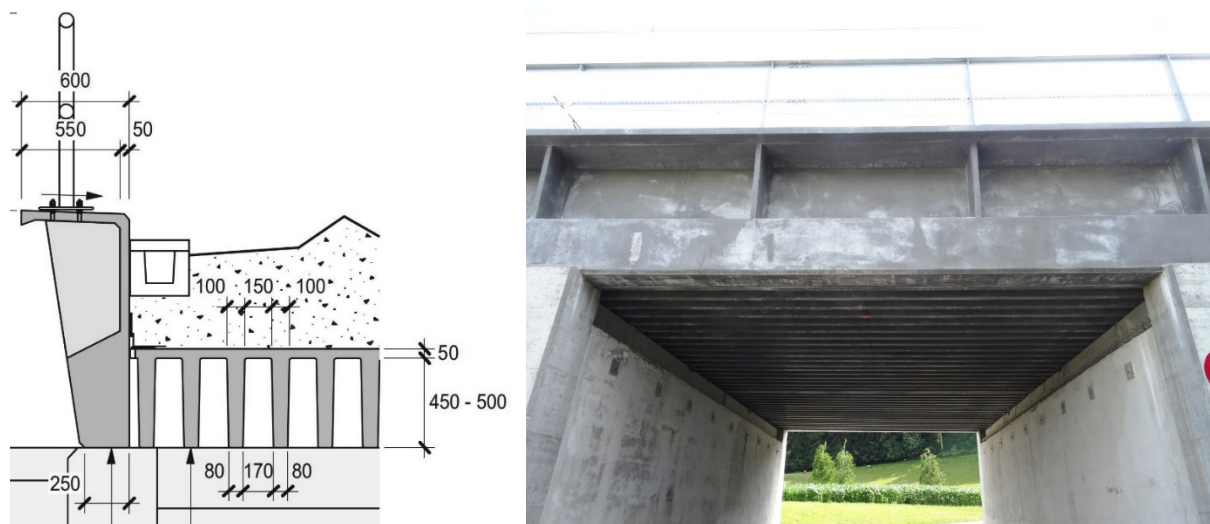
Prvními silničními mosty z UHPC byly dálniční nadjezdy u Bourg-lès-Valence v jihovýchodní Francii dokončené v roce 2001 (Obrázek 40). Nosnými prvky jsou Π nosníky o rozpětí 22 m a tloušťce stěn 12 cm z materiálu o tlakové pevnosti 180 MPa. Diagnostika provedená po 12 letech provozu prokázala bezvadný stav konstrukce, průměrná pevnost betonu v tlaku byla stanovena na 264 MPa. Jediným nedostatkem byla povrchová koroze vláken v některých oblastech. Na vývrtech však bylo zkouškami potvrzeno, že tato vada nijak neovlivňuje mechanické vlastnosti materiálu [107].



Obrázek 40 Dálniční nadjezd u Bourg-lès-Valence. Vpravo povrchová koroze drátků u podpor [107].

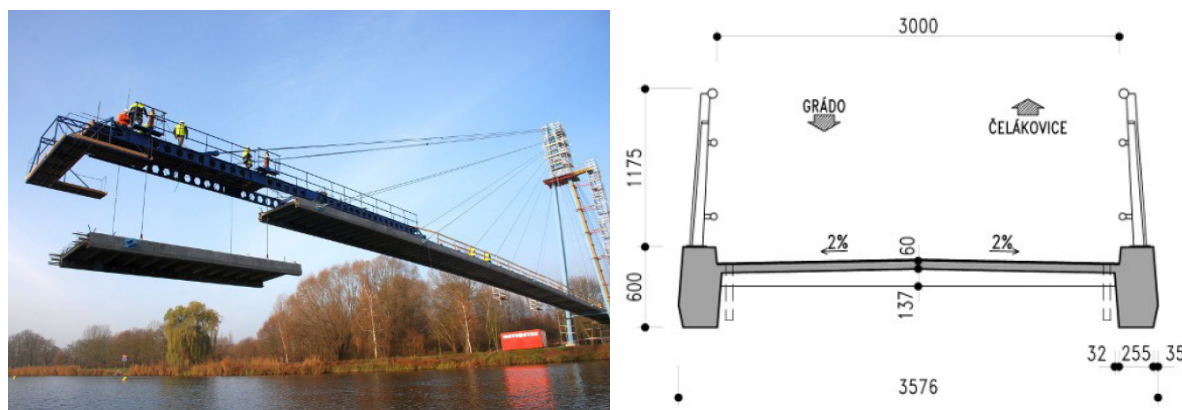
Uplatnění UHPC v železničních mostech je prozatím střídavější zejména s ohledem na vysoké požadavky na odolnost vůči dynamickému zatížení, které vedou obvykle k návrhu robustních konstrukcí, což je v rozporu se základním principem návrhu konstrukcí z UHPC. V několika případech byly použity masivní povalové konstrukce z UHPC pro železniční mosty o rozpětí

kolem 20 m (železniční most pro TGV přes akvadukt Est sur l'Ourcq ve Francii v roce 2004, most na trati Qian-Cao v Číně v roce 2007, most na trati Ji-Gang v Číně v roce 2014) [108]. Příkladem vhodné konstrukce může být typizované řešení pro síť švýcarských drah (SBB) [109], které bylo úspěšně aplikováno na několika mostech malého rozpětí (do 6 m). Jedná se o prefabrikovanou konstrukci skládající se z žebrové desky a okrajového trámu (Obrázek 41).



Obrázek 41 Prefabrikovaný most z UHPC pro síť SBB [109].

První stavbou s nosnou konstrukcí z UHPC v České republice byla lávka přes Labe v Čelákovících dokončená v roce 2014 (Obrázek 42). Zavěšená konstrukce s hlavním polem nad řekou o rozpětí 156 m je tvořena segmentovou mostovkou z předpjatého UHPC, která je vynášena uzavřenými ocelovými závěsy do ocelových pylonů tvaru písmene A. Tloušťka mostovky je 60 mm, použit byl beton klasifikovaný jako C110/130 s 2 % ocelových drátků ve směsi. Segmenty byly vyráběny jako staveništní prefabrikáty v délce 5,65 m, poté spojovány do dvojic a osazovány do konstrukce. Beton byl dopravován autodomíchávači na vzdálenost 25 km; jednalo se tak o jednu z vůbec prvních aplikací UHPC ve formě transportbetonu, neboť většina dosud realizovaných konstrukcí v zahraničí byla prefabrikovaných [110].



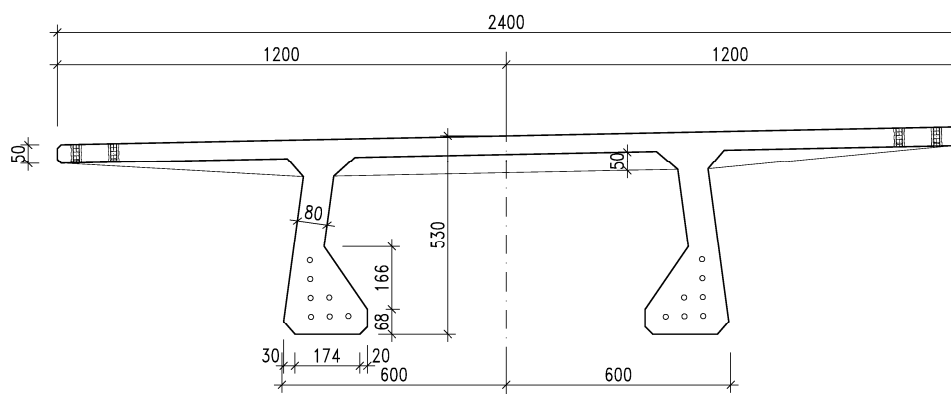
Obrázek 42 Lávka přes Labe v Čelákovících [110].

Další zajímavou stavbou z UHPC v ČR je lávka pro pěší přes Opatovický kanál v obci Čeperka (Obrázek 43) [111]. Nosná konstrukce na rozpětí 15,3 m je tvořena nosníkem tvaru dvojitého

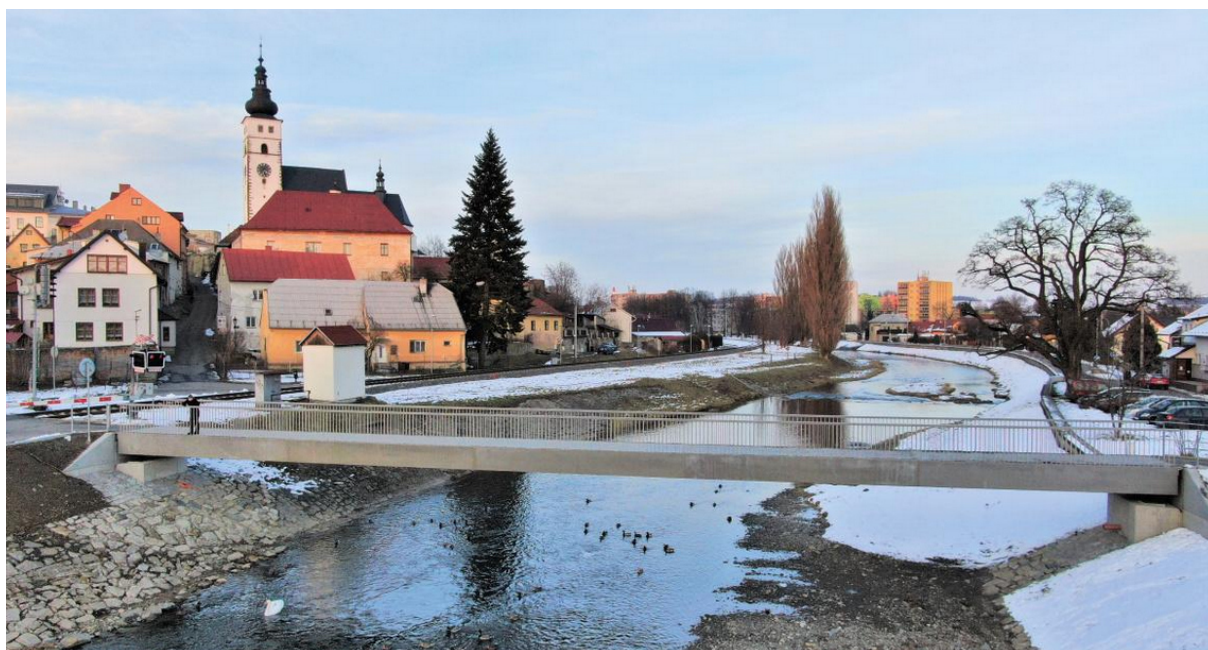
T z UHPC klasifikovaného jako C110/130. Tloušťka desky je 50 mm, ztužena je příčnými žebry tl. 100 mm v osové vzdálenosti 1 m. Trámy mají stojinu tloušťky 80 mm a v pásnicích jsou předpjaty celkem 14 lany průměru 15,7 mm. Konstrukce byla vyrobena jako prefabrikát a vzhledem k hmotnosti 13 t byla poměrně jednoduše přepravena a osazena do finální pozice.



Obrázek 43 Lávka z UHPC přes Opatovický kanál [111].



Obrázek 44 Příčný řez lávkou z UHPC přes Opatovický kanál [111].



Obrázek 45 Lávka přes řeku Lubinu v Příboře [111].

V roce 2018 byly vyrobeny a namontovány konstrukce lávek z UHPC v Táboře, Příboře a Kladně-Vrapicích [112]. Za nejzajímavější z nich lze označit lávku přes řeku Lubinu v městě Příboře, která se svou stavební výškou 0,8 m při rozpětí nosné konstrukce 35,5 m blíží poměru 1:45 (Obrázek 45). Materiálem nosné konstrukce je UHPC s rozptýlenou ocelovou vysokopevnostní výztuží. Nosná konstrukce je tvořena pěti segmenty spojenými zainjektovanými předpínacími lany typu Monostrand. Segmenty byly vyráběny kontinuálně jako vzájemné otisky a slepovány epoxidovou maltou.

UHPC je možno při novostavbách mostů ekonomicky i technicky výhodně využívat nejen jako základní materiál nosných konstrukcí, ale i ve formě prvků ztraceného bednění. Tyto prvky jsou lehké, vysoce únosné a zajišťují vynikající životnost konstrukce. Vůbec prvním případem průmyslového využití UHPC pro mostní konstrukce v ČR byla aplikace desek ztraceného bednění při rekonstrukci mostu přes dálnici D10 u Benátek nad Jizerou v roce 2012 [113].



Obrázek 46 Vlevo ukládka desek ztraceného bednění na mostě u Benátek nad Jizerou [113]. Vpravo desky ztraceného bednění mostu v Přerově [112].

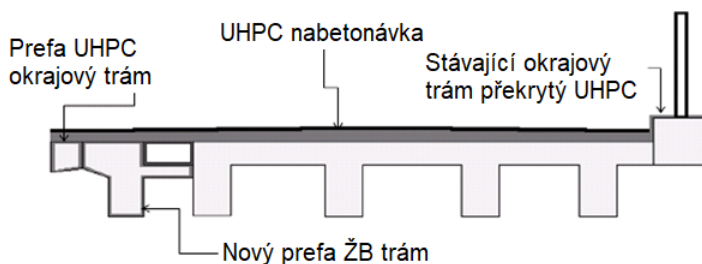
V roce 2018 byly desky ztraceného bednění použity též při výstavbě mostů přes železniční trať v Přerově. Nosnou konstrukci tvořily dva ocelové plnostěnné parapetní svařované nosníky spojené svařovanými příčníky, které byly zabetonovány do spřahující desky mostovky. Pro bednění spodního povrchu spřažené desky byly použity desky ztraceného bednění z UHPC na rozpětí cca 1,7 m o tloušťce 50 – 60 mm. Spodní povrch desek byl hladký, horní povrch byl pro lepší spřažení s monolitickou dobetonávkou zdrsňen otiskem vtlačené nopové folie.

6.2.2. Rekonstrukce mostních konstrukcí s využitím UHPC

Při rekonstrukcích se UHPC obvykle využívá ve formě nabetonávky aplikované na stávající mostovku. Dosahuje se tak zvýšení únosnosti v ohybu a ve smyku a tuhosti konstrukce, díky nízké permeabilitě nabetonávka zajišťuje i hydroizolační funkci. Hlavními výhodami, které vyplývají z malé potřebné tloušťky nabetonávky, jsou malé přetížení konstrukce (při odbourání stávající konstrukce může dojít i k odlehčení) a rychlý proces výstavby. Tyto faktory eliminují nepříznivý vliv poměrně vysoké jednotkové ceny samotného materiálu.

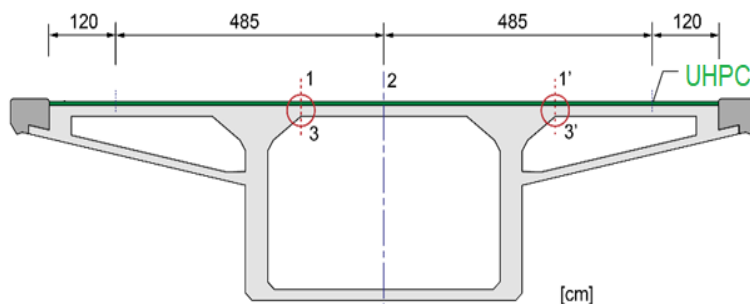
Kolébku využití UHPC pro zesilování mostů je Švýcarsko. První známou aplikací byla rekonstrukce mostu přes řeku La Morge v roce 2014. Jednalo se o trámový most malého rozpětí (10 m) postavený ve 40. letech, u kterého bylo nutno provést zesílení z důvodu narušení

stávající konstrukce chloridy. Bylo provedeno odbourání horní části mostovky stávající konstrukce a její nahrazení nabetonávkou tloušťky 30 mm, pro kterou bylo použito UHPC s 6 % drátků a která byla překryta asfaltovým souvrstvím.



Obrázek 47 Most přes řeku La Morge ve Švýcarsku [114].

Následovaly úspěšné aplikace na větších stavbách, jako byly viadukty Chillon (2014) a Cudrex (2016) nebo most Bramois (2018) [109]. Například na viaduktu Chillon byla aplikována nabetonávka tloušťky 50 mm v celkovém objemu 1125 m³. UHPC bylo vyráběno ve staveništní betonárně. Náklady na rekonstrukci dosáhly 200 EUR na 1 m³ plochy mostu, což činilo cca 20 % ceny výstavby nového mostu, která byla původně zvažovaná jako alternativní řešení nevyhovujícího stavu konstrukce.



Obrázek 48 Viadukt Chillon ve Švýcarsku [109].

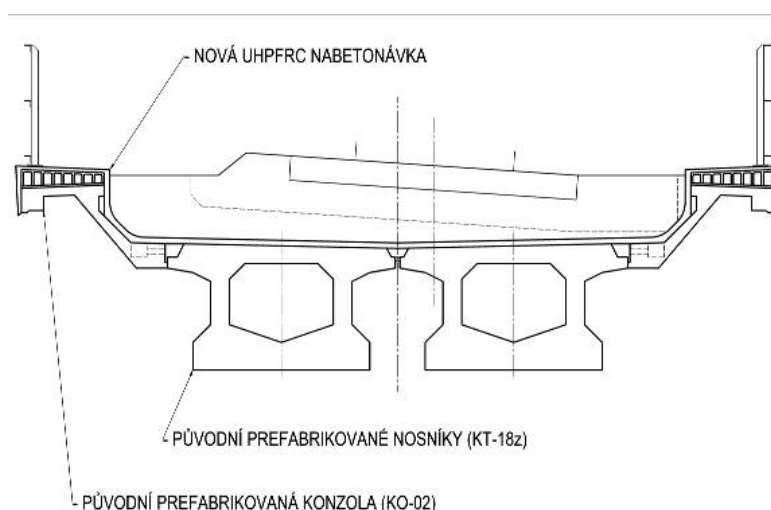
V roce 2014 byla technologie zesílení pomocí UHPC poprvé využita v Japonsku, kde byla provedena 30 mm nabetonávka pro 120 m dlouhý silniční most poblíž Sappora. V roce 2018 technologie pronikla do USA, kde byla aplikována na 62 m dlouhý most Floyd Tiver Bridge v Iowě [109].

Pro zesílení ortotropní mostovky mostu Izzlach ve Francii bylo využito modifikované řešení s prefabrikovanými deskami z UHPC tloušťky 50 mm [115]. Desky o rozměrech 2,4 x 4 m byly ukládány do středu rozpětí. Pro spřažení byly kolem desek vynechány pruhy a v deskách kapsy, které byly na stavbě zality stejným betonem, ze kterého byly vyrobeny samotné desky. V těchto místech byly zároveň ke stávající desce přivařeny nízké spřahovací trny výšky 25 mm pro zajištění dobrého spolupůsobení. Dlouhodobé sledování prokázalo bezchybnou funkci použitého řešení.



Obrázek 49 Vlevo ukládka prefabrikovaných desek, vpravo zmonolitňování spřahujících pruhů a kapes [115].

V Česku zatím nebyla technologie zesílení mostu pomocí UHPC využita. V roce 2017 byla Šafářem [116] navržena 50 mm tlustá nabetonávka z UHPC pro zesílení železničního mostu v Leskovicích u Pelhřimova (Obrázek 50), k realizaci však nedošlo.



Obrázek 50 Příčný řez mostem s nabetonávkou z UHPC [116].

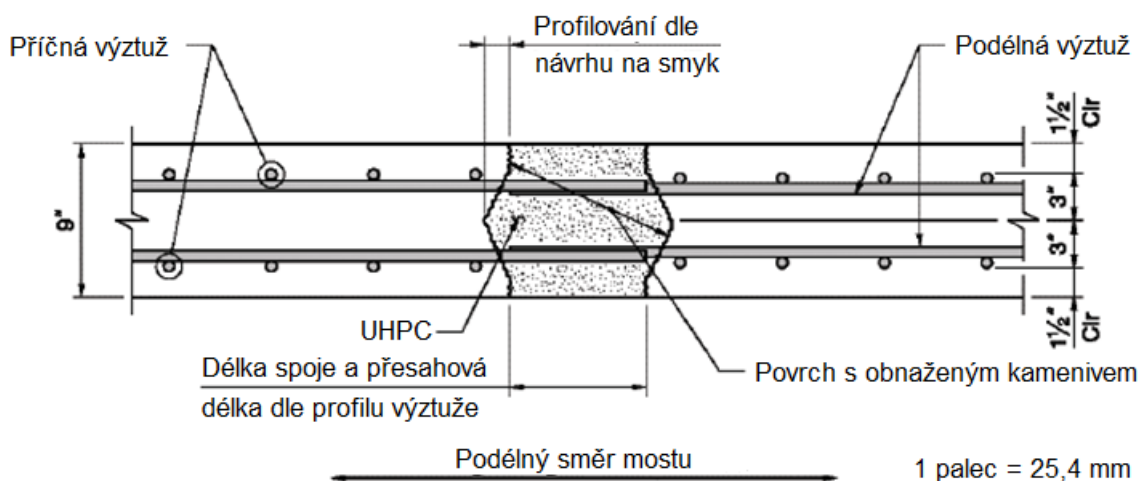
6.2.3. Spoje prefabrikovaných prvků z UHPC

UHPC je díky svým vlastnostem ideálním materiálem pro spoje prefabrikovaných konstrukcí. Hlavní výhody lze shrnout následovně:

- Vysoká pevnost v tlaku a v tahu zajišťuje vynikající únosnost spoje, který není slabým místem konstrukce.
- Hutná struktura materiálu s nespojitým pórovým systémem spolu s rozptýlenou výztuží zlepšuje trvanlivost.
- Materiál má vynikající soudržnost s výztuží i betonem prefabrikátů a lze v něm navrhovat výrazně kratší kotevní a přesahové délky, což zmenšuje potřebnou velikost spoje.

- Materiál má velmi tekutou konzistenci, díky které je jednak samozhutnitelný, jednak pronikne i do stísněných míst a umožňuje provádění složitých a silně vyztužených detailů.
- Spoj rychle dosahuje dostatečné únosnosti, aby mohl být zatížen staveništním nebo dopravním zatížením (typicky po 12 hodinách, při použití speciálních receptur i dříve).

V USA jsou spoje z UHPC využívány od roku 2006 a v dnešní době jde již o poměrně rozšířené řešení – do roku 2019 byly použity na více než 300 mostech [117]. Nejjednodušším a nepoužívanějším řešením je styk dvou panelů s přesahem betonářské výztuže a s profilovanými čely stykovaných panelů (Obrázek 51). Díky malé potřebné přesahové délce je běžně šířka těchto spojů pouze 150 – 200 mm, přičemž s běžným betonem bývá nejméně dvojnásobná. Obdobné řešení lze využít i pro sprážení horních pásnic sousedních T-nosníků (Obrázek 52).

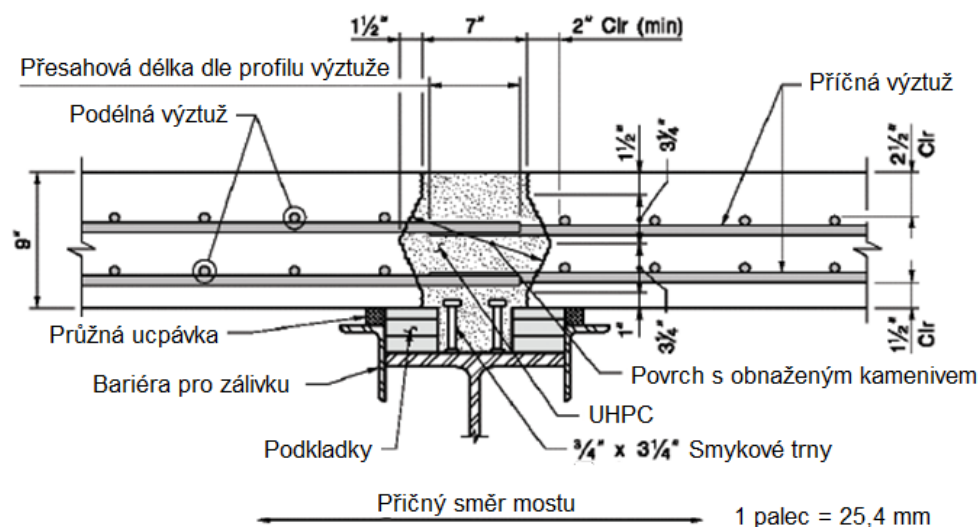


Obrázek 51 Příklad spoje z UHPC mezi dvěma panely [117].

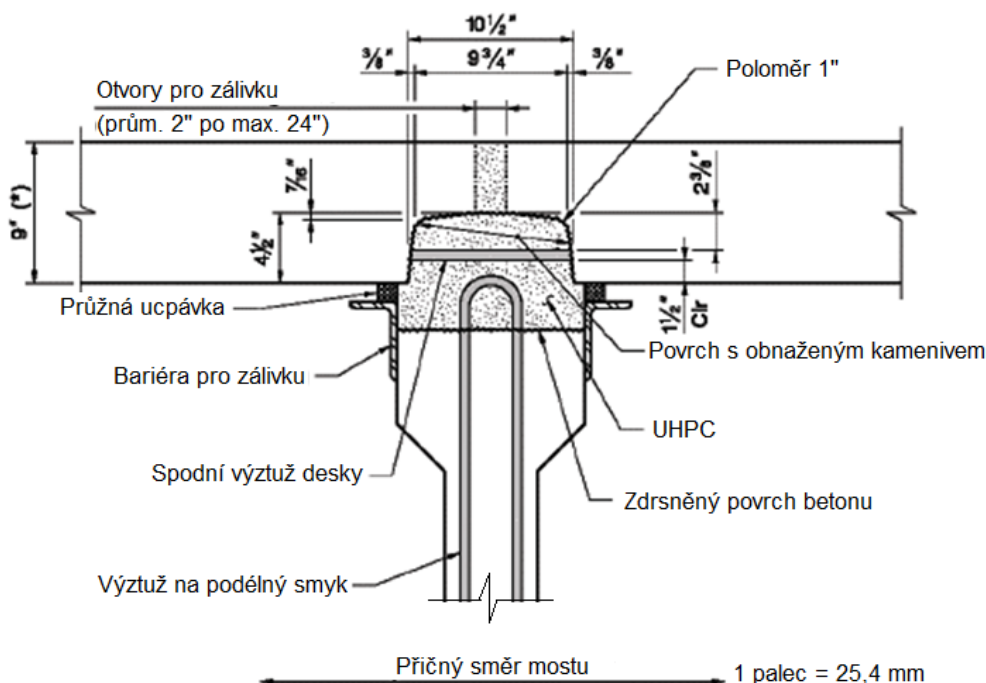


Obrázek 52 Betonáž podélného spoje pásnic dvou T-nosníků [117].

V USA se UHPC aplikuje i pro sprážení nosníku (ocelového či betonového) s mostovkou (Obrázek 53). Kromě výše zmíněných výhod je v tomto případě dalším pozitivem skutečnost, že spráhovací prvky vystupující z pásnice nosníku mohou být kratší a obvykle je lze navrhnout tak, že se nekříží se stykovanou výztuží panelů. Při použití řešení s přímopojížděnou mostovkou, které je v některých zemích poměrně běžné, je výhodou také vysoká mechanická odolnost spoje na styku UHPC a panelů proti mechanickému zatížení. V případě, že styk panelů není namáhán záporným ohybovým momentem, lze dokonce navrhnout uzavřený spoj (Obrázek 54), který je dobře chráněn proti účinkům mechanických i klimatických vlivů.



Obrázek 53 Příklad otevřeného spoje panelů s nosníkem [117].



Obrázek 54 Příklad uzavřeného spoje panelů s nosníkem [117].

V Česku se myšlenkou spojů z UHPC od roku 2013 zabývají Vítek a kol. [118]. Řešení dosud nebylo na našem území aplikováno v praxi, provedené experimenty však přinesly řadu zajímavých výsledků.

- Při zkouškách soudržnosti výztuže s betonem bylo prokázáno, že je dostatečná kotevní délka odpovídající pětinasobku profilu výztuže ($\emptyset$). Pro návrh se s ohledem na novost řešení a nedostatek zkušeností a v souladu se zahraničními zjištěními doporučuje používat hodnotu $10\emptyset$, která stále představuje markantní zlepšení oproti běžnému betonu.
- Byly provedeny ohybové zkoušky styku dvou panelů. Jako výhoda se ukázal malý rozptyl stanovených únosností daný vysokou kvalitou použitého zálivkového materiálu. K porušení docházelo vždy mimo spoj, což dokazuje, že použité kotevní délky jsou bezpečné.
- Byly provedeny zkoušky styku desky s nosníkem namáhaného kombinací příčného a podélného ohybu a podélného smyku, opět s dobrými výsledky. Bylo prokázáno, že UHPC umožňuje minimalizaci rozměrů spoje a zároveň i umístění spřahovacích elementů do skupin do otvorů v desce. Tím je možné spolehlivě zajistit spřažení i bez kontinuálního rozmístění spřahovacích prvků.
- Od roku 2018 probíhají též zkoušky různých konfigurací spoje dvou panelů na účinky cyklického namáhání a dlouhodobého zatížení (Obrázek 55).



Obrázek 55 Vlevo zkouška spoje nosníku a desky, vpravo dlouhodobé zatěžování spoje dvou panelů čtyřbodovým ohybem [118].

6.2.4. Speciální prvky pro mosty z UHPC

Výhody UHPC lze využít i pro některé zvláštní prvky používané na mostních konstrukcích. Dvěma příklady z českého prostředí mohou být výplňové panely mostního zábradlí a mostní závěr z UHPC.

Klasické řešení výplně mostního zábradlí je založeno na použití ocelových prvků. Nevýhodou tohoto řešení je, že podléhá korozi a je nutná pravidelná údržba, navíc jsou ocelové prvky často

předmětem krádeží. V případě použití balkonového zábradlí z běžného betonu je nevýhodou zejména jeho vysoká hmotnost, nižší odolnost vůči účinkům mrazu a CHRL a problematická výměna, neboť zábradlí je obvykle integrální součástí konstrukce. Jako možná alternativa se proto nabízí použití tenkostěnných panelů z UHPC, které jsou lehké, mají vysokou mechanickou odolnost i životnost a je možné je vyrobit v architektonicky zajímavém provedení.

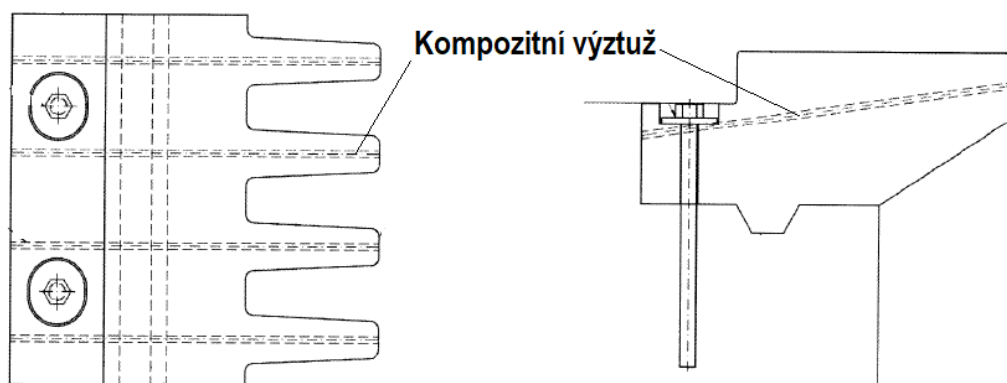
Vývoj zábradlí z UHPC probíhá ve firmě Skanska ve spolupráci s Fakultou stavební ČVUT (doc. Šmilauer, Ing. Fládr) od roku 2014. Původní záměr počítal s použitím plnostěnných panelů tl. 20 mm bez prutové výztuže, zatěžovací zkoušky však ukázaly, že takové řešení je nevyhovující zejména kvůli špatné odolnosti vůči rázovému zatížení. Proto bylo nakonec vyvinuto optimalizované řešení s vylehčujícími otvory a proměnlivou tloušťkou. Horní a dolní rám panelů byl zesílen na 55 mm, zatímco vnitřní vylehčená část má tloušťku 33 mm. Vnitřní příčky jsou vyztuženy tyčemi z kompozitní výztuže GFRP (glass-fiber reinforced polymer). Toto řešení již vyhovělo požadavkům na statické a dynamické zatížení i odolnost vůči mrazu a CHRL a bylo aplikováno na konstrukcích lávky z UHPC v Čeperci (viz kapitola 6.2.1) a mostu s přímopojížděnou mostovkou z vláknobetonu v Sázavě (viz kapitola 7.1.4). Dlouhodobé sledování prokazuje bezproblémový provoz panelů. Řešení je chráněno užitným vzorem [119].



Obrázek 56 Vlevo původní varianta plnostěnné výplně, vpravo optimalizovaný tvar zábradelního panelu [120].

V případě mostních závěrů je rovněž standardem použití ocelových prvků. Jejich nevýhodou je vysoká pořizovací cena a náklady na údržbu a případnou výměnu v případě únavového poškození, koroze nebo ztráty funkčnosti. Jako alternativa bylo na Fakultě stavební ČVUT v Praze (doc. Ryjáček, Ing. Kolínský) navrženo a patentováno alternativní řešení s využitím UHPC [121]. Jeho výhodami jsou eliminace rizika koroze oceli, snížení hlučnosti závěru při přejezdu vozidla, jednoduchá montáž do předem připravených otvorů na mostní konstrukci a v neposlední řadě nižší cena, která by podle předběžných propočtů měla dosahovat cca 50 % ceny tradičních řešení.

Mostní závěr je tvořen blokem se zuby délky 170 mm vyztuženými předpjatou kompozitní výztuží (skleněnou nebo uhlíkovou). K nosné konstrukci je kotven pomocí závitových tyčí a na spodním povrchu je opatřen smykovou zarážkou (Obrázek 57). Jeden blok mostního závěru byl zkušebně osazen při rekonstrukci mostu v Praze-Střížkově, kde probíhá jeho dlouhodobé sledování. V současné době též probíhají certifikační dynamické zatěžovací zkoušky.



Obrázek 57 Půdorys a řez blokem mostního závěru z UHPC [121].

6.2.5. Moderní prefabrikované prvky

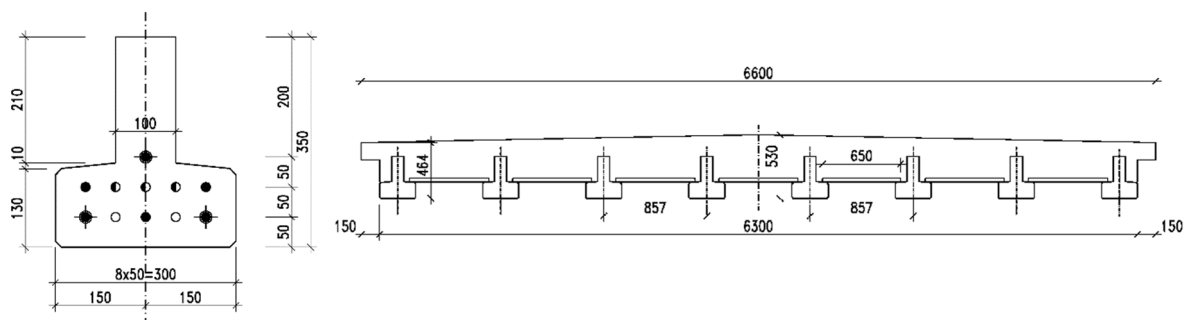
UHPC má vynikající užité vlastnosti, jeho nevýhodou je však velká ekonomická náročnost a malé zkušenosti projektantů i výrobců s tímto materiálem. V praxi je proto v řadě případů hledán racionální kompromis mezi technickými přednostmi UHPC a výrobními a provozními zkušenostmi s betony běžných pevností. Zejména v případě prefabrikovaných mostních nosníků nebo prvků ztraceného bednění se celosvětově využívá předností vysokohodnotného betonu nižší pevnosti nebo vláknobetonu běžné pevnosti, jejichž aplikace může vést k nalezení optimálního řešení. V této kapitole bude představeno několik úspěšných realizací v Česku z posledních let.

a) Prefabrikované nosníky z vysokohodnotného betonu jako náhrada tuhých vložek

Betonové konstrukce trámových mostů středních rozpětí (do 50 metrů) se obvykle provádějí jako monolitické nebo spřažené z betonových prefabrikátů s monolitickou železobetonovou spřahující deskou tloušťky 20 až 30 cm nebo spřažené ocelobetonové. Nevýhodou betonových prvků jsou jejich velká hmotnost omezující manipulaci a rozměry zvyšující stavební výšku konstrukce. V případě ocelových nosníků je komplikací nutnost zajistit spřažení dodatečnými prvky – smykovými trny, smykovými lištami nebo příčnou výztuží vedenou vrtanými otvory v ocelových nosnících.

Ve firmě Eurovia byly vyvinuty prefabrikované nosníky z předem předpjatého vysokohodnotného betonu, které slouží jako náhrada tuhých vložek (ocelových plnostěnných nosníků) [122]. Prefabrikovaný nosník tvaru obráceného písmene „T“ je tvořen tenkostěnnou stojinou a spodní přírubou, má funkci samonosného prvku a na opěry je osazován do sestavy nosníků doplněných bedněním. Spřažení se dosahuje soudržností mezi stojinou nosníku a monolitickým betonem. Pilotní aplikace konstrukce byla provedena na mostě v lomu Chrtníky v roce 2018, probíhající dlouhodobé sledování potvrzuje dobrou funkci konstrukce.

Cíleného využití výhod vysokohodnotného betonu bylo dosaženo u tenkostěnných nosníků ztraceného bednění trámových mostů ve tvaru písmene U nebo Omega, o kterých je blíže pojednáno v kapitole 7.4.



Obrázek 58 Řez nosníkem z vysokohodnotného betonu nahrazujícím tuhé vložky a mostem Chrtínky [122].

b) Mostní římsa z vláknobetonu

Vývojem a aplikací vláknobetonů vyztužených kovovou i nekovovou výztuží se dlouhodobě zabývá kolektiv společnosti SMP CZ pod vedením Ing. Brejchy ve spolupráci s týmem prof. Kohoutkové na Katedře betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze. Výsledky pro oblast mostních konstrukcí jsou například mostní římsa z vláknobetonu, lávka z předpjatého drátkobetonu, vláknobetonové prvky pro opěrné stěny nebo prvky ztraceného bednění z vláknobetonu.

Mostní římsové prefabrikáty mohou být vystaveny nepříznivému působení atmosférických vlivů a CHRL, přičemž si dlouhodobě musejí zachovat vysoké mechanické i estetické kvality. Je proto třeba u nich eliminovat vznik a rozvoj trhlin od objemových a teplotních změn. Po zvážení těchto požadavků i rizika poškození hran a rohů při transportu a manipulaci s prvky byl jako vhodný materiál pro mostní římsy zvolen vláknobeton s jednoprocenním obsahem polypropylenových makrovláken v objemu materiálu. Numerickými simulacemi bylo stanoveno, že užití vláken umožnilo úsporu ocelové výztuže o 42 % a zmenšilo spotřebu samotného betonu o 27 %, protože prvek díky novým vlastnostem může mít menší tloušťku při zachování všech funkcí. Zmenšená spotřeba materiálů a menší tloušťka snížila hmotnost prvku o 25 %. Jeho cena se tím snížila o 10 %. Prvky byly umístěny na několik mostních objektů, kde probíhá dlouhodobé sledování s cílem ověřit užité vlastnosti v delším časovém horizontu. Produkt byl ohodnocen Cenou Inovace 2008 [123].

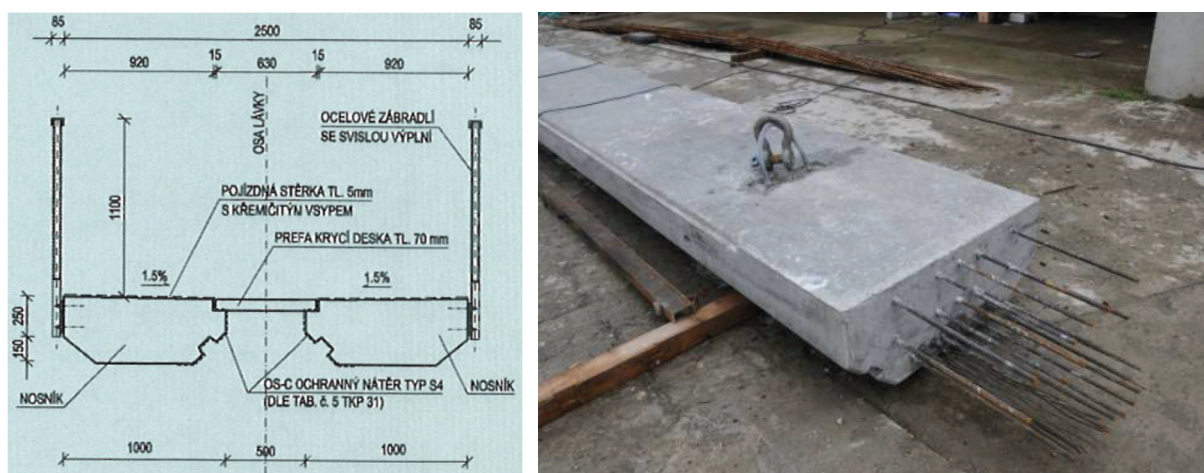


Obrázek 59 Vlevo povrch římsového prefabrikátu po odformování, vpravo prefabrikáty osazené na mostní konstrukci [123].

c) Lávka z předem předpjatého drátkobetonu

Po bleskových povodních v libereckém kraji v roce 2010 bylo nutno nahradit řadu mostních konstrukcí. Pro přemostění Větrovského potoka u Frýdlantu byla navržena a v roce 2012 osazena první lávka z předem předpjatého drátkobetonu bez použití měkké výztuže v ČR, a to na rozpětí 14 m. Nosným prvkem je dvojice nosníků z drátkobetonu třídy C55/67 XF4 vyztuženého ocelovými drátky délky 60 mm (typ Krampe Harex DE 60/0.8 M) v dávkování 40 kg/m³. Předem předpjatou předpínací výztuž tvoří deset lan profilu 15,7 mm.

Prefabrikované řešení bylo zvoleno z důvodu těžké přístupnosti území pod mostem a požadavků na rychlou výstavbu. Drátkobeton byl vybrán zejména pro minimalizaci nákladů na údržbu, snížení pracnosti výroby v důsledku možnosti vynechání měkké betonářské výztuže a snížení hmotnosti lávky, které bylo nutné pro manipulaci a bylo umožněno vysokými hodnotami mechanických vlastností materiálu [124].



Obrázek 60 Vlevo příčný řez lávkou, vpravo čelo prefabrikátu [124].

d) Vláknobetonové prefabrikáty pro opěrné zdi

Pro zabezpečení stability opěrných zdí byly vyvinuty prefabrikáty umožňující vytvářet směrově proměnné opěrné zdi. Díky využití vláknobetonu C30/37 XF4 s polymerními vlákny Forta Ferro dl. 54 mm a Ø 1 mm v množství 2,5 kg/m³ bylo možné minimalizovat tloušťku až na pouhých 6 cm a dosáhnout tak nízké váhy prvků. Prvek je vyztužen betonářskou výztuží jen na styku čela a stěny, kde je vložena KARI síť ve tvaru U. Vyztužení je nutné z výrobních důvodů, protože při výrobě se čelo prvku vyrábí odděleně od jeho stěny.

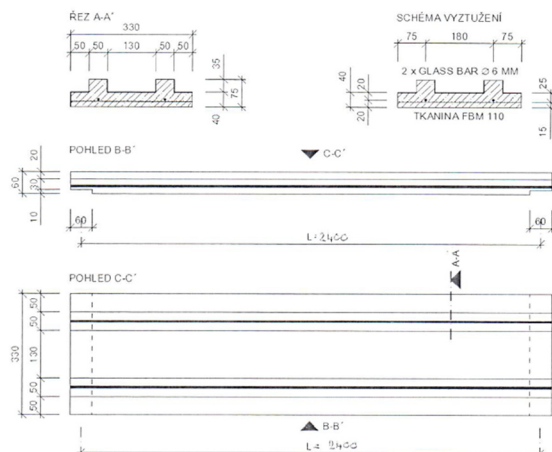
Opěrná zeď se dále vytváří tak, že se nejdříve v patě vybetonuje monolitický základ, na který se osadí první řada prefabrikátů na sraz svými čely. Po prosypání zeminou se osadí další řada tak, aby převazovala řadu první. S ohledem na sklon svahu se provede odsazení druhé řady. Tímto způsobem se postupuje až k vrcholu zářezu [125]. První aplikace prvků proběhla v roce 2016 při zabezpečení svahových deformací vodní nádrže Klíčava v Lánské Oboře, kde bylo použito několik tisíc těchto prefabrikátů [126].



Obrázek 61 Vlevo prefabrikát opěrné zdi z vláknobetonu [125], vpravo opěrná zeď v Lánské oboře [126].

e) Prvky ztraceného bednění z vláknobetonu

Trámové mosty bývají často tvořeny prefabrikovanými železobetonovými nebo předpjatými trámy spřaženými s monolitickou nabetonávkou. Ta se s výhodou provádí technologií ztraceného bednění. Jako ztracené bednění je možno použít filigránové desky nebo dřevocementové desky (CETRIX, CEMVIT). Filigránové panely mají vysokou únosnost, ale zvyšují pracnost při armování desky. Nevýhodou dřevocementových desek je malá únosnost, která limituje přípustnou vzdálenost mezi trámy. Při osové vzdálenost trámů okolo 2 m je již nutné je nahradit únosnějším prvkem.



Obrázek 62 Vlevo schéma prvku pro rozpětí 2,4 m, vpravo zatěžovací zkouška prvku o rozpětí 2 m [127].

Výhodným řešením může být vláknobetonová deska s hybridní výztuží, která nevyžaduje předepsané krytí, jako je tomu u výztuže ocelové, a lze ji tedy navrhnout v minimální tloušťce. V rámci vývoje řešení byly zvažovány varianty s čedičovou sítí FBM 110, s dvojicí prutů kompozitní výztuže a s jejich kombinací. Potřebná kritéria únosnosti a použitelnosti splnilo kombinované řešení, které vyhovělo i požadavkům ekonomickým (výsledná cena je nižší než cena klasického bednění). Panely byly optimalizovány pro rozpětí 2 – 2,4 m tak, aby výsledná hmotnost nepřekročila 100 kg a prvky tak byly relativně snadno manipulovatelné. Pro co

nejsnazší využití byly s pomocí programu ATENA sestaveny diagramy udávající povolené charakteristické hodnoty plošného zatížení prvku na jeho rozpětí. Desky byly využity například na stavbě mostu Břežany přes řeku Ohři [127].

f) Monolitické aplikace

Drátkobetony a vláknobetony s polymerní výztuží lze v mostních stavbách výhodně aplikovat i monolitickou technologií. Dva příklady realizací, na kterých se podílel autor práce, jsou podrobně popsány v kapitolách 7.1 a 7.3.

6.3. Tunelové stavby

Tunelové stavby se využívají pro vedení dopravních tras přes překážky, které není možné z technických, ekonomických nebo ekologických důvodů překonat povrchově. Vznikají jako ražené nebo hloubené.

Pro zajištění stability výrubu se používají konstrukce dočasného a trvalého vyztužení. Pro dočasné vyztužení může jít o výdřevu, svorníkovou výstroj, ocelová žebra, stříkaný beton nebo kombinaci předchozích. V případě definitivního ostění je v našich geologických podmínkách v současné době prakticky jediným řešením ostění betonové, které může být prováděno různými technologiemi – monoliticky (zejména u hloubených tunelů a tunelů ražených konvenčně, např. Novou rakouskou tunelovací metodou), z dílců (zejména u tunelů ražených pomocí mechanizované ražby) nebo stříkaného betonu (alternativní řešení). V této kapitole budou diskutovány aktuální směry vývoje betonu pro definitivní tunelová ostění.

6.3.1. Tunelová ostění z vodonepropustného betonu

Izolace tunelových staveb pomocí hydroizolačních fólií je velmi náročná na technologickou kázeň a preciznost provádění. V případě ražených tunelů hrozí nebezpečí poškození fólie při montáži výztuže definitivního ostění. U hloubených tunelů je hlavním problémem provádění zpětných zásypů. Proto se v poslední době začínají používat vodonepropustná tunelová ostění, která se skládají z vodonepropustné betonové konstrukce a těsnění pracovních a dilatačních spár v této konstrukci. Je-li použit tzv. deštníkový systém izolace, podzemní voda volně stéká po tunelovém ostění do drenážního systému bez působení hydrostatického tlaku. Při použití uzavřeného systému je nutno dimenzovat ostění i těsnění spár na účinky hydrostatického tlaku.

Ostění se zpravidla navrhuje z monolitického betonu u konvenčně ražených tunelů a z prefabrikovaných dílců u tunelů ražených pomocí tunelovacích strojů. Hlavní výhodou vodonepropustného ostění je skutečnost, že případné průsaky se projevují v místě vady konstrukce a jsou tedy snadno lokalizovatelné a odstranitelné na rozdíl od systémů s použitím hydroizolačních fólií, kde obvykle místo projevu poruchy nekoresponduje s místem jejího vzniku. Následná těsnicí injektáž je proto málo účinná a zpravidla vyžaduje utěsnění velkého úseku tunelu. V případě použití betonu odolného proti průsakům se sanuje místo skutečného oslabení konstrukce, kde k průsaku dochází. Další výhodou vodonepropustného betonu je zjednodušení složitých a členitých detailů, kde by byla obtížná aplikace běžné izolace.

Pro tunelová ostění z vodonepropustného betonu vznikl v nedávné době návrh technických podmínek [128], [129], který sumarizuje veškeré základní požadavky na materiál, konstrukci i technologii provádění.

Kvalita vnitřního prostoru stavby je z hlediska zajištění hydroizolační funkce ostění rozdělena do tří kategorií. Standardně je pro podzemní dopravní stavby doporučováno použití kategorie II, tedy prostředí lehce vlhké. To znamená, že je přípustné, jsou-li vizuálně a dotykem patrná jednotlivá vlhká místa na povrchu. Je přípustné 1 % vlhkých míst na celém povrchu betonového dílu a jednotlivé proužky vody, které na povrchu betonu vysychají. Pro dosažení těchto podmínek by obvykle měla být maximální přípustná šířka trhlin omezena na 0,15 mm na návodní straně, resp. 0,2 mm na vnitřní straně.

Maximální přípustný tlak podzemní vody je 30 m, při výskytu vyššího tlaku vody je nutné konstrukci opatřit zařízeními pro snížení HPV. Minimální doporučená tloušťka definitivního ostění řešeného jako vodonepropustná konstrukce je pro dopravní tunel 40 cm. Pro omezení šířky trhlin je nutné dodržet vzdálenost mezi pruty max. 150 mm, jak v podélném, tak příčném směru. Maximální doporučený průměr výztuže pro omezení trhlin je 16 mm a neměl by překročit 20 mm.

Při výrobě betonu pro vodonepropustné definitivní ostění je třeba zohlednit řadu požadavků, které ve výsledku mohou být i protichůdné. Jedná se zejména o zohlednění užitných vlastností (požadavků na stupně vlivu prostředí konstrukce, třídy pevnosti betonu, požární odolnosti, atd.), zpracovatelnosti čerstvé směsi, pomalého nárůstu teploty v době hydratace betonu a doby odbednění. Tyto požadavky mají přímý vliv na vznik a vývoj trhlin v konstrukci, které svou limitovanou šířkou zaručují její nepropustnost. Dále je potřeba u betonu pro vodonepropustné definitivní ostění zajistit omezení maximální hloubky průsaku tlakové vody do betonu.

Příčinou vzniku většiny trhlin v klenbě definitivního ostění jsou vynucená namáhání důsledku omezených přetvoření při ochlazení konstrukce. Opatření proti jejich vzniku musí být přizpůsobena specifickým podmínkám dané stavby. Rakouské směrnice doporučují využívat zejména následující opatření [128]:

- Cement s nízkým vývojem hydratačního tepla (cement bez C_3A , cementy typu LH, vysokopecní cementy, cementy typu CEM II, CEM III a CEM V).
- Použití přísad pro snížení celkového množství vody (max. celkové množství vody 170 kg/m^3).
- Nižší teplota čerstvého betonu $13 - 18^\circ\text{C}$.
- Nízké teploty stavebních dílců.
- Teplota konstrukčního dílu při tloušťce 40 – 60 cm nesmí přesáhnout 45°C , teplotní gradient po průřezu konstrukce by měl dosahovat maximálně 25°C .
- Krátké délky betonovaných bloků, omezení silového namáhání.
- Použití bednění s dobrým vedením tepla (např. ocelová bednění).
- Hladké povrchy výrubů (omezení nerovností primárního ostění).
- Doba odbednění přes 12 hodin za účelem snížení rychlosti vychladnutí mladého betonu.

- Separáčn1 vrstva pro sn1žení t1ření mezi primárn1m a definitivn1m ost1ním.
- Dodatečn1 ochrana povrch1, nap1. užit1m klimatizačn1ch voz1.

Při odbedn1ní by beton nem1l m1t p1liř1 vysokou pevnost. Díky rychlému odbedn1ní jednak m1že snadn1ji docházet k ochlazování ost1ní, jednak je umožn1na m1rn1 plastick1 deformace. Oboj1 omezuje nap1t1 od objemov1ch zm1n a tedy riziko vzniku trhlin. Podm1nkou je vřak vhodn1 ořetřování, aby nedošlo k nadm1rn1mu vys1ch1n1 povrchu betonu. Obvykle se doporučuje pevnost při odbedn1ní do 3 MPa, dalř1 n1r1st pevnosti po 12 hodin1ch od odbedn1ní by rovn1ž nem1l p1ekročit 3 MPa. Optim1ln1 je tedy použit1 beton1 n1řř1ch pevnostn1ch t1ř1d.

V p1ř1pad1 rařen1ch tunel1 je definitivn1 ost1ní zpravidla betonováno do v1rubu po ust1len1 deformací horninového masivu. V p1ř1pad1 zasyp1van1ch hlouben1ch tunel1 je ost1ní betonováno p1ed p1t1žen1m od zp1tného z1sypu. Konstrukce tak není zat1žena horninov1m tlakem, a proto postačuje dosažen1 normové hodnoty pevnosti po 56, resp. 90 dnech. Snahou je také dos1hnout co nejn1řř1ho modulu pružnosti tak, aby byl minimalizován dopad na vznik trhlin.

S využit1m vodonepropustn1ch tunelov1ch ost1ní jsou rozs1hl1 zkušenosti zejm1na v zem1ch, kde je velk1 počet tunelov1ch staveb, jako jsou Rakousko, It1lie či N1mecko. V České republice se technologie teprve začín1 v1ce prosazovat. Dv1ma p1ř1klady jej1 aplikace mohou b1t Votick1 tunel nebo n1kter1 souč1st1 tunelového komplexu Blanka (vzduchotechnick1 kan1ly, řachty pod v1dechov1mi otvory).

Votick1 tunel je hlouben1 dvoukolejn1 Źelezničn1 tunel d1lky 590 m na trati Votice – Beneřov. Pro jeho definitivn1 ost1ní byla použit1 betonová sm1ř s n1řk1m v1v1nem hydratačn1ho tepla pro zajiřřt1 vodonepropustnosti. Standardn1 tunelové pasy d1lky 10 m byly provedeny z betonu C25/30 XC2, XF1 s povolenou hloubkou p1řsaku vody 35 mm. Port1lov1 pasy, kter1 jsou v1ce exponované a p1řmo vystaven1 klimatick1m vliv1m, byly z betonu C30/37 XC2, XF3 s povolenou hloubkou p1řsaku vody 25 mm. Z technologick1ho hlediska bylo d1ležit1 použit1 kvalitn1ho tuhého bedn1ní tvořeného poj1zdnm1 ocelov1m mostem, na jehoř pl1řt1 byly osazeny p1řložn1 vibr1tory [130].



Obr1zek 63 Poj1zdne vnitřn1 a vn1řř1 bedn1ní a samonosn1 v1řtuř Votick1ho tunelu [131].

Při stavbě tunelového komplexu Blanka v Praze byly vodonepropustné betony definitivního ostění využity na vzduchotechnickém kanále a šachtě pod výdechovým objektem Nad Octárnou. Pro ostění tloušťky 400 – 500 mm byl použit beton třídy C30/37 XA2 s povoleným průsakem do 40 mm a s polypropylenovými vlákny (1 kg/m^3), maximální šířka trhlin byla omezena na 0,25 mm. Pro zajištění všech spár v betonové konstrukci proti průsakům bylo navrženo trojnásobné jištění. Směrem od primárního ostění byla uložena postupně injektážní hadička pro možnost dotěsnění nízkoviskózní polyuretanovou pryskyřicí, vnitřní těsnicí spárový pás z PVC a nakonec bobtnavý bentonitový pásek [132].

6.3.2. Vlákno-beton v tunelových ostěních

Vlákno-beton se stále více prosazuje jako vhodný materiál pro tunelová ostění. Použití ocelových vláken přispívá k vyšší kvalitě ostění (monolitických i segmentových), jelikož vede k omezení šířky trhlin. Aplikace nekovových vláken se využívá zejména k zvýšení požární odolnosti ostění.

a) *Vlákno-beton s polypropylenovými vlákny*

Při působení požáru dochází vlivem působení vysoké teploty v tunelu k ohřátí konstrukce ostění, vytvoření teplotního gradientu a k degradaci betonu. Při rychlých nárůstech teploty hrozí odprysk okrajové krycí vrstvy, čímž dochází k oslabení průřezu betonového ostění, zvyšování teploty vnitřních částí ostění (snižování jejich únosnosti) a ke ztrátě ochrany výztuže v případě železobetonového ostění. Odprýskávající beton může rovněž komplikovat evakuaci osob a práci záchranářů v tunelu.

Odprysky lze účinně snížit nebo jim dokonce zabránit přidáním jemných polypropylenových vláken do betonové směsi (obvykle dávka $1 - 2 \text{ kg/m}^3$ betonu, délka vláken 5 – 10 mm). Při teplotě cca 100 – 200 °C dochází k roztavení a odpaření vláken, čímž se vytvoří síť kanálků v betonu [133]. Díky nim jednak může docházet k volnému odpařování vázané vody, jednak je umožněno teplotní roztahování betonu. Tak je zabráněno explozivnímu oddělování povrchových vrstev betonu a odhalení výztuže, jejímu přehřátí a ztrátě pevnostních charakteristik. Je však třeba mít na paměti, že použití vláken je třeba odzkoušet. Vlákná mají velký vliv na zpracovatelnost a tím i na hutnost betonu. Nevhodné dávkování může být příčinou nekvalitně zhutněného betonu v rizikových oblastech (např. u vložených těsnění spár) a vést ke ztrátě těsnosti konstrukce.

Příklady využití polypropylenových vláken v ČR mohou být tunely Klimkovice nebo Blanka. V případě tunelu Klimkovice na D1 se jednalo u první aplikaci v ČR (roky 2004 – 2007). V případě Blanky byla polypropylenová vlákna přidávána do betonu ostění všech dopravních tunelů v dávce 1 kg/m^3 , použita byla vlákna délky 6 mm s průměrem 0,018 mm [134].

b) *Vlákno-beton s ocelovými drátky*

Drátkobetonu se ukazuje jako ideální materiál pro segmentové ostění při mechanizovaných ražbách plnoprofilovými tunelovacími stroji. Výrub má kruhový tvar a je ražen plným profilem. Současná segmentová ostění z vlákno-betonu mají výrobní přesnost $\pm 0,5 \text{ mm}$, vodotěsnosti spojů je dosaženo vložením pásového těsnění s dostatečně dlouhou životností. Právě ve

složitých detailech styků segmentů se dá nejvíce využít předností drátkobetonu, kdy je každé místo včetně krycí vrstvy rovnoměrně vyztuženo rozptýlenou výztuží. Tak dochází k menšímu poškození hran a rohů během výstavby (vzniká zejména v důsledku zatížení od hydraulických lisů tunelovacích strojů) a tím i lepší vodotěsnosti ostění bez potřeby oprav a vyřazování poškozených dílců [133].



Obrázek 64 Vlevo odlamování hran železobetonových segmentů při zatížení lisy razícího štítu [135]. Vpravo porušení krycích vrstev segmentu na styčných spárách [136].

Výrobní náklady drátkobetonových segmentů vycházejí obvykle mírně nižší než železobetonových, přestože vlastní materiál je dražší než klasický železobeton. Úspory vznikají především díky nižším nárokům na práci (odpadá armování výztuže), manipulaci a skladování. Počet segmentů poškozených při montáži je nižší. Dochází také k úspoře vlastní oceli, což má pozitivní vliv na redukci emisí vznikající při její výrobě. Vyztužení železobetonových segmentů dosahuje hodnot zpravidla mezi 65 – 120 kg/m³, spotřeba drátků dosahuje většinou 30 – 50 kg/m³ [135].

Pro výrobu drátkobetonových segmentů se obvykle používá beton s pevností v tlaku 40 – 60 MPa. Velmi důležité je zajistit rovnoměrné rozmístění drátků, dobrou soudržnost drátků s betonem a dostatečnou zpracovatelnost směsi. Porušení betonu má díky drátkům duktilnější charakter, je redukována šířka trhlin. Celková únosnost drátkobetonových segmentů v tahu je výrazně nižší než v případě železobetonu, v kruhových ostěních však bývá ohybové namáhání minimální, a tato nevýhoda je tedy při vhodném návrhu z velké části eliminována. Hrozí-li větší ohybové namáhání, je nutno drátky doplnit prutovou výztuží.

Základem dobré ochrany proti korozi je kvalita betonu (malá pórovitost a propustnost), které se obvykle dosahuje minimalizací vodního součinitele, použitím plastifikátorů nebo příměsí (hlavně popílku). Výhodou drátkobetonu oproti železobetonu je prakticky minimální vliv koroze oceli na jeho vlastnosti. Drátky jsou ve směsi rozmístěny nahodile, zpravidla se nedotýkají navzájem, jsou zcela obklopeny a chráněny alkalickým prostředím betonu. Šíření koroze a nebezpečí poruch v důsledku nárůstu objemu oceli je tímto účinně zabráněno. Drátky na povrchu konstrukce korodují a mohou způsobovat neestetické zbarvení povrchu betonu, ze statického hlediska je však tato skutečnost nevýznamná.

c) *Aplikace drátkobetonu v segmentových ostěních*

První pokusy o využití drátkobetonu jako konstrukčního materiálu při výstavbě tunelů začaly v první polovině 70. let 20. století, významnější aplikace se datují do roku 1982, kdy bylo v jižní Itálii a na Sicílii bylo vybudováno několik vodovodních tunelů právě s tímto systémem ostění (celkem cca 20 km). V roce 1992 byl poprvé použit drátkobeton pro výstavbu dopravního tunelu, jednalo se prodloužení neapolského metra v Itálii.

K první aplikaci drátkobetonového segmentového ostění v dopravním tunelu v ČR došlo v červnu 2012 při stavbě prodloužení trasy V.A pražského metra. Na základě předchozího rozsáhlého výzkumu [137] byly ve firmě Doprastav Bratislava v Senci vyrobeny drátkobetonové segmenty pro celkem 10 prstenců (dávkování drátků bylo 40 kg/m^3). Tyto segmenty byly následně osazeny do pravého traťového tunelu mezi stanicemi Dejvická a Bořislavka v celkové délce 15 m. Na segmentech nevznikly žádné trhliny, v provozu se osvědčily, a proto bylo rozhodnuto o jejich uplatnění při stavbě Ejpovických tunelů [138].

Ejpovické tunely s délkou $2 \times 4,15 \text{ km}$ představují nejdelší železniční tunely v Česku. Samotné tunely byly vybudovány mezi lety 2015 – 2018. Pro vnitřní části tunelů bylo použito drátkobetonové segmentové ostění, pro portálové části byly použity segmenty železobetonové. Výroba segmentů byla zahájena již v červenci 2014 s cca půlročním předstihem před samotným zahájením ražeb, aby se zajistilo dostatečné předzásobení tunelovacího stroje dílci z vyzrálého betonu. Prstence pro Ejpovické tunely se skládaly ze sedmi základních segmentů a jednoho klenáku. Byly vyráběny z betonu třídy C45/55 XA2 (CZ) – C1 0,4 – $D_{\text{max}} 16$ – F3, který obsahoval ocelové drátky (délky 60 mm, průměru 1 mm, dávkování nebylo autory zveřejněno) i polypropylenová vlákna. Tloušťka segmentů byla 400 mm, šířka 2000 mm a délka v oblouku cca 4000 mm. Hmotnost jednoho segmentu byla 7,6 t, vnitřní průměr složeného prstence 8,7 m. Segmenty byly v rámci prstence, tedy v podélných spárách tunelu, spojovány pomocí šroubů, které byly po vytvrzení výplňové malty demontovány. Ve spárách radiálních, tedy ve spojích sousedních prstenců, byly použity trvalé spojovací trny [139].



Obrázek 65 Vlevo zkušební sestavení jednoho prstence ostění Ejpovických tunelů [140]. Vpravo skládka segmentů připravených k osazení [141].

6.3.3. Stříkaný beton v tunelových stavbách

Stříkaný beton je nejčastěji využíván jako dočasné ostění zajišťující výrub při ražbě pomocí Nové rakouské tunelovací metody. V posledních letech roste snaha využít jej i jako ostění trvalé, což přináší podstatné zvýšení nároků na aplikaci a výsledné vlastnosti betonu. Pozitivem tohoto přístupu je však zjednodušení technologického postupu a zkrácení doby výstavby. Ještě přísnější kritéria musí splňovat stříkaný beton použitý jako jednoplášťové ostění se všemi parametry požadovanými po trvalém ostění (pevnost, trvanlivost, nepropustnost, povrchové a estetické vlastnosti atd.).

Ostění ze stříkaného vláknobetonu (s ocelovými nebo polymerními vlákny) se těší vzrůstající oblibě díky dalšímu zjednodušení – odpadá instalace výztuže, zaniká problém kvality nástřiku v oblastech stíněných výztuží, klesá spotřeba oceli, redukuje se vznik smršťovacích trhlin [142].

Množství cementu ve stříkaném betonu je obvykle voleno v rozmezí $370 - 450 \text{ kg/m}^3$, používá se kamenivo se zrny do 8 mm. Pro výrobu stříkaného betonu jsou ve většině případů nezbytné urychlovače, které zkracují dobu tuhnutí a tvrdnutí tak, aby mohly být prováděny nástriky najednou v tloušťkách nad 10 cm a jednotlivé vrstvy mohly být stříkány rychleji za sebou. Dávky se dle konkrétních podmínek obvykle pohybují mezi 5,5 až 8 % hmotnosti cementu.

Velký posun pro technologii stříkaného betonu znamenal vývoj metody LaserShell v 90. letech 20. století tuneláři z Velké Británie, Rakouska a Belgie. Metoda využívá jednoplášťové trvalé ostění tvořené vodonepropustným stříkaným drátkobetonem bez ocelových výztužných sítí a příhradových rámců. Jednoplášťové ostění je provedeno ve třech vrstvách [143]:

- Počáteční vrstva (tl. 75 mm, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro okamžité konstrukční zajištění nového výrubu a pro zlepšení vodotěsnosti ostění. Při statickém návrhu se s touto vrstvou neuvažuje, protože by mohla být vystavena působení síranů.
- Konstrukční vrstva (obecně 200 – 250 mm silná, vyztužená ocelovými drátky) slouží pro vytvoření trvalé nosné konstrukce. Tuto vrstvu lze provádět v několika etapách (v závislosti na poloze a rozměrech tunelu).
- Dokončující vrstva stříkaného betonu (tl. 50 mm, bez ocelových drátků) je aplikována po dokončení ražeb a její povrch je upraven ručně, aby bylo dosaženo hladkého profilu ostění. Pro tuto vrstvu je použito nižší množství urychlovače (přibližně 2 %).

Výsledná kvalita provedení stříkaného betonu je závislá na mnoha faktorech, zejména složení směsi, kvalitě podkladu, technologii nástřiku (suchá nebo mokrá cesta, která se v současné době uplatňuje více), kvalita provedení nástřiku a ošetřování nástřiku. Zkušenosti z praxe ukazují, že při použití stejné receptury a stejných podmínek dochází k výrobě stříkaného betonu různé kvality, což je způsobeno vlivem lidského faktoru při provedení nástřiku. Pro tuto technologii je tedy klíčový výcvik operátorů trysky, který probíhá např. i pomocí 3D simulátorů (Obrázek 66).



Obrázek 66 Vlevo nástřik betonu metodou LaserShell v praxi [143], vpravo 3D simulátor pro výcvik obsluhy trysky (zdroj: www.edvirt.com).

V Česku je využití technologie stříkaného betonu v počátcích. Definitivní ostění ze stříkaného betonu s prutovou výztuží a s foliovou hydroizolací bylo využito v tunelech komplexu Blanka v roce 2011, a to pro horní klenby ražených propojek dopravních tunelů a ve tvarově komplikovaných místech, kde by bylo neekonomické využití jednorázového atypického bednění (napojení vzduchotechnických kanálů na šachty). Vyztužení bylo navrženo tak, aby armatura neměla vyšší hustotu oka než 100x100 mm z důvodu prostříkání betonem a zamezení vzniku stínů za výztuží. Stříkání probíhalo ve dvou vrstvách s odstupem 48 hodin, pro celou délku propojky (18 m) v jednom záběru. Použitý stříkaný beton obou vrstev byl SB30 (C25/30) s použitou frakcí kameniva 0 – 8 mm. Po zatvrdnutí druhé nosné vrstvy stříkaného betonu následovala aplikace finální pohledové vrstvy ostění, která nebyla započtena do únosnosti průřezu. Její tloušťka činila 30 – 50 mm a byla provedena z betonu SB20 (C16/20) s frakcí kameniva 0 – 4 mm. Vrstva byla aplikována na bázi torkretové omítky s omezeným obsahem urychlovačů. Tloušťka ostění bez finální vrstvy činila u propojek 400 mm [132].



Obrázek 67 Stříkaný drátkobeton na propojce tunelu Ejpvovice před finální úpravou – celek a detail [144].

Definitivní ostění ze stříkaného drátkobetonu bylo zkušebně aplikováno na klenbě propojky č. 8 v Ejpvovických tunelech v roce 2018 [144]. Jedná se v zásadě o jednoplášťové trvalé vodotěsné ostění v délce 13,1 m. Celková tloušťka ostění byla 140 mm, z toho 100 mm připadlo na nosnou vrstvu tvořenou drátkobetonem a zbývajících 40 mm bylo vystříkáno jemnozrnným betonem

bez drátků, aby se zajistil přiměřeně hladký povrch. Použit byl stříkaný beton SB30 (C25/30 XA1, XC1) s maximálním zrnem kameniva 8 mm a rozptýlenou výztuží z ocelových vláken Dramix 3D 65/35BG v množství 40 kg/m³. Zkoušky na vývrtech prokázaly tlakovou pevnost 53,7 MPa. Dlouhodobým sledováním byla potvrzena dobrá funkce ostění včetně jeho vodonepropustnosti.

Při vyhodnocení výhod stříkaného drátkobetonu na základě poznatků z aplikace v Ejpovických tunelech bylo konstatováno, že výhoda stříkaného betonu využitého jako finálního ostění spočívá především v eliminaci stavby bednění a tím úspoře času. Úspora času na jedné propojce byla odhadnuta na jeden týden, což představuje významné snížení fixních nákladů stavby.

6.3.4. Betonové obkladové desky

Kromě konstrukcí ostění lze beton v tunelových stavbách efektivně využít i pro úpravu povrchů.

Prvním příkladem jsou tenkostěnné obkladové panely pro tunelová ostění z vláknobetonu vyvinuté v roce 2012 firmou SMP CZ pro obklady milánských stěn v hloubených tunelech úseku Letná stavby Tunelového komplexu Blanka. Účelem panelů je zvýšení požární odolnosti ostění, zakrytí tvarových imperfekcí nosného podkladu a celkové zlepšení estetického dojmu z povrchu tunelu. Panely o rozměrech až 3x3 m a tloušťce 45 mm jsou vyrobeny z vláknobetonu C 35/45 – XF4 o maximální velikosti zrna 8 mm. Obsahují polypropylenová vlákna délky 12 mm a průměru 0,018 mm v množství 2 kg/m³. Do střednicové plochy desky je z důvodů bezpečnosti při manipulaci vložena pozinkovaná síť z drátu Ø 2,8 mm. Jednotlivé desky jsou kotveny do obkládané konstrukce pomocí kotev a kotevních šroubů, které umožňují jejich rektifikaci. V závislosti na velikosti imperfekcí nosného podkladu se montují s mezerou 60 – 200 mm od nosného povrchu stěn [145].



Obrázek 68 Vlevo panely na skládce, vpravo montáž panelů [145].

Druhou ukázkou představují vláknobetonové obkladové desky z vysokohodnotného betonu C100/115 XC4, XD3, XF4 s polypropylénovými vlákny, které byly využity pro vyrovnání povrchových nerovností cca 300 m dlouhých pilotových stěn v předpolí Ejpovických železničních tunelů. Oproti klasickým vláknobetonovým deskám je jejich výhodou užití vysoce

trvanlivého materiálu odolného náročným klimatickým podmínkám. Tloušťka desek je při rozměru 1x1 m pouze 15 mm, kotveny jsou na fasádní hliníkový rošt. Desky jsou navrženy tak, aby odolaly tlakům a sání od projíždějících vlaků (požadovaná hodnota zatížení $0,75 \text{ kN/m}^2$, reálná únosnost $2,4 \text{ kN/m}^2$).



Obrázek 69 Vlevo zatěžovací zkouška panelu, vpravo fotografie realizace [146].

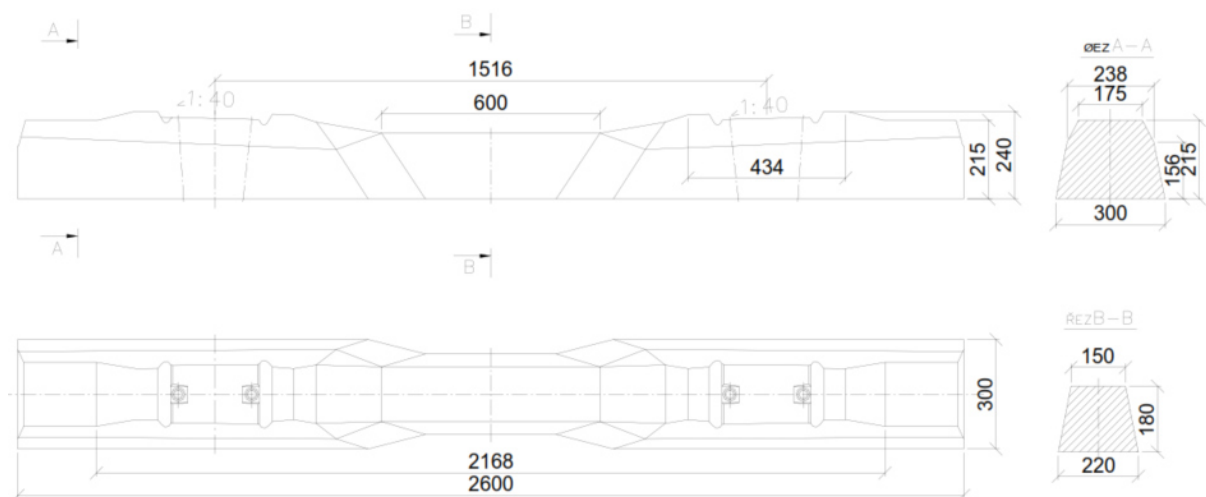
6.4. Kolejové stavby

Betonové prvky a konstrukce nalézají široké uplatnění i v kolejových stavbách. Kromě železničních mostů a tunelů se jedná především o prefabrikované výrobky. Hlavními skupinami jsou kolejnicové podpory železničních a tramvajových kolejí (pražce, tramvajové panely, kolejové desky apod.), prefabrikáty pro nástupiště (dlažební desky, nástupištní prvky, nástupištní přístřešky), prvky pro železniční přejezdy nebo prvky pro železniční značkování. Předním výrobcem těchto prvků v ČR je firma ŽPSV Uherský Ostroh [147], která má dlouhodobě zaveden kompletní výrobní program prvků pro kolejové stavby. V následujícím textu této kapitoly budou stručně popsána dvě technická řešení pro kolejové stavby, která byla v Česku v nedávné době předmětem výzkumu a vývoje.

6.4.1. Betonové pražce PKK13

Pražce z předpjatého betonu jsou v současné době nejrozšířenějším typem pražců. Rozvoj jejich výroby začal po 2. světové válce v souvislosti s nedostatkem dřeva a se zaváděním technologie bezстыkové koleje. Jejich výhodami jsou vysoká hmotnost (200 – 300 kg) důležitá pro stabilitu bezстыkové koleje, dlouhá životnost a poměrně jednoduchá výroba. Nevýhody vyplývají z vyšší tuhosti oproti pražcům dřevěným a jedná se zejména o vyšší nároky na kvalitu kolejového lože, zvýšený přenos vibrací od nepravidelností jízdní dráhy a vyšší dynamické namáhání kolejového lože.

Obecně existují pražce monoblokové a dvoublokové, u nichž jsou bloky spojeny ocelovou tyčí. V síti Správy železnic se v současnosti nově používají pouze monoblokové pražce. V ČR byl až donedávna monopolním výrobcem ŽPSV s.r.o. se základním typem pražce B91S vyztuženým deseti předpínacími lany profilu 6 mm [148].



Obrázek 70 Pražec B91S [148].

Ve snaze o narušení monopolu a dosažení určitých technologických zlepšení probíhal od roku 2012 vývoj alternativního pražce PKK13 ve firmě Skanska (později ve firmě KŠ Prefa). Technologická optimalizace spočívala v návrhu vhodného tvaru pražce tak, aby nedocházelo k jeho vzpříčení ve formě při odbedňování a následnému poškození, a v návrhu zateplené formy umožňujícího rychlejší nárůst počátečních pevností betonu a tím zrychlení procesu výroby. Výsledkem je pražec chráněný užitným vzorem [149] sestávající ze dvou krajních částí šestibokého průřezu a čtyřboké střední spojovací části, který je předpjatý celkem dvanácti předpínacími lany ve čtyřech řadách (Obrázek 71). Pro výrobní proces bylo požadováno, aby bylo i při nízkých teplotách ve výrobní hale dosaženo pevnosti v tlaku 42 MPa během 18 hodin. To se podařilo při použití ocelových forem zateplených 20 mm vrstvou minerální vaty [150]. První větší aplikaci se podařilo realizovat v roce 2017, kdy bylo umístěno 500 pražců při opravě na trati Kostomlaty – Nymburk.



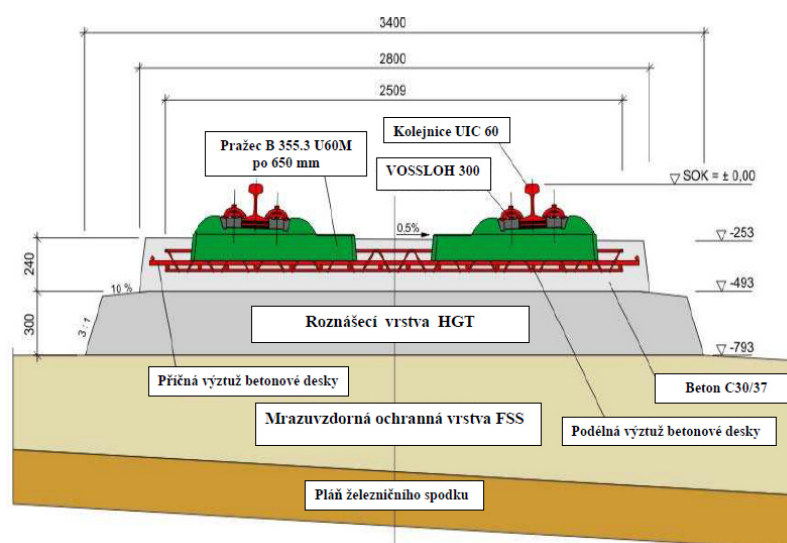
Obrázek 71 Pražce PKK13 na skládce ve výrobě KŠ Prefa Štětí.

6.4.2. Konstrukce pevné jízdní dráhy

Pevná jízdní dráha (PJD) je speciální konstrukce železničního svršku, kde jsou šterkové lože a pražce nahrazeny betonem. Kolejnice jsou připevněny k betonové desce nebo k pražci, který je

s deskou tuze spojen. Systém nachází uplatnění zejména v oblasti vysokorychlostních tratí nebo drážních tunelů. Zde jsou vyšší náklady na výstavbu v dlouhodobém horizontu bohatě kompenzovány eliminací časově a technologicky náročných periodických úprav geometrické polohy koleje a její stabilizace. Mezi další výhody patří eliminace vibrací vedoucí k vysokému jízdnímu komfortu, konstantní tuhost koleje po celé délce nebo možnost využít konstrukci v případě nehody pro evakuaci cestujících a pojezd vozidel záchranné služby. V tunelech je předností malá konstrukční výška. Konstrukce je však náročnější z hlediska doby výstavby, technologie provádění a vyznačuje se vyšší hlučností.

V současné době je v zahraničí používána řada systémů PJD, které se dělí na systémy s jednotlivými podporami (s pražci – Rheda, Züblin aj. nebo bez pražců – ÖBB-PORR, FFC, DFF 300 aj.) a s kontinuálně podepřenou kolejnicí (např. Edilon) [151].



Obrázek 72 Řez konstrukcí PJD – systém Rheda 2000 [151].

V Česku jsou v provozu tři železniční úseky PJD. Prvním je 440 m dlouhý zkušební úsek mezi stanicemi Rudoltice v Čechách a Třebovice v Čechách, který byl dokončen roku 2005 a kde je použita PJD německého systému RHEDA 2000. Železniční svršek je u této konstrukce konstruován na principu dvoublokových podpor spojených příhradovou konstrukcí, které se po přesné rektifikaci geometrické polohy kolejí monoliticky spojí s předem připravenou 0,3 m silnou železobetonovou deskou ležící na ztuhnutém pláni (Obrázek 72) [152].

Druhý úsek v délce 406 m se nachází ve Střelenském tunelu na úseku Horní Lideč – st. hranice ČR/SR a byl zprovozněn v roce 2013. Zahrnuje tunel a předportál tunelu. Použita je technologie typu ÖBB-PORR, která je založena na systému deskových prefabrikátů.



*Obrázek 73 Vlevo konstrukce pevné jízdní dráhy na trati Rudoltice – Třebovice před zmonolitněním [152].
Vpravo výstavba konstrukce pevné jízdní dráhy ve Střelenském tunelu [153].*

Nejnovější a nejdelší úsek se nachází na Ejpovických tunelech mezi Plzní a Rokycany, kde je na dvou 4,15 km dlouhých tunelech použit rovněž systém ÖBB-PORR. Jeho hlavním prvkem je elasticky uložená nepředpjatá vyztužená betonová deska prefabrikovaná ve výrobním závodě. Desky mají standardní rozměry 5 156 mm x 2 400 mm x 160 mm a hmotnost cca 5 tun. Každá deska obsahuje osm párů integrovaných kolejových podpor v osové vzdálenosti 650 mm a v podélné ose má dva otvory trapézového průřezu, které slouží k zalití samozhutnitelným betonem při její fixaci do předepsané polohy. Spodní plocha desky a stěny otvorů jsou pokryty elastickou vrstvou, která společně s pružnými podložkami pod patou kolejnice zajišťuje nezbytnou deformaci pod zatížením a tlumí vznikající hluk i vibrace [154].



Obrázek 74 PJD v tunelech Ejpovice – vlevo instalace desek, vpravo dokončená konstrukce [154].

Technologie PJD je využitelná při výstavbě dalších plánovaných železničních tunelů v České republice. Na základě zahraničních zkušeností lze konstatovat, že u tunelů delších než 300 m by využití PJD mělo být výhodné. Lze s vysokou pravděpodobností očekávat využití PJD na připravovaných dlouhých železničních tunelech v České republice (např. tunel na trati Praha – Beroun délky 25 km, tunel pod Krušnými horami na trati Praha – Drážďany délky 26 km, atd.) [154].

7. Betonové konstrukce – příklady inovativních řešení

Tato kapitola pojednává o sedmi projektech aplikovaného výzkumu zaměřených na nové technologie, konstrukční řešení a návrhové postupy pro konstrukce dopravních staveb, na nichž spolupracoval autor této práce. Jedná se vesměs o realizace zaměřené na vhodné využití vláknobetonů a vysokohodnotných betonů a vývoj podpůrných nástrojů pro jejich aplikaci.

Prvním příkladem je vývoj vláknobetonu pro přímopojížděnou mostovku a jeho první aplikace na mostní konstrukci v rámci Evropy. Daným řešením bez použití asfaltového souvrství bylo dosaženo zjednodušení a zrychlení výstavby mostu, ekonomických úspor a snížení ekologických dopadů výroby stavebních materiálů. Pro pilotní aplikaci technologie na mostě v Sázavě bylo navrženo speciální řešení bednění bez použití stojek, které nakonec nemuselo být nasazeno, ale je připraveno k aplikaci na jiných konstrukcích, kde by se vyskytl problém s podepřením bednění o terén.

Na dálničním mostu u Hvězdonic byl drátkobeton poprvé v Česku ve větším měřítku použit pro rekonstrukci dopravní stavby. Materiál s rozptýlenou výztuží pomohl k eliminaci problémů vznikajících během spojování betonů různého stáří, došlo k usnadnění realizace díky vynechání prutové výztuže a s ohledem na omezení šířky trhlin lze předpokládat velmi vysokou životnost. Pro analýzu homogenity ztvrdlého drátkobetonu, která je nezbytným předpokladem jeho správné funkce, byl vytvořen počítačový program pracující na principu digitální analýzy fotografie řezu drátkobetonovým vzorkem.

V oblasti vysokohodnotných betonů byl proveden přenos technologie výroby tenkostěnných prvků z univerzitní laboratoře do praxe výrobního závodu a byla použita nelineární numerická analýza pro simulaci zatěžovací zkoušky prvku ztraceného bednění trámových mostů. Použitím vysokohodnotných betonů je v obou případech dosaženo snížení objemu potřebného materiálu a vstupních surovin, snížení nákladů na manipulaci a lze předpokládat zvýšení odolnosti konstrukcí proti klimatickým vlivům.

Poslední projekt je zaměřen na velmi specifický druh konstrukce – ponorné molo z vláknobetonu. Tento prvek je vyvíjen pro pražské náplavky na základě zájmu jejich správce s cílem rozšířit možnosti využití prostoru pro občany Prahy i turisty. Použití betonu má v tomto případě zejména estetické důvody, vlákna zajišťují mechanickou odolnost, trvanlivost a dobrý vzhled materiálu.

7.1. Nová technologie přímopojížděné mostovky z vláknobetonu

7.1.1. Přímopojížděné mostovky ve světě a v ČR

Tradiční skladba mostovky železobetonových mostů pozemních komunikací v evropských podmínkách se skládá z několika vrstev, z nichž každá má svou oddělenou funkci – nosnou, vyrovnávací, izolační (obvykle asfaltové nebo polymerní hmoty) a obrušnou (obvykle asfaltové souvrství).

V severoamerických zemích je obvyklé řešení s tzv. přímo pojížděnou mostovkou (PPM), kde nosná konstrukce není chráněna proti vlivům povětrnosti a dopravy žádným ochranným souvrstvím. Podle US Federal Highway Administration (FHWA) National Bridge Inventory [155] bylo v roce 2016 v USA v provozu 426 tisíc mostů s betonovou mostovkou, z nichž 222 tisíc mělo PPM. Procentuální zastoupení mostů s PPM tedy činilo 52 % a bylo přitom velmi podobné ve všech klimatických pásmech.

V Evropě je koncept PPM využíván jen zřídka. Aktuální statistická data nebyla dohledána, avšak zpráva Transportation Research Board of the National Research Council [156] z roku 1996, která porovnávala severoamerickou a evropskou praxi v oblasti výstavby mostů, dospěla k závěru, že mostovky betonových mostů v Evropě jsou téměř vždy překryty ochranným izolačním a obrusným souvrstvím (sledovanými evropskými zeměmi byly Dánsko, Německo, Švýcarsko, Francie a Velká Británie). Nakolik je autorovi této práce známo, nedošlo v tomto směru v posledních dvaceti letech k žádnému významnému posunu.

V literatuře jsou zmiňovány pouze tři případy použití technologie PPM v České republice. V 80. letech byly postaveny dvě lávky pro pěší nad dálnicí D5 [157], v roce 1997 byl vybudován jeden dálniční most poblíž hraničního přechodu Rozvadov-Waidhaus [157] a v roce 2016 vznikly dva mosty malého rozpětí na okružní křižovatce na dálnici D47 u Bohumína [158].

Autorovi této práce není známa žádná konstrukce využívající pro PPM vláknobeton s polymerními vlákny (VLB), a to v České republice ani jinde v Evropě.

Inspirací pro inovativní technické řešení popsané dále byla konstrukce Salmon River Bridge v Novém Skotsku v Kanadě vybudovaná v roce 1995 [159]. Je kryta 200 mm tlustou betonovou deskou bez betonářské výztuže, která obsahuje nasekaná polypropylenová vlákna v dávce 0,55 % objemu. Most je denně vystaven těžké nákladní dopravě a v zimě velmi tvrdým klimatickým podmínkám, přesto po 5 letech od výstavby nevykazoval žádné známky poškození (novější informace se nepodařilo získat). Efektivitou využití polypropylenových vláken v betonových mostovkách se zabýval Jianhua [160], který dospěl k závěru, že vlákna mohou účinně bránit rozvoji trhlin způsobenému segregací, krvácením a smršťováním betonu, vibrováním, teplotními změnami a dalšími faktory. Zmiňuje také využití VLB na dálničním mostu vybudovaném v Číně na začátku 90. let, který byl v provozu 14 let bez jakýchkoliv známek poškození. V této konstrukci byla použita polypropylenová vlákna délky 30 mm v dávce 0,8 kg/m³. Khan a Ali [161] zkoumali možnosti využití polymerních vláken pro omezení trhlin v mladém betonu mostovek a dospěli k povzbudivým výsledkům, nicméně jejich práce dosud nenalezla praktické uplatnění.

Z technologického i ekonomického hlediska skýtá technologie PPM řadu výhod vyplývajících z její jednoduchosti. Díky eliminaci několika konstrukčních vrstev je výstavba jednodušší, rychlejší, méně náročná na mechanizaci a koordinaci dodavatelů. Odpadá také riziko řady vad a poruch, například v důsledku delaminace jednotlivých konstrukčních vrstev nebo vyjíždění kolejí v asfaltobetonovém krytu.

Na druhou stranu je nutno vzít v úvahu některé nově vzniklé technologické nároky vyplývající z absence ochranných vrstev nosné konstrukce. TKP18 [47] v takovém případě požadují sekundární ochranu nosné výztuže proti korozi. Zvýšené požadavky jsou kladeny na kvalitu betonu, který kromě vysoké pevnosti musí vykazovat i velmi dobrou odolnost proti obrusu, mrazu, vodě v kombinaci s CHRL a průsaku vody. Je rovněž nutno vzít v úvahu potřebu vysoké technologické kázně, neboť případné vady nosné konstrukce (nerovnosti, lokální vady povrchu apod.) nelze kompenzovat v krycím souvrství.

7.1.2. Vývoj vláknobetonu pro PPM

Hlavním cílem prezentovaného výzkumu byl vývoj a uplatnění vhodného materiálu pro PPM v českých podmínkách. Vláknobeton byl zvolen jako potenciálně velmi vhodný materiál pro PPM, neboť přítomnost rozptýlené výztuže vede k omezení šířky případných trhlin a tedy k lepší odolnosti materiálu proti všem klimatickým vlivům a zimní údržbě rozmrazovacími prostředky. Vlákná zároveň činí materiál kompaktnějším a odolnějším proti obrusu.

Cílem bylo navrhnout směs vláknobetonu, která by vyhověla všem požadavkům platných předpisů, zejména TKP18 [47]. Byly uvažovány požadavky kladené na nosné konstrukce bez vodotěsné izolace (řádek 12 v tabulce 18-2 TKP18). Speciální předpis pro mosty s přímo pojížděnou mostovkou TP260 [162] vydaný v lednu 2017 nebyl v době návrhu konstrukce (rok 2015) k dispozici.

Postupnou optimalizací v laboratoři Katedry betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze byla stanovena vzorová receptura vláknobetonu (Tabulka 34), pro kterou bylo zkouškami ověřeno splnění všech relevantních požadavků platných předpisů (Tabulka 35). Navrženo bylo použití polypropylenových vláken Forta Ferro délky 54 mm. Od použití ocelových vláken bylo upuštěno s ohledem na obavy investora z možnosti povrchové koroze a nebezpečí poškození pneumatik vozidel přejíždějících po PPM. Postup ověřovacích zkoušek proběhl podle standardních normových postupů (podrobné výsledky viz článek [163]).

Vzorová receptura nesplnila požadavek na průsak vody pro životnost 100 let. Tento požadavek je reálně dán zejména nároky na ochranu výztuže proti korozi. Jelikož byla zároveň navržena ochrana výztuže povlakováním při horním povrchu PPM do hloubky 100 mm, je nesplnění požadavku na průsak irelevantní. Povlakování bylo na reálné konstrukci po dohodě s dodavatelem, společností LIKAL, s.r.o., provedeno termoplastickým povlakovým práškem Thermofix KPE 03 v tloušťce min. 0,3 mm.

Vzorová receptura byla pro aplikaci na reálné konstrukci mírně upravena po konzultaci s dodavatelem směsi, společností ZAPA beton a.s. Výsledné složení použité pro reálnou konstrukci mostu je uvedeno v tabulce 1. Směs byla opět laboratorně ověřena, tabulka 2 uvádí přehled splnění požadavků pro použitou recepturu. Použitá receptura splnila veškeré relevantní požadavky platných předpisů. Zkoušky byly provedeny podle standardních normových postupů, blíže viz [163].

Tabulka 34 Receptury vláknobetonu pro PPM.

Složka	Specifikace	Vzorová receptura [kg/m³]	Použitá receptura [kg/m³]
Cement	CEM I 42,5 R	420	-
	CEM II/A 42,5 R	-	425
Voda	-	176	170
v/c	-	0,42	0,4
jemné kamenivo	frakce 0/4	800	800
střední kamenivo	frakce 4/8	250	160
hrubé kamenivo	frakce 8/16	610	490
	frakce 11/22	-	280
provzdušňovač	Centrament air 202	0,4	-
	Microporan 2	-	0,51
superplastifikátor	Stachement 2090	2,52	-
	Stachement S33	-	2,60
Vlákná	Forta Ferro dl. 54 mm	3	3

Tabulka 35 Splnění požadavků platných předpisů pro jednotlivé receptury. Požadovaná hodnota obsahu vzduchu závisí na max. zrnu kameniva, proto je pro použitou recepturu nižší než pro vzorovou.

Požadavek	Požadovaná hodnota	Zdroj požadované hodnoty	Vzorová receptura		Použitá receptura	
			Naměřená hodnota	Splněno?	Naměřená hodnota	Splněno?
Obsah cementu	min. 340 kg/m³	TKP 18 [47]	420 kg/m³	ANO	425 kg/m³	ANO
Vodní součinitel	max. 0,45	TKP 18 [47]	0,42	ANO	0,40	ANO
Stupeň konzistence	min. S3	TKP 18 [47]	S3-140 mm	ANO	S4-190 mm	ANO
Obsah vzduchu	min. 4,5 % (vzorová rec.) min. 4,0 % (použitá rec.)	TKP 18 [47]	5,86%	ANO	4,2 %	ANO
Pevnostní třída	min. C 30/37	TKP 18 [47]	C 35/45	ANO	C 35/45	ANO
Pevnost v tahu za ohybu	min. 3 MPa	TKP 18 [47]	3,43 MPa	ANO	4,7 MPa	ANO
Odolnost proti obrušování	min. C 30/37	ČSN EN 206-1/Z3 [48]	C 35/45	ANO	C 35/45	ANO
Odolnost proti vodě a CHRL	max. 1000 g/m² po 100 cyklech metodou A	TKP 18 [47]	695 g/m² po 100 cyklech metodou A	ANO	714 g/m² po 100 cyklech metodou A	ANO
Odolnost proti průsaku vody	max. 35 mm	ČSN EN 206-1/Z3 (životnost 50 let)	32,6 mm	ANO	13 mm	ANO
	max. 20 mm	TKP 18 (životnost 100 let)		NE		ANO

7.1.3. Kontrola splnění požadavků TP260

V lednu 2017 byl vydán speciální předpis pro přímo pojižděné mosty pozemních komunikací TP260 [3]. Tento dokument nebyl k dispozici při vývoji technologie a zpracování projektu mostu v roce 2015. Dodatečně však byla provedena kontrola projektu a navržené technologie přímo pojižděné mostovky z vláknobetonu proti tomuto předpisu.

V prvním kroku byl most zatříděn do klasifikace podle TP260 jako PPM III m; TC1; P50; TP260 (most skupiny III (obslužná místní komunikace), malý (plocha do 150 m²), s možností tahového namáhání pojižděné plochy u podpor (TC1), návrhová životnost 50 let, před dosažením životnosti proběhne překrytí stávající mostovky novou pojižděnou vrstvou (P)).

Dále bylo zkontrolováno dodržení požadavků, které předpis TP260 [6] definuje nově nebo přísněji oproti předpisu TKP18 [47]:

- *Množství cementu:* Požadováno je min. 350 kg/m³. Použitá směs obsahovala 425 kg/m³.
- *Kontrola smrštění:* Pro typ namáhání TC1 se požaduje rozdíl smrštění prefabrikované a monolitické části po 28 dnech max. 150 μm/m. Na třech zkušebních tělesech rozměru 100x100x500 mm bylo zkouškou podle ČSN 73 1320 [164] stanoveno smrštění vláknobetonu po 28 dnech 289 μm/m. Výpočtem v programu CaS [165] založeném na výpočetním modelu B3 [166] byla pro tyto vzorky při uvažování relativní vlhkosti prostředí 50 % stanovena hodnota smrštění 273 μm/m. Tím byla ověřena dobrá shoda chování materiálu s modelem B3 a bylo možné pomocí programu CaS stanovit smrštění monolitické části desky mostu po 28 dnech (hodnoty smrštění vzorku a reálné konstrukce se značně liší s ohledem na odlišný poměr průřezové plochy a obnaženého obvodu vystaveného vysychání). Výpočtem byla stanovena hodnota smrštění po 28 dnech 52 μm/m, která vyhovuje stanovenému požadavku.
- *Třída agresivity prostředí:* Požadována je odolnost vůči stupňům XC4, XD3, XF4, XM2. Použitý vláknobeton splňuje stupně XC4, XD3, XF4, XM3, je tedy vyhovující.
- *Chloridová propustnost:* Pro případ povlakované uhlíkové výztuže se požaduje difúzní součinitel prostupu chloridů betonem $D_{c,3650} < 2,5 \cdot 10^{-12}$ m²/s. Výpočtem v programu CarboChlorCon [167] založeném na modelu podle Kwona [168] bylo pro použitý vláknobeton stanoveno $D_{c,3650} = 1,2 \cdot 10^{-13}$ m²/s. Tato hodnota je vyhovující, vyhověla by i pro nepovlakovanou výztuž.
- *Vodní součinitel:* Požadována je hodnota vodního součinitele max. 0,4. Použitá směs měla vodní součinitel přesně 0,4.
- *Kontrola šířky trhlin:* Pro typ namáhání TC1 se požaduje šířka trhliny přímo pojižděné vrstvy (PPV) od časté kombinace max. 0,15 mm. Výpočtem byl zjištěn podporový moment od časté kombinace 55,9 kNm/m, který je menší než moment na mezi vzniku trhlin 112,5 kNm/m. Trhliny od časté kombinace tedy nevzniknou.

- *Minimální tloušťka PPV:* Požadována je tloušťka minimálně 130 mm. Monolitická dobetonávka měla tloušťku 330 mm.
- *Výztuž PPV na účinky smršťování:* Požadována je výztuž minimálně Ø12 á 150 mm v obou směrech. Deska byla při horním povrchu vyztužena pruty a 7x Ø12/bm v obou směrech. Vyztužení je vyhovující.
- *Římsy:* Požaduje se výška říms min. 150 mm (doporučeno 200 mm), pracovní spáry max. po 6 m. Výška říms byla 200 mm, maximální vzdálenost pracovních spár byla 5,2 m. Římsy jsou vyhovující.

7.1.4. Pilotní konstrukce s PPM z VLB

Po návrhu a laboratorním ověření byla vyvinutá technologie přímo pojížděné mostovky z vláknobetonu aplikována při opravě havarijního stavu mostu SZ-001 Na Kácku ve městě Sázava. Řešenou konstrukcí byl jednopruhový most malého rozpětí spojující město Sázava s ostrovem na řece Sázavě, na kterém se nachází hotel s restaurací, kemp a různá sportoviště. Stávající konstrukce mostu byla značně poškozena při opakovaných povodních v průběhu předchozích 20 let a bylo proto nutné její celkové odstranění a nahrazení novou konstrukcí.

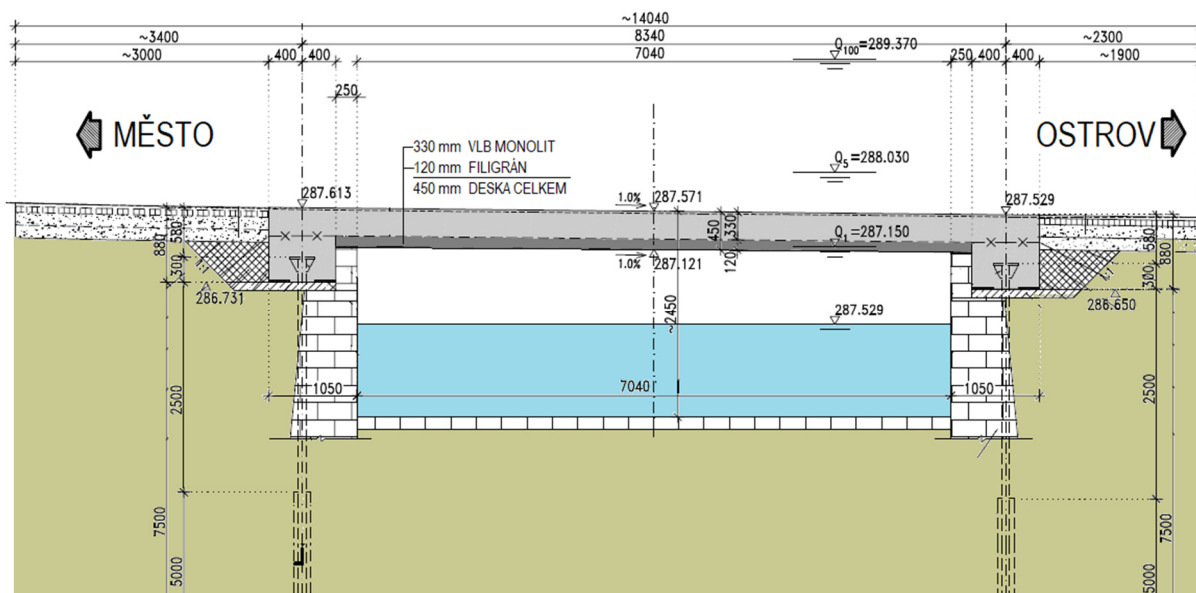


Obrázek 75 Původní konstrukce. Vlevo boční pohled na most, vpravo opěrná zeď po odstranění mostu.

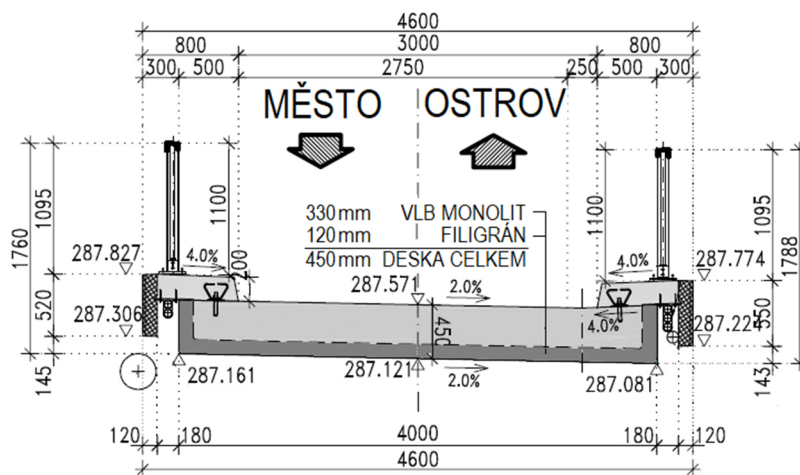
Projekt nového mostu byl vypracován v první polovině roku 2015. Navržen byl deskový železobetonový most s přímo pojížděnou mostovkou z vláknobetonu s následujícími parametry: teoretické rozpětí 8340 mm, délka přemostění 7040 mm, celková šířka mostu včetně říms 4600 mm, šířka desky mostovky 4000 mm, volná šířka 3000 mm, tloušťka desky 450 mm. Konstrukce byla založena na dvou trojicích mikropilot délky 7,8 m (ocelové trubky TR89/10 S355 vyplněné cementovou injektážní směsí) s kořenem délky 5 m a průměrem 200 mm. Napojení desky mostu na mikropilotový základ bylo realizováno přes nadpodporový příčník průřezu 800x880 mm (Obrázek 76 a Obrázek 77).

Pro statický výpočet dle ČSN EN 1992 [49], [169] byl uvažován model zatížení LM1, skupina pozemních komunikací 2 dle ČSN EN 1991 [170]. Přímou pojížděná železobetonová deska byla navržena jako prefamolitická, skládající se z filigránových panelů ztraceného bednění tl. 120 mm s bočnicemi a monolitické dobetonávky z vláknobetonu tl. 330 mm, a to především z důvodu urychlení výstavby a zkrácení doby omezení provozu ekonomických subjektů působících na ostrově. Prefabrikovaná a monolitická část byly spřaženy prostřednictvím diagonál filigránových žebříčků.

Po odstranění původní poškozené konstrukce proběhla betonáž mikropilot, vyspravení opěrných zdí, osazení filigránových panelů a jejich montážní podepření, dobednění nadpodporových příčníků a vyvázání výztuže (Obrázek 78). Následovala betonáž monolitické části desky – přímo pojížděné mostovky z vláknobetonu, vyrovnání povrchu a jeho zdrsnění tažením jutou (Obrázek 79). Vlákna byla dávkována do směsi přímo v betonárně. Aby nedošlo k tvorbě shluků, byla sypána do míchačky postupně v malých dávkách. Tvorba shluků vláken nebyla pozorována.



Obrázek 76 Schematický podélný řez navrženou konstrukcí nového mostu.



Obrázek 77 Schematický příčný řez navrženou konstrukcí nového mostu



Obrázek 78 Vlevo celkový pohled na most před zhotovením monolitické dobetonávky z vláknobetonu. Vpravo detail výztuže, horní výztuž desky je opatřena ochranným termoplastickým povlakem.



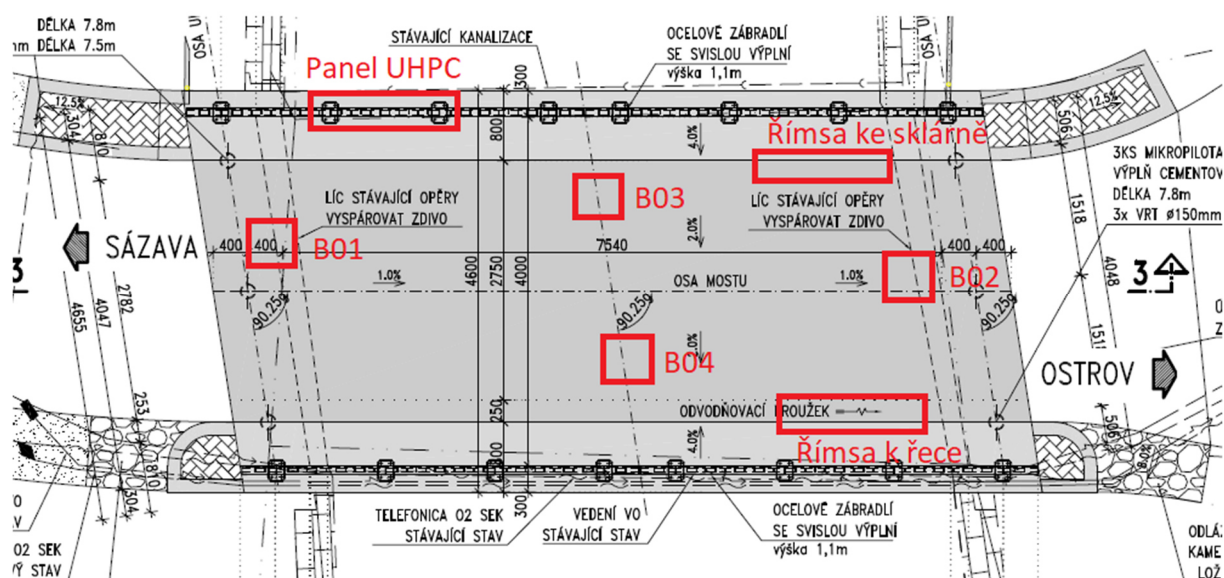
Obrázek 79 Vlevo vyrovňování povrchu pomocí latě. Vpravo povrch čerstvého vláknobetonu po provedení povrchové úpravy.

Výplňové panely zábradlí z ultravysokohodnotného betonu (UHPC) dodala firma Skanska a.s. Jednalo se o nově vyvinuté panely dle užitého vzoru CZ 30027 [171] (více viz kapitola 6.2.4).

Obrázek 80 a Obrázek 82 ukazují, že bylo dosaženo vysoké kvality povrchu přímo pojížděné mostovky z vláknobetonu. Povrch je bez výraznějších nehomogenit a zcela bez trhlin. Drobné nehomogenity nejsou na závadu, spolu se striáží zajišťují drsnost povrchu nezbytnou pro dosažení dostatečných protismykových vlastností. Na konstrukci bylo vytipováno několik míst, kde je dlouhodobě vizuálně sledován účinek klimatických a dopravních zatížení na přímo pojížděnou mostovku (viz Obrázek 81). Po třech letech provozu nejsou patrné žádné známky poškození (viz Obrázek 83).



Obrázek 80 Dokončený most.



Obrázek 81 Místa pro dlouhodobé sledování.



Obrázek 82 Povrch přímo poježděné mostovky z vláknobetonu po uvedení do provozu (vlevo bod B01, vpravo bod B04).



Obrázek 83 Povrch přímo pojižděné mostovky z vláknobetonu po třech letech provozu (vlevo bod B01, vpravo bod B04).

7.1.5. Analýza nákladů

V porovnání s tradičním řešením s izolačním a obrusným souvrstvím bylo na vzorové stavbě mostu Na Káčku dosaženo následujících úspor (ceny jsou uvedeny s DPH a byly stanoveny podle běžných cen u projektů obdobného rozsahu v čase realizace vzorového mostu – na jaře roku 2017):

- Vynechání priméru a izolačního souvrství: 29 300 Kč.
- Vynechání asfaltobetonového krytu, ložné vrstvy a litého asfaltu jako ochrany izolace: 41 107 Kč.
- Eliminace budoucích oprav asfaltobetonového krytu (v dalších 50 letech se uvažuje 2x výměna obrusné vrstvy): 19 240 Kč.
- Zkrácení doby výstavby o 15 dnů (při uvážení fixních nákladů zhotovitele na udržení stavby 10 % ceny díla): 32 550 Kč.

Naproti tomu vznikly následující náklady, které by při použití tradičního řešení nenastaly:

- Opatření výztuže horního povrchu PPM termoplastickým povlakem: 35 950 Kč.
- Použití vláken Forta Ferro v množství 3 kg/m³: 19 239 Kč.

Ve výsledku dosáhla úspora na dané stavbě 67 008 Kč, což odpovídá cca 5 % z celkové ceny díla. Podobnou úsporu lze očekávat i u jiných mostů obdobného typu. U jiných typů mostů může být ekonomická bilance odlišná v závislosti na podílu nákladů na realizaci mostovky k celkové ceně díla.

Zkrácení výstavby se ekonomicky příznivě odrazilo i na nákladech okolních subjektů (Sázavský ostrov, pořádání akcí na Ostrově). Jednotlivé subjekty nebyly schopny poskytnout přesná data, nicméně odhadly v součtu snížení ušlého zisku v řádu statisíců Kč. Vynechání asfaltových vrstev mělo rovněž pozitivní dopad na životní prostředí (snížení spotřeby surovin a energie na výrobu a dopravu materiálu).

Konstrukce je dlouhodobě sledována, aby mohly být vyhodnoceny náklady na její údržbu, provoz a opravy a aby mohla být provedena analýza celkových nákladů životního cyklu konstrukce. K jaru 2020 jsou náklady nulové.

7.1.6. Shrnutí

Technologie přímo pojížděné mostovky z vláknobetonu je využitelná při výstavbě nebo rekonstrukci mostovek železobetonových mostů pozemních komunikací. Zvláště vhodná je pro deskové mosty menších rozpětí na nižších třídách pozemních komunikací, vhodná je i pro lávky pro pěší.

Přes řadu technologických i ekonomických výhod není technologie PPM v Česku ani jinde v Evropě běžně využívána, a to zejména kvůli prakticky nulovým zkušenostem s ní. Realizace vzorové stavby mostu Na Káčku přispěje k získání praktických zkušeností s touto technologií a umožní její rozšíření, výhledově i na stavby větších mostů.

Tato kapitola práce byla publikována v časopise Beton TKS [172] a v anglické verzi v časopise Bridge Structures [173].

7.2. Alternativní řešení bezstojkového bednění pro deskové mosty malého rozpětí

V souvislosti s vývojem technologie pro most s PPM z VLB v Sázavě bylo navrženo též řešení pro bezstojkové bednění mostovky. Důvodem byla skutečnost, že majitel říčního koryta pod rekonstruovaným mostem odmítal jakýkoliv zásah na svůj pozemek a při přípravě projektu tak bylo nutno vyvinout řešení pro situaci, kdy nebude možno mostovku při betonáži podepřít stojkami opřenými o dno koryta.

7.2.1. Technologické možnosti řešení betonových mostovek

V případě monolitických konstrukcí je nutno předem zbudovat bednění, do kterého se následně vybetonuje deska mostu. Bednicí desky a trámký musejí být podepřeny svislými stojkami opřenými o terén pod budoucí mostní konstrukcí. V některých případech nelze toto řešení využít. Důvodem může být nemožnost omezit provoz pod budovanou konstrukcí, velká hloubka překlenované překážky, neúnosnost podloží (např. dno vodního toku se silnou vrstvou naplavenin) nebo problematické majetkoprávní vztahy k pozemku pod budovaným mostem.

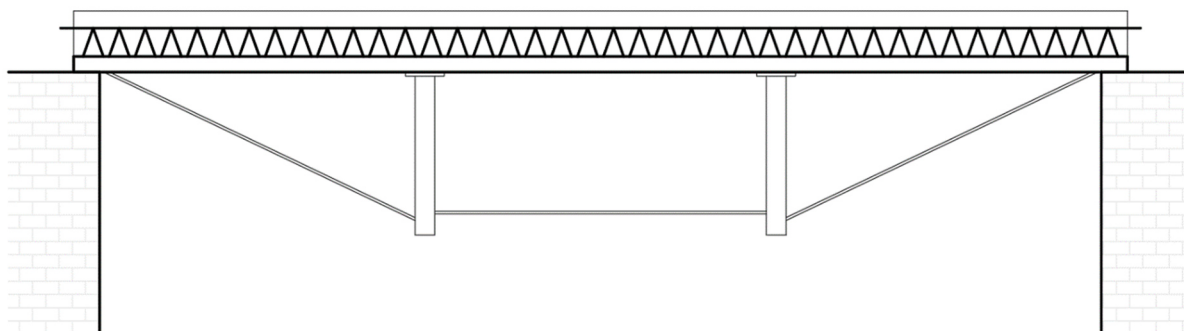
V takovém případě může být řešením osazení deskového prefabrikovaného mostu. Prefabrikát v řadě případů z důvodu jeho velikosti není možno vyrobit ve výrobně prefabrikátů, musí být zhotoven poblíž místa osazení jako staveništní prefabrikát. Jeho velká hmotnost pak vyžaduje přístup těžké manipulační techniky pro jeho osazení. Toto řešení je tedy nepoužitelné v prostorově stísněných a hůře dostupných oblastech.

Poslední alternativou je prefamolitické řešení, kdy je deska mostu tvořena lehčími tyčovými prefabrikáty (povaly) vyskládanými vedle sebe a překrytými monolitickou dobetonávkou. Nevýhodou tohoto řešení je nedostatečné smykové spolupůsobení mezi tyčovými prefabrikáty, které by při malé tloušťce dobetonávky mohlo zapříčinit vznik podélných trhlin v mostovce

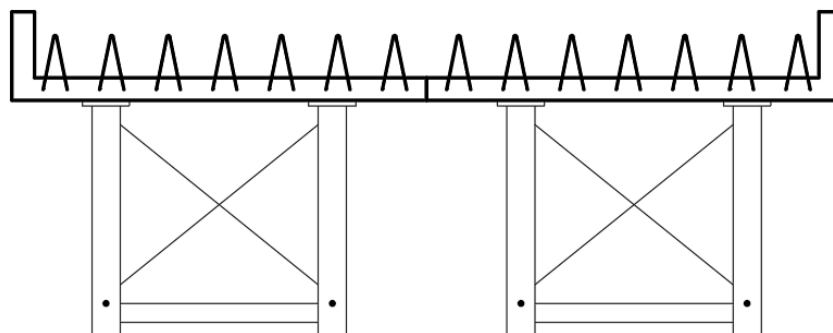
vlivem pohybů v podzákladích anebo velkého zatížení od dopravy. Při větší tloušťce dobetonávky by rostly nároky na únosnost povalů při její betonáži, rostla by tedy i výška povalů. Desková konstrukce by tak mohla dosáhnout nepříjemně velké stavební výšky a zároveň by se nepříjemně zhoršovala její hospodárnost. Alternativou by mohla být prefamonolitická konstrukce skládající se z tenkých filigránových panelů ztraceného bednění a tlustší dobetonávky, toto řešení by při větších rozpětích ovšem opět vyžadovalo využití stojek k podepření filigránových panelů. Náhradou deskové konstrukce za konstrukci trémovou, tvořenou například prefabrikovanými nosníky průřezu ve tvaru písmene I nebo T a monolitickou dobetonávkou, by opět mohlo dojít k nepříjemnému zvýšení stavební výšky konstrukce.

7.2.2. Systém bezstojkového bednění

Jako alternativní konstrukční řešení byl navržen systém bezstojkového bednění pro deskové mosty malého rozpětí. Systém je v základním provedení tvořen filigránovými panely ztraceného bednění a ocelovým vzpínadlem. Filigránové panely se skládají ze železobetonové desky s prostorovou výztuží a na vnější podélné straně jsou opatřeny bočnicí. Vnější konce železobetonových desek jsou osazeny na mostní opěry. Filigránové panely jsou podepřeny ocelovým vzpínadlem tak, že každý filigránový panel je podepřen minimálně dvěma dvojicemi vzpěr (Obrázek 84 a Obrázek 85).



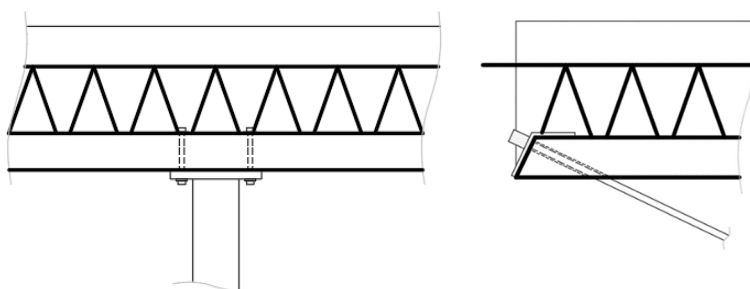
Obrázek 84 Podélný řez systémem bezstojkového bednění.



Obrázek 85 Příčný řez systémem bezstojkového bednění.

Vzpěry jsou umístěny symetricky vzhledem k podélné ose filigránových panelů a jsou připevněny svými hlavami k železobetonové desce příslušného filigránového panelu (Obrázek 86 vlevo). K vnitřním stranám pat dvou protilehlých vzpěr jsou připevněny rozpěry, nad

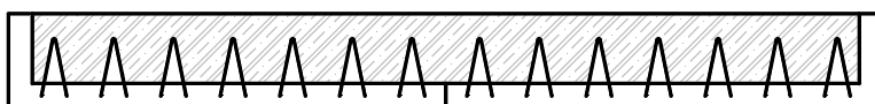
kterými jsou upevněny spodní konce táhel pro zavětrování. Horní konce táhel pro zavětrování jsou připevněny k hlavě protilehlé vzpěry. Mezi vnitřní strany sousedících vzpěr v podélném směru mostu jsou u jejich pat připevněna vodorovná nosná táhla. Krajní dvojice vzpěr jsou opatřené diagonálními táhly, jejichž jeden konec je připevněn k železobetonové desce u jejího osazení na mostní vzpěru panelu (Obrázek 86 vpravo) a druhý konec je připevněn k vnější straně paty příslušné vzpěry. Počet a rozmístění vzpěr je dán statickým výpočtem pro daný most.



Obrázek 86 Detaily systému bezstojkového bednění. Vlevo připojení hlavy vzpěry k betonové desce, vpravo připojení táhla k čelu betonové desky.

Rozpěry jsou ke vzpěrám z boku připojeny šroubově. Diagonální táhla a táhla pro zavětrování jsou ke vzpěrám připevněna přes otvory vyvrtané ve vzpěrách pomocí matic s vhodně tvarovanými podložkami. Vzpěry vzpínadla jsou k železobetonové desce filigránového panelu připevněny přes kotevní desku pomocí šroubů osazených do otvorů dodatečně vyvrtaných v železobetonové desce. Diagonální táhla jsou k železobetonové desce filigránového panelu připevněna pomocí ocelového návarku s vnitřním závitem přivařeného k čelní desce přes otvor předem připravený v železobetonové desce.

Po provedení monolitické dobetonávky a dosažení její dostatečné únosnosti je ocelové vzpínadlo rozebráno a odstraněno. Obrázek 87 znázorňuje schematický příčný řez hotovou mostovkou.



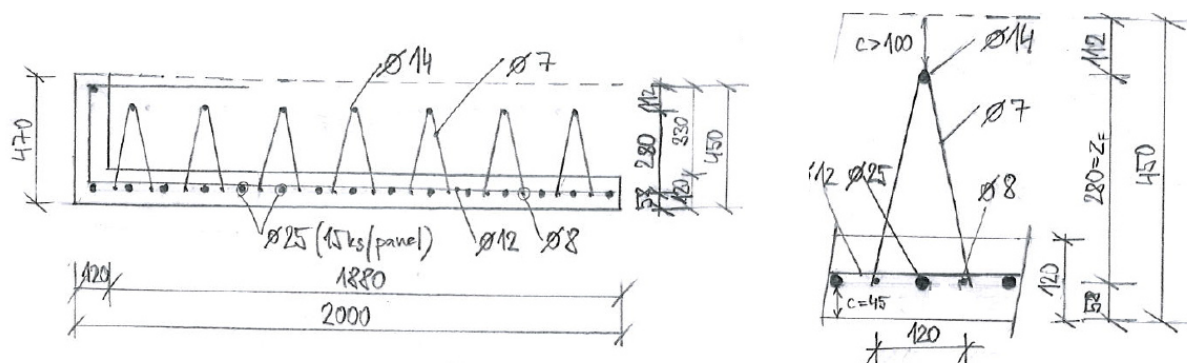
Obrázek 87 Příčný řez deskou mostu po opatření monolitickou dobetonávkou a odstranění ocelového vzpínadla.

7.2.3. Konkrétní provedení pro most SZ-001 Na Kácku

Návrh podepření konstrukce podle popsaného konstrukčního řešení byl proveden ve statickém výpočtu mostu SZ-001 Na Kácku [174]. Pro filigránové panely byl v souladu s TKP18 [47] navržen beton třídy C35/45 XC4, XF2, XD1 vyztužený výztuží B500B. Prvky vzpínadla byly uvažovány z oceli S235 kromě závitových tyčí táhel, které jsou vyráběny z oceli S355.

Z návrhu na provozní zatížení vyplynulo vyztužení filigránových panelů v podélném směru výztuží 7 Ø25/m, v příčném směru 7 Ø12/m. Panel šířky 2000 mm byl opatřen sedmi

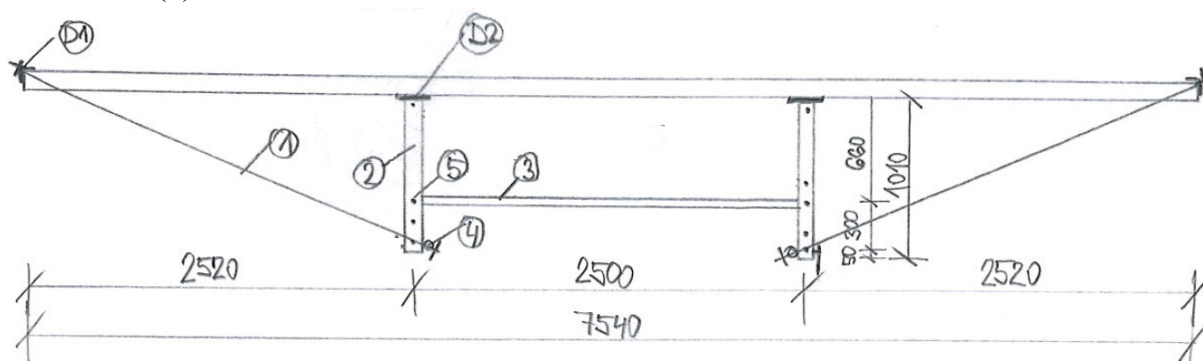
filigránovými žebříčky výšky 280 mm svařenými z diagonál Ø7, dolních prutů Ø8 a horních prutů Ø14.



Obrázek 88 Vlevo příčný řez vyztužením jednoho filigránového panelu. Vpravo detail v místě žebříčku filigránové výztuže.

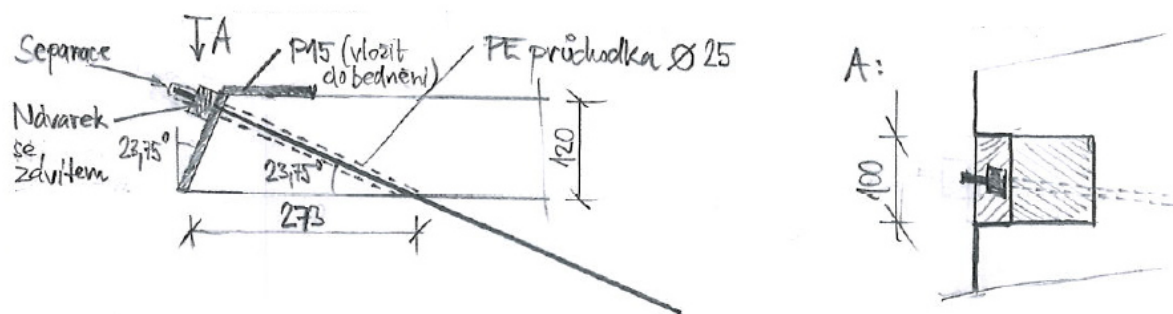
Pro vzpínadlo podírající filigránový panel v montážním stádiu byly použity prvky nosníkového bednění DOKA TOP 50, konkrétně (viz Obrázek 89):

- Vzpěry a rozpěry: Víceúčelový paždík WU12 TOP 50 (2).
- Vodorovné táhlo: Vřetenová vzpěra T7 250/300 (3).
- Diagonální táhla a táhla zavětrování v příčném směru: Kotevní tyče pozinkované Ø15 mm (1).
- Přípoje rozpěr a vodorovných táhel na vzpěry: Spojovací čepy se závlačkou (5).
- Přípoje diagonálních táhel a táhla zavětrování na vzpěry: Univerzální rohový spínač (4).

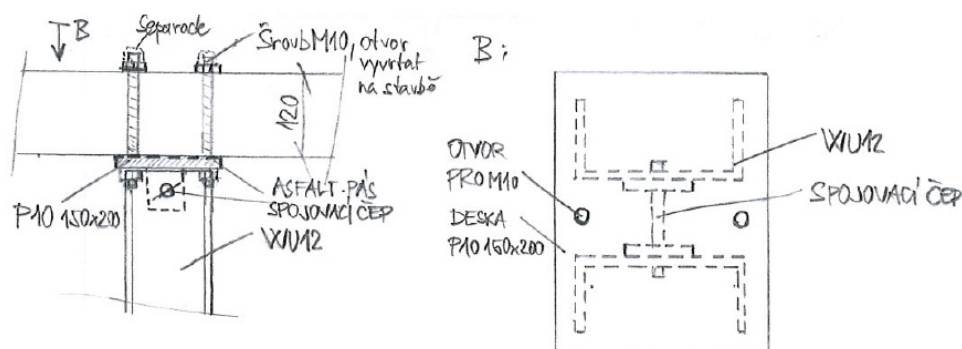


Obrázek 89 Schematický podélný řez vzpínadlem (označení prvků v textu).

Mimo systém DOKA TOP 50 byly navrženy přípoje vzpínadla na betonovou desku filigránového panelu v detailech D1 (Obrázek 90) a D2 (Obrázek 91) jako speciální zámečnické výrobky.



Obrázek 90 Detail napojení diagonálního táhla na betonovou desku filigránového panelu.



Obrázek 91 Detail napojení vzpěry na betonovou desku filigránového panelu.

Následně bylo provedeno posouzení vzpínadla na vnitřní síly v montážním stádiu vzniklé od vlastní tíhy konstrukce, tíhy čerstvého betonu a staveništního zatížení. Konkrétně se jednalo o:

- Posouzení diagonálních táhl na tah (využití 68 %).
- Posouzení vodorovných táhl na tah (využití 84 %).
- Posouzení vzpěr na kombinaci N+M+V (maximální využití 80 %).
- Stabilitní posouzení filigránové výztuže panelu (maximální využití 60 %).
- Posouzení železobetonové desky filigránového panelu na kombinaci tlaku s ohybem (maximální využití 62 %).
- Posouzení železobetonové desky filigránového panelu na smyk v oblasti krajních podpor (využití 6 %).
- Ověření únosnosti betonu na soustřednou sílu pod kotvou diagonálního táhla vzpínadla (detail D1, využití 71 %).
- Ověření protlačení železobetonové desky filigránového panelu v oblasti podepření vzpěrami vzpínadla (detail D2, využití 23 %).
- Spojovací čepy se závlačkou a rohové spínače jsou vyráběny tak, aby nebyly slabým místem konstrukce. Při použití v rámci systému TOP 50 jsou schopny přenést síly vyvozované spojovacími prvky.
- Ověření železobetonové desky filigránového panelu z hlediska šířky trhlin (trhliny od statického zatížení nevzniknou).
- Ověření celého systému z hlediska průhybu (maximální průhyb železobetonové desky filigránového panelu 11,1 mm, limit stanoven na $1/500$ rozpětí = 14,7 mm).
- Ověření mezního napětí betonu v tlaku (max. 5,4 MPa, limit $0,45 \cdot f_{ck} = 20,2$ MPa)

Sestavení vzpínadla proběhne na vodorovné ploše poblíž budované konstrukce. Po provizorním zafixování vzpěr bude panel jeřábem osazen na vzpínadlo, dojde k jejich spojení v detailech D1 a D2 a osazení celé sestavy jeřábem na mostní opěry.

Navržené řešení vyhovělo ve všech bodech posouzení. Bylo konzultováno a předběžně odsouhlaseno s dodavatelem systémového bednění i s dodavatelem stavby. Jelikož se však nakonec podařilo dosáhnout dohody s majitelem pozemku, bylo možné filigránové panely přímo podepřít stojkami opřenými o dno koryta. Takové řešení bylo výrazně jednodušší a levnější, proto bylo od použití vzpínadla upuštěno. Řešení je nicméně připraveno pro použití v jiných případech, kdy obvyklý způsob nebude možné realizovat.

7.2.4. Shrnutí

V závislosti na požadované šířce mostu může být základní provedení modifikováno tak, že mezi krajní filigránové panely s bočnicemi je vložen alespoň jeden další filigránový panel bez bočnic. Vložený panel či panely jsou pak stejně jako panely s bočnicemi podepřeny minimálně dvěma dvojicemi navzájem symetricky umístěných vzpěr opatřených rozpěrami, vodorovnými táhly, táhly pro zavětrování a diagonálními táhly.

Výhodou uvedeného systému je, že umožňuje zkonstruovat deskový most s minimální nutnou stavební výškou bez potřeby instalovat svislé stojky podírající bednění a bez nutnosti použití těžké manipulační techniky. Ocelové vzpínadlo může být z větší části sestaveno ze systémových podpěrných prvků nosíkových bednění běžně dostupných na trhu.

Prezentovaný systém je chráněn užitným vzorem č. 30918 [175].

7.3. Využití výhod drátkobetonu při zesílení mostovky dálničního mostu

7.3.1. Most D1-034 Hvězdonic

Na trase dálnice D1 se u Hvězdonic nachází nejdelší dálniční most mezi Brnem a Prahou o 9 polích a celkové délce 462 metrů. Most s evidenčním číslem D1-034 leží v km 29,222–29,684 dálnice D1. Je tvořen dvěma samostatnými oddělenými konstrukcemi, každou pro jeden jízdní směr. Nosným systémem je dvoutrámový spojitý nosník z monolitického předpjatého betonu bez mezilehlých příčníků o 9 polích ($42 + 7 \times 54 + 42$ m) a šířce $2 \times 12,75$ metru, který probíhá ve výšce až 25 metrů nade dnem údolí řeky Sázavy. Mosty jsou vedeny směrově v levostranném oblouku a výškově v údolnicovém oblouku, mostovka pak má dvouprocentní příčný spád.

Uložení mostu je realizováno na podpěrách pomocí kalotových ložisek. Spodní stavba je monolitická ze železobetonu. Opěry jsou stěnové, prosypané s rovnoběžnými křídly a pilíře tvaru „V“. Založení je kombinované hlubinné (vrtané a předrážené piloty, studně) a plošné. Na mostě je umístěna oboustranná protihluková stěna.

Konstrukce byla realizována firmou Stavby silnic a železnic v letech 1970 – 1977 nákladem tehdejších 113 milionů Kčs podle projektu zpracovaného Pragoprojektem. Při stavbě bylo poprvé v Československu použito výsuvné příhradové ocelové skruže [176].



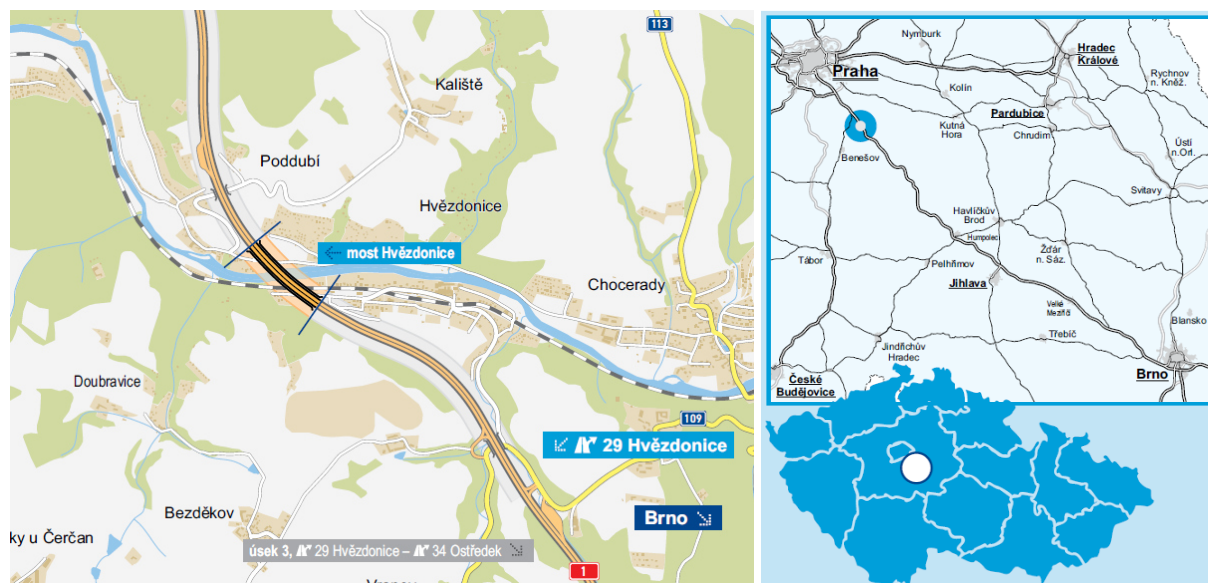
Obrázek 92 Most přes Sázavu na D1 u Hvězdonic (obrázek z doby výstavby nahoře [176], současný stav vlevo dole [177] a vpravo dole [178]).

7.3.2. Rekonstrukce mostu

Na základě výsledků diagnostiky bylo v roce 2017 rozhodnuto o provedení velké rekonstrukce mostu spočívající v sanaci spodní stavby, výměně ložisek, statickém zesílení nosné konstrukce pomocí volných kabelů a kompletní výměně mostního svršku. Zásahy byly provedeny v rámci rekonstrukce dálnice D1, úsek 02 exit 21 Mirošovice – exit 29 Hvězdonic [179].

Se souhlasem ŘSD ČR byl pro projektované zesílení mostovky navržen drátkobeton. Projekt rekonstrukce předpokládal obroušení stávající mostovky o 80 – 120 mm a realizaci spřažené zesilující desky o tloušťce 100 mm. Protože se jednalo o spojení 40 let starého betonu mostovky s novým betonem, bylo nutno se vypořádat se vznikem tahových napětí při smršťování nového betonu. Z toho důvodu bylo rozhodnuto využít příznivých vlastností drátkobetonu.

Přitom bylo nutné navrhnout optimální směs, vyřešit dokonalé rozptýlení drátků ve směsi, dopravu a čerpání betonu. Drátkobeton byl vybrán i proto, že v nové desce v oblasti nad podpěrami bylo nutné do nově betonované vrstvy uložit příčné předpětí pomocí monostrandů.



Obrázek 93 Umístění stavby [179].

7.3.3. Výhody technologie drátkobetonu

Drátkobeton je speciální druh betonu, jehož struktura je ztužena ocelovými drátky, které jsou všesměrně orientované a rovnoměrně rozptýlené po celém objemu. Tento materiál zlepšuje většinu mechanických vlastností běžného betonu. Velice vhodné je využití drátkobetonu pro spojení betonů různého stáří. Přenos smykového napětí závisí na tahové pevnosti nového betonu, množství spřahovací výztuže a drsnosti styčné plochy. Zvýšení tahové pevnosti nové vrstvy pomocí drátků je tak velmi výhodné.

Smršťování je přirozenou vlastností betonu, dochází při něm ke zmenšení objemu vlivem fyzikálně-chemických procesů odehrávajících se během hydratace betonu. Největší zmenšení objemu probíhá v raných fázích zrání betonu hned po betonáži do stáří zhruba 30 až 60 dní podle složení betonu a okolních podmínek (teplota a vlhkost). Po 60 dnech je efekt smršťování velmi malý a je překryt dominantnějšími vlivy, jako je teplotní roztažnost nebo změna objemu vlivem vlhkosti.

V řešeném případě jsou přírůstky smršťování původního mostu po uplynutí 40 let již prakticky nulové, ale nově nabetonovaná vrstva prochází nejvýznamnější fází smršťování, a proto dochází v této vrstvě k velkému tahovému namáhání. Nová betonová vrstva má tendenci zmenšit svůj objem, ale k volnému smrštění nemůže dojít, protože smykové síly mezi starou a novou vrstvou zabráňují jejich vzájemnému posunu. Volný posun vrstev mezi sebou je technicky velmi obtížně realizovatelný a hlavně nepřijatelný ze statického hlediska. Vzniklé tahové namáhání v nově zhotovované betonové vrstvě vede bez přijetí patřičných opatření k jejímu popraskání, protože v raných fázích tvrdnutí betonu je jeho tahová pevnost nízká. Během statického návrhu spojení dvou vrstev různě starých betonů je proto vždy nutné zahrnout do výpočtů vliv smršťování a aktivně mu bránit, například uložením velkého množství měkké betonářské výztuže, zavedením smršťovacích pruhů, hustého systému dilatačních spár nebo využitím moderního betonu ztuženého drátky, tzv. drátkobetonu.

Ocelové drátky díky své vysoké tahové pevnosti a tuhosti významně omezují projevy smršťování mladého betonu. Díky drátkům dojde k rovnoměrnému rozdělení přetvoření po délce nově dobetonované části konstrukce, takže místo koncentrovaných makrotrhlin vznikne v prvku síť vlasových mikrotrhlin, které nemají negativní vliv na únosnost, použitelnost a trvanlivost konstrukce. Druhou zásadní vlastností je částečné zvýšení tahové pevnosti materiálu, kterým dojde k oddálení okamžiku vzniku trhlin, v některých případech i k zabránění jejich vzniku. Z výše uvedených důvodů bylo rozhodnuto o použití drátkobetonu pro modernizaci mostního objektu.

7.3.4. Problematika koroze rozptýlené výztuže

Při návrhu drátkobetonových konstrukcí je často předmětem debat otázka koroze rozptýlené výztuže a jejího vlivu na trvanlivost materiálu.

Ke korozi dochází za předpokladu, že ocelový prvek je v kontaktu s plynným kyslíkem, v jeho okolí se nachází dostatek vlhkosti (relativní vlhkosti vyšší než 50 %) a hlavně okolní prostředí má $\text{pH} < 9,5$. Poslední bod je stěžejní pro použití oceli v betonu, protože nově vyrobený beton má obvykle pH mezi 12 – 13 podle složení. Tato vysoká hodnota pH brání korozi oceli, i když jsou splněny ostatní podmínky pro vznik koroze (přítomnost kyslíku a dostatečná vlhkost).

Ochrana proti korozi vysokou hodnotou pH netrvá po celou dobu životnosti konstrukce, protože zemská atmosféra obsahuje oxid uhličitý, který při kontaktu s povrchem betonu a za přítomnosti vody snižuje pH povrchové vrstvy (karbonatace betonu). Pokles pH betonu je však velice pomalý, u správně navržené a provedené konstrukce probíhá po desítky let. Z toho důvodu se u každé železobetonové konstrukce navrhuje krycí vrstva, která oddaluje pokles pH kolem ocelové výztuže na 50 až 100 let dle typu konstrukce a klimatických podmínek, kterým je konstrukce vystavena.

V případě drátkobetonu jsou chemické procesy stejné jako u koroze běžné ocelové výztuže. Významný rozdíl je však v tom, že rovnoměrně rozptýlené ocelové drátky po objemu drátkobetonové konstrukce se nacházejí i v oblasti krycí vrstvy. Drátky, které jsou v oblasti krycí vrstvy, začnou korodovat ještě před uplynutím plánované životnosti konstrukce. Tato skutečnost však nijak nesnižuje životnost konstrukce, protože funkcí krycí vrstvy je pouze chránit konstrukci, tedy se nijak nezapojuje do statického působení. Případná koroze povrchových drátků je tedy pouze estetická vada.

V českém prostředí tato problematika není řešena žádnou směrnicí. Americká norma ACI 544.4R-88 [180] uvádí, že v případě „dobrého betonu“, který je definován jako beton o pevnosti v tlaku alespoň 21 MPa po 28 dnech, vyrobený s vodním součinitelem max. 0,5 a řádně zhutněný, nepronikne žádná látka vyvolávající korozi drátků hlouběji než 2,5 mm pod povrch betonu a že díky malému rozměru drátků nemůže dojít vlivem koroze k odštěpování betonu. K obdobnému závěru dochází i německý předpis DAfStb – Richtlinie Stahlfaserbeton [181] a řada výzkumných prací.

Balouch a kol. [182] na základě svých experimentů došli k závěru, že pro betony s vodním součinitelem menším než 0,5 je povrchová koroze drátků pouze kosmetickou záležitostí. Dále

stanovili, že jsou-li drátky překryty vrstvou cementové pasty tloušťky alespoň 0,2 mm, nedojde ani k povrchové korozi. Tato tloušťka krytí je běžně dosažena na všech površích přiléhajících k bednění.

Tran a kol. [183] vystavili vzorky drátkobetonu zmrazovacím cyklům za přítomnosti vysoké koncentrace chloridů (3,5 % hmotnostních ve vodném roztoku). Zjistili, že po 105 cyklech došlo ke zkorodování drátků do hloubky 4 mm od povrchu. Pevnost materiálu v osovém tahu tím byla snížena o 15 %, což však bylo dáno velmi malým průřezem zkušebního vzorku. Při průřezové ploše 50x50 mm bylo korozi zasaženo 30 % průřezu prvku. U reálné konstrukce by podíl oslabené plochy a tedy i pokles tahové únosnosti byl nejméně o řád nižší.

Marcos-Meson a kol. [184] provedli rozsáhlou rešerši prací zabývajících se korozní odolností drátkobetonu. Na základě ní dospěli k závěru, že při omezení šířky trhlin do 0,2 mm lze obecně předpokládat zajištění dlouhodobé odolnosti drátkobetonu i v prostředích s účinky chloridů a karbonátů. Tato šířka trhliny by pro dobře navržený drátkobeton měla být bezpečně splněna.

Na základě výše uvedeného lze konstatovat, že případná koroze drátků na povrchu drátkobetonu nemá vliv na statickou funkci ani životnost konstrukce. V případě řešené konstrukce bude navíc vrstva drátkobetonu dále překryta souvrstvím vozovky, takže povrchová koroze, pokud k ní vůbec dojde, nebude mít ani negativní dopady na estetický dojem.

7.3.5. Využití technologie drátkobetonu při modernizaci mostu

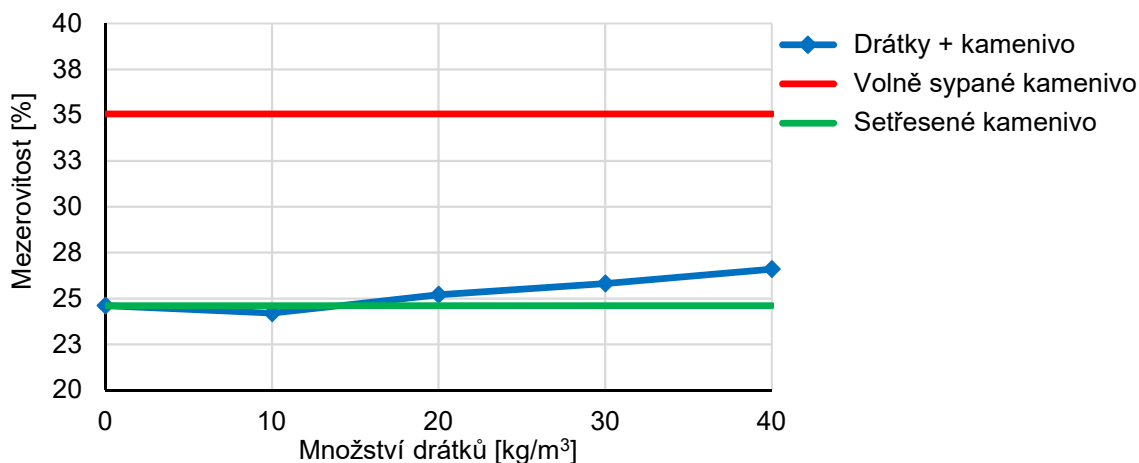
Rekonstrukci mostu provádělo konsorcium firem, v němž pro předmětný úkol hráli rozhodující roli dodavatel betonu Skanska Transportbeton, s.r.o. (p. Bílek), firma Freyssinet CS a.s. (Ing. Hřebejk) a laboratoř Katedry betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze, která se podílela na vývoji a zkouškách materiálu (Ing. Fládr, Ing. Bílý). Technický dozor prováděl Ing. Brejcha (SMP CZ a.s.). Využití drátkobetonu je podrobně popsáno v technické zprávě [185].

Zatímco v současné době je popsáno využití drátkobetonu u průmyslových podlah velkoskladů a garáží, zde se jednalo poprvé o použití ve velkém rozsahu pro dálniční mostní objekt. Bylo nutno vyřešit následující úkoly:

- Stanovit recepturu pro průkazní zkoušky drátkobetonu pro beton třídy C30/37 XF4.
- Vyřešit dokonalé rozmístění drátků ve vyrobeném betonu.
- Prokázat, že rozptýlení drátků ve směsi je optimální i po dopravě a uložení betonu.
- Zpracovávat drátkobeton v plochách o velikosti desítek metrů čtverečních průmyslovým způsobem při zachování optimální struktury ukládaného betonu.

a) Návrh receptury drátkobetonu

Návrh receptury vycházel ze surovin používaných dodavatelem betonu, kterým byl Skanska Transbeton, s.r.o. závod Praha Chodov. Složení receptury bylo zvoleno podle požadavků na pevnostní třídu a vliv prostředí, přesné označení použitého betonu bylo C 30/37 X0; XC1-4; XD1-3; XA1-3; XF4. Složení kameniva a písku bylo upraveno podle vlivu drátků na nakypření betonu. Výsledky ukazuje Obrázek 94.



Obrázek 94 Vliv množství drátků na mezerovitost betonu.

Pro danou konstrukci byly po zvážení technologických a ekonomických aspektů vybrány drátky Krampe Harex DE 3/0,8 v dávce 40 kg/m^3 (délka drátků 35 mm, průměr 0,75 mm, tahová pevnost oceli 1200 MPa). Bylo prokázáno, že dávka drátků 40 kg/m^3 zvýší mezerovitost kameniva o méně než 8 %, což je velmi nízká a přijatelná hodnota. Přesnou recepturu si výrobce nepřeje zveřejňovat, proto v této práci není uvedena.

b) Rozptýlení drátků ve výrobě

Míchání směsi probíhalo na hřídelové míchačce Stetter BHS o objemu 2 m^3 . Tato míchačka neumožňovala dávkování drátků během míchacího procesu. V betonárně navíc probíhal běžný provoz, takže kromě betonů pro rekonstrukci dálničního mostu byly vyráběny i jiné betony. Proto bylo přikročeno k přidání drátků až po namíchání čerstvého betonu v autodomíchávači pomocí rozdružovače zapůjčeného výrobcem drátků (Obrázek 95).

c) Zkoušení čerstvého drátkobetonu

Pro průkazní zkoušky navržené technologie drátkobetonu bylo po odfrézování vrchní části mostovky provedeno přímo na mostě několik zkušebních úseků (čtverců o rozměru přibližně $1 \times 1 \text{ m}$) z drátkobetonu i z prostého betonu (Obrázek 96). Technologický postup výroby, dopravy a ukládání betonu byl shodný s postupem při pozdější betonáži celé mostní konstrukce.



Obrázek 95 Vlevo složený rozdružovač. Vpravo dávkování drátků do autodomíchávače.



Obrázek 96 Vlevo mostovka po odfrézování horní vrstvy. Vpravo zkušební úseky nabetonávky.



Obrázek 97 Vlevo přístroj pro magnetickou separaci drátků z čerstvého drátkobetonu. Vpravo vážení zachycených drátků.

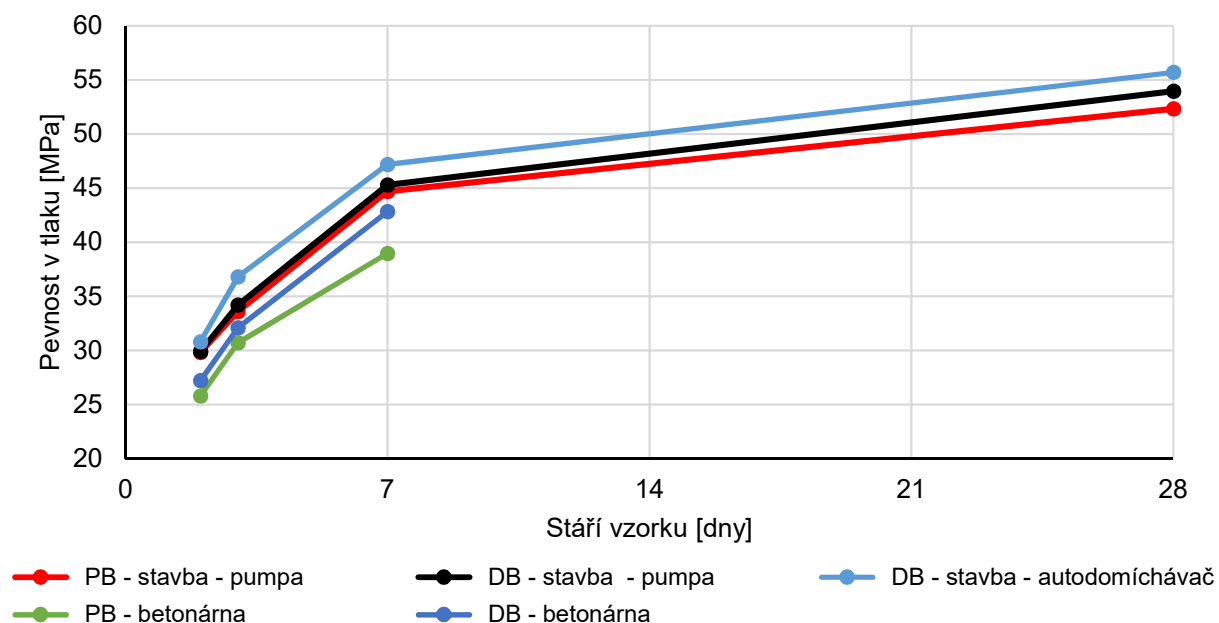
Během betonáže zkušebních úseků byly odebrány vzorky pro měření homogenity čerstvého drátkobetonu. Zkouška (viz Obrázek 97) porovnávala množství drátků udané v receptuře s množstvím drátků ve vzorcích. Velký rozdíl by znamenal nerovnoměrně namíchaný drátkobeton, takže v některých částech konstrukce by bylo drátků více a v některých méně. Oblast konstrukce s nižší dávkou drátků je potenciálně riziková pro vznik trhlin.

Odběr vzorků na stavbě probíhal až za čerpadlem, aby byla zohledněna všechna potenciální rizika (míchání, doprava a čerpání betonu). Změřené hodnoty množství drátků u všech vzorků se od množství daného recepturou lišily do 5 %, což bylo považováno za vyhovující.

d) Zkoušení ztvrdlého drátkobetonu

Během betonáže zkušebních úseků byly vyrobeny zkušební krychle hrany 150 mm pro stanovení pevnosti betonu v tlaku podle ČSN EN 12390-3 [186] a pro stanovení odolnosti betonu proti působení chemických rozmrazovacích látek podle ČSN 73 1326-Z1 [65] a zkušební trámce 100 x 100 x 400 mm pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu podle ČSN EN 12390-5 [187].

Nejvíce zkušebních těles bylo vyrobeno pro zkoušení betonu v tlaku, protože se jedná o jeho základní vlastnost charakterizující mechanickou odolnost i trvanlivost. Na následujícím obrázku je porovnání jednotlivých výsledků. Zkušební vzorky byly odebírány jak v místě výroby drátkobetonu (betonárna), tak na místě stavby, a to jak před čerpáním (stavba – autodomíchávač), tak i po čerpání drátkobetonu (stavba – pumpa). Zkoušení vzorků probíhalo v různém stáří, aby byl zachycen trend vývoje pevnosti, a ten byl porovnáván s vlastnostmi betonu běžně používaného pro mostní konstrukce.



Obrázek 98 Výsledky zkoušek pevnosti v tlaku (DB = drátkobeton, PB = prostý beton).

Nejdůležitější je porovnání červené křivky „PB – stavba – pumpa“, tedy vzorků z prostého betonu vyrobených na stavbě (běžně používané řešení – referenční vzorky) s černou křivkou

„DB – stavba – pumpa“, tedy vzorků z drátkobetonu vyrobených na stavbě za čerpací pumpou (beton použitý pro modernizaci mostního objektu). Obě křivky dosahují prakticky stejných hodnot, čímž se potvrzuje, že přidáním drátku nedochází k nakypření betonu. Zároveň zjištěné výsledky ukazují, že použitý drátkobeton má stejné tlakové pevnosti jako by měl běžně používaný beton.

Porovnáním černé křivky a světle modré křivky, tedy drátkobetonu získaného z pumpy a drátkobetonu získaného z autodomíchávače, je možno pozorovat malý rozdíl svědčící o tom, že průchod drátkobetonu čerpadlem snižuje jeho vlastnosti, ale pouze cca o 5 %.

Zkušební trámce pro stanovení pevnosti v tahu za ohybu byly zkoušeny čtyřbodovým ohybem bez zářezu. Průměrná pevnost po 28 dnech na vzorcích odebraných na stavbě za čerpadlem (tj. odpovídajících materiálu uloženému do konstrukce) činila 4,3 MPa a přesahovala pevnost prostého betonu cca o 10 % (tyto vzorky byly vyráběny pouze na betonárně, dosažená pevnost byla 4,0 MPa). Kromě vyšších hodnot tahové pevnosti se změnil i smysl porušování, kdy z křehkého materiálu vznikl materiál houževnatý materiál.

Byly provedeny též zkoušky odolnosti povrchu drátkobetonu odebraného na stavbě za čerpadlem proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek metodou C podle ČSN 73 1326-Z1 [65]. Zkoušky byly provedeny na povrchu válců průměru 150 mm. Zkušební tělesa byla zatěžována do 115 cyklů a každých 25 cyklů byla zjištěna hodnota odpadu z povrchu válce. Celková hodnota odpadu na konci zkoušky byla v průměru 580 g/m². Drátkobeton tak bezpečně splnil požadavek TKP 18 [47], který činí 1000 g/m² po 75 cyklech.

Ve stáří 7 dní byly na zkušebních úsecích provedeny vývrty o průměru 100 mm a následně byla pomocí odtrhové zkoušky (Obrázek 99) zjištěna přílnavost mezi starým a novým betonem. Hodnota přídržnosti drátkobetonu byla oproti prostému betonu mírně horší (1,01 MPa oproti 1,18 MPa), nicméně zcela dostatečná pro zajištění plošného spolupůsobení původní konstrukce s nabetonávkou a vyhovující požadavku projektanta.



Obrázek 99 Provádění odtrhové zkoušky vývrťů odtrhoměrem Dyna.

e) Zpracování a ukládání betonové směsi na mostě

Po provedení odtrhových zkoušek byly zkušební úseky odbourány. Následně po kladném výsledku vyhodnocení všech zkoušek drátkobetonu mohlo dojít k betonáži zesilující desky touto technologií. Celkové množství uloženého drátkobetonu se pohybovalo okolo 1000 m³.

Tloušťka drátkobetonové desky byla zhruba 120 mm a byla ukládána na odbouranou část nosné konstrukce. Po odbourání části staré konstrukce byl celý obnažený povrch omyt tlakovou vodou a osazen spřahovacími trny, aby se zlepšily podmínky spolupůsobení mezi starým a novým betonem. Spřahovací trny byly do původní mostovky vlepeny pomocí chemické kotvy.

Drátkobeton byl dopravován na stavbu autodomíchávači o objemu 8 m³. Ty však byly plněny do obsahu max. 6 m³, aby vnitřní prostor bubnu umožnil kvalitní promíchání betonu během jízdy. Beton byl čerpán. Dělníci jej upravovali do hrubého tvaru hráběmi. Teprve potom byl optimálně vibrován ponornými vibrátory a finálně byl povrch urovnán do předepsaného tvaru pomocí vibrační latě. Zásadně bylo kontrolováno, aby vibrace byla rovnoměrná a hlavně bylo zakázáno využívat vibrace k rozmísťování drátkobetonu po ploše.

V průběhu výstavby probíhaly kontrolní zkoušky mechanických vlastností a homogenity drátkobetonu postupem popsáním v kapitole 7.3.5 c).

7.3.6. Shrnutí

Drátkobeton prokázal ve všech směrech lepší nebo srovnatelné výsledky jako prostý beton. Využití drátkobetonu během modernizace mostního objektu významnou měrou pomohlo k eliminaci problémů vznikajících během spojování betonů různého stáří, a to hlavně eliminací rizika vzniku nadměrně širokých smršťovacích trhlin nově betonované vrstvy a zvýšením tahových vlastností nové vrstvy (byla zjištěna tahová pevnost až 6,9 MPa).

Použitím drátkobetonu se změnil charakter porušení z obecně křehkého na houževnatý. Zkoušky tlakových pevností a odolností proti CHRL neprokázaly horší vlastnosti, než kterých by dosáhl prostý beton. Výsledky a zkušenosti získané při pilotním projektu by měly vést k většímu využití této perspektivní hmoty při rekonstrukcích v dopravním stavitelství.

7.4. Vývoj prvku ztraceného bednění trámových mostů

7.4.1. Omega nosník z vysokohodnotného betonu

Konstrukce betonových trámových mostů o rozpětí polí do 40 m se obvykle provádějí jako monolitické nebo spřažené z betonových prefabrikátů s monolitickou železobetonovou spřahující deskou. Prefabrikované nosníky jsou obvykle předpjaté ve tvaru I nebo T.

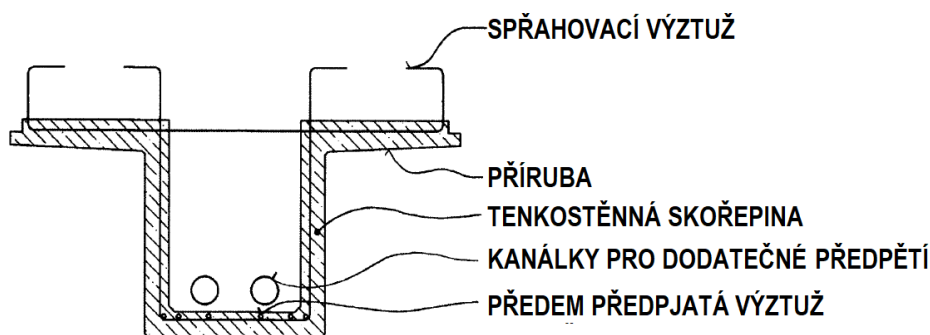
Spřažení prefabrikátu a nabetonované monolitické desky bývá zajištěno betonářskou výztuží vyčnívající z horního povrchu prefabrikátu. Volný prostor mezi prefabrikáty bývá nutno vybednit deskami ztraceného nebo klasického bednění, což přináší zvýšenou pracnost.

Prefabrikované nosníky bývají obvykle poměrně robustní, aby se maximalizovala jejich únosnost a minimalizoval jejich počet. Z toho vyplývají velké požadavky na nosnost

dopravních a manipulačních prostředků a obtížné nakládání s nosníky na stavbách špatně dostupných pro těžkou mechanizaci.

K odstranění těchto nedostatků byl ve spolupráci firem Eurovia CS a.s. (Ing. Jedlinský) a Pontex s.r.o. (Ing. Komanec) navržen prefabrikovaný nosník pro spřažené mostní konstrukce ve tvaru řeckého písmene Ω . Numerickou simulaci řešení provedla Fakulta stavební ČVUT v Praze (Ing. Bílý, publikováno v [188]).

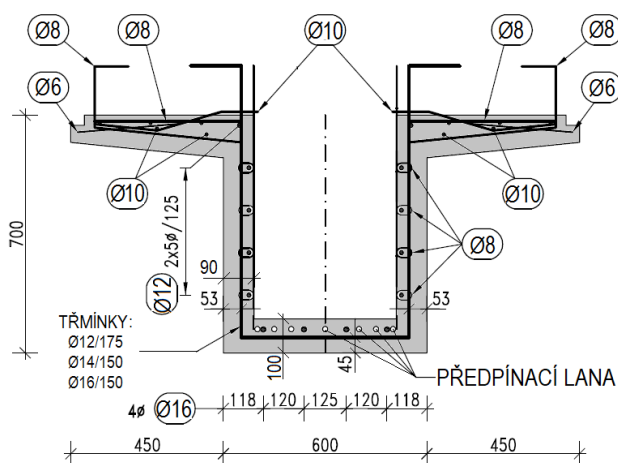
Uvedený nosník je tvořen tenkostěnnou skořepinovou konstrukcí z předem předpjatého vysokohodnotného betonu. Tato skořepina má funkci samonosného ztraceného bednění, do kterého se provede monolitická dobetonávka. Do té lze v případě potřeby vložit kabely pro dodatečné předpětí konstrukce. Hlavní výhodou prefabrikovaného nosníku je, že má poloviční až třetinovou hmotnost oproti běžným prefabrikovaným nosníkům. Díky přírubám buď vůbec není nutné provádět bednění mezer mezi nosníky, nebo je možno použít kratší, a tedy subtilnější a snáze manipulovatelné bednicí prvky. Použití vysokohodnotného betonu vede ke špičkové kvalitě povrchových vrstev konstrukce, která zajišťuje dlouhodobou životnost. Skutečnost, že je vysokohodnotný beton použit pouze pro povrchové vrstvy, zvyšuje ekonomickou efektivnost řešení.



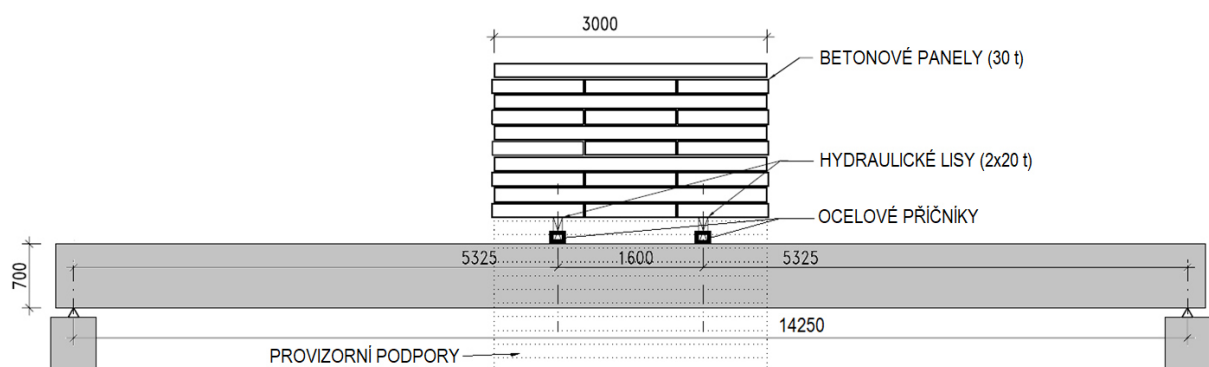
Obrázek 100 Příčný řez Omega nosníkem [189].

7.4.2. Zatěžovací zkouška nosníku

Pro zkoušku únosnosti Omega nosníku byl vyroben prototyp v měřítku 1:1 (viz Obrázek 101), který byl podroben statické zatěžovací zkoušce ve výrobně prefabrikátů. Zatížení bylo aplikováno hydraulickými lisami přes ocelové příčníky zapřené o skupinu betonových panelů o celkové váze 30 t, které byly uloženy na betonových podporách (Obrázek 102).



Obrázek 101 Vlevo pohled na koncovou část Omega nosníku. Vpravo příčný řez Omega nosníkem s označením výztuže a rozměrů.



Obrázek 102 Schéma zatěžovací zkoušky Omega nosníku.

Navržený postup zatěžovací zkoušky je uveden v tabulce 1. V prvním kroku bylo simulováno zatížení od čerstvého betonu monolitické dobetonávky. Druhý krok reprezentoval dekompresi spodní části průřezu. Třetí krok odpovídal předpokládanému okamžiku dosažení tahové pevnosti betonu, tj. okamžiku vzniku prvních trhlin a počátku nelineárního chování konstrukce. Zkouška byla ukončena před dosažením únosnosti, aby mohl být nosník posléze využit v reálné konstrukci. Hodnoty zatížení pro kroky 1, 2, 3 a 5 byly vypočteny podle ČSN EN 1992-1-1 [49], hodnota pro krok 4 byla stanovena odhadem.

Tabulka 36 Navržený postup statické zatěžovací zkoušky.

Zatěžovací krok č.	Název	Zatížení [kN]	Zatížení [%]
1	Aplikace dobetonávky	2 × 85	60
2	Dekomprese	2 × 89	63
3	Tahová pevnost	2 × 111	78
4	Konec zkoušky	2 × 142	100
5	Teoretická únosnost	2 × 172	121

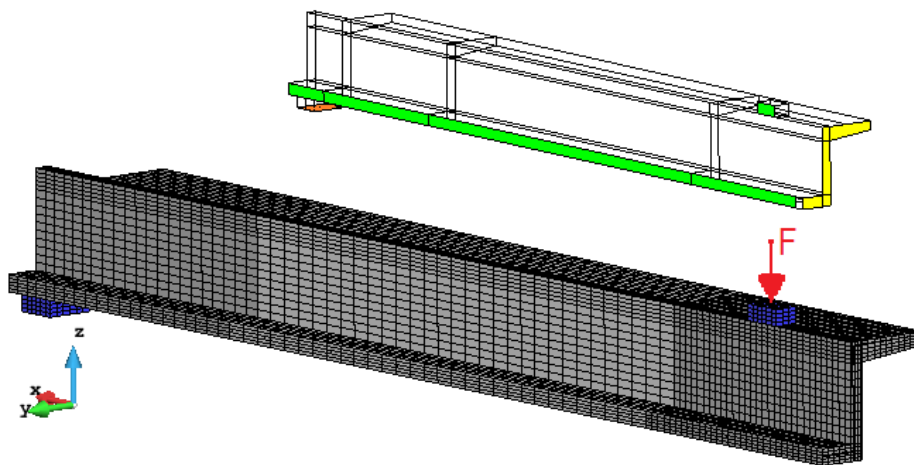
7.4.3. Nelineární model nosníku při zatěžovací zkoušce

Zatěžovací zkoušky v reálném měřítku jsou drahé a náročné na provedení. Proto je vhodné jejich počet minimalizovat tím, že se výsledky provedených zkoušek využijí pro kalibraci numerického modelu, který pak může sloužit pro simulaci libovolného počtu uspořádání zkoušek. Správně nastavený numerický model může plně nahradit zatěžovací zkoušku za nepatrný zlomek času a nákladů.

Simulace zatěžovací zkoušky Omega nosníku byla provedena v programu ATENA Science verze 5.3.4 [190]. Geometrie modelu byla připravena v softwaru GiD 11. Pro zohlednění vlivu dotvarování a smršťování mezi výrobou a zkouškou prototypu byl využit modul Creep.

a) Geometrie modelu

Pro zefektivnění výpočtů bylo využito symetrie zatížení i konstrukce a byla modelována symetrická čtvrtina nosníku (Obrázek 103). Model byl podepřen posuvným kloubem na spodním povrchu podporového ložiska (Obrázek 103 – oranžová barva). Vodorovné podepření bylo aplikováno ve směru kolmém k řezovým rovinám (Obrázek 103 – žlutá a zelená barva), aby se nahradil vliv oddělených částí konstrukce. Zatížení bylo vnášeno přes segment ocelového příčníku (Obrázek 103 – červená šipka). Pro nasíťování byla použita pravidelná síť šestistěnů skládající se z pěti prvků na tloušťku konstrukce. Délka prvků v centrální části byla 50 mm, na zbytku konstrukce 115 mm. Každý prut podélné výztuže byl rozdělen na 100 liniových konečných prvků, tlminíky byly děleny na 10 konečných prvků.



Obrázek 103 Model Omega nosníku. Dole: Síť MKP a zatížení. Nahoře: Okrajové podmínky (vysvětlení viz odstavec výše).

b) Materiály

Pro nosníky byl použit beton třídy C60/75 XF2, XD1. Laboratorními zkouškami byla stanovena střední hodnota válcové pevnosti v tlaku $f_{cm} = 68,2$ MPa a objemová hmotnost 2285 kg/m^3 . Další charakteristiky betonu ve stáří 28 dnů byly dopočteny podle vztahů uvedených ve *fib Model Code 2010* [191], viz Tabulka 37.

Pro vystižení základní mechanické odezvy betonu byl použit materiálový model CC3DNonLinCementitious2, který kombinuje konstitutivní modely pro tahové (lomové) a tlakové (plastické) chování. V tahové oblasti využívá Rankinova kritéria poškození, pro tlakovou oblast pak Menétrey-Willamův model umožňující simulovat plastické chování se zpevněním nebo změkčením [192]. Časově závislé chování betonu bylo simulováno materiálovým modelem CCmodelB3Improved založeným na modelu B3 [166]. Parametry použité v modelu shrnuje Tabulka 38. Model uvažuje s účinky autogenního smršťování, základního dotvarování, dotvarování a smršťování od vysychání a zohledňuje též vývoj materiálových charakteristik betonu v čase.

Konstrukce byla vyztužena pruty z oceli B500B a předpínacími lany St 15.7-1660/1860 s velmi nízkou relaxací. Pro model byly použity střední hodnoty materiálových parametrů (viz Tabulka 39 a Tabulka 40). Pro modelování výztužných prvků byl použit model CCReinforcement s bilineárním pracovním diagramem.

Tabulka 37 Mechanické vlastnosti betonu ve stáří 28 dnů.

Vlastnost	Značka	Hodnota	Jednotka	Vztah [191]
Střední válcová pevnost v tlaku	f_{cm}	68,2	MPa	-
Střední hodnota modulu pružnosti	E_{cm}	40,76	GPa	$21.5(f_{cm}/10)^{1/3}$
Střední osová pevnost v tahu	f_{ctm}	4,4	MPa	$2.12\ln(1+f_{cm}/10)$
Měrná lomová energie	G_F	156	Nm ⁻¹	$73f_{cm}^{0.18}$
Faktor tahového zpevnění	F_t	0,4	-	-
Objemová hmotnost	ρ_c	2285	kg.m ⁻³	-

Tabulka 38 Vstupní parametry pro model B3.

Vlastnost	Hodnota	Jednotka
Typ cementu	CEM I 52,5 R	-
Obsah cementu	457,6	kg.m ⁻³
Vodní součinitel	0,41	-
Podíl množství kameniva a cementu	3,70	-
Účinná tloušťka konstrukce	0,094	m
Relativní vlhkost prostředí	70	%
Součinitel tvaru průřezu	1,0	-
Způsob ošetřování	na vzduchu	-
Doba ošetřování	2	dny

Tabulka 39 Mechanické vlastnosti betonářské výztuže.

Vlastnost	Značka	Hodnota	Jednotka
Střední hodnota meze kluzu	f_{ym}	550	MPa
Modul pružnosti	E_s	200	GPa
Pevnost v tahu	f_{um}	594	MPa
Mezní přetvoření	ε_{um}	5	%
Objemová hmotnost	ρ_s	7850	kg.m ⁻³
Průměry prutů	$\emptyset$	6 – 16	mm

Tabulka 40 Mechanické vlastnosti předpínacích kabelů.

Vlastnost	Značka	Hodnota	Jednotka
Střední hodnota meze kluzu	f_{pym}	1826	MPa
Modul pružnosti	E_p	193	GPa
Pevnost v tahu	f_{pum}	1972	MPa
Mezní přetvoření	ε_{pum}	3,5	%
Objemová hmotnost	ρ_s	7850	kg.m ⁻³
Průřezová plocha 1 lana	A_{p1}	150,5	mm ²

c) Zatížení

Model byl zatěžován v několika krocích, viz Tabulka 41. Síly v krocích 3 – 6 reprezentovaly statickou zatěžovací zkoušku popsanou výše. Jelikož byla modelována ¼ nosníku, aplikovaná zatížení představovala ¼ zatížení při zkoušce. Některé hodnoty zatížení se mírně liší od hodnot prezentovaných v plánu zkoušky (Tabulka 36), jelikož skutečný průběh zatěžování přesně neodpovídal plánu (trhliny vznikly později, než bylo předpokládáno). Síly v krocích 3 – 8 byly aplikovány v několika přírůstcích, aby byla zajištěna konvergence výpočtu. Model byl zatěžován až do porušení.

Vlastní tíha byla na model aplikována zadáním objemových hmotností jednotlivých materiálů (betonu, oceli). Předpětí bylo zavedeno jako počáteční přetvoření předpínacích lan $\varepsilon_{p,0} = -7,511 \times 10^{-3}$. Hodnota byla spočtena pomocí Hookova zákona s uvažováním napětí v lanech po vnesení předpětí $\sigma_{p,0} = 1462$ MPa. Ztráty předpětí pružným přetvořením, dotvarováním a smršťováním betonu byly modelovány programem. Ztráta relaxací byla spočtena ručním výpočtem podle ČSN EN 1992-1-1 [49] a aplikována jako redukce počátečního přetvoření kabelů o $\Delta\varepsilon_{p,r} = 1.38 \times 10^{-4}$ v kroku 3.

Tabulka 41 Zatěžovací kroky modelu.

Krok č.	Název	Čas [dny]	Nově aplikované zatížení	Počet přírůstků	Celková síla na konci kroku [kN]
0	Výroba, ošetřování	0,0 – 2,1	-	-	-
1	Předpětí	2,1 – 2,2	Vlastní tíha, předpětí	5	-
2	Stárnutí, ztráty předpětí	2,2 – 17,0	Dotvar., smršť., ztráty	5	-
3	Dobetonávka	17,0 – 17,01	$0,5 \times 85$ kN	5	$0,5 \times 85$
4	Dekomprese	17,01 – 17,02	$0,5 \times 4$ kN	5	$0,5 \times 89$
5	Tahová pevnost	17,02 – 17,03	$0,5 \times 36$ kN	10	$0,5 \times 125$
6	Konec zkoušky	17,03 – 17,04	$0,5 \times 24$ kN	5	$0,5 \times 149$
7	Teoretická únosnost	17,04 – 17,05	$0,5 \times 23$ kN	5	$0,5 \times 172$
8	Skutečná únosnost	17,05 – 17,065	$0,5 \times 75$ kN	15	$0,5 \times 247$

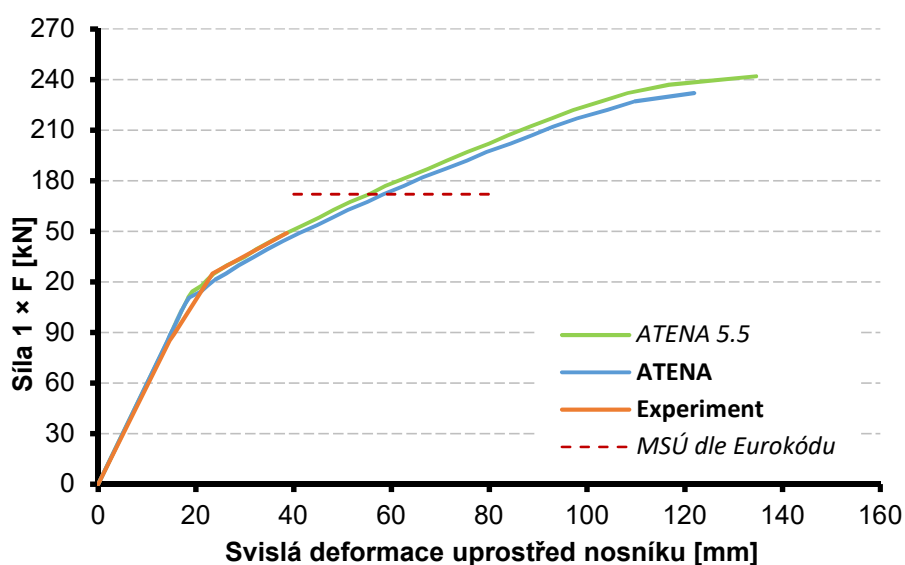
d) Výsledky a diskuse

Křivky závislosti deformace na aplikované síle získané ze zatěžovací zkoušky a numerického modelu porovnává Obrázek 104 a Tabulka 42. Bylo dosaženo velmi dobré shody mezi experimentem a modelem. Průběhy křivek i stanovené hodnoty deformací jsou si velmi blízké.

Na počátku nelineární oblasti chování je patrná jistá neshoda mezi experimentem a modelem. První trhliny v modelu se projeví již při síle $F = 111$ kN, avšak při experimentu byl nosník

bez trhlin až do síly $F = 125$ kN. Šířka trhlin v modelu byla méně než 0,02 mm. Takové trhliny nemají praktický význam pro skutečnou konstrukci, avšak ovlivňují tuhost velmi citlivého numerického modelu.

Proto bylo pomocí inverzní analýzy hledáno takové nastavení modelu, při kterém se jeho chování co nejlépe přiblíží experimentu. Variovány byly hodnoty tahové pevnosti, lomové energie a faktoru tahového zpevnění betonu. Nejlepší shody bylo dosaženo při navýšení tahové pevnosti na 5,5 MPa (Obrázek 104, křivka označená jako ATENA 5.5) a zachování původních hodnot zbylých parametrů. Tahová pevnost nebyla stanovena zkouškami materiálu, ale odhadnuta pomocí vztahu z *fib* Model Code 2010. Je tedy možné (a dokonce velmi pravděpodobné), že skutečná hodnota byla odlišná od hodnoty použité. Hodnota 5,5 MPa je nižší než 95% kvantil tahové pevnosti betonu C60/75 ($f_{ctk,0.95} = 5.7$ MPa podle [49]) a lze ji tedy považovat za realistickou.



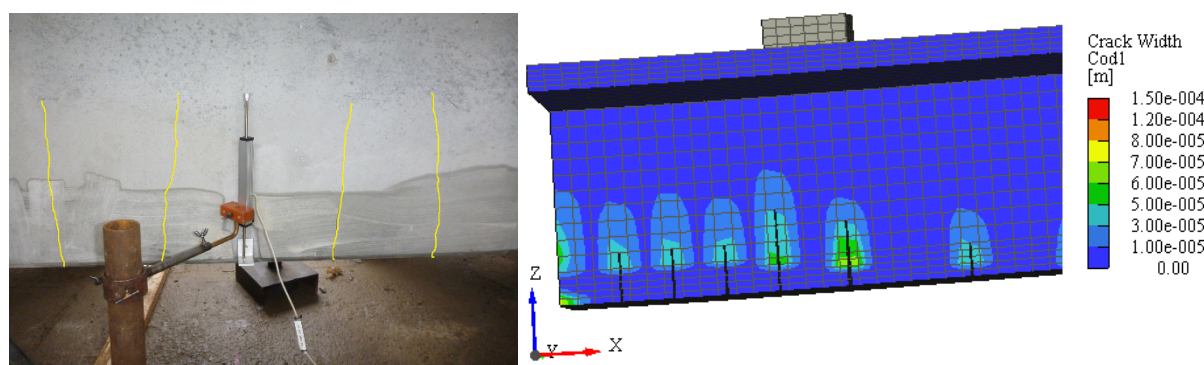
Obrázek 104 Srovnání křivek závislosti deformace na aplikované síle.

Tabulka 42 Srovnání deformace z experimentu a z modelů.

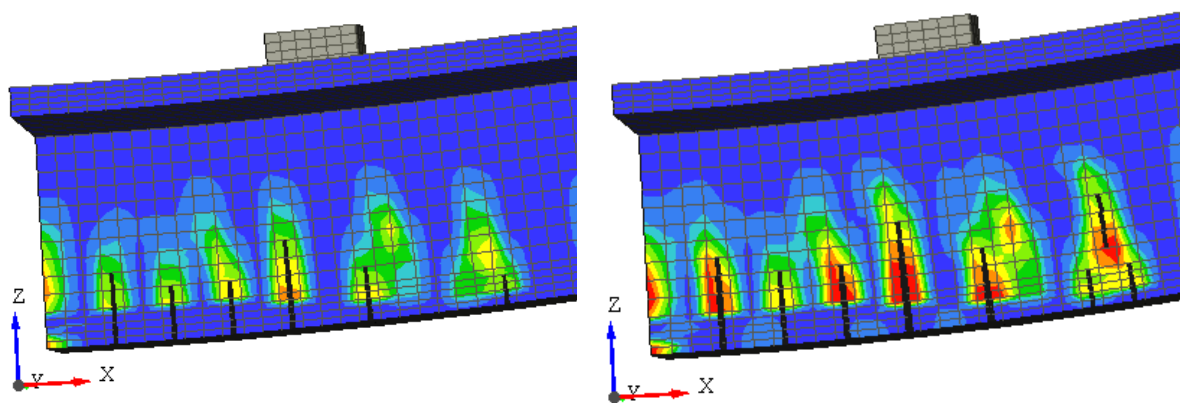
Krok č.	Název	Celková síla na konci kroku [kN] $0,5 \times F$	Svislá deformace uprostřed [mm]		
			Experiment	ATENA	ATENA 5.5
3	Dobetonávka	$0,5 \times 85$	14,6	14,2	14,2
4	Dekomprese	$0,5 \times 89$	15,5	14,8	14,8
5	Tahová pevnost	$0,5 \times 125$	23,4	26,1	23,7
6	Konec zkoušky	$0,5 \times 149$	38,6	41,2	38,6
7	Teoretická únosnost	$0,5 \times 172$	-	58,4	55,4
8	Skutečná únosnost	$0,5 \times 232$	-	121,9	108,3
9	Skutečná únosnost v. 5.5	$0,5 \times 242$	-	-	134,6

Vývoj trhlin na modelu je dokumentován následujícími obrázky.

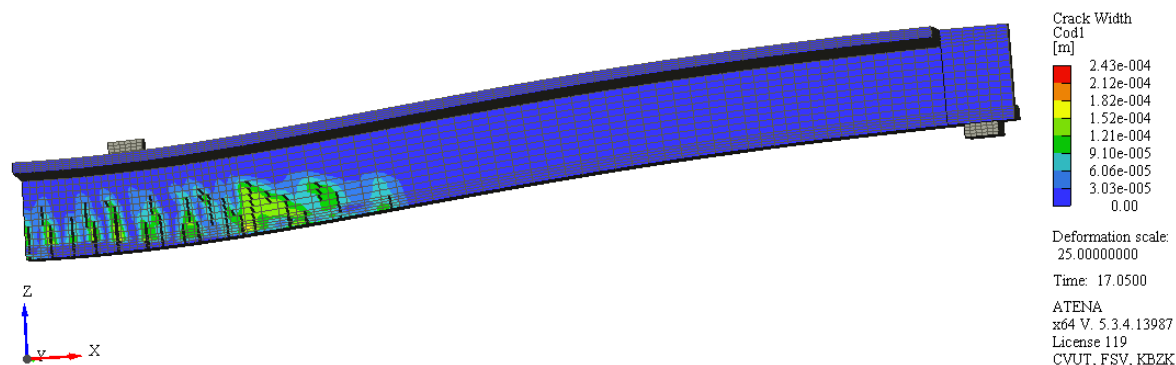
- První trhliny byly při zkoušce pozorovány při síle $F = 125 \text{ kN}$, kdy se ve střední části nosníku projeví čtyři trhliny šířky přibližně $0,1 \text{ mm}$. Při tomto zatížení vzniklo v modelu ve stejné oblasti šest trhlin šířky $0,06 - 0,08 \text{ mm}$ (Obrázek 105).
- Při zatížení $F = 141 \text{ kN}$ bylo při zkoušce zaznamenáno sedm trhlin o šířce $0,1 - 0,2 \text{ mm}$. V modelu nevznikly nové trhliny, šířka stávajících šesti trhlin se zvýšila na $0,1 - 0,12 \text{ mm}$ (Obrázek 106 vlevo).
- Na konci zkoušky byl nosník narušen osmi trhlínami šířky $0,2 - 0,25 \text{ mm}$, v modelu se projevilo osm trhlin šířky $0,1 - 0,15 \text{ mm}$ (Obrázek 106 vpravo).
- Rozložení trhlin při dosažení teoretického mezního stavu únosnosti ukazuje Obrázek 107, nejširší trhliny dosahují $0,2 \text{ mm}$ (Obrázek 107).
- Těsně před dosažením mezní únosnosti modelu dochází k masivnímu rozvoji trhlin v konstrukci. Jejich šířky dosahují $0,5 \text{ mm}$ (Obrázek 108).



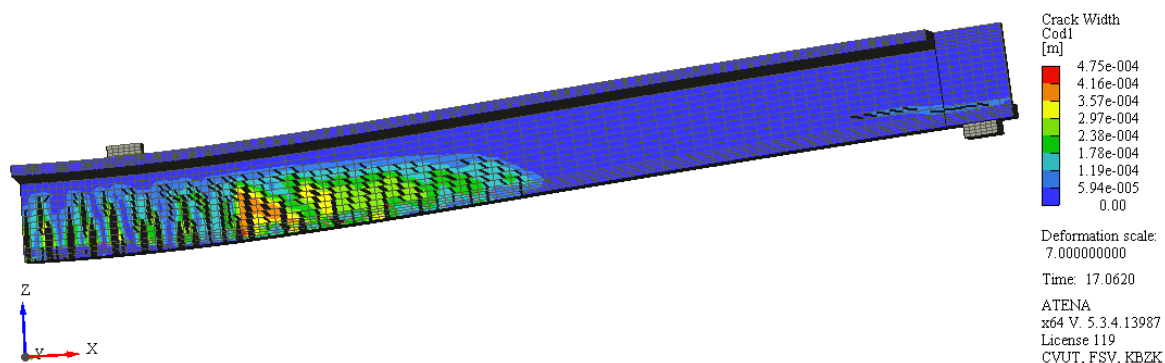
Obrázek 105 Vlevo: První trhliny při zkoušce ($4 \times 0,1 \text{ mm}$, $F = 125 \text{ kN}$). Vpravo: Trhliny v modelu při $F = 125 \text{ kN}$ (šířka $0,06 - 0,08 \text{ mm}$).



Obrázek 106 Vlevo: Trhliny v modelu při $F = 141 \text{ kN}$ (šířka $0,1 - 0,12 \text{ mm}$). Vpravo: Trhliny v modelu při $F = 149 \text{ kN}$ (šířka $0,1 - 0,15 \text{ mm}$). Legenda viz Obrázek 105.



Obrázek 107 Deformace a trhliny při $F = 172 \text{ kN}$ (teoretická únosnost). Šířka trhlín je v rozmezí $0,1 - 0,2 \text{ mm}$.



Obrázek 108 Deformace a trhliny při $F = 242 \text{ kN}$ (skutečná únosnost). Šířka trhlín je v rozmezí $0,1 - 0,5 \text{ mm}$.

Ve výsledku lze konstatovat, že způsob porušení modelu odpovídá skutečnosti, model však má tendenci podhodnocovat šířku trhlín a nadhodnocovat jejich počet. Je nutno si uvědomit, že spočtená šířka trhlín závisí na zvolené velikosti prvků sítě MKP. Lepší shody modelu s experimentem by mohlo být dosaženo zvětšením rozměru prvků v podélném směru, což ale v některých fázích vedlo k problémům s konvergencí řešení, a proto bylo od této úpravy upuštěno. Jelikož budou konstrukce s využitím tohoto nosníku navrhovány jako plně předpjaté, vznik trhlín při provozních zatíženích se na nich nepředpokládá a stanovení přesných šířek trhlín pomocí modelu tedy nemá praktický význam. Podstatné je vystihnout modelem závislost přetvoření na působící síle, což model velmi dobře splňuje. Pro přesnější vystižení šířky trhlín by bylo nutno stanovit zkouškami přesné tahové charakteristiky materiálu.

7.4.4. Shrnutí

Vyvinutý model je využitelný pro další optimalizaci Omega nosníku, případně pro návrh jiných typů nosníků obdobného charakteru. Lze jej využít také pro analýzy mostních konstrukcí využívajících technologii Omega nosníku, stanovení mezní únosnosti a predikci dlouhodobých deformací.

Pro praktické ověření dlouhodobého chování konstrukce s Omega nosníky byl v roce 2017 realizován zkušební most v lomu Třebnůška (Obrázek 109). Most je denně vystaven pojezdu těžkých sklápěčů a je prováděno sledování jeho deformací pomocí tensometrů. Naměřené výsledky prokazují dobrou funkci konstrukce, deformace jsou bezpečně pod stanovenou hodnotou.



Obrázek 109 Most v lomu Třebnůška. Vlevo osazené Omega nosníky, vpravo hotová konstrukce [193].

Omega nosník je chráněn užitečným vzorem CZ 29 825 [189]. Technické řešení lze dále využít zejména u kolejových drah, konstrukcí lávek pro pěší, zastropení hloubených tunelů, parkovacích ploch a pro silně zatížené stropy pozemních staveb.

7.5. Automatizovaná kontrola homogenity drátkobetonu digitální analýzou obrazu

Výhody drátkobetonu jakožto konstrukčního materiálu se mohou plně projevit jedině za předpokladu, že je materiál homogenní v celém rozsahu navrhovaného prvku. Dosažení rovnoměrné disperze drátků v betonu je náročné z hlediska technologické kázně při výrobě. Rovnoměrnost rozmísení drátků v čerstvém betonu lze ověřit například jejich magnetickým odseparováním z průběžně odebíraných vzorků, viz kapitola 7.3.5 c). Náročnějším úkolem je ověření homogenity ztvrdlého materiálu. K usnadnění tohoto úkolu byl vyvinut pracovní postup a softwarový nástroj popsany v této kapitole. Podstatou metody je počítačová obrazová analýza digitální fotografie řezu drátkobetonového prvku, která byla publikována v časopise Beton TKS [194] a v anglické verzi v časopise Composite Materials and Engineering [195].

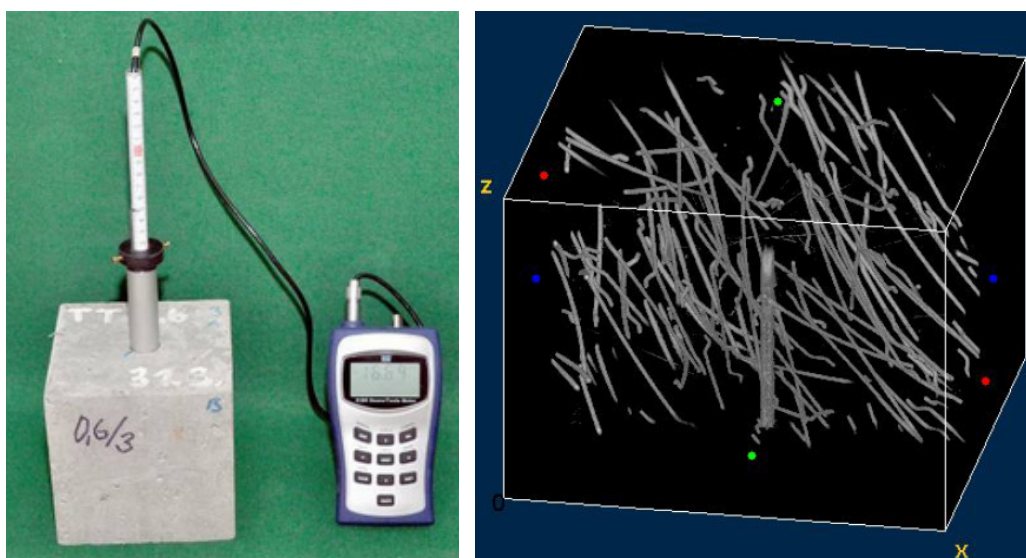
7.5.1. Metody pro kontrolu homogenity ztvrdlého drátkobetonu

Drátkobeton můžeme označit za homogenní, jestliže obsahuje ocelová vlákna všesměrně orientovaná a rovnoměrně rozložená v celém objemu. Tento požadavek vychází z technického předpisu TP FC 1-1 [196].

Polohu prutů betonářské výztuže v železobetonu lze snadno vizuálně zkontrolovat před jejich zabetonováním. V případě drátků, které ztužují strukturu drátkobetonu, není tato kontrola uskutečnitelná. Vyhodnocení homogenity ztvrdlého materiálu může probíhat různými způsoby, z nichž však každá má své nevýhody.

- Vizuální kontrola – odborný pohled na řez vzorkem. Metoda je rychlá, ale neobjektivní.
- Manuální vyhodnocení – ruční změření souřadnic jednotlivých drátků v řezu vzorku, matematické vyhodnocení rovnoměrnosti rozptýlení. Metoda je přesná, ale vysoce časově náročná.

- Mechanická separace – rozdrcení drátkobetonových vzorků, spočítání počtu drátků v různých vzorcích a porovnání. Metoda umožňuje vyhodnotit rovnoměrnost rozdělení drátků globálně v rámci konstrukce, ne však lokálně v rámci vzorku.
- Elektromagnetické metody – stanovení procenta drátků ve směru jednotlivých os na základě elektrické vodivosti materiálu (např. přístroj BSM100 [197]). Metoda vyžaduje speciální vybavení a poskytuje pouze informaci o poměrném rozdělení drátků do jednotlivých směrů.
- Hloubková magnetická sonda – sledování změny intenzity magnetického pole ve vývrtu v drátkobetonovém prvku umožňuje odhadnout koncentraci drátků v různých místech vzorku [198]. Výhodou je malý zásah do vzorku (Obrázek 110) a možnost využití pro libovolně velký vzorek, nevýhodou opět pouze rámcová informace o celkovém stupni vyztužení v daném místě.
- Rentgenová tomografie – vytvoření 3D snímku rozmístění drátků uvnitř prvku pomocí CT scanneru (Obrázek 110) a následné počítačové zpracování [199]. Výsledkem je naprosto přesná informace o rozmístění drátků ve vzorku, nevýhodami jsou nutnost vlastnit velmi drahé zkušební zařízení a náročnost vyhodnocení dat.



Obrázek 110 Vlevo vyšetření vzorku hloubkovou magnetickou sondou [198]. Vpravo výsledek analýzy vzorku na CT scanneru [199].

Pro potřeby výzkumu i praxe je nutno mít k dispozici metodu, která poskytne přesné výsledky v rozumném čase při rozumných nákladech. Jako vhodný kandidát se jeví digitální obrazová analýza. Je pořízena běžná digitální fotografie řezu vzorkem, pomocí softwaru jsou identifikovány jednotlivé drátky v řezu a je vyhodnocena rovnoměrnost jejich rozmístění.

7.5.2. Digitální obrazová analýza

a) Princip metody

Metoda je založena na počítačové analýze digitálního snímku řezu drátkobetonového vzorku. Využívá se přitom odlišné světelné odrazivosti lesklých ocelových drátků a matné cementové

matrice. Při správném úhlu dopadu světla dochází k jeho výraznému odrazu od řezových ploch čerstvě přeríznutých drátků. Čím větší je kontrast mezi drátkou a matricí, tím vyšší je pravděpodobnost správné detekce drátků v řezu.

Jak bude patrné z dále uvedeného popisu, metoda je rychlá a jednoduchá na provedení, nevyžaduje žádné speciální přístrojové vybavení a poskytuje přesné a objektivní výsledky. Metodu lze použít na staveništi i v laboratoři. Pro pořízení fotografie je nutné mít k dispozici pouze vhodný fotoaparát, stativ, jednobarevnou textilií, délkové měřidlo a zdroj světla. Světelným zdrojem nemusí být drahá záblesková světla, postačí běžné staveništní halogenové svítidlo.

b) Pořízení fotografie

Pořízení fotografie je klíčovým bodem celé analýzy. Měl by být volen fotoaparát s dostatečným rozlišením, optimálně alespoň 8 Mpx. Vyšší rozlišení fotoaparátu snižuje riziko vzniku tzv. sporných obrazových pixelů, u kterých může později mít softwarový vyhodnocovací algoritmus problém určit, zda se jedná o drátek či cementovou matrici.

Při snímání objektu nesmí dojít k jeho distorzi (soudkovitému nebo poduškovitému zkreslení). Při použití klasického fotoaparátu se zoomovým objektivem je dostačující, pokud je fotografie pořizována z dostatečné vzdálenosti od objektu tak, aby distorzní zkreslení nebylo patrné prostým okem. Distorze by vedla ke zkreslení výsledků, neboť program by špatně určil jak celkovou plochu snímaného průřezu, tak i pozice jednotlivých drátků.

Důležité je také nastavení fotoaparátu z hlediska vyvážení bílé. Vyvážení bílé je ve fotografii označení pro úkon spočívající v barevném vyrovnaní předmětu snímání (a jeho světelných podmínek) tak, aby se zachycený obraz co nejlépe shodoval s podáním barev, jak je vnímá lidské oko. Pro pořizování snímků za standardních světelných podmínek je přijatelná volba automatického vyvážení bílé. V případě umělého osvětlení či focení s bleskem je však vhodnější manuální nastavení podle aktuálních světelných podmínek. Automat by mohl potlačit barevné rozdíly mezi drátkou a cementovou matricí, které jsou pro správné vyhodnocení rozhodující.

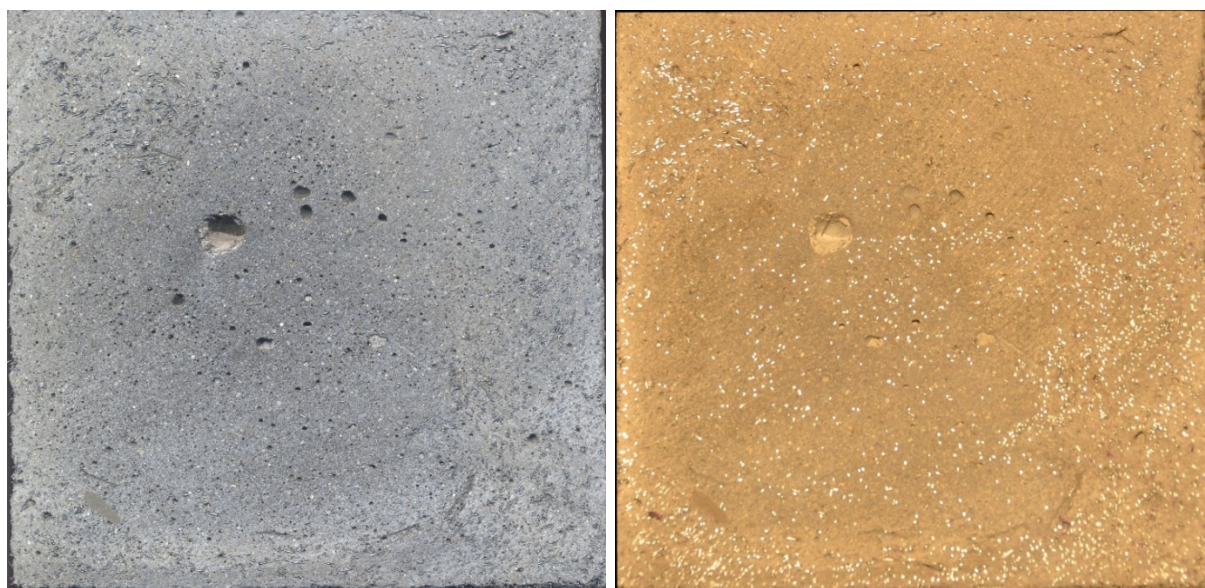
Významným aspektem pro pořízení kvalitní fotografie je volba pozadí. Nejvhodnější je jednobarevné matné pozadí. Autorovi se nejlépe osvědčila černá textilie, na kterou byly umístěvány zkoumané vzorky.

Klíčové je nasvícení vzorku. Světlo je potřeba zafixovat v poloze, ve které dochází k jeho nejvýraznějšímu odrazu od řezových ploch drátků. Pro fixaci polohy světla je vhodné použít stativ.

Jak již bylo řečeno, metoda pracuje se snímky řezů drátkobetonových těles. Řezy jsou prováděny pomocí pil na beton, které bývají vybaveny vodním chlazením. Při procesu řezání tedy dochází ke smočení řezové plochy. Před fotografováním nesmí být povrch potažen vodním filmem, který by zvýšil jeho odlesk a tím redukoval kontrast mezi drátkou a cementovou matricí. Proto je vhodné osušit povrch například savou textilií. Řezové plochy je navíc nutné vyfotografovat co nejdříve po provedení řezu, dokud nedojde ke korozi drátků.

c) Úprava snímku

Před vyhodnocením digitálních snímků je nutné provést v libovolném grafickém programu jejich oříznutí. Dále je potřeba stanovit skutečné rozměry oblasti vzorku zobrazené na fotografii. Nejjednodušším způsobem je přiložení libovolného délkového měřidla ke zkoumanému vzorku při pořizování fotografie. Vhodné (nikoliv však nutné) je také provedení dodatečných úprav snímku pro zvýšení kontrastu mezi drátky a cementovou matricí (Obrázek 111). Postačí libovolný jednoduchý grafický program (např. IrfanView). Vhodné je zvýšit kontrast snímku, mírně zvýšit barevnou saturaci a provést gamma korekci. Zostření obrazu je nevhodné, jelikož vede k vytváření nových jasných oblastí na snímku, které by mohly být mylně interpretovány jako drátky.



Obrázek 111 Vlevo fotografie příčného řezu krychle z drátkobetonu. Vpravo fotografie po úpravě kontrastu a vyvážení barev v grafickém softwaru za účelem usnadnění detekce drátků.

d) Vyhodnocení snímku

Vyhodnocení je nejjednodušší částí, protože probíhá pomocí intuitivního programu ASEF (Obrázek 114), který byl pro tyto účely vyvinut. ASEF je naprogramován v jazyce MATLAB, k jeho využití však není nutné vlastnit licenci softwarového balíku MATLAB. Uživatel si vystačí pouze s instalací volně dostupné knihovny MATLAB Compiler Runtime (MCR).

Princip programu lze popsat následovně. V prvním kroku je nahrána fotografie, jsou zadány její rozměry d_x, d_y [mm] a průřezová plocha jednoho drátku a_f [mm²]. Na obrázku je kurzorem vybrána barva reprezentující drátku, která je zaznamenána ve formě RGB vektoru:

$$\vec{c}_{sel} = (r_{sel}, g_{sel}, b_{sel}) \quad (5)$$

Poté je spuštěn algoritmus pro vyhledání drátků. Každý pixel snímku je charakterizován vlastním RGB vektorem:

$$\vec{c}_{ij} = (r_{ij}, g_{ij}, b_{ij}) \quad (6)$$

Velikosti RGB vektoru zvolené barvy s_{sel} a RGB vektorů jednotlivých bodů s_{ij} se stanoví podle vztahů:

$$s_{sel} = |\vec{c}_{sel}| = \sqrt{r_{sel}^2 + g_{sel}^2 + b_{sel}^2} \quad (7)$$

$$s_{ij} = |\vec{c}_{ij}| = \sqrt{r_{ij}^2 + g_{ij}^2 + b_{ij}^2} \quad (8)$$

Pixel je označen za potenciální drátek, pokud platí:

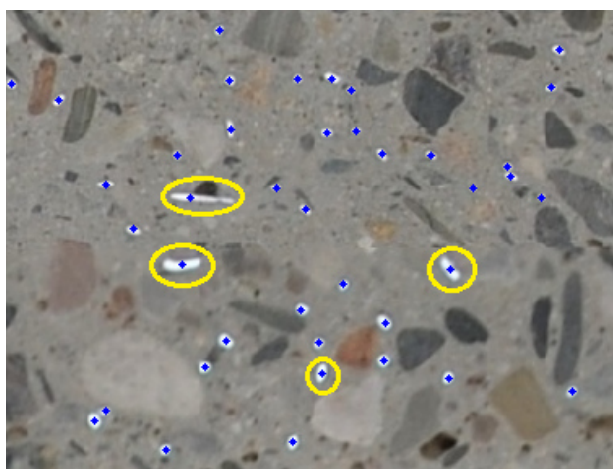
$$s_{ij} \geq F \cdot s_{sel} \quad \wedge \quad r_{ij} \geq F \cdot 215 \quad (9)$$

kde F je faktor citlivosti. Faktor citlivosti je v prvním kroku stanoven automaticky, uživatel jej však může libovolně změnit pomocí posuvníku, pokud není spokojen s výsledkem detekce drátků (např. pokud program mylně identifikuje jako drátky i některá zrna kameniva). Druhá část podmínky říká, že první souřadnice v RGB prostoru (vyjadřující úroveň červené barvy) musí být větší nebo rovna 215. Podle analýzy rozsáhlé sady dat jsou drátky ve správně pořízeném snímku vždy reprezentovány odstínem šedi s červenou souřadnicí větší než 215.

Přirozeně ne všechny pixely identifikované jako potenciální drátky mají být započítány jako drátky. Je potřeba vzít v potaz dva hlavní aspekty. Zaprvé se každý drátek na snímku skládá z několika pixelů, ale započítat je nutno pouze jeden. S uvažáním průřezové plochy jednoho drátku a_f a kruhového průřezu lze stanovit teoretický poloměr drátku r a minimální vzdálenost mezi těžišti dvou drátků l_{min} :

$$l_{min} = 2r = 2\sqrt{\frac{a_f}{\pi}} \quad (10)$$

Zadruhé drátky přeříznuté našikmo mohou být nesprávně identifikovány jako skupina drátků. Pokud tedy program identifikuje dvě nebo více těžišť, jejichž vzdálenost je rovna l_{min} , nakládá s nimi jako s jedním drátkem a pro další analýzy počítá pouze s celkovým těžištěm celé oblasti (Obrázek 112).



Obrázek 112 Detail části analyzovaného snímku. Žlutě označená vlákna jsou přeříznuta našikmo, nicméně jsou správně uvažována jako jeden drátek.

Program obsahuje speciální subrutiny pro zohlednění uvedených aspektů. Identifikuje pixely potenciálních drátků, nalezne těžiště drátků a zpracuje výsledky do grafické (Obrázek 114) i číselné podoby (exportovatelná data).

Výsledkem analýzy jsou dva grafy. V první řadě se jedná o histogram četností, který zobrazuje skupiny drátků s danou maximální vzdáleností od nejbližšího sousedního drátku (Obrázek 114 vlevo dole). Pro zcela homogenní materiál by měly být všechny drátky stejně daleko od sebe, histogram by se tedy skládal pouze z jednoho sloupce. V praxi lze za homogenní považovat takový materiál, který má v histogramu skupinu 2 – 3 dominantních sousedících sloupců, ostatní sloupce by měly být výrazně méně významné.

Hlavním výsledkem je pak křivka porovnávající skutečné rozložení drátků po průřezu s rozložením ideálním (Obrázek 114 vpravo dole). Jedná se o součtovou čáru zobrazující závislost relativního počtu drátků na relativní vzdálenosti od spodního okraje vzorku. V ideálním případě naprosto rovnoměrného rozdělení vláken by závislost měla mít tvar přímky se sklonem 1:1. Čím více se skutečná křivka blíží tomuto stavu, tím lepší je homogenita materiálu. Pro rychlou porovnatelnost výsledků je pod grafem vyčíslena procentuální odchylka skutečné křivky od křivky ideální Δ . Číslo se stanoví jako aritmetický průměr odchylek v jednotlivých bodech křivky podle vztahu

$$\Delta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |k_i - j_i| \quad (11)$$

kde n je počet bodů křivky, k_i je relativní počet drátků v daném bodě skutečné křivky a j_i je relativní počet drátků v daném bodě ideální křivky. ASEF stanoví také stupeň vyztužení průřezu jako (n je počet detekovaných drátků):

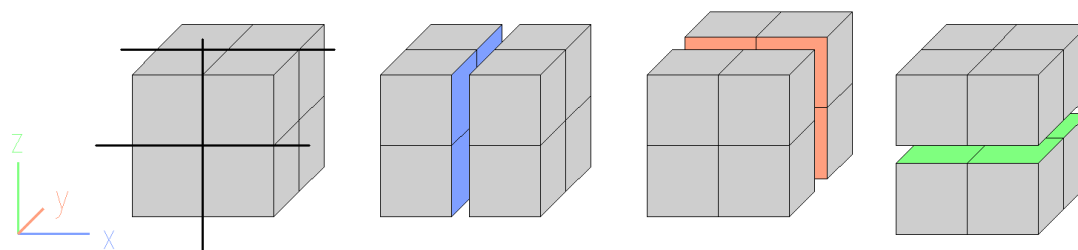
$$\rho = \frac{n \cdot a_f}{d_x \cdot d_y} \quad (12)$$

Program provede v prvním kroku analýzu zcela automaticky. Pokud není uživatel spokojen s kvalitou detekce drátků (např. pokud program omylem detekuje jako drátky i některá zna kameniva nebo naopak některé drátky nenalezne), může ručně upravit parametr citlivosti výběru (posuvník v pravém horním okně programu na Obrázek 114). Program provede novou analýzu, kterou porovná s analýzou původní. Obrázek 114 křivku rozložení drátků stanovenou podle automatického výběru zobrazuje zelenou barvou, křivka po ruční úpravě má barvu modrou, křivka ideální je červená.

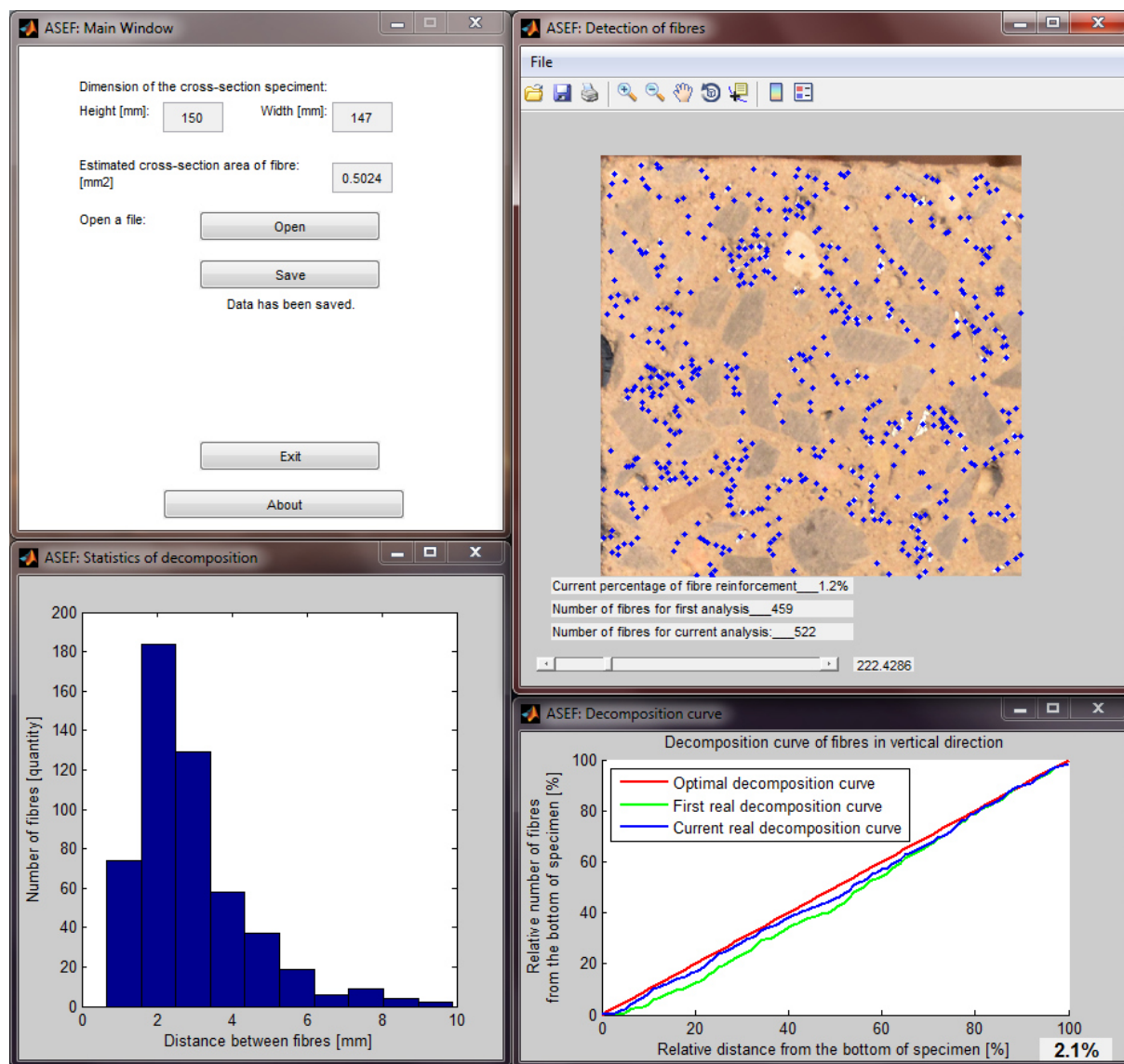
Správnost detekčního a vyhodnocovacího algoritmu programu byla s velmi dobrými výsledky validována porovnáním s manuálně změřenými pozicemi drátků na krychlích o hraně 150 mm.

e) Vyhodnocení trojrozměrného rozmístění drátků

Metoda je primárně určena pro zpracování 2D řezů drátkobetonovými vzorky. V případě potřeby trojrozměrné analýzy rozmístění drátků je nutno rozřezat vzorek na více částí a vyhodnotit každý řez zvlášť, jak ilustruje Obrázek 113.



Obrázek 113 Řezání vzorku pro analýzu rozmístění vláken ve třech rozměrech.



Obrázek 114 Vyhodnocení snímku v programu ASEF.

7.5.3. Ukázky praktických aplikací

a) Vývoj směsi vysokopevnostního betonu

Metoda byla využita pro stanovení vlivu zrnitosti kameniva na rovnoměrnost rozptýlení drátků ve směsi vysokopevnostního betonu obsahující 120 kg/m³ drátků (délka 13 mm, průměr 0,2 mm, tahová pevnost oceli 2750 MPa).

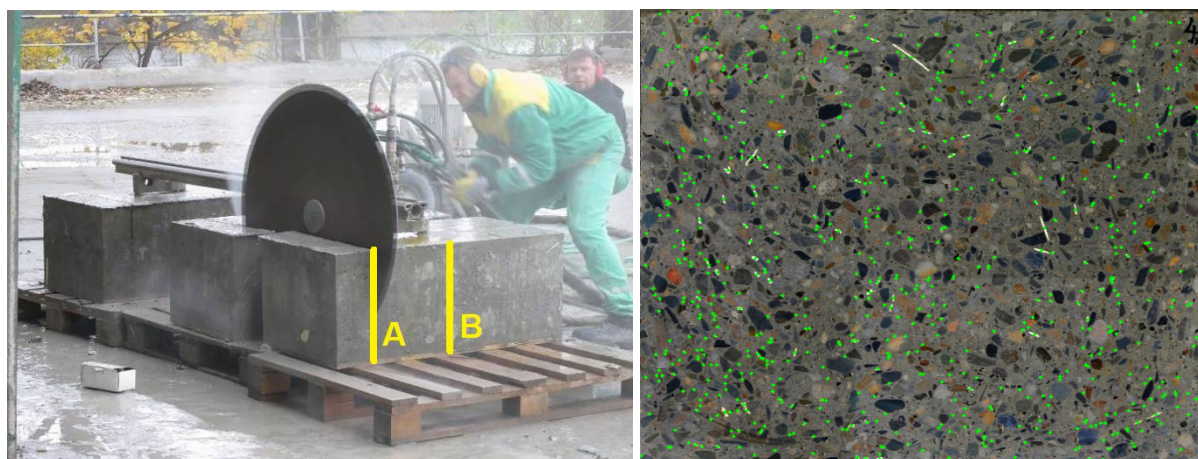
Tabulka 43 Receptury porovnávaných směsí vysokopevnostního betonu

Označení	Cement [kg/m ³]	Voda [kg/m ³]	Velikost kameniva [mm]	Kamenivo [kg/m ³]	Drátky [kg/m ³]
D1	500	202	0/4+4/8	874+700	120
D2	500	202	0/4	1442	120
D3	600	228	0/2	1308	120
D4	800	240	0/1	1041	120

Nejhoršího výsledku dosáhla směs D4, kde byla stanovena odchylka $\Delta = 7,7 \%$. Velmi jemná směs nebyla schopna v průběhu hutnění udržet drátky v jejich původních pozicích, došlo ke gravitační segregaci jednotlivých složek a sednutí drátků ke spodnímu povrchu vzorků. Špatného výsledku ($\Delta = 6,4 \%$) dosáhla také směs D1, pravděpodobně kvůli nesprávnému vyladění křivky zrnitosti kameniva. Zbylé dvě směsi prokázaly vynikající homogenitu (D2: $\Delta = 1,0 \%$, D3: $\Delta = 2,4 \%$).

b) Homogenita drátkobetonu pro tunelová ostění

Je dobře známo, že rozdělení drátků v reálných konstrukcích se může lišit od rozdělení změřeného na standardních krychelných vzorcích, jelikož orientace vláken je ovlivněna směrem betonáže a blízkostí povrchu bednění [200]. Při vývoji betonu pro drátkobetonová tunelová ostění byla proto homogenita rozdělení drátků sledována na vzorcích o rozměrech 400x500x1000 mm. Betony obsahovaly různá množství (25 – 40 kg/m³) drátků délky 60 mm a průměru 0,75 mm o tahové pevnosti 1225 MPa. Vyrobeno bylo celkem pět vzorků (1 – 5), z každého byly pomocí kotoučové pily získány dva řezy (řez A – 150 mm od konce, řez B – v polovině), viz Obrázek 115.



Obrázek 115 Vlevo řezání velkorozměrových vzorků drátkobetonu. Vpravo detekované drátky v řezu 4A.

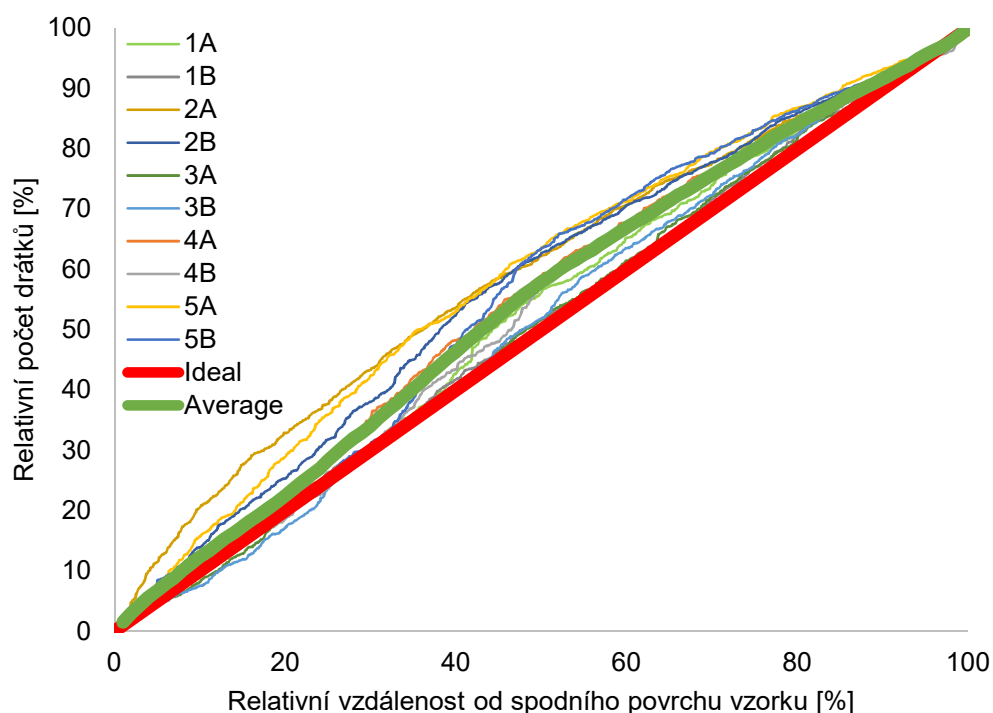
U většiny vzorků bylo pozorováno mírné sesednutí drátků ke spodnímu povrchu. Nejlépe si vedly vzorky obsahující kolem 30 kg/m³ drátků (1 a 2), u kterých se hodnota Δ pohybovala kolem 1,5 – 2,5 %. Data byla dále použita pro výpočet středních (l_{avg}) a mediánních (l_{med}) vzdáleností mezi drátky. Pro směs se zcela ideálně rozmístěnými drátky by poměr l_{med}/l_{avg} činil 1,0, nižší hodnoty vyjadřují vyšší tendenci ke tvoření shluků drátků. Nejlépe si v tomto kritériu vedly vzorky 1, 3 a 4.

Tabulka 44 Charakteristiky jednotlivých vzorků (f – dávka drátků, n – počet drátků, ostatní viz předchozí text).

Vzorek	f [kg.m ⁻³]	n	Δ [%]	ρ [%]	l_{avg} [mm]	l_{med} [mm]	l_{med}/l_{avg}
1A	30	813	2,50	0,18	7,08	5,73	0,809
1B	30	1051	1,20	0,23	6,07	4,70	0,774
2A	40	1183	8,90	0,26	5,32	3,76	0,707
2B	40	1110	6,90	0,25	5,54	3,34	0,603
3A	32	921	1,20	0,20	6,02	4,51	0,749
3B	32	947	2,00	0,21	6,14	4,76	0,775
4A	25	685	4,80	0,15	7,26	5,70	0,785
4B	25	676	3,20	0,15	7,26	5,47	0,753
5A	35	942	8,50	0,21	6,62	4,89	0,739
5B	35	968	5,60	0,21	5,75	3,91	0,680

Kromě vzorku 1 bylo u všech ostatních stanoveno prakticky stejné množství drátků v řezech A a B, což značí rovnoměrné rozdělení drátků v objemu prvku. Rozdíl mezi změřenou a ideální křivkou rozdělení byl systematicky větší v řezu A (na hraně vzorku) než v řezu B (uprostřed vzorku). Důvodem bylo pravděpodobně nevhodné umístění vibrátorů, kdy hutnění probíhalo výrazněji ve vnějších částech vzorků než v částech vnitřních.

Výsledky analýzy byly realizační firmou využity při návrhu směsi, kde byly zohledněny i další klíčové parametry (zejména mechanické vlastnosti a ekonomická efektivnost).



Obrázek 116 Rozdělení drátků v jednotlivých vzorcích.

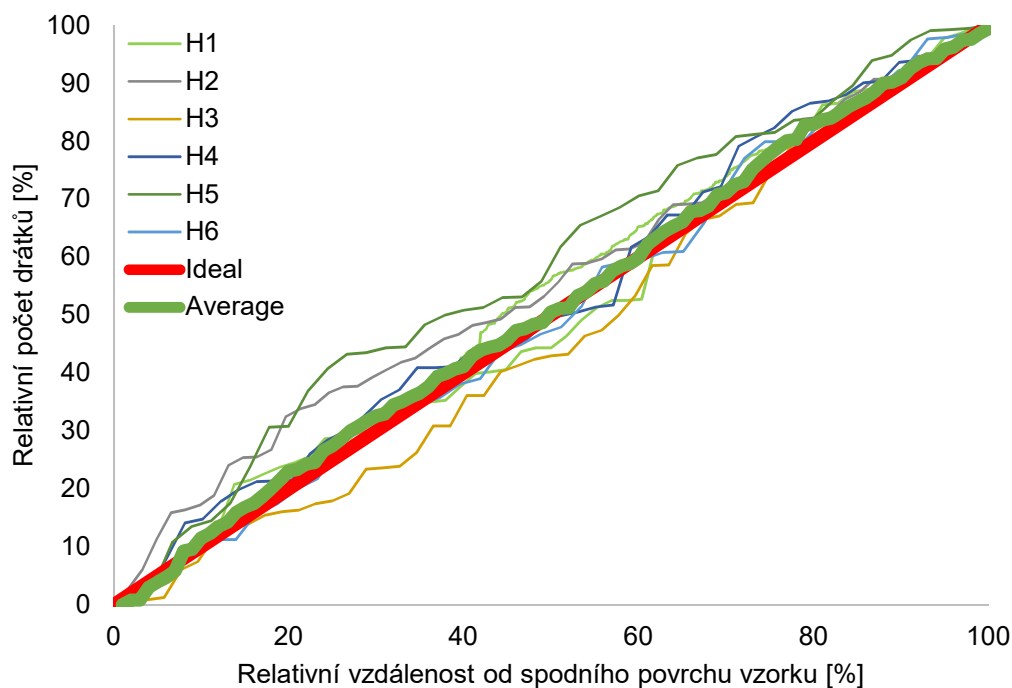
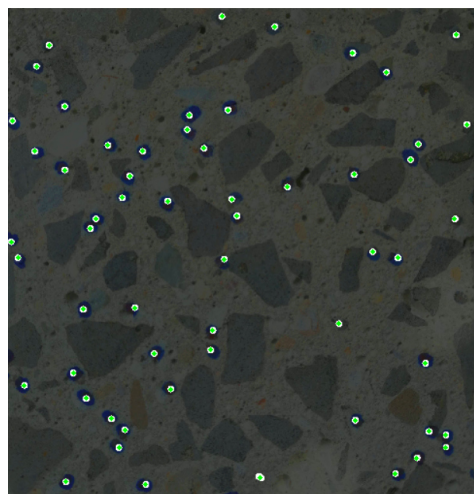
c) Vývoj drátkobetonu pro zesílení mostní konstrukce

Třetím příkladem je využití pro ověření homogenity drátkobetonu použitého pro zesílení mostu na D1 u Hvězdonic (viz kapitola 7.3). Při pokládce drátkobetonové nabetonávky bylo vyrobeno několik zkušebních trámců 100x100x400 mm pro ověření pevnosti v tahu za ohybu. Po zkoušce byly tyto trámce rozřezány a na šesti řezových plochách bylo analyzováno rozložení drátků.

Z výsledků (Tabulka 45 a Obrázek 117) je patrné, že bylo dosaženo rovnoměrného rozložení drátku, které se velmi blížilo rozdělení ideálnímu (průměrná hodnota $\Delta = 3,4 \%$). Počty drátků v jednotlivých řezech se lišily o méně než 20 %.

Tabulka 45 Charakteristiky jednotlivých vzorků (n – počet drátků, ostatní viz předchozí text). Vlevo drátky detekované v řezu H1.

Vzorek	n	Δ [%]	ρ [%]
H1	48	2,60	0,22
H2	51	3,50	0,23
H3	52	3,50	0,23
H4	49	3,30	0,22
H5	45	4,80	0,20
H6	43	2,70	0,19



Obrázek 117 Rozdělení drátků v jednotlivých vzorcích.

7.5.4. Shrnutí

Obrazová analýza s podporou výpočetní techniky je velmi zajímavou alternativou k dosud dostupným metodám pro hodnocení homogenity ztvrdlého drátkobetonu. Metoda je levná, rychlá, jednoduchá na provedení na stavbě i v laboratoři. Po rozříznutí vzorku pilou na beton a jeho osušení se vzorek nasvítí (např. staveništním halogenovým svítidlem), vyfotí (postačí středně kvalitní digitální fotoaparát), fotografie se upraví v běžně dostupném grafickém programu a podrobí se analýze v programu ASEF. Výsledkem je jasná, srozumitelná a objektivní informace o homogenitě ztvrdlého drátkobetonu.

Ve fázi vývoje a ověřování vlastností nového materiálu lze díky použití obrazové analýzy snížit počet zkušebních těles a tím pádem i pracovních hodin nutných pro optimalizaci nové receptury drátkobetonu. V průběhu realizace stavebního díla program poslouží pro průběžnou kontrolu homogenity vyráběného materiálu. Homogenita materiálu je naprosto klíčovým parametrem, neboť odolnost konstrukce je dána odolností jejího nejslabšího místa. Je-li produkován nehomogenní materiál, hrozí porušení konstrukce při nižším než projektovaném zatížení a následné velké ekonomické ztráty v souvislosti s opravou.

7.6. Přenos technologie výroby tenkostěnných prvků do praxe

7.6.1. Vývoj technologie

V rámci dlouhodobé spolupráce Katedry betonových a zděných konstrukcí Fakulty stavební ČVUT v Praze a společnost SMP CZ a.s. při vývoji nových materiálových, technologických a konstrukčních řešení pro betonové konstrukce byl odladěn postup výroby a ukládání vysokohodnotného betonu do forem tenkostěnných dílců. Výrobní postup vyvinutý v laboratoři byl úspěšně přenesen do výrobního závodu a aplikován v reálném měřítku na dílcích pro skutečné konstrukce. Výsledkem je ověřená technologie [201].

Vyvinutý materiál je charakterizován těmito rysy, které jsou v určitém rozsahu upravitelné dle požadavků konkrétní konstrukce:

- Pevnostní třída použitého betonu C100/120 dle ČSN EN 12390-3 [186].
- Stupeň konzistence čerstvého betonu SF2 dle ČSN EN 12350-5 [202].
- Obsah vzduchu v čerstvém betonu 4,2 % dle ČSN EN 12350-7 [203].
- Velikost maximálního zrna kameniva 8 mm.
- Odolnost proti průsaku tlakové vody 22,5 mm dle ČSN EN 12390-8 [66].



Obrázek 118 Vlevo čerstvý vysokohodnotný beton, vpravo zkouška konzistence čerstvého vysokohodnotného betonu.

Receptura betonu byla nejprve odladěna v laboratoři a poté se přistoupilo k jejímu ověřování ve výrobním závodě SMP CZ a.s. Pro zhotovení čerstvého betonu byla použita běžná planetární míchačka, kterou disponuje většina betonáren. Bylo zjištěno, že objem míchané směsi by neměl přesáhnout $\frac{1}{2}$ maximálního objemu míchací nádoby. Toto omezení je dáno značným odporem míchané směsi po přidání drátků – při vyšším míchaném objemu by mohlo dojít k poškození motoru míchačky. Míchání probíhalo v 500 l záměsích.

Vysokohodnotný beton je oproti běžně vyráběným betonům velmi náročný z hlediska výroby. Nejdůležitějším aspektem při výrobě je dodržení přesného postupu míchání a dávkování jednotlivých složek a následně dodržení technologické kázně při manipulaci a ukládání čerstvého betonu. Celková doba míchání vysokohodnotného betonu byla stanovena na 15 až 20 minut podle druhu použitého superplastifikátoru a mikrosiliky. Jednotlivé složky (kamenivo, cement, voda, přísady, drátky) byly do směsi dávkovány postupně v konkrétně daných okamžicích. Při výrobě zkušebních záměsů byl jako optimální určen tento postup míchání:

- Kamenivo – 3 minuty
- Cement – 3 minuty
- Voda + superplastifikátor – 2 minuty
- Mikrosilika – 5 minut
- Drátky – 2 minuty

Po uložení je nutné důkladné zhutnění čerstvého betonu, protože případné póry a kaverny snižují kvalitu vyráběného prvku. Jako nejvhodnější metoda byly určeny vysokofrekvenční vibrační stoly. Ponorné vibrátory se ukazují jako nevhodné, protože jejich účinnost je menší a zároveň při jejich použití vzrůstá doba nutná pro uložení čerstvého betonu.

Vzhledem k tomu, že v betonu jsou všesměrně rozptýleny ocelové drátky, není možné při fixaci formy k vibračnímu stolu použít elektromagnetickou sílu. Magnetické pole by usměrnilo orientaci drátků a podpořilo jejich segregaci ke spodnímu povrchu. Byl proto vyvinut speciální systém mechanického kotvení.

7.6.2. Praktická aplikace

Podle vyvinuté technologie byly vyrobeny deskové i prostorové prefabrikované dílce využitelné v pozemním i dopravním stavitelství. Tloušťka prvků byla minimalizována až na 50 mm.

Bylo ověřeno, že uvedenou technologií lze vyrobit dílce z vysokohodnotného betonu na standardním produkčním zařízení betonárny. Podařilo se dosáhnout vysoké povrchové kvality dílců a technologie byla optimalizována tak, aby i u tenkostěnných dílců s prutovou výztuží došlo k dokonalému probetonování celého objemu prvku.

Ve spolupráci s architektonickou kanceláří DomyJinak s.r.o. byla vyvinutá technologie použita pro konstrukci tzv. cyklopointů v obci Chocenice u Plzně. Jedná se o odpočívadla pro cyklisty využívající cyklostezku vedoucí touto obcí.



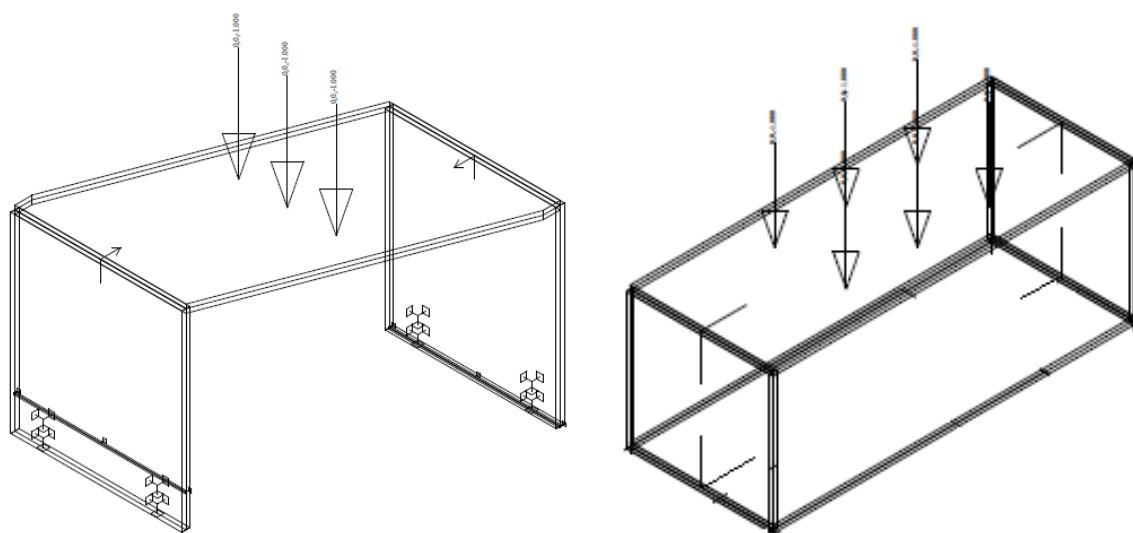
Obrázek 119 Vlevo ukládání materiálu do bednění deskových dílců. Vpravo hotový deskový dílec před odbedněním.



Obrázek 120 Vlevo nezdařilý prostorový dílec, kdy vlivem interakce drátkobetonu s prutovou konstrukcí výztuží došlo k nedokonalému probetonování. Vpravo zdařilý dílec získaný po optimalizaci receptury a postupu ukládání směsi.

Cyklopointy se skládaly z několika prvků z různých typů betonu: základové desky z běžného železobetonu, laviček a stojanů na kola z vláknobetonu s polymerními vlákny, přístřešku a stolků z vysokohodnotného drátkobetonu vyrobených podle této technologie. V souladu s požadavkem architekta mají všechny prvky žlutou barvu shodnou s odstínem používaným pro značení cyklistických tras.

Při statickém návrhu bylo kromě obvyklých provozních, klimatických a transportních zatížení nutno zohlednit také nestandardní možnosti zatížení osobami, např. v důsledku vandalské činnosti. Prověřována tak byla přítomnost osob na střeše přístřešku a na stole uvnitř cyklopointu [204].



Obrázek 121 Zatížení osobami uvažované při návrhu přístřešku (vlevo) a stolků (vpravo) z vysokohodnotného drátkobetonu.



Obrázek 122 Vlevo improvizovaná zatěžovací zkouška stolků na cyklopointu v centru Chocenic. Vpravo celkový pohled na cyklopoint u rybníka Výsovák u Chocenic.

7.6.3. Shrnutí

Vysokohodnotný beton umožňuje výrazné snížení tloušťky prvků, což se pozitivně projevuje snížením transportní hmotnosti při převozu dílce, snadnější manipulací na stavbě a redukcí

nákladů na dopravu a montáž. Omezeno je množství prutové výztuže, což snižuje náklady na materiál i práci personálu (vazačů výztuže). Vysokohodnotný beton dále zajišťuje dlouhou a životnost konstrukce a snižuje tak náklady životního cyklu stavby. Využití ověřené technologie je možné při průmyslové výrobě betonových dílců pro:

- Mostní segmenty.
- Segmenty tunelového ostění.
- Tenkostěnné prvky ztraceného bednění pro dopravní i pozemní stavby.
- Tenkostěnné fasádní a obkladové prvky.
- Architektonické prvky městského mobiliáře atd.

7.7. Návrh variabilního systému ponorných mol z vláknobetonu

Poslední prezentovaná ukázka vlastní aplikace se věnuje použití vláknobetonu pro méně obvyklý typ dopravní stavby, kterým je nábrežní molo sloužící pro pohyb chodců, cyklistů a malých plavidel.

7.7.1. Myšlenka ponorných mol

Problémem center mnoha světových měst je nízká kapacita nábreží řek. Totéž se týká i pražských náplavek, které jsou vyhledávány turisty i občany města kvůli své atmosféře a výhledům na okolní památky. Pořádá se zde spousta kulturních a sportovních akcí. Během těchto událostí bývají náplavky přeplněné. Provozovatel pražských náplavek proto hledá řešení pro zvýšení jejich kapacity.

Logickým krokem by bylo rozšíření náplavek. Trvalé rozšíření by bylo velmi náročné technologicky i finančně, nehledě na komplikovaná jednání s desítkami institucí, která by bylo nutno podstoupit. Řešením by mohlo být rozšíření pomocí plovoucích mol, které však přináší další problém. Běžné typy mol plavou na hladině po celou dobu provozu. V případě povodňového nebezpečí je nutno všechny plovoucí objekty z toku řeky přesunout do bezpečnostních přístavů, aby se předešlo škodám, které by mohly způsobit v případě, že by došlo k jejich uvolnění a nekontrolovanému pohybu vodním tokem. Přesun objektů do těchto přístavů je technicky náročný a kapacita přístavů je velmi omezená. Pokud by pro rozšíření náplavek byla použita klasická plovoucí mola, muselo by dojít k vybudování nových bezpečnostních přístavů, na což není dostatek místa ani finančních prostředků.

S inovativní myšlenkou řešení problému přišel pan Jakub Fabel, který navrhl vyrobit mola z betonu, který je esteticky vhodný v kombinaci se zdivem náplavek, a který bude místo polystyrenu nadnášen vzduchovými vaky, které budou v případě potřeby vypuštěny, a dojde k ponoření mol do stabilní pozice na dno říčního toku. Po opadnutí vody budou vaky opět napuštěny vzduchem a mola se vynoří. Jednotlivé prvky mola budou propojeny systémem vzduchotechnického potrubí, který umožní vypouštění a napouštění vzduchu do celé skupiny jedním dmychadlem. Nápad velmi zaujal správce pražským náplavek, a proto Fakulta stavební ČVUT v Praze (doc. Ryjáček, Ing. Bílý a jejich studenti) vyvinula konkrétní technické řešení, které bude popsáno dále.

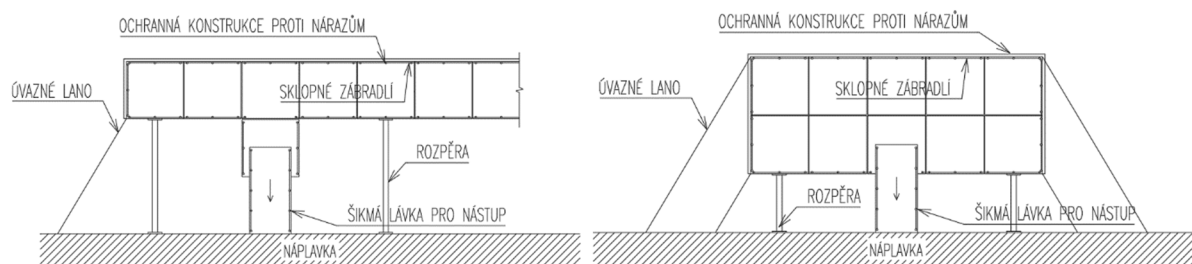


Obrázek 123 Základní myšlenka systému ponorných mol. Vlevo plovoucí molo s napuštěným vzduchovým vakem, vpravo ponořené molo s vypuštěným vzduchovým vakem (autor: Jakub Fabel).

7.7.2. Možnosti využití systému ponorných mol

Ponorná mola by měla primárně sloužit pro využití vodní plochy při pořádání kulturních akcí (např. jako divadelní jeviště umístěné na vodní ploše), jako restaurační zahrádky nebo pro zvětšení využitelného prostoru pro veřejnou relaxaci. Vychází vstříc stoupajícímu zájmu občanů a turistů o pražské břehy a relaxaci v této lokalitě. Možné je také jejich využití pro kotvení malých plavidel nebo v liniovém provedení jako promenády pro pěší nebo cyklostezky.

Systém bude modulární, takže bude možné spojovat jednotlivé prvky do různých plošných nebo liniových skupin. Spoje prvků jsou navrženy tak, aby byly snadno rozpojitelné a aby bylo možno prvky dle libosti přeuspořádat.



Obrázek 124 Vlevo liniová skupina prvků využitelná např. jako promenáda. Vpravo plošná skupina prvků využitelná např. jako restaurační zahrádka.



Obrázek 125 Vizualizace skupiny prvků.

7.7.3. Materiálové řešení

Jako materiál ponorných mol byl zvolen vláknobeton běžné pevnosti. Navrženou recepturu prezentuje Tabulka 46. S ohledem na náročné podmínky, kterým budou prvky vystaveny, bylo nutno splnit požadavky na odolnost pro stupně vlivu prostředí XC4 (části prvku na úrovni vodní hladiny jsou střídavě mokré i suché, podle hloubky zanoření) a XF4 (ponořené části prvku jsou značně nasyceny vodou, u břehu může docházet k jejímu zamrzání a ke kontaktu s rozmrazovacími prostředky splavenými z okolních komunikací). Stanoven byl přísný limit pro průsak tlakové vody dle ČSN EN 12390-8 20 mm [66], který odpovídá požadavku pro životnost 100 let u součástí mostních konstrukcí ve styku s CHRL dle TKP 18 [47]. Receptura byla podrobena sérii laboratorních zkoušek, které prokázaly splnění všech požadavků; výsledný beton bylo možné klasifikovat jako C35/45 – XC4, XF4 – Cl 0,2 – D_{max} 8 – F6. Účelem polymerních vláken v receptuře je zvýšit odolnost materiálu proti rozvoji trhlin od smršťování, mrazuvzdornost a mechanickou odolnost.

Tabulka 46 Navržená receptura vláknobetonu

Složka	Specifikace	Množství [kg/m ³]
cement	CEM I 42,5 R	400
voda	-	180
w/c	-	0,45
kamenivo	0/4 mm	950
kamenivo	4/8 mm	600
metakaolin	Mefisto L05	40
superplastifikátor	Stachement	3
vlákna	Forta Ferro 54 mm	4,8

Vláknobetonová skořepina bude dále vyztužena ortogonální sítí z profilů 10 mm v rozteči 150 mm. Výztuž je nutno ochránit krycí vrstvou betonu, jejíž požadovaná tloušťka (30 mm) definuje minimální tloušťku skořepiny (80 mm).

Pro vzduchové vaky (Obrázek 126) byl na základě diskuse s výrobcem (firma Rubena Náchod) zvolen PVC/Nitril s nylonovou vložkou o celkové tloušťce 2,5 mm. Toto souvrství by mělo poskytnout dostatečnou mechanickou odolnost i těsnost vaku.

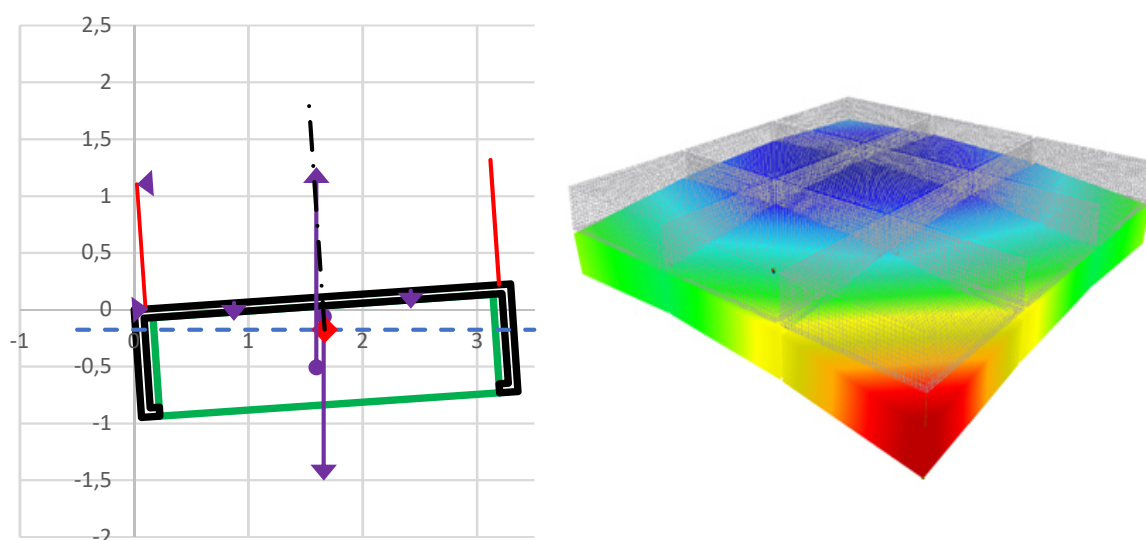


Obrázek 126 Vzduchový vak.

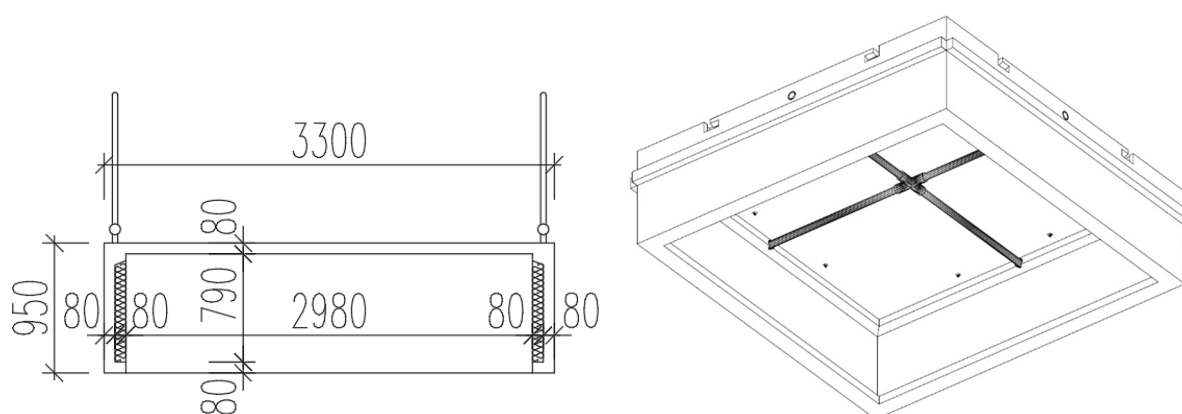
7.7.4. Návrh geometrie a rozměrů mola

Návrh mol byl optimalizován pomocí numerické analýzy (viz obr. 4) založené na zákonech hydrauliky a definovaných provozních podmínkách mol. Detaily je možno prostudovat v bakalářské práci Jana Buchláka [205] a diplomové práci Jana Matějky [206]. Maximální dovolený náklon mola byl na základě informací od věcně příslušných povolovacích úřadů stanoven na 4° a minimální světlá vzdálenost mezi vodní hladinou a palubou na 150 mm.

Cílem bylo navrhnout mola s co největší stabilitou i kapacitou. Tyto dvě podmínky jdou proti sobě. Čím těžší je prvek mola, tím je stabilnější, ale tím je také nižší jeho zatížitelnost, jelikož kapacita vzduchového vaku se z větší části vyčerpá na přenesení vlastní tíhy mola. Optimální velikost hrany prvku mola byla nakonec stanovena jako 3,3 m s výškou boční stěny 0,95 m a tloušťkou všech prvků 80 mm. Geometrii ilustruje Obrázek 128.



Obrázek 127 Vlevo výpočetní pomůcka pro optimalizaci geometrie jednoho prvku, vpravo příklad numerické analýzy deformace skupiny prvků [206].



Obrázek 128 Vlevo schematický řez prvkem mola bez vzduchového vaku. Vpravo spodní axonometrie prvku mola bez vzduchového vaku.

Za účelem stanovení počtu osob, které by se teoreticky mohly vejít na plochu 3,3 x 3,3 m, byl proveden kapacitní test. Výsledkem bylo číslo 51 osob (viz Obrázek 129), což odpovídá zhruba zatížení 4000 kg (uvažovaná váha osoby 80 kg). Podle výpočtů je prvek výše uvedené geometrie možno zatížit 55 osobami v případě, že je zatížení rovnoměrně rozprostřeno po palubě. Rozhodující jsou však zatěžovací stavy s menším počtem nerovnoměrně rozmístěných osob. Proto byla maximální dovolená kapacita jednoho prvku mola stanovena na 15 osob, tj. 1200 kg. I při tomto omezení je paluba poměrně hustě zalidněna, viz Obrázek 129. Pokud dojde k překročení této kapacity, prvek se nepotopí ani nepřeklopí. Při nevhodném rozmístění osob však dojde ke zvýšení náklonu nad stanovený limit, což bude mít nepříznivý vliv na pohodlí uživatelů.

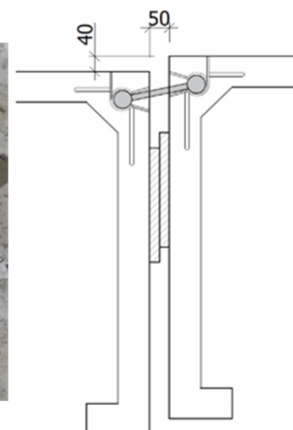
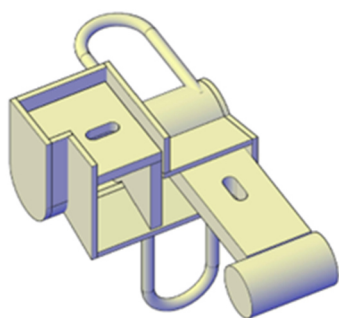


Obrázek 129 Vlevo maximální teoretické zatížení prvku mola – 51 osob (4000 kg) na ploše 3,3 x 3,3 m. Vpravo maximální dovolené zatížení prvku mola – 15 osob (1200 kg) na ploše 3,3 x 3,3 m.

7.7.5. Prvky systému mol

Pro správnou funkci systému bylo nutno vyřešit několik klíčových prvků. Předně se jednalo o spojovací systém, který musí umožnit rychlé spojování a rozpojování prvků. Byl navržen a odzkoušen kloubový spoj tvořený ocelovými prvky (viz Obrázek 130). Spoj se skládá ze tří částí: pouzdra zabetonovaného v betonové skořepině, spojovací „činky“ s cylindrickými konci a zarážky bránící vodorovným pohybům „činky“ po jejím zasunutí do pouzdra. Doplňen je nárazníky z tvrzené pryže připevněnými na svislé stěny jednotlivých prvků mol.

V laboratoři byl vybetonován a odzkoušen model spoje a přilehlých částí dvou spojovaných prvků v měřítku 1:1 za účelem ověření únosnosti a funkce spoje. Detaily je možno prostudovat v diplomové práci [206]. Zkoušky potvrdily dostatečnou únosnost, dosažené hodnoty překračovaly maximální předpokládanou působící sílu ve spoji tří až čtyřnásobně. Pro výrobu modelu byla použita navržená směs vláknobetonu a reálné předpokládané vyztužení prvku. Došlo tak i k úspěšnému ověření probetonovatelnosti kritického detailu konstrukce.



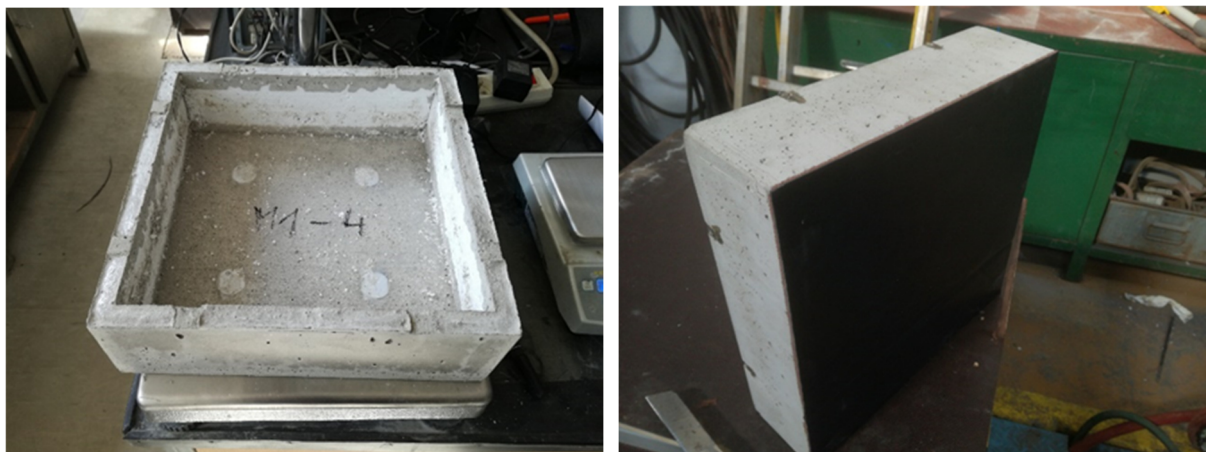
Obrázek 130 Vlevo spojovací systém, uprostřed zatěžovací zkouška modelu 1:1, vpravo řez spojem dvou prvků.

Napouštění a vypouštění vzduchu do vaků probíhá z dmýchadla prostřednictvím systému plastových hadic, které jsou pomocí ventilů připojeny ke vzduchovým vakům. Plastové hadice lze propojit i mezi několika vaky, takže pak je možné napouštět či vypouštět celou skupinu mol najednou. Pro kontrolu tlaku ve vacích jsou instalovány senzory, které v případě poklesu pod stanovenou kritickou hranici informují správce pomocí sms zprávy.

Pro zajištění bezpečnosti osob je nutné, aby se po obvodu skupiny mol nacházelo zábradlí. Toto zábradlí musí odnímatelné, aby jej bylo jednak možno rychle přestavovat podle aktuálního uspořádání systému mol a jednak odejmout před ponořením prvků na dno vodní plochy, kde by jinak mohlo dojít k jeho poškození unášenými splaveninami. Navrženo bylo ocelové zábradlí vybavené bajonetovým přípojem (Obrázek 125).

7.7.6. Hydraulické zkoušky na modelech v měřítku 1:10

Pro návrh plovoucích konstrukcí jsou zcela zásadní hydraulické zkoušky. Předně není možné všechny zatěžovací situace dostatečně výstižně simulovat pomocí numerických modelů. Dále je pak potřeba výsledky numerických modelů prostřednictvím experimentů validovat. Za tímto účelem bylo vyrobeno několik geometricky věrných prvků v měřítku 1:10 (330 x 330 x 95 mm, tloušťka skořepiny 8 mm). Prvky byly vyrobeny z jemnozrnné cementové malty, jejíž objemová hmotnost odpovídala předpokládané objemové hmotnosti vyztuženého vláknobetonu pro reálné prvky.



Obrázek 131 Vlevo model pro hydraulické zkoušky v měřítku 1:10 bez vzduchového vaku. Vpravo model se vzduchovým vakem nahrazeným PVC folií.

Provedené hydraulické zkoušky lze rozdělit do dvou skupin. První jsou experimenty statické, které byly prováděny v bazénu s ustálenou vodní hladinou pro ověření a doplnění numericky stanovených hodnot náklonu a ponoření mol. Konzistentně se změnou rozměrů (1:10 ve všech třech směrech) byla všechna zatížení aplikována v poměru 1:1000 vůči skutečnosti. Experimenty dynamické byly prováděny ve zkušebním korytě s pohyblivou vodní hladinou. Prvky byly zatěžovány jejím prouděním, vlněním nebo kombinací obojího. Měřeny byly náklony paluby a síly v kotevních prvcích. Detailní výsledky jsou k dispozici v diplomové práci Jana Buchláka [207], souhrn byl publikován v časopise Beton TKS [208].

Při statických zkouškách bylo testováno celkem 26 různých zatěžovacích stavů, které se lišily:

- Uspořádáním prvků: osamocený prvek, dvojice prvků, liniová skupina (5x1), plošná skupina (3x3).
- Hodnotou zatížení jednoho prvku: 4000 g (max. teoretické) nebo 1200 g (max. dovolené).
- Umístěním zatížení: po celé ploše nebo na určité části plochy.
- Zvlášť byly testovány havarijní stavy, kdy bylo sledováno chování při ztrátě vztlaku jednoho z prvků (perforaci vzduchového vaku).

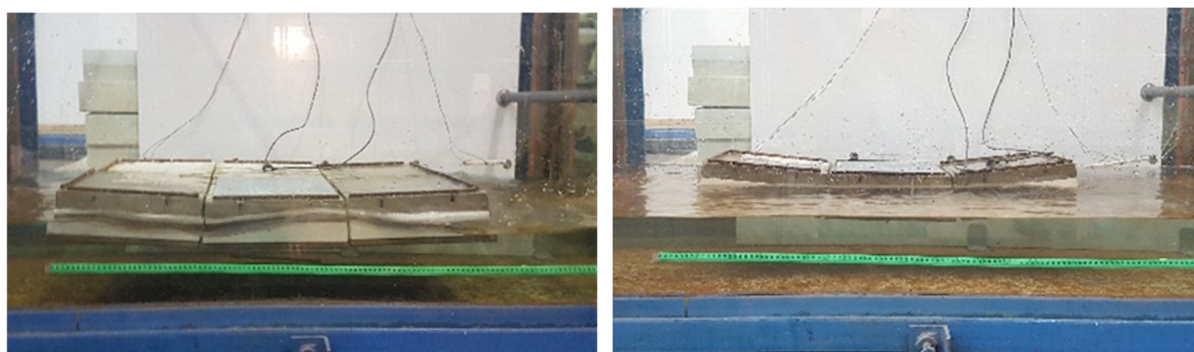
Největšího náklonu $12,5^\circ$ bylo dosaženo při zatížení osamocенého prvku zatížením 2000 g umístěným na polovině paluby (Obrázek 132). Ani v tomto extrémním případě nedošlo k potopení nebo překlopení mola. Při spojení prvků do skupin docházelo k markantnímu snížení extrémních hodnot náklonů, které vyhovovaly limitu 4° . Jelikož jsou prvky určeny pro použití ve skupinách, lze konstatovat, že statické zkoušky potvrdily funkčnost návrhu.



Obrázek 132 Vlevo plošná skupina prvků zatížená 4000 g na prostředním prvku skupiny. Vpravo osamělý prvek zatížený 2000 g na polovině paluby.

Při dynamických zkouškách bylo testováno 27 různých zatěžovacích stavů, které se lišily:

- Uspořádáním prvků: osamocený prvek, dvojice prvků, liniová skupina (3x1), plošná skupina (3x2).
- Hodnotou zatížení jednoho prvku: 4000 g (max. teoretické) nebo 1200 g (max. dovolené).
- Umístěním zatížení: po celé ploše nebo na určité části plochy.
- Pohybem vodní hladiny: proudění, vlnění nebo kombinace.



Obrázek 133 Dynamické hydraulické zkoušky – vlevo s vlněním vodní hladiny, vpravo s prouděním vodní hladiny.

Největší rozkmity náklonů byly zaznamenány při vlnění vodní hladiny bez proudění. Výška a délka vln byly nastaveny na 50 mm, resp. 600 mm, což odpovídá vlnám způsobeným největšími remorkéry, které po Vltavě v Praze plují. Pro stav s osamoceným prvkem mola bez jakéhokoliv zatížení dosáhl rozkmit náklonů $20,4^\circ$ ($-10,6^\circ$ až $+9,8^\circ$). Při spojení prvků do lineární skupiny (3x1) byl za stejných zatěžovacích podmínek rozkmit pouze 11° a v případě plošné skupiny (3x2) pouze 4° . Tyto výsledky opět potvrzují pozitivní vliv spojování prvků do skupin. Dalším povzbudivým závěrem je fakt, že rozkmity se pro stejné uspořádání prvků zmenšovaly se vzrůstajícím zatížením mola.

Největší síly v kotevních prvcích byly naměřeny při kombinovaném zatížení vlněním a prouděním vodní hladiny. Rychlost vodního proudu odpovídala počáteční fázi povodně, kdy by došlo k ponoření prvků na dno toku – 1,0 m/s ve skutečnosti, což pro dané měřítko experimentů odpovídá rychlosti 0,3 m/s. Podle stanovených sil bude navrženo kotvení mol ke břehu.

7.7.7. Výroba prototypů

Na základě návrhu, výpočtů a provedených zkoušek proběhla ve firmě KŠ Prefa výroba dvou prototypů v plném měřítku.

Výroba probíhala ve finální poloze. Výztuž nesplňující krycí vrstvu byla opatřena epoxidovým povlakem. Beton byl ukládán z bádíí. Pro zvedání bylo použito křížové vahadlo se speciálními háky, které se zachytí do kapes spojů.



Obrázek 134 Vlevo připravené bednění s výztuží, vpravo betonáž prototypu.

Prototypy byly osazeny zkušebními vzduchovými vaky, na kterých byly ověřeny požadované rozměry vaků a polohy ventilů. Zároveň se po napuštění vzduchem ukázalo, že vaky bude nutno doplnit vnitřními spojkami pro zajištění jejich tvaru, aby po zvýšení tlaku ve vacích nedocházelo k jejich vyboulení.



Obrázek 135 Vyrobený prototyp mola.



Obrázek 136 Napouštění a osazení zkušebního vzduchového vaku.

7.7.8. Shrnutí

Výpočty a experimenty potvrdily, že myšlenka ponorných betonových mol je proveditelná. Hydraulické zkoušky prokázaly, že mola jsou dostatečně stabilní, jsou-li spojena do skupiny. Byly vyrobeny prototypy mol v reálném měřítku.

Na základě výsledků výzkumu byl získán patent „Sestava modulárních betonových ponorných prvků“ (č. 308325, [209]), užitný vzor „Modulární betonový ponorný prvek a sestava z modulárních betonových ponorných prvků“ (č. 32767, [210]), průmyslový vzor „Modulární ponorný prvek se vzduchovým vakem“ (č. 37282, [211]) a evropský průmyslový vzor „Modular submersible element with an air bag“ (č. 006352225-0001, [212]).

Ve druhé polovině roku 2020 se předpokládá otestování funkčnosti vyrobených prototypů v reálném měřítku na vodní ploše. V případě příznivých výsledků zkoušek a zájmu objednatele bude následně zahájena výroba ponorných mol.

8. Závěr

Beton byl, je a bude dominantním materiálem při realizaci dopravních staveb. Jeho vývoj umožňuje realizovat stavby levněji, rychleji, kvalitněji a bezpečněji a zajistit jejich dlouhodobé bezproblémové užívání. To přispívá k hospodárnějšímu nakládání s veřejnými prostředky, ekonomickému rozvoji i celkové kvalitě života uživatelů dopravní infrastruktury.

Projektanti, zhotovitelé a investoři by měli vždy hledat optimální technické řešení pro daný účel a nespolehat se výhradně na zažité materiály a postupy. Výběr nejvhodnější varianty musí probíhat na základě racionálního rozhodování. Měl by vycházet z dlouhodobých zkušeností, ale přihlížet k progresivním řešením, která jsou výsledkem probíhajícího výzkumu a vývoje. Aby se tak mohlo dít, je potřeba umět vysvětlit a obhájit přínosy inovací. Tato práce popsala celou řadu materiálových a konstrukčních přístupů, které byly v nedávné době vyvinuty a úspěšně realizovány na stavbách.

Přehledová část mimo jiné představila výzkum zaměřený na využití směsných pojiv v CB krytech, která umožňují omezit rozvoj mikrotrhlin ve struktuře betonu a prodloužit tak životnost CB krytů. Ukázala řada příkladů efektivního využití UHPC pro rekonstrukce mostů, které by jinak byly nahrazeny novými konstrukcemi, a aplikací vláknobetonů pro zlepšení trvanlivosti a mechanické odolnosti prvků mostních konstrukcí a tunelových ostění.

Kapitoly zaměřené na vlastní tvůrčí činnost autora prezentovaly celkem deset výstupů výzkumných projektů. V kategorii základního výzkumu šlo o využití mechanicky aktivovaného betonového recyklátu, aplikaci nanomateriálů pro úpravu povrchových vlastností betonu a výzkum betonu se samohojícím účinkem na biologické bázi. Tyto studie prozatím nepřinesly prakticky využitelné poznatky, byly však zdrojem inspirace pro další práci autora i jeho studentů a minimálně u poslední z nich lze předpokládat, že po čase nalezne uplatnění u vybraných staveb, kde je nutno zajistit odolnost povrchu vůči průniku degračních médií do betonu.

Ve sféře aplikovaného výzkumu autora bylo představeno především několik pilotních konstrukcí, kde byl vhodně využit vláknobeton pro zlepšení technických vlastností, úsporu nákladů a (předpokládané) dosažení vyšší životnosti konstrukce. Jednalo se o vývoj technologie přímopojížděné mostovky z vláknobetonu a její první realizaci v Evropě (most v obci Sázava), dosud největší použití drátkobetonu v mostním stavitelství v ČR (most u Hvězdonic), přenos technologie výroby tenkostěnných prvků z vysokohodnotného betonu z laboratoře do průmyslového měřítka (Cyklopointy Chocenice) a vývoj variabilního systému ponorných mol pro pražské náplavky.

Cílem dalšího výzkumu by mělo být kromě hledání pokrokových technických řešení zejména podrobné ověřování chování existujících inovativních konstrukcí. Veškeré apriorní předpoklady je nutno důkladně ověřit dlouhodobým sledováním v reálném prostředí a výsledky monitoringu zohlednit při návrhu dalších staveb.

Literatura

- [1] Schwab, K. et al.: The Global Competitiveness Report 2010–2011. World Economic Forum, Ženeva (2010).
- [2] Evolution of transport infrastructure investments since before the financial crisis. Dostupné z [www: <https://www.itf-oecd.org/evolution-transport-infrastructure-investments-financial-crisis>](https://www.itf-oecd.org/evolution-transport-infrastructure-investments-financial-crisis) [cit. 2020-03-19].
- [3] Rodrigue, J.-P., Notteboom, T.: The Geography of Transport Systems. Routledge, New York (2020).
- [4] Infrastructure investment. Dostupné z [www: <https://data.oecd.org/transport/infrastructure-investment.htm>](https://data.oecd.org/transport/infrastructure-investment.htm) [cit. 2020-03-20].
- [5] Strategic Research & Innovation Agenda 2021-2027. ECTP (2019).
- [6] Havránek, M., Pokorný, O.: Globální megatrendy pro aktualizovaný Strategický rámec udržitelného rozvoje. Seznam globálních megatrendů. Úřad vlády České republiky, Praha (2016).
- [7] OECD Work on Sustainable Buildings. Dostupné z [www: <http://www.oecd.org/env/consumption-innovation/oecdworkonsustainablebuildings.htm>](http://www.oecd.org/env/consumption-innovation/oecdworkonsustainablebuildings.htm) [cit. 2020-03-21].
- [8] OECD Science, Technology and Innovation Outlook 2016. OECD Publishing, Paříž (2016).
- [9] Imagining construction's digital future. Dostupné z [www: <https://www.mckinsey.com/industries/capital-projects-and-infrastructure/our-insights/imagining-constructions-digital-future>](https://www.mckinsey.com/industries/capital-projects-and-infrastructure/our-insights/imagining-constructions-digital-future) [cit. 2020-03-22].
- [10] Strategic Transport Infrastructure Needs to 2030. OECD Publishing (2012).
- [11] EUROPE 2020: A strategy for smart, sustainable and inclusive growth. Evropská komise, Brusel (2010).
- [12] Dalton, G., de la Pena, E., Vassalo, J.M., Acciaro, M.: Transport Infrastructure - expert group report. Evropská komise, Brusel (2017).
- [13] Dierner, R., Dittrich, F.: Transport in the European Union - Current Trends and Issues. Evropská komise, Brusel (2018).
- [14] The 2019 Strategy& Digital Auto Report. PwC Strategy&. Dostupný z [www: <https://www.strategyand.pwc.com/gx/en/insights/2019/digital-auto-report/digital-auto-report-2019.pdf>](https://www.strategyand.pwc.com/gx/en/insights/2019/digital-auto-report/digital-auto-report-2019.pdf) [cit. 2020-03-16].
- [15] Congestion Costs Each American 97 hours, \$1,348 A Year. Dostupné z [www: <https://inrix.com/press-releases/scorecard-2018-us/>](https://inrix.com/press-releases/scorecard-2018-us/) [cit. 2020-03-16].
- [16] Ročenka dopravy České republiky 2018. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2019).
- [17] TENtec Interactive Map Viewer. Dostupné z [www: <https://ec.europa.eu/transport/infrastructure/tentec/tentec-portal/map/maps.html>](https://ec.europa.eu/transport/infrastructure/tentec/tentec-portal/map/maps.html) [cit. 2020-03-17].

- [18] Dálnice v České republice. Dostupný z [www: <http://www.ceskedalnice.cz/image/mapa-velka.png>](http://www.ceskedalnice.cz/image/mapa-velka.png) [cit. 2020-03-17].
- [19] Železniční koridory v Česku. Dostupné z [www: <https://graphics.stdout.cz/90dc2298c88f6c13cc3fb285049e49cc/mapa._72_.png>](https://graphics.stdout.cz/90dc2298c88f6c13cc3fb285049e49cc/mapa._72_.png) [cit. 2020-03-17].
- [20] Rotter, T.: Stav mostů v České republice. Příloha ke Sborníku příspěvků 23. mezinárodního sympozia Mosty 2018. ČVUT, Praha (2018).
- [21] Seznam železničních tunelů v Česku. Dostupné z [www: <https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam_%C5%BEEelezni%C4%8Dn%C3%ADch_tunel_%C5%AF_v_%C4%8Cesku>](https://cs.wikipedia.org/wiki/Seznam_%C5%BEEelezni%C4%8Dn%C3%ADch_tunel_%C5%AF_v_%C4%8Cesku) [cit. 2020-03-17].
- [22] Tunely. Dostupné z [www: <http://www.ceskedalnice.cz/dalnicni-sit/tunely/>](http://www.ceskedalnice.cz/dalnicni-sit/tunely/) [cit. 2020-03-17].
- [23] Financování dopravních staveb v roce 2020. Dostupné z [www: <https://www.mdcz.cz/Media/Media-a-tiskove-zpravy/Na-dopravni-stavby-bude-v-roce-2020-k-dispozici-pr>](https://www.mdcz.cz/Media/Media-a-tiskove-zpravy/Na-dopravni-stavby-bude-v-roce-2020-k-dispozici-pr) [cit. 2020-04-24].
- [24] Dopravní politika ČR pro období 2014 – 2020 s výhledem do roku 2050. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2013).
- [25] Rozvoj dopravní infrastruktury do roku 2050. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2020).
- [26] Electrified roads – tests in Sweden. Dostupné z [www: <https://www.youtube.com/watch?v=8oEBAQD1t7c>](https://www.youtube.com/watch?v=8oEBAQD1t7c) [cit. 2020-03-18].
- [27] ČSN EN 206+A1: Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Česká agentura pro standardizaci, Praha (2018).
- [28] ČSN EN 197-1 ed. 2: Cement - Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití. Úřadu pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha, 2012.
- [29] Vlastnosti portlandských cementů směsných. Svaz výrobců cementu ČR, Praha (2005).
- [30] Abrams, D.: Design of Concrete Mixtures. Bulletin 1. Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute (1918).
- [31] Collepardi, M.: Moderní beton. Informační centrum ČKAIT, Praha (2009).
- [32] ČSN EN 1008: Záměsová voda do betonu - Specifikace pro odběr vzorků, zkoušení a posouzení vhodnosti vody, včetně vody získané při recyklaci v betonárně, jako záměsové vody do betonu. Český normalizační institut, Praha (2003).
- [33] ČSN EN 12620: Kamenivo do betonu. Český normalizační institut, Praha (2008).
- [34] Pytlík, P.: Technologie betonu. VUTIUM, Brno (2000).
- [35] ČSN EN 15167-1: Mletá granulovaná vysokopecní struska pro použití do betonu, malty a injektážní malty - Část 1: Definice, specifikace a kritéria shody. Český normalizační institut, Praha (2008).

- [36] ČSN EN 450-1: Popílek do betonu - Část 1: Definice, specifikace a kritéria shody. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2013).
- [37] ČSN EN 13263-1+A1: Křemičitý úlet do betonu – Část 1: Definice, požadavky a kritéria shody. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2009).
- [38] ČSN EN 934-1 Přísady do betonu, malty a injektážní malty - Část 1: Společné požadavky. Český normalizační institut, Praha (2008).
- [39] ČSN EN 934-2 Přísady do betonu, malty a injektážní malty - Část 2: Přísady do betonu - Definice, požadavky, shoda, označování a značení štítkem. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2012).
- [40] Envimat - První český katalog stavebních produktů a dopadů jejich výroby na životní prostředí. Dostupné z [www: <www.envimat.cz>](http://www.envimat.cz) [cit. 2020-03-23].
- [41] Veselý, V., Teplý, B., Rovnaníková, P.: Budoucnost navrhování betonových konstrukcí. Beton TKS 7 (2019), s. 172-180.
- [42] Fantilli, A.P., Mancinelli, O., Chiaia, B.: The carbon footprint of normal and high-strength concrete used in low-rise and high-rise buildings. Case Studies in Construction Materials 11 (2019), e00296.
- [43] Generation of waste by waste category, hazardousness and NACE. Dostupné z [www: <https://appsso.eurostat.ec.europa.eu/nui/show.do?dataset=env_wasgen&lang=en>](https://appsso.eurostat.ec.europa.eu/nui/show.do?dataset=env_wasgen&lang=en) [cit. 2020-03-18].
- [44] Waste generation by economic activities and households, 2016. Dostupné z [www: <https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=File:Waste_generation_by_economic_activities_and_households_2016_\(%25\).png>](https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=File:Waste_generation_by_economic_activities_and_households_2016_(%25).png) [cit. 2020-03-16].
- [45] Vodička, J., Kohoutková, A., Mlčochová, V.: Návrhy a experimentální ověření vlastností betonů s recyklovanými kamenivem pro zajištění dostatečné spolehlivosti při jejich praktickém využití. Sborník technických listů CIDEAS 2005. ČVUT, Praha (2005).
- [46] TP210: Užití recyklovaných stavebních demoličních materiálů do pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2011).
- [47] TKP18: Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací - Kapitola 18: Betonové konstrukce a mosty. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2016).
- [48] ČSN EN 206-1-Z3: Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Český normalizační institut, Praha (2008).
- [49] ČSN EN 1992-1-1: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Český normalizační institut, Praha (2006).
- [50] Lessard, P.C., Havens-Cook, M.: Mechanical Activation of Granite Rock Dust: Strength Development in Portland Cement Concrete and Lime Mortar. Journal of Metastable and Nanocrystalline Materials (2002), s. 589-596.

- [51] Sajedi, F.: Mechanical activation of cement–slag mortars. *Construction and Building Materials* 26 (2012), s. 41-48.
- [52] Hela, R., Bodnarová, L., Orsáková, D.: Mechanically activated fly ash and its influence on properties of fresh and hardened concrete. *37th Conference on Our World in Concrete & Structures*. Singapur (2012).
- [53] ČSN EN 196-1: Metody zkoušení cementu – Část 1: Stanovení pevnosti. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2016).
- [54] Topič, J., Prošek, Z., Fládr, J., Nežerka, V., Tesárek, P.: Replacement of Cement with Finely Ground Recycled Concrete: Influence on Mechanical Properties. *Nano a Makro Mechanika 2015*. ČVUT, Praha (2016).
- [55] Tesárek, P.: Využití mikromletých recyklovaných stavebních materiálů ve stavebnictví. Habilitační práce. ČVUT, Praha (2017).
- [56] Sanchez, F., Sobolev, K.: Nanotechnology in concrete - A review. *Construction and Building Materials* 24 (2010), s. 2060-2071.
- [57] Bílý, P.: Concrete reinforcement on submicronic level. *6th International Conference Fibre Concrete on Technology, Design, Application (FC 2011)*. ČVUT, Praha (2011).
- [58] Bílý, P., Fládr, J.: Experimentální studie vlivu nanomateriálů na fotokatalytické vlastnosti betonu. *TZB info 1* (2016). Dostupné z [www: <http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/14178-experimentalni-studie>](http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/14178-experimentalni-studie).
- [59] Fujishima, A.: Discovery and applications of photocatalysis – Creating a comfortable future by making use of light energy. *Japan Nanonet Bulletin* 44 (2015).
- [60] Hubertová, M., Matějka, O.: Protihlukové stěny Liadur s technologií TX Active. *Časopis Stavebnictví* 9 (2009), s. 20-23.
- [61] Highway Research Project Paving Way to Cleaner Environment. Dostupný z [www: <http://www.txactive.us/pdf/7654-MoDOT_Profile.pdf>](http://www.txactive.us/pdf/7654-MoDOT_Profile.pdf). [cit. 2020-03-24].
- [62] Revuru, A.N. et al.: Photo Catalytic Activity of Anatase TiO₂/PVA Film Coated Plate. *Advanced Materials Research* 584 (2012).
- [63] UNI 11259: Determinazione dell'attività fotocatalitica di leganti idraulici – Metodo della rodamina. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milán (2008).
- [64] Coufal, R., Vitek, J.L.: Úprava povrchů betonu tunelových staveb. Výzkumná zpráva projektu CESTI - WP4. ČVUT, Praha (2018).
- [65] ČSN 73 1326: Stanovení odolnosti povrchu cementového betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek. Úřad pro normalizaci a měření, Praha (1984).
- [66] ČSN EN 12390-8: Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 8: Hloubka průsaku tlakovou vodou. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2009).
- [67] Wang, J. Y., Soens, H., Verstraete, W., De Belie N.: Self-healing concrete by use of microencapsulated bacterial spores. *Cement and Concrete Research* 56 (2014), s. 139-152.

- [68] Da Silva, F., Boon, N., De Belie, N., Verstraete, W.: Industrial application of biological self-healing concrete: Challenges and economical feasibility. *Journal of Commercial Biotechnology* 21 (2015), s. 31-38.
- [69] Jonkers, H.M., Thijssen, A., Muyzer, G., Copuroglu, O., Schlangen, E.: Application of bacteria as self-healing agent for the development of sustainable concrete. *Ecological Engineering* 36 (2010), s. 230-235.
- [70] Xu, J., Yao, W.: Multiscale mechanical quantification of self-healing concrete incorporating non-ureolytic bacteria-based healing agent. *Cement and Concrete Research* 64 (2014), s. 1-10.
- [71] Chen, H., Qian, C., Huang, H.: Self-healing cementitious materials based on bacteria and nutrients immobilized respectively. *Construction and Building Materials* 126 (2016), s. 297-303.
- [72] Tziviloglou E., Tittelboom, K., Palin D.: Bio-Based Self-Healing Concrete: From Research to Field Application. *Self-healing Materials. Advances in Polymer Science* 273 (2016).
- [73] Wang, J.Y., De Belie, N., Verstraete, W.: Diatomaceous earth as a protective vehicle for bacteria applied for self-healing concrete. *Journal of Industrial Microbiology and Biotechnology* 39 (2012), s. 567-577.
- [74] Wang, J., Van Tittelboom, K., De Belie, N., Verstraete, W.: Use of silica gel or polyurethane immobilized bacteria for self-healing concrete. *Construction and Building Materials* 26 (2012), s. 532-540.
- [75] Schreiberová, H., Bílý, P., Fládr, J., Šeps, K., Chylík, R., Trtík, T.: Impact of the self-healing agent composition on material characteristics of bio-based self-healing concrete. *Case Studies in Construction Materials* 11 (2019), e00250.
- [76] ČSN EN 1015-3: Zkušební metody malt pro zdivo - Část 3: Stanovení konzistence čerstvé malty (s použitím střešacího stolku). Český normalizační institut, Praha (2000).
- [77] Schreiberová, H., Fládr, J., Trtík, T., Chylík, R., Šeps, K., Kohoutková, A.: Vývoj složení cementové pasty s nutričními přísadami a superabsorpčním polymerem pro samohojitelný beton na biologické bázi. *Beton TKS* 6 (2019), s. 46-51.
- [78] Schreiberová, H., Bílý, P., Ryparová, P.: Applicability of bio-based self-healing concrete in Central European Conditions. *RILEM TC 253-MCI International Conference – Microorganisms-Cementitious Materials Interactions*. RILEM, Toulouse, Francie (2018).
- [79] Schreiberová, H., Fládr, J., Šeps, K., Trtík, T., Bílý, P.: Applicability of Superabsorbent Polymer as a Protective Carrier in the Bio-based Self-Healing Concrete. Přijato na konferenci 13th fib PhD symposium in Civil Engineering. fib, Paříž (2020).
- [80] Metodický pokyn čj. 1000/09-910-IPK/1 Zásady pro hodnocení výhod a nevýhod asfaltových a cementobetonových technologií z hlediska jejich použití na dálnicích, rychlostních silnicích a silnicích I. třídy. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2009).

- [81] Birnbaumová, M.: Zkušenosti s výstavbou cementobetonových krytů v České republice. Betonové vozovky 2012. SVS ČR, Praha (2012).
- [82] Horvath, J., Šrámek, J.: Betonové vozovky současnosti. Beton TKS 6 (2018), s. 4-7.
- [83] Rozdíly mezi cementobetonovým (CB) a asfaltovým (AB) krytem vozovek. Dostupné z [www: <http://www.ceskedalnice.cz/odborne-info/rozdil-y-mezi-cb-a-ab/>](http://www.ceskedalnice.cz/odborne-info/rozdil-y-mezi-cb-a-ab/) [cit. 2020-04-01].
- [84] Kovár, J., Houštecký, D.: Technologie provádění CB krytů. Moderní trendy v betonu III. - Provádění betonových konstrukcí. Praha (2014).
- [85] Betonové vozovky - dálnice a silnice. Dostupné z [www: <https://www.betonovevozovky.cz/information/dalnice-a-silnice/>](https://www.betonovevozovky.cz/information/dalnice-a-silnice/) [cit. 2020-04-01].
- [86] ČSN 73 6114: Vozovky pozemních komunikací. Základní ustanovení pro navrhování. Český normalizační institut, Praha (1995).
- [87] ČSN 73 6123-1: Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2014).
- [88] ČSN EN 13877-1: Cementobetonové kryty - Část 1: Materiály. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2013).
- [89] TP170: Navrhování vozovek pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2004).
- [90] Hlavatý, J., Šmilauer, V., Slánský, B., Dvořák, R.: Opatření k prodloužení životnosti cementobetonových krytů vozovek - část I. Silniční obzor 6 (2019), s. 164-168.
- [91] Hlavatý, J., Šmilauer, V., Slánský, B., Dvořák, R.: Opatření k prodloužení životnosti cementobetonových krytů vozovek - část II. Silniční obzor 7-8 (2019), s. 193-197.
- [92] Pertold, Z. a kol.: Alkalicko-křemičitá reakce v České republice a možnosti její eliminace. Beton TKS 2 (2014), s. 34-41.
- [93] Farny, J.A., Kerkhoff, B.: Diagnosis and Control of Alkali-Aggregate Reactions in Concrete. Concrete Technology. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA (2007).
- [94] TP137: Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2016).
- [95] ČSN 72 1179: Stanovení reaktivnosti kameniva s alkáliemi. Úřad pro normalizaci a měření, Praha (1967).
- [96] Detwiler, R.J.: Substitution of Fly Ash for Cement or Aggregate in Concrete: Strength Development and Suppression of ASR. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA (2002).
- [97] Buck, A.: Use of Cementitious Materials Other Than Portland Cement. Concrete Durability, Katharine and Bryant Mather International Conference. ACI, Farmington Hills, Michigan, USA (1987).

- [98] Neuvirt, V.: Stav betonových vozovek v ČR v roce 2015. Silniční seminář 2015. Česká silniční společnost, Znojmo (2015).
- [99] Nekula, L.: Cementobetonové kryty z hlediska protismykových vlastností. Beton TKS 6 (2018), s. 22-27.
- [100] Alte-Teigeler, R., Alte-Teigeler, T.: Broušení - nová technologie zajišťující nízkou hladinu hluku a rovné cementobetonové kryty. Beton TKS 6 (2018), s. 32-35.
- [101] Russel, H.G., Graybeal, B.A.: Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community. US Department of Transportation - Federal Highway Administration, McLean, Virginia, USA (2013).
- [102] Aïtcin, P.-C., Lachemi, M., Adeline, R., Richard, P.: The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge. Structural Engineering International (1998).
- [103] Blais, P.Y., Couture, M.: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge - World's First Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal 5-6 (1999), s. 60-71.
- [104] Azmee, N.M., Shafiq, N.: Ultra-high performance concrete: From fundamental to applications. Case Studies in Construction Materials 9 (2018), e00197.
- [105] Voo, Y.L., Foster, S.J., Voo, C.C.: Ultrahigh-Performance Concrete Segmental Bridge Technology: Toward Sustainable Bridge Construction. Journal of Bridge Engineering 10 (2014).
- [106] Binard, J.P.: UHPC: A game-changing material for PCI bridge producers. PCI Journal 3-4 (2017), s. 34-46.
- [107] Toutlemonde, F., Simon, A.: Long-term material performance checked on world's oldest UHPFRC road bridges at Bourg-Lès-Valence. RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2013. RILEM, Marseille (2013).
- [108] Chen, B.-C. et al.: Application of Ultra-High Performance Concrete in Bridge Engineering in China. First International Interactive Symposium on UHPC (2016).
- [109] Brühwiler, E.: Structural UHPFRC: smart, light and durable. 12th fib PhD Symposium in Civil Engineering. fib, Praha (2018).
- [110] Kalný, M.: Lávka přes Labe v Čelákovících. Časopis Stavebnictví 6-7 (2015).
- [111] Tichý, J., Komanec, J., Slánský, B., Ševčík, S., Kolísko, J.: Unikátní lávka pro pěši z UHPC v obci Čeperka. Beton TKS 4 (2016), s. 21-25.
- [112] Marek, J., Kolísko, J., Tej, P., Čítek, D., Komanec, J., Vráblík, L.: Unikátní lávky a mosty z UHPC. Silnice a železnice 9 (2019). Dostupné z [www: <https://silnice-zeleznice.cz/silnicni-infrastruktura/unikatni-lavky-a-mosty-z-uhpc-37>](https://silnice-zeleznice.cz/silnicni-infrastruktura/unikatni-lavky-a-mosty-z-uhpc-37).
- [113] Tichý, J., Kalný, M., Kolísko, J., Huňka, P.: The first practical implementation of UHPC in the Czech Republic. 8th CCC Durability of Concrete Structures. fib, Plitvická jezera, Chorvatsko (2012).

- [114] Nazar, S., Ismaiel, M.A., Ahmed, M.: Possibility to Improve Strength and Structural Stability of Bridge Deck Slabs by Using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Journal of Mechanical and Civil Engineering* 2014, s. 79-87.
- [115] Champeroy, D., Génèreux, G., Hajar, Z., Simon, A.: Ilzach Bridge: Innovative Repair of Orthotropic Deck Using Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete - Return After 5 Years. *Structural Engineering International* 8 (2019), s. 1-6.
- [116] Šafář, R.: Opravy železničních mostů s využitím UHPFRC nabetonávky. *Sborník technických listů CESTI 2017*. ČVUT, Praha (2017).
- [117] Graybeal, B.: Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections. U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration, McLean, Virginia, USA (2019).
- [118] Vítek, J.L., Coufal, R., Čítek, D.: Spoje prefabrikovaných desek z UHPC. *Sborník technických listů CESTI 2018*. ČVUT, Praha (2018).
- [119] Komanec, J., Slánský, B., Ševčík, S., Kolísko, J.: Výplňový panel zábradlí. *Užitný vzor č. 30027*. Česká republika (2016).
- [120] Tichý, J., Slánský, B., Ševčík, S.: Optimalizace zábradelních panelů z UHPC a jejich konkrétní realizace. *Sborník technických listů CESTI 2017*. ČVUT, Praha (2017).
- [121] Kolínský, V., Ryjáček, P.: Mostní závěr se zuby. *Patent č. 307027*. Česká republika (2017).
- [122] Sýkora, M., Jedlinský, P., Komanec, J.: Prefabrikovaný nosník z HPC jako náhrada tuhých vložek. *Sborník technických listů CESTI 2017*. ČVUT, Praha (2017).
- [123] Kohoutková, A.: Betonový mostní římsový prefabrikát vyztužený syntetickými vlákny. *Časopis Stavebnictví* 4 (2009).
- [124] Brejcha, V., Fulka, Z., Julínek, V.: Lávka z předem předpjatého drátkobetonu. *Beton TKS* 4 (2013), s. 67-69.
- [125] Brejcha, V., Brnušák, A., Dudíková, M.: Prefabrikát opěrné zdi z vláknobetonu. *Sborník technických listů CESTI 2015*. ČVUT, Praha (2015).
- [126] Zabezpečení svahových deformací vodní nádrže Klíčava, Lánská Obora. Dostupné z [www: <https://www.smp.cz/zabezpeceni-svahovych-deformaci-vodni-nadrze-klicava-lanska-obora-1710>](https://www.smp.cz/zabezpeceni-svahovych-deformaci-vodni-nadrze-klicava-lanska-obora-1710) [cit. 2020-04-02].
- [127] Brejcha, V., Brnušák, A., Novák, J.: Řešení ztraceného bednění u spřažených konstrukcí pomocí tenkostěnných vláknobetonových desek s hybridní výztuží. *Sborník technických listů CESTI 2017*. ČVUT, Praha (2017).
- [128] Dehner, J., Vítek, J.L., Břindová, K., Jiříčný, F., Coufal, R., Braun, V., Mařík, L.: Technické podmínky pro vodonepropustné betonové konstrukce - Část 1: Ražené tunely. *Draft*. Praha (2018).
- [129] Dehner, J., Vítek, J.L., Břindová, K., Jiříčný, F., Coufal, R., Braun, V., Mařík, L.: Technické podmínky pro vodonepropustné betonové konstrukce - Část 1: Hloubené tunely. *Draft*. Praha (2018).

- [130] Mařík, L.: Votický železniční tunel - technické řešení a zkušenosti z výstavby. Tunel 4 (2011), s. 33-42.
- [131] Tatíčková, E., Mařík, L.: Votický tunel – první zkušenosti z výstavby (2011). Dostupné z [www: <http://www.mosty.cz/downloads/10.pdf>](http://www.mosty.cz/downloads/10.pdf) [cit. 2020-04-09].
- [132] Šourek, P., Kvaš, J., Grünwald, L., Petržílka, V., Padevět, M.: Definitivní konstrukce ražených úseků na stavbě tunelového komplexu Blanka. Tunel 1 (2013), s. 16-29.
- [133] Beňo, J., Pruška, J., Hilar, M.: Betonová ostění podzemních staveb – nové trendy. Stavební obzor 3 (2011), s. 65-68.
- [134] Šourek, P., Grünwald, L., Petržílka, V., Kasal, P., Kvaš, J., Padevět, M., Remeš, M.: Betonové konstrukce na tunelovém komplexu Blanka v Praze. Beton TKS 6 (2012), s. 6-17.
- [135] Hilar, M., Beňo, J.: Segmentová ostění tunelů z drátkobetonu. Tunel 3 (2012), s. 30-36.
- [136] Ráček, V., Vodička, J., Krátký, J., Hilar, M.: Drátkobeton pro podzemní stavby. Sborník konference Betonářské dny 2012. ČBS, Hradec Králové (2012).
- [137] Vítek, P., Šebesta, B., Hilar, M., Pukl, R.: Ražba traťových tunelů pražského metra technologií TBM. Beton TKS 6 (2012), s. 34-42.
- [138] Stehlík, E.: Výstavba pražského metra - historie, současnost a budoucnost. Tunel 1 (2013), s. 69-82.
- [139] Hybský, P., Ivo, Š.: Výstavba dvojice Ejpovických tunelů. Dostupné z [www: <https://www.metrostav.cz/cs/pro-media/1552-vystavba-dvojice-ejpovicky-ch-tunelu>](https://www.metrostav.cz/cs/pro-media/1552-vystavba-dvojice-ejpovicky-ch-tunelu) [cit. 2020-04-09].
- [140] Staš, M., Schneider, J.: Zkušenosti z výroby prefabrikovaných vláknobetonových tunelových segmentů pro Ejpovické tunely. Sborník konference 26. Betonářské dny. ČBS, Litomyšl (2016).
- [141] Zahn, M.: Tunely Ejpovice. Dostupné z [www: <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c3/Tunely_Ejpovice_02.JPG>](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/c/c3/Tunely_Ejpovice_02.JPG) [cit. 2020-04-09].
- [142] Šourek, P., Hilar, M.: Beton v podzemním stavitelství - současný stav a vývoj. Kolokvium Světový beton 2002-2006. ČBS, Praha (2007).
- [143] Pruška, J., Hilar, M.: Použití stříkaného betonu pro definitivní ostění tunelů. Tunelářské odpoledne 3/2011. Brno (2011).
- [144] Jiříčný, F., Novotný, V., Vítek, P., Vítek, J.L., Pruška, J.: Aplikace vláknobetonu v tunelových ostěních. Ověřená technologie č. TE01020168-2019/001. Praha (2019).
- [145] Brejcha, V.: Obkladový tenkostěnný panel z vláknobetonu. Časopis Stavebnictví 3 (2014). Dostupné z [www: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/obkladovy-tenkostenny-panel-z-vlaknobetonu_N5239>](https://www.casopisstavebnictvi.cz/obkladovy-tenkostenny-panel-z-vlaknobetonu_N5239).
- [146] Emr, H., Brejcha, V.: Využití tenkostěnných obkladových vláknobetonových desek z UHPC na portálech Ejpovického tunelu. Sborník technických listů CESTI 2019. ČVUT, Praha (2019).

- [147] ŽPSV - kolejové dopravní stavby. Dostupné z www: <<https://www.zpsv.cz/kolejove-dopravni-stavby/>> [cit. 2020-04-10].
- [148] Plášek, O., Zvěřina, P., Svoboda, R., Langer, V.: Železniční stavby II - modul 4: základní součásti železničního svršku. VUT, Brno (2006).
- [149] Kozel, F.: Železniční pražec. Užité vzor č. 26250. Česká republika (2013).
- [150] Tichý, J., Cvancigerová, R., Vasilenko, L.: Optimalizace výroby betonových pražců za nízkých teplot. Sborník technických listů CESTI 2014. ČVUT, Praha (2014).
- [151] Nejezchleb, M.: Prvky pro pevnou jízdní dráhu, železniční pražce z pohledu evropské legislativy. Czech Raildays 2011, Ostrava (2011).
- [152] Nohel, P.: První zkušební úsek pevné jízdní dráhy v České republice (2005). Dostupné z www: <https://spz.logout.cz/infrastruktura/pjd_1.html> [cit. 2020-04-10].
- [153] Pevná jízdní dráha. Správa železnic s.o. Dostupné z www: <<https://www.szdc.cz/onas/vse-o-sprave-zeleznic/zeleznice-cr/zajimavosti-z-vyvoje-zeleznicniho-svrsku/pevna-jizdni-draha>> [cit. 2020-04-10].
- [154] Minář, L., Louma, J., Volf, M., Pruška, J., Hilar, M.: Pevná jízdní dráha. Ověřená technologie TE01020168-2018/001. ČVUT, Praha (2018).
- [155] National Bridge Inventory ASCII files 2016. Federal Highway Administration. Dostupné z www: <<https://www.fhwa.dot.gov/bridge/nbi/ascii.cfm?year=2016>>.
- [156] Report on the 1995 Scanning Review of European Bridge Structures. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. (1996).
- [157] Pospíšil, K.: Přímé pojížděné mostovky (2003). Dostupné z www: <<https://www.cdv.cz/file/clanek-primo-pojizdene-mostovky/>> [cit. 2020-04-06].
- [158] Fišer, V.: Priamo pojazdné mostovky – možnosti ich uplatnenia v rámci výstavby pozemných komunikácií na Slovensku. Zpráva pro Slovenskou správu ciest. Brno (2016).
- [159] Mehta A., Bakht B.: Steel free fibre reinforced concrete bridge decks: new construction and replacement. APWA International Public Works Congress (2000).
- [160] Jianhua, G.: On the application of polypropylene fiber reinforced concrete in the bridge deck maintenance. International Conference on Computer Distributed Control and Intelligent Environmental Monitoring. Zhangjiajie, Hunan, Čína (2012).
- [161] Khan, M., Ali, M.: Use of glass and nylon fibers in concrete for controlling early age micro cracking in bridge decks. Construction and Building Materials 125 (2016), s. 800–808.
- [162] TP260: Přímé pojížděné mosty pozemných komunikací. Ministerstvo dopravy ČR, Praha (2017).
- [163] Fládr, J., Bílý, P., Ryjáček, P., Vodička, J.: Development of special fibre reinforced concrete for exposed concrete pavements on bridges. Proceedings of Fibre Concrete 2015 – Technology, Design, Application. ČVUT, Praha (2015).

- [164] ČSN 73 1320: Stanovení objemových změn betonu. Úřad pro normalizaci a měření, Praha (1987).
- [165] Vráblík, L.: CaS – Výpočetní program pro stanovení účinků a parametrů smršťování a dotvarování betonu dle modelu B3 (2016). Dostupné z [www: <http://people.fsv.cvut.cz/www/vrablluk/Veda.htm>](http://people.fsv.cvut.cz/www/vrablluk/Veda.htm).
- [166] Bažant, Z.P., Baweja, S.: Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3. Adam Neville Symposium: Creep and Shrinkage – Structural Design Effects. ACI, Farmington Hills, Michigan, USA (2000).
- [167] Šmilauer, V., Pohl, K.: CarboChlorCon 1.0 – software for concrete carbonation and chloride ingress (2014). Dostupné z [www: <https://mech.fsv.cvut.cz/~smilauer/index.php?id=software>](https://mech.fsv.cvut.cz/~smilauer/index.php?id=software) [cit. 2020-04-15].
- [168] Kwon, S.J., Na, U.J., Park, S.S., Jung, S.H.: Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: Probabilistic approach for chloride diffusion. Structural Safety 31 (2009), s. 75-83.
- [169] ČSN EN 1992-2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2007).
- [170] ČSN EN 1991-2 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou. Úřad pro metrologii, normalizaci a zkušebnictví, Praha (2015).
- [171] Slánský, B., Ševčík, S., Peška, J., Tichý, J.: Panely mostního zábradlí z UHPC. Materiály pro stavbu 1 (2016), s. 44-46.
- [172] Bílý, P., Fládr, J., Ryjáček, P., Stančík, V.: Přímá pojížděná mostovka z vláknobetonu: pilotní aplikace. Beton TKS 6 (2017), s. 46-51.
- [173] Bílý, P., Fládr, J., Ryjáček, P., Stančík, V.: Unprotected polymer fiber reinforced concrete deck as a wearing surface of a bridge: Pilot application. Přijato k publikaci v časopise Bridge Structures (2020).
- [174] Bílý, P.: Most SZ-001 Na Kácku - statický výpočet. ČVUT, Praha (2015).
- [175] Bílý, P., Ryjáček, P., Fládr, P.: Systém bezstojkového bednění pro deskové mosty malého rozpětí. Užité vzor č. 30918. Česká republika (2017).
- [176] Josef, D.: Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezsku - Hvězdonic. Dostupné z [www: <https://libri.cz/databaze/mosty/heslo.php?id=321>](https://libri.cz/databaze/mosty/heslo.php?id=321) [cit. 2020-03-26].
- [177] Zázvorka, P.: S mostem ve znaku. Časopis Stavebnictví 9 (2010). Dostupné z [www: <https://www.casopisstavebnictvi.cz/s-mostem-ve-znaku_N3782>](https://www.casopisstavebnictvi.cz/s-mostem-ve-znaku_N3782) [cit. 2020-04-02].
- [178] Groh, J.: D1 Highway bridge near Hvězdonic over Sázava. Dostupné z [www: <https://commons.wikimedia.org/wiki/Category:Highway_bridge_Hv%C4%9Bzdonice#/media/File:D1-Hvezdonice-most.jpg>](https://commons.wikimedia.org/wiki/Category:Highway_bridge_Hv%C4%9Bzdonice#/media/File:D1-Hvezdonice-most.jpg) [cit. 2020-03-26].

- [179] Dálnice D1 - Modernizace v úseku Mirošovice - Kývalka. Informační leták ŘSD. Dostupné z www: <https://mapapp.rsd.cz/Upload/Stavby/556/infoletak_d1-02-mirosovice-hvezdonice-most.pdf> [cit. 2020-03-26].
- [180] ACI 544.4R-88: Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA (2002).
- [181] DAfStb Richtlinie Stahlfaserbeton:2012-11 (2012).
- [182] Balouch, S.U., Forth, J.P., Granju, J.-L.: Surface corrosion of steel fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Research* 40 (2010), s. 410-414.
- [183] Tran, N.T., Pyo, S., Kim, D.J.: Corrosion resistance of strain-hardening steel-fiber-reinforced cementitious composites. *Cement and Concrete Composites* 63 (2015), s. 17-29.
- [184] Meson-Marcos, V., Michel, A., Solgaard, A., Fischer, G., Edvardsen, C., Skovhus, T.L.: Corrosion resistance of steel fibre reinforced concrete - A literature review. *Cement and Concrete Research* 103 (2018), s. 1-20.
- [185] Hřebejk, P., Fládr, J., Bílek, T., Brejcha, V.: Využití drátkobetonu při modernizaci SO 02-206 most ev. č. D1-034 v km 27,453. Výzkumná zpráva. ČVUT, Praha (2019).
- [186] ČSN EN 12390-3: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2019).
- [187] ČSN EN 12390-5: Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 5: Pevnost v tahu ohybem zkušebních těles. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2019).
- [188] Bílý, P., Kohoutková, A., Jedlinský, P.: FEM simulation of static loading test of the Omega beam. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 236 (2017), e012066.
- [189] Jedlinský, P., Komanec, J., Sýkora, M.: Prefabrikovaný nosník pro spřažené mostní konstrukce. Užitný vzor č. 29825. Česká republika (2016).
- [190] Červenka Consulting: ATENA Science x64 Version 5.3.4. Dostupné z www: <<http://www.cervenka.cz/products/atenas>> (2016).
- [191] Walraaven, J. et al.: fib Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst&Sohn, Berlin (2013).
- [192] Pisano, A.A.: An Algorithm Approach for Peak Load Evaluation of Structural Elements Obeying a Menetrey-William Type Yield Criterion. *Electronic Journal of Differential Equations* 167 (2012), s.1-9.
- [193] Sýkora, M., Jedlinský, P., Komanec, J.: Lightweight HPC beam OMEGA. *Materials Science and Engineering* 236 (2017).
- [194] Fládr, J., Hejnic, F., Bílý, P.: Ověření homogenity ztvrdlého drátkobetonu pomocí obrazové analýzy. *Beton TKS* 2 (2016), s. 10-14.

- [195] Fládr, J., Bílý, P., Broukalová, I.: Evaluation of steel fiber distribution in concrete by computer aided image analysis. *Composite Materials and Engineering* 1 (2019), s. 49-70.
- [196] Krátký J., Vodička J., Vašková J., Drahorád M.: TP FC 1-1 Technické podmínky 1: Vláknobeton – část 1. Českomoravský beton, a.s., Praha (2009).
- [197] Vítek J.L., Smiřinský S., Veselý P., Veselý V.: Rozptyl parametrů drátkobetonu ve vazbě na způsob jeho výroby. Sborník konference Fibre Concrete 2013. ČVUT, Praha (2013).
- [198] Hela, R., Bílek, P., Vala, J., Vodička, J.: Nová srovnávací měření při kontrole homogenity drátkobetonu. *TZB info* 3 (2013). Dostupné z [www: <http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/9664-nova-srovnavaci-mereni-pri-kontrola-homogenity-dratkobetonu>](http://stavba.tzb-info.cz/beton-malty-omitky/9664-nova-srovnavaci-mereni-pri-kontrola-homogenity-dratkobetonu).
- [199] Eik M., Puttonen J., Herrmann H.: Fibre orientation phenomenon in concrete composites: measuring and theoretical modelling. Sborník konference Fibre Concrete 2013. ČVUT, Praha (2013).
- [200] Resplendino, J. et al.: Bétons fibrés á ultra-hautes performances: Ultra high performance fiber-reinforced concretes: Recommendations. AFGC, Paříž (2013).
- [201] Fládr, J., Kohoutková, A., Broukalová, I., Brejcha, V., Bílý, P.: Prefabrikovaný dílec z vysokohodnotného betonu. Ověřená technologie č. TE01020168-2013/001. ČVUT, Praha (2013).
- [202] ČSN EN 12350-5: Zkoušení čerstvého betonu - Část 5: Zkouška rozlitím. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2009).
- [203] ČSN EN 12350-7: Zkoušení čerstvého betonu - Část 7: Obsah vzduchu - Tlakové metody. Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, Praha (2009).
- [204] Bílý, P.: Cyklopointy Chocenice - statický výpočet. ČVUT, Praha (2014).
- [205] Buchlák, J.: Ponorné molo z vláknobetonu. Bakalářská práce, vedoucí práce Petr Bílý. ČVUT, Praha (2017).
- [206] Matějka, J.: Plovoucí molo z vláknobetonu. Diplomová práce, vedoucí práce Pavel Ryjáček. ČVUT, Praha (2019).
- [207] Buchlák, J.: Experimentální ověření funkčnosti ponorného betonového mola. Diplomová práce, vedoucí práce Petr Bílý. ČVUT, Praha (2019).
- [208] Buchlák, J., Matějka, J., Ryjáček, P., Bílý, P., Procházka, J., Pollert, J., Fabel, J.: Experimentální ověření funkčnosti ponorného mola z vláknobetonu. *Beton TKS* 2 (2020), s. 26-33.
- [209] Ryjáček, P., Bílý, P., Matějka, J., Buchlák, J., Fabel, J.: Sestava modulárních betonových ponorných prvků. Patent č. 308325. Česká republika (2020).

- [210] Ryjáček, P., Bílý, P., Matějka, J., Buchlák, J., Fabel, J.: Modulární betonový ponorný prvek a sestava z modulárních betonových ponorných prvků. Užitný vzor č. 32767. Česká republika (2019).
- [211] Ryjáček, P., Bílý, P., Matějka, J., Buchlák, J., Fabel, J.: Modulární ponorný prvek se vzduchovým vakem. Průmyslový vzor č. 37282. Česká republika (2019).
- [212] Ryjáček, P., Bílý, P., Matějka, J., Buchlák, J., Fabel, J.: Modular submersible element with an air bag. Industrial Design 006352225-0001. European Union Intellectual Property Office (EUIPO, 2019).