

BETONOVÉ VOZOVKY
CONCRETE ROADS
2016

SBORNÍK PŘEDNÁŠEK
CONFERENCE PROCEEDINGS

6. KONFERENCE S MEZINÁRODNÍ ÚČASTÍ
6th INTERNATIONAL CONFERENCE

22. ZÁŘÍ 2016, AQUAPALACE HOTEL PRAGUE

DSP DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA · SKANSKA · SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR · METROSTAV · EUROVIA VINCI

OBSAH:

1. BLOK: VOLBA TYPU KRYTU PRO VOZOVKY A PLOCHY

Rekonstrukce RWY a TWY a ostatních ploch na letišti Praha 5
Ing. Jiří Kraus, Ing. Petr Kasl, Letiště Praha, a. s.

PPP und Betonstraßenbau: eine gute Lösung (Zusammenfassung) 11
PPP a stavba cementobetonových krytů: dobré řešení (souhrn) 13
Dipl. Ing. Alexandra Vidal, EUROVIA Beton GmbH

ECOroads (Economical COncrete roads) 15
ECOvozovky (Economical COncrete roads = úsporné betonové vozovky) 18
Dipl.-Ing., Dr. Johannes Horvath, LAFARGE Zementwerke GmbH

The use of decorative concrete pavements in public spaces 21
Použití dekorativních cementobetonových krytů na veřejném prostranství 27
Ir. Luc Rens, FEBELCEM - EUPAVE

Technické předpisy pro cementobetonové kryty 33
Ing. Marie Birnbaumová, Ředitelství silnic a dálnic ČR

2. BLOK: KONSTRUKCE BETONOVÝCH VOZOVEK

Traffic zones – Advantages of concrete and white topping for urban areas 38
Dopravní zóny – výhody betonu a systému Whitetopping pro městské prostory 44
Dipl.-Ing. Dr. Martin Peyerl, Mag. (FH) Dipl.-Ing. Dr. Stefan Krispel, Dipl.-Ing. Gerald Maier, Smart Minerals GmbH

Návrh cementobetonového krytu v různých fázích projektové přípravy, aplikace zkušeností z přípravy projektu Modernizace dálnice D1 50
Jiří Hruška, PRAGOPROJEKT, a.s.

Berücksichtigung des Langsdehnungsverhalten von Betonfahrbahndecken 59
Analýza chování cementobetonových krytů při podélném rozpínání a návrhy opatření 69
Dipl.-Ing. Stephan Villaret, VILLARET Ingenieurgesellschaft GmbH

Měření polohy kluzných trnů a kotev dvoukanálovým georadarem 78
Ing. Radek Matula, Ph.D., Ing. Josef Stryk, Ph.D., Centrum dopravního výzkumu, v. v. i., Martin Gulej, Ing. Jiří Prokop, MBA, SQZ, s.r.o.

3. BLOK: MATERIÁLY PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY VOZOVEK

Fugenabdichtungssysteme in Betonfahrbahndecken bei der Herstellung und Unterhaltung 85
Systémy těsnění spár cementobetonových krytů při jejich výstavbě a údržbě 93
Dipl.-Ing. Ralf Alte-Teigeler, Otto Alte-Teigeler GmbH

Moderní aspekty výroby cementu a vlastnosti cementů do vozovkových betonů 101
Ing. Jan Gemrich, Svaz výrobců cementu ČR
Ing. Tomáš Táborský, Výzkumný ústav maltovin Praha, s.r.o.

OBSAH:

Experiences with ASR in Germany, how to prevent and deal with ASR on concrete roads 108
Zkušenosti s ASR v Německu, jak předcházet a řešit ASR v cementobetonových krytech vozovek 113
Dipl.-Ing. Thomas Breunig, EUROVIA BETON

Prevention of damaging ASR on concrete road pavements in Germany 118
Prevence poškození cementobetonových krytů alkalicko-křemičitou reakcí v Německu 125
Dipl.-Ing. Ingmar Borchers, VDZ gGmbH

Dvojročné skúsenosti s aplikáciou STN 72 1179: 2014 Stanovenie a hodnotenie alkalickej rozpínavosti kameniva (alkalicko-kremičitá reakcia) 133
Ing. Iveta Najdená, Slovenské združenie výrobcov kameniva

Kamenivo pro cementobetonové kryty vozovek 141
RNDr. Václav Blížkovský, Betotech s.r.o., Beroun, Ing. Jaroslava Škarková, Dálniční stavby Praha, a.s.

4. BLOK: POVRCHOVÉ VLASTNOSTI CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ

Low-noise concrete pavements: The Europien state of the art and recent developments 152
Nízkohlučné cementobetonové kryty: situace v Evropě a poslední vývoj 163
Prof. Anne Beeldens, PhD, Eng., AB-Roads
Eng. Luc Rens, FEBELCEM

Dosavadní zkušenosti s použitím cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem na modernizaci a opravách dálnic D1 a D2 z hlediska protismykových vlastností 175
Leoš Nekula, Měření PVV

Využití laboratorní zkoušky stanovení součinitele tření po ohlazování pro predikci protismykových vlastností při návrhu cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem 181
Ing. Pavla Nekulová, Ing. Jaroslava Dašková, Ph.D., Vysoké učení technické v Brně
Leoš Nekula, Měření PVV

5. BLOK: REALIZACE BETONOVÝCH VOZOVEK, MODERNIZACE D1

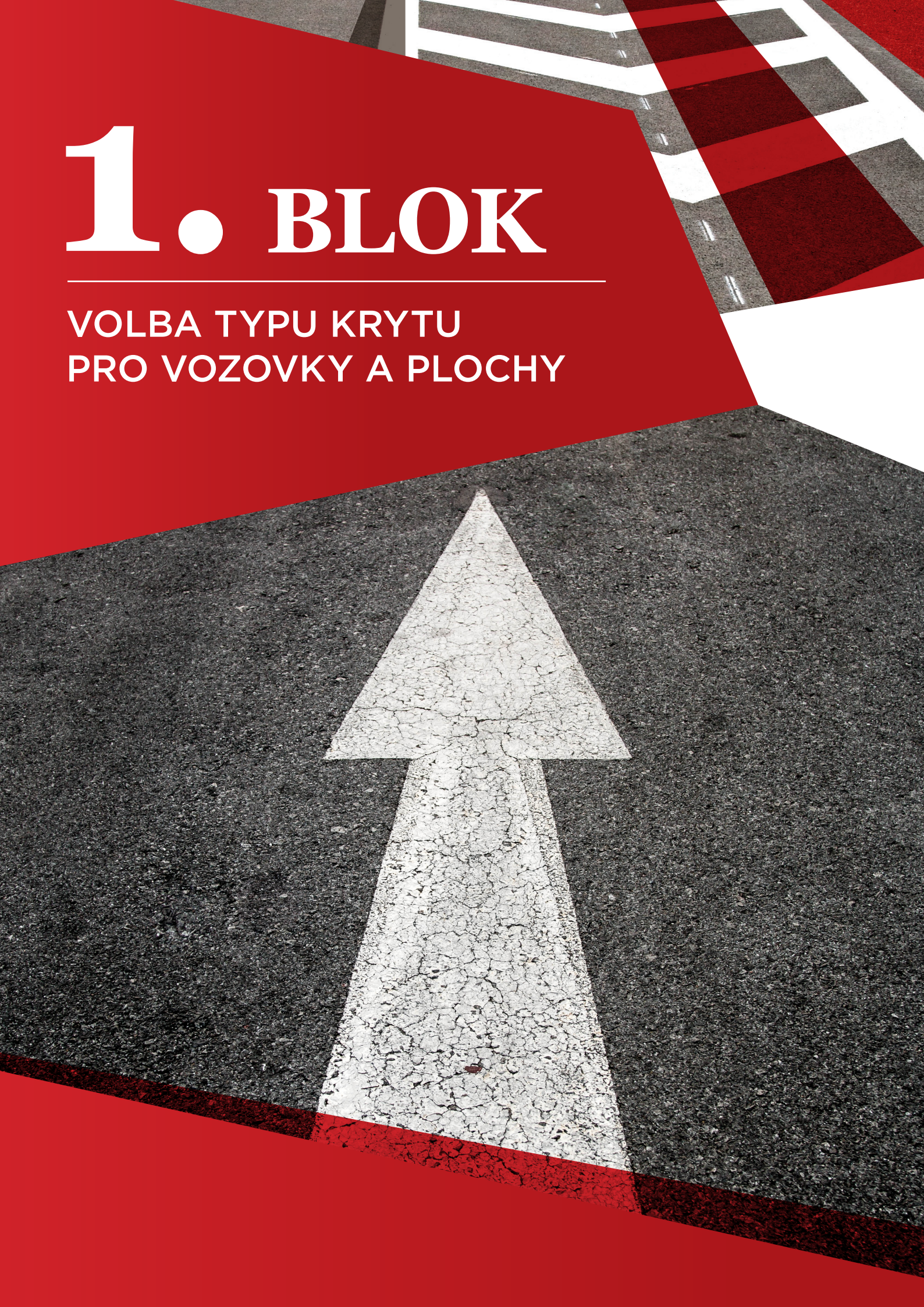
Zkušenosti z výstavby CBK v rámci modernizace D1 a rekonstrukce D2 190
Ing. Bohuslav Slánský, Ph.D., Skanska a.s.
Ing. Ivo Hejtman, HBH Projekt spol. s r.o.

Některé problémy jednovrstvově prováděných částí CB krytů povrchů s obnaženým kamenivem 199
Ing. Jiří Kovář, Dálniční stavby Praha, a.s.

Kontrola kvality při provádění cementobetonových krytů 204
Ing. Ondřej Mašek, Ing. Jaroslav Šmolík

1. BLOK

VOLBA TYPU KRYTU PRO VOZOVKY A PLOCHY





REKONSTRUKCE RWY A TWY A OSTATNÍCH PLOCH NA LETIŠTI PRAHA

ING. JIŘÍ KRAUS, ING. PETR KASL
LETIŠTĚ PRAHA, A. S.
JIRI.KRAUS@PRG.AERO,
220 111 333,
K LETIŠTI 6/1019, 160 08 PRAHA 6

REKONSTRUKCE RWY A TWY A OSTATNÍCH PLOCH NA LETIŠTI PRAHA

ING. JIŘÍ KRAUS, ING. PETR KASL, LETIŠTĚ PRAHA, A. S.

TÉMATEM ČLÁNKU JE VÝBĚR POVRCHŮ PRO REKONSTRUKCI VZLETOVÝCH A POJEZDOVÝCH DRAH NA LETIŠTI PRAHA S DŮRAZEM NA GENERÁLNÍ OPRAVU RWY 06/24.

Jedním ze zásadních projektů posledních let v oblasti realizace betonových vozovek byla generální oprava RWY 06/24. Jedná se o dráhu, které se ročně dotknou podvozky desítek tisíc letadel. Touto generální opravou byly nahrazeny až 30 let staré svrchní konstrukce vozovky dráhy. Pojďme se nyní blíže podívat na historii samotné dráhy a na detaily ukončené generální opravy.

HISTORIE

Původní RWY 07/25 byla vybudována v letech 1960 – 1963 v délce 3115 m na podloží tvořeném sprašovými hlínami. Povrch RWY byl cementobetonový s tloušťkou cementobetonové desky 320 mm. Příčný sklon povrchu RWY byl navržen jako jednostranný o spádu 1%.

V následujících letech prošla dráha několika dílčími rekonstrukcemi:

- V roce 1983 došlo k nadbetonování cementobetonové desky o tloušťce 240 mm na stávající desku tloušťky 320 mm opatřenou separační vrstvou a k posunutí prahu 07 západním směrem o 600 m, tedy prodloužení RWY na dnešní celkovou délku 3715 m.
- V roce 1992 bylo přistoupeno k velké opravě nejvíce porušené části RWY v délce 1500 m od prahu 24. Původní dvoudesková konstrukce byla vybourána a nahrazena novou jednodeskovou konstrukcí.
- Delší období pro opravu bylo vyčleněno v roce 2004 a 2005, kdy ve staničení RWY km 1,500 – 3,160 byla provedena oprava porušených středních pruhů odstraněním betonové vrchní desky dvoudeskové konstrukce a jejím nahrazením konstrukcí asfaltobetonovou. Oprava byla provedena na nejvíce porušeném středním pruhu RWY v šířce 30 m.
- Se zkracujícím se intervalem nutných oprav se prodlužovala doba každoroční údržby a dostávala se do popředí otázka generální opravy hlavní dráhy.

PROJEKTOVÁ PŘÍPRAVA GENERÁLNÍ OPRAVY

Příprava opravy dráhy začala v polovině roku 2010, kdy byla zpracována Studie s návrhem možných variant opravy. Návazně byl vypracován koncepční projekt generální opravy RWY 06/24, který vycházel z předpokladu částečného využití stávajících podkladních konstrukcí a tím snížení finančních nároků i zkrácení časů pro přerušení provozu na RWY. Příčné a podélné sklony vozovky zůstaly v návrhu zachovány.

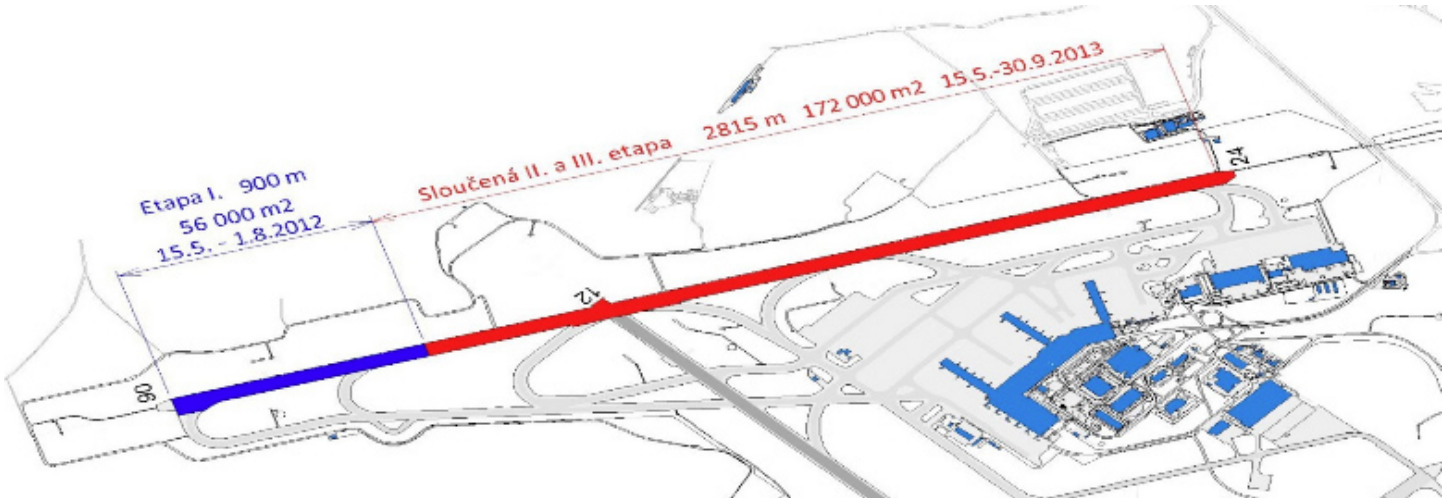
V rámci koncepčního projektu bylo rozhodnuto o etapizaci opravy, resp. rozdělení RWY na tři úseky:

- Úsek etapy I – 900 m od prahu 06,
- Úsek etapy II – 2008 m ve středu dráhy,
- Úsek etapy III – 807 m od prahu 24.

Takto zvolená etapizace umožňovala při provádění opravy během etapy I a III zachování částečného provozu na zkrácené RWY.

Dalším diskutovaným tématem byla volba materiálového řešení konstrukce vozovky. Výsledkem bylo rozhodnutí o provedení úseku etapy I s cementobetonovým krytem a požadavek na provedení další analýzy pro volbu vhodného materiálového řešení úseků II. a III. etapy. Výběrové řízení na zhotovitele etapy I. bylo ukončeno v dubnu 2012. Vítězem se stala společnost Skanska a.s.

Příprava II. a III. etapy pokračovala technickoekonomickou analýzou optimálního materiálového řešení, tedy volbou asfaltobetonového nebo cementobetonového krytu vozovky. Výsledkem provedené analýzy, ke které byl přizván zahraniční konzultant, byla volba cementobetonového krytu pro celou délku RWY, neboť analýza prokázala nižší předpokládané náklady životního cyklu u cementobetonového krytu. Zároveň bylo vedením letiště rozhodnuto vyjít vstříc okolním obcím a městským částem a provést společně etapu II a III jako jednu stavbu (viz obrázek 1) v jednom roce místo původně zamýšleného rozdělení do dvou let. Toro rozhodnutí mělo rovněž pozitivní vliv na výslednou cenu díla díky příznivému trendu cen stavebních prací a úspoře z objemu. Výběrové řízení bylo ukončeno v prosinci 2012. Pro realizaci akce byla vybrána společnost Strabag a.s.



Obrázek 1: Rozdělení na etapy.

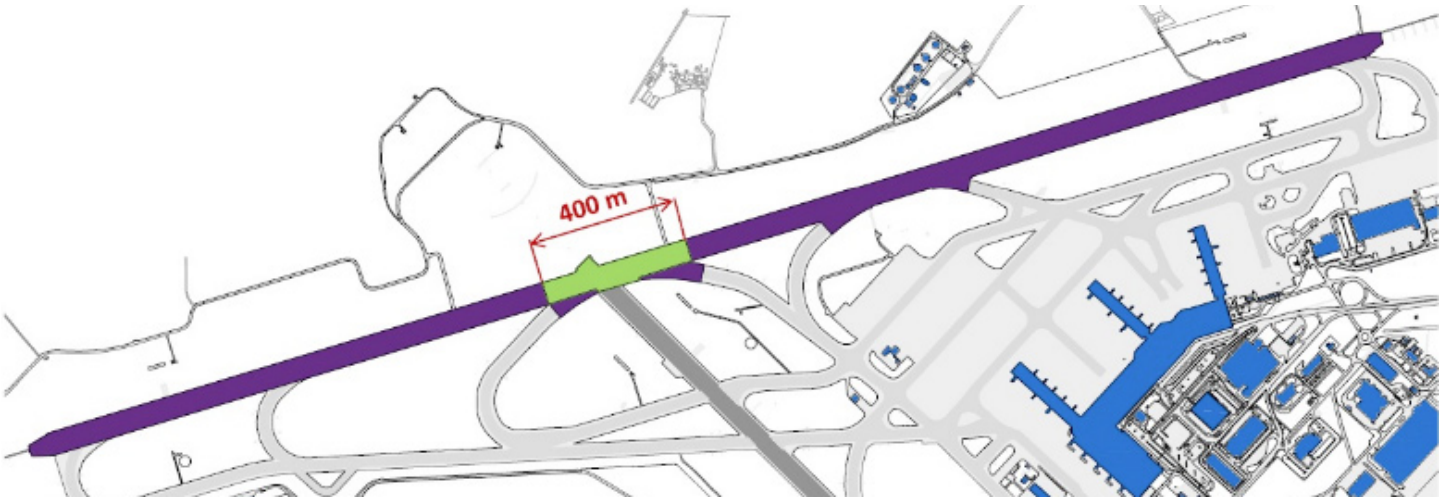
TECHNICKÉ ŘEŠENÍ A TECHNOLOGICKÝ POSTUP PRACÍ

Vlastní oprava vozovky RWY 06/24 spočívala nejprve v demoličních pracích, tedy v odfrézování, resp. odbourání stávajících asfaltových a betonových svrchních vrstev vozovky až po cementovou stabilizaci (cementová stabilizace a podkladní štěrkové vrstvy zůstaly zachovány), a vybourání stávajícího mělkého žlabu podél severní hrany dráhy, včetně kanalizačních přípojek. Odkrytá cementová stabilizace byla dle potřeby lokálně vyspravena.

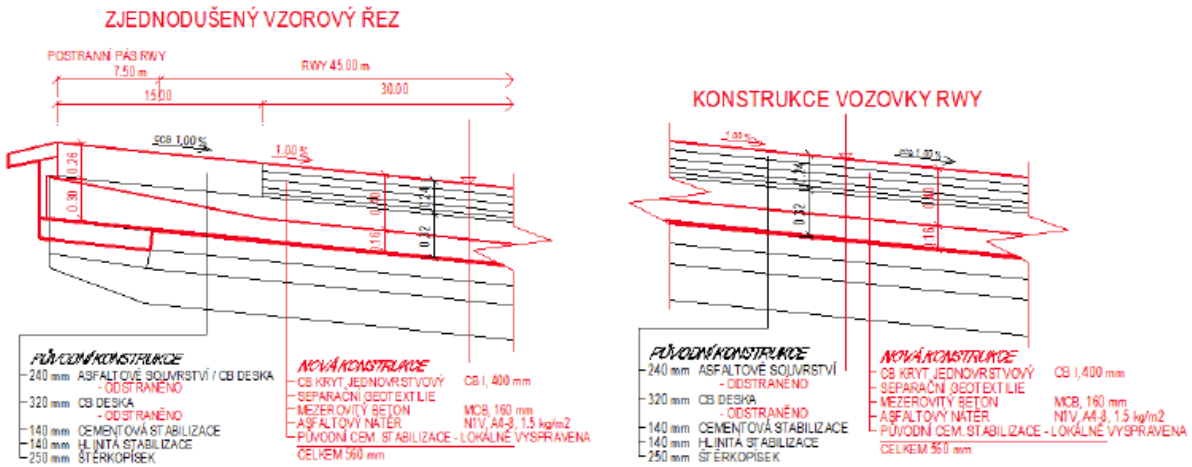
V místě křížení RWY 06/24 a RWY 12/30 v délce 400 m (viz obrázek 2) byly navíc vybourány a odtěženy i stávající podkladní konstrukční vrstvy a byly nahrazeny novými, včetně stabilizace aktivní zóny zemní pláně hydraulickým pojivem. Důvodem pro důkladnější provedení opravy v místě křížení je skutečnost, že se jedná o nejkritičtější úsek dráhového systému a je zapotřebí, aby byl proveden v maximální možné kvalitě.

Práce dále pokračovaly osazením štěrbinového žlabu včetně podélné drenáže a napojení kanalizačních přípojek. Následně byl na cementovou stabilizaci proveden asfaltový postřik s podrcením, na který byl položen mezerovitý beton. Mezerovitý beton byl zvolen jako podkladní vrstva pod CBK z důvodu zajištění drenážní funkce. Do něj byly vyhotoveny drážky a položeny chráničky pro napájecí kabeláž návěstidel.

Následovala samotná pokládka desky CB krytu – dvouvrstevná betonáž (viz obrázek 3). Do uhlazeného čerstvého neztuhlého betonu se následně provedla striáž pro zajištění vysokých hodnot protiskluzových vlastností. Podle náběhu pevnosti CBK v řádu hodin bylo provedeno jeho nařezání (do 1/3 tloušťky = cca 140 mm) podle předem daného spárořezu tak, aby došlo k řízenému popraskání krytu na jednotlivé desky z důvodu pnutí ve zrajícím betonu. Utěsnění spár bylo po vytvrdnutí CBK provedeno zálivkami za studena.



Obrázek 2: Křížení RWY 06/24 a RWY 12/30



Obrázek 3: Technické řešení opravy konstrukce vozovky RWY

V závěrečné fázi prací následovala reinstalace světelného zabezpečovacího zařízení (SZZ) a čidel hlášení námrazy. Konfigurace většiny návěstidel SZZ odpovídá stavu před generální opravou dráhy, tj. došlo k reinstalaci zapuštěných návěstidel osové řady a postranních řad RWY, dotykového systému TDZ 24, příčky THR24/END 06, přibližovacího systému RWY 24 a k výměně dvojice sond měřících stanovišť systému hlášení námrazy. V případě osové řady návěstidel byla stávající jednosměrná návěstidla osové řady RWY 24 nahrazena novými dvousměrnými návěstidly osové řady RWY 06/24. Souběžně byl proveden upgrade systému AMS - systém ovládání a monitorování SZZ. Na závěr byl proveden nástřik denního značení RWY.

REALIZAČNÍ NESNÁZE

Největší výzvou bylo sloučení dvou etap realizace. Úseky spojené II. a III. etapy měřily celkem více než 2.800 m, tedy více než trojnásobek délky opravy předchozího roku. Hlavní dráha RWY 06/24 byla logicky zcela mimo provoz a RWY 12/30 byla zkrácena o rovných 300 m. Za této situace bylo hlavním úkolem soustředit co nejvíce úsilí na oblast křížení obou vzletových a přistávacích drah a tento úsek dokončit a zprovoznit v předstihu, aby RWY 12/30 mohla být provozována co nejdříve v plné délce. Velkou komplikací bylo však výškové omezení používané mechanizace pracující v tomto prostoru. Vybouraný materiál nemohl být nakládán přímo na nákladní auta, protože výšky ramen bagrů přesahovaly povolenou hodnotu danou provozním opatřením a leteckými předpisy. Proto musely nastoupit buldozery, které hrnuly tuny materiálu přes 200 metrů do stran mimo ochranné pásmo zkrácené RWY 12/30 a tam teprve mohly nastoupit bagry a nakladače. Podobné omezení platilo i pro navážení nového materiálu do konstrukce dráhy. Proto bylo nutné používat jen auta, která mají možnost sklápění do boku nebo postupovat stejně jako při bourání, tzn. přihrnovat materiál buldozery a grejdry. Veškeré betonáže drenážního mezerovitého betonu na křížení bylo nutné provádět v nočních hodinách za koordinace dispečinku Řízení provozu letiště mezi jednotlivými nočními charterovými lety. Práce na křížení drah byly o to složitější, že na rozdíl od zbytku dráhy se v tomto prostoru měnila celá konstrukce vozovky dráhy včetně veškerých podkladních konstrukčních vrstev až do hloubky 110 cm, zatímco v ostatních úsecích se odbourávalo jen 56 cm pro nové betonové vrstvy.

Když byly práce na konstrukčních vrstvách v plném proudu, objevila se nečekaná komplikace v podobě krajně nepříznivého počasí. Několikanásobně větší úhrn srážek než je dlouhodobý červnový průměr, měl v roce 2013 za následek povodně na velké části území České republiky. Zvýšeným úsilím všech zúčastněných a přijetím souboru opatření pro nápravu škod (nasazením čerpadel vody, změnou materiálu používaného na provádění stabilizace zemní pláně, vyčleněním pozemků pro ukládání vytěženého mokrého materiálu, atd.) se podařilo i tyto překážky překonat a eliminovat vzniklé škody a ztráty času na minimum.

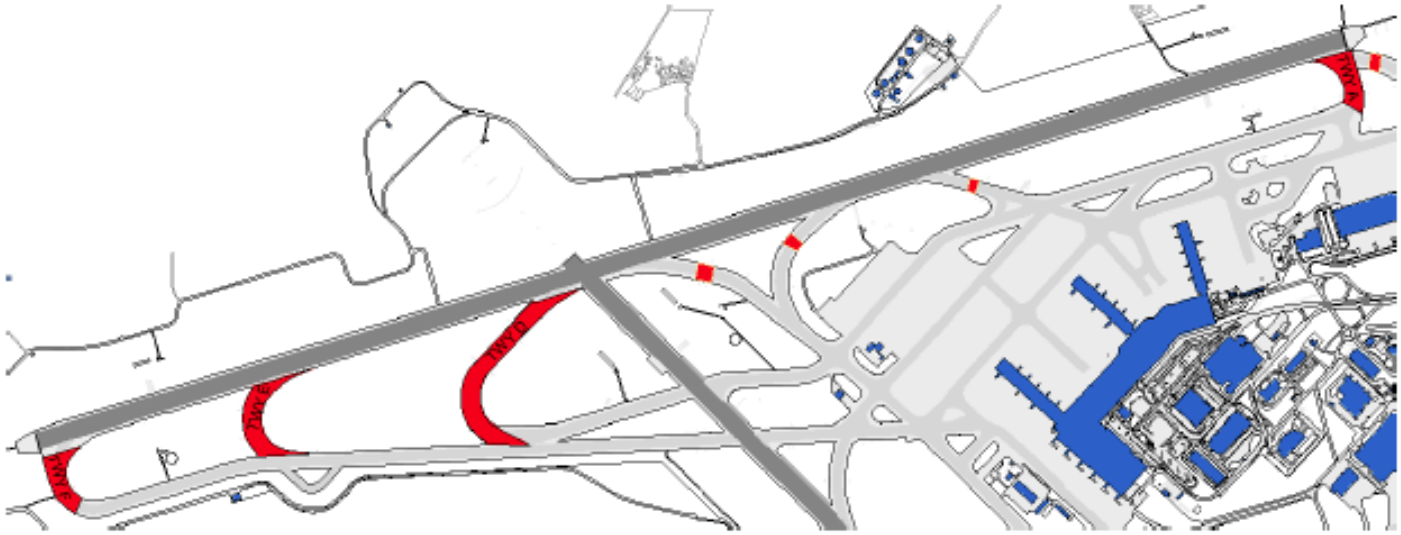
OBJEMY PRACÍ

- Celková plocha nové vozovky RWY – 228 000 m^2
- Z toho plocha na křížení – 26 100 m^2
- Celkem vybouráno – 320 400 t
- Množství podkladního mezerovitého betonu – 42 000 m^3
- Množství betonu do cementobetonového krytu – 84 000 m^3
- Množství použitého cementu: 40 000 t
- Délka řezaných spár v cementobetonové vozovce – 100 km
- Počet reinstalovaných návěstidel SZZ – 850 ks
- Délka nové kabeláže pro SZZ a AMS – 110 km
- Plocha provedeného denního značení – 17 400 m^2

SOUBĚŽNÉ AKCE

Paralelně s generální opravou RWY 06/24 proběhlo ještě několik souběžných stavebních akcí na navazujících pojezdových drahách (TWYs). O které se jedná, ilustruje následující obrázek 4.

Obrázek 4: Situace souběžných stavebních akcí



- Oprava TWY A, TWY E, TWY F: Spočívala ve vybourání stávajícího cementobetonového krytu a podkladních konstrukcí a v realizaci nové konstrukce vozovky s CB krytem v tloušťce 360mm. Výměry: TWY A – 6 000 m^2, TWY E – 14 300 m^2, TWY F – 8 000 m^2. Součástí opravy TWY E bylo rovněž rozšíření její únosné části a krajnic tak, aby vyhovovala pro letadlo kódového písmene E. Šířka únosné části zároveň vyhovuje výhledovému provozu letadel k.p. F.
- Oprava TWY D: Jedná se o výměnu asfaltové obrusné vrstvy v tl. 60 mm v ploše 13 500 m^2.
- Stavební příprava pro světelná návěstidla STOP PŘÍČKY CAT I pro RWY 06-24: Na všech TWYs, které nejsou předmětem větší opravy (TWY B, C, L, Z, kromě TWY F) proběhla stavební příprava pro budoucí instalaci světelných návěstidel STOP PŘÍČKY CAT I.

PROVOZNÍ VÝHODY

Přínosy ukončené generální opravy spočívají zejména v zajištění dostatečné spolehlivosti a provozuschopnosti hlavní dráhy letiště. Dalším velkým přínosem jsou minimální časové i finanční nároky na provádění její údržby. Jestliže před generální opravou se prováděla jarní a podzimní údržba dráhy 2 krát za rok vždy po dobu 14 dní, v následujících 10-15 letech se jarní i podzimní údržba omezí jen na 2-5 dní výluky za účelem důkladné prohlídky stavu dráhy. Rovněž výrazně menší převádění provozu na vedlejší RWY 12/30 ocení obyvatelé hustě obydlených městských částí a obcí, které jsou zasaženy leteckým hlukem, je-li vedlejší RWY v provozu.

ZHODNOCENÍ VOLBY CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU

K rozhodnutí pro cementobetonovou variantu nás vedly tyto hlavní výhody z hlediska dlouhodobosti životnosti povrchu:

- Uzavírání provozu na hlavní dráze je vždy provozní komplikací vyžadující extrémní vypětí a souhru celého týmu LP, ŘLP, ÚCL apod.
- Uzavření dráhy vede k hlukové zátěži Prahy při využívání vedlejší dráhy, což se snažíme redukovat na nezbytně nutnou dobu (definitivně bude vyřešeno až vybudováním Paralelní dráhy RWY 06R/24L).
- S delším uzavřením dráhy na opravu je spojeno i omezení poskytnutí služeb leteckým společnostem, což při větší frekvenci vyvolá pocit diskomfortu a nejistoty – může letecké společnosti vést k pochybnostem pro nasazení pravidelných linek.
- Uzavření dráhy přináší také rizika vlivem vstupu lidského činitele (nelze vyjádřit jen finančně).

Kromě nákladů na vlastní stavební řešení tedy byla preferována delší životnost cementobetonového souvrství bez potřeby plošných oprav. Z hlediska stavebního má použití cementobetonu oproti asfaltobetonu tyto hlavní výhody:

- Dlouhá životnost povrchu, zejména protismykových vlastností (odgumování provádíme vlastními kapacitami a tak šetrně, abychom životnost povrchu nesnižovali).
- Povrch snese další úpravy po jeho vyhlazení, aniž by to znamenalo jeho destrukci – broušení, drážkování.
- Tuhost betonových desek je důležitá pro přenesení bodového namáhání od podvozku do větší plochy podloží vozovky.
- Souvrství musí dobře odvádět vodu z nosné části vozovky, což bylo zajištěno vrstvou mezerovitého betonu (MCB).
- Tímto řešením jsme reagovali m.j. na charakter místních základových podmínek, které jsou citlivé na bodové namáhání zejména v kombinaci s podmáčením podloží.

- V prvních deseti letech dochází k minimálnímu výskytu poruch a i po dobu celé životnosti je výskyt poruch nižší než u AB.

Zároveň jsme byli nuceni přijmout i tyto hlavní nevýhody:
- Delší doba realizace a případných budoucích oprav vyvolaná nutností zrání betonu (28 dnů).
- Větší závislost realizace na optimálních povětrnostních podmínkách (čerstvý povrch je citlivý na déšť a příliš vysokou teplotu).
- Nutnost plynulého zásobování obrovského množství materiálu při pokládání vrchní vrstvy CBK.

Tyto nevýhody byly eliminovány využitím nočních směn a optimální organizací práce dodavatelů, kteří při realizaci odvedli velmi dobrou práci a měli příležitost si vyzkoušet svojí koordinaci při práci v extrémních podmínkách. Dále cementobetonová konstrukce vozovky vyvolává nutnost segmentace povrchu do samostatných desek z dilatačních důvodů. Spáry mezi deskami je nutné ošetřit zálivkou, kterou je nezbytné dlouhodobě udržovat a obnovovat. Tato činnost je však zajistitelná v krátkých časových úsecích odstávky dráhy, a proto ji nepovažujeme za významný negativní prvek.

Předmětem pečlivého odborného posouzení byla otázka nákladů. Posuzovány byly náklady v celém cyklu životnosti vozovky, tzn. náklady pořizovací spolu s náklady na opravy a údržbu. Toto posouzení v roce 2012 vyšlo přesvědčivě ve prospěch použití cementobetonu. Bylo to zapříčiněno především propadem poptávky a přebytkem nabídky v tomto typu stavebních prací, což na několik let srazilo cenu stavebních dodavatelů. Dlouhodobě hodnotíme použití asfaltobetonových a cementobetonových konstrukcí jako nákladově vyrovnané. Pro rozhodování o použití konkrétního řešení tedy spíše přihlížíme k:
- Provoznímu využití a nárazovému zatížení vozovky (např. prostory zastavování letadel preferujeme z cementobetonu);
- Aktuálním provozním možnostem (možná délka uzávěry);
- Predikci dalšího využití a zásahů do vozovky v následujících letech (zejm. z hlediska délky budoucího využití jednotlivých úseků vozovek s ohledem na plánovaný rozvoj dráhového systému) apod.



PPP UND BETONSTRASSENBAU: EINE GUTE LÖSUNG (ZUSAMMENFASSUNG)

DIPL. ING. ALEXANDRA VIDAL
EUROVIA BETON GMBH
NIEDERLASSUNG BETONSTRASSENBAU
CAPUTHER CHAUSSEE 1A
14552 MICHENDORF
ALEXANDRA.VIDAL@EUROVIA.DE
TEL: +49 (0)3320576-200

PPP UND BETONSTRASSENBAU: EINE GUTE LÖSUNG (ZUSAMMENFASSUNG)

DIPL. ING. ALEXANDRA VIDAL, EUROVIA BETON GMBH

In Deutschland hat das Bundesministerium für Verkehr vor mehr als 10 Jahre auf Public-Private Partnership zugegriffen, um mehrere Autobahnabschnitte ausbauen zu lassen. Mittlerweile ist dieses Konzept ein Erprobtes, und der Bund arbeitet an weiteren Projekten. Bis heute sind acht Projekte fertig gebaut bzw. befinden sich im Bau. Alle acht Projekte sind in der Betonbauweise hergestellt worden.

PUBLIC-PRIVATE-PARTNERSHIP (PPP)

In einem PPP ist in der Regel der Auftragnehmer für das Bauen, die Erhaltung, den Betrieb und die Finanzierung während der gesamten Vertragslaufzeit zuständig. Die Vertragslaufzeit variiert erfahrungsgemäß zwischen 20 und 30 Jahren. Qualitätsanforderungen sind definiert und müssen über die Vertragslaufzeit eingehalten werden. Diese werden auch regelmäßig durch den Auftraggeber kontrolliert.
Die Projekte fangen mit einer Bauphase an: es handelt sich um den Neubau einer Autobahn oder um die grundhafte Erneuerung einer bestehenden Autobahn. Dabei wird oft die Autobahn an die heutige Verkehrssituation angepasst und dadurch verbreitert.
In einem PPP übernimmt der Auftragnehmer andere Risiken als bei einem konventionellen Projekt. Das Erhaltungs- und Verkehrsrisiko ist dabei nicht zu unterschätzen. Dadurch ist eine Betrachtung der Analyse des Lebenszyklus für die gesamte Vertragsdauer unabdingbar.

DIE BETONBAUWEISE

Bei allen acht der bis jetzt gebauten Autobahnabschnitten im Rahmen von PPP hat sich die Betonbauweise durchgesetzt. Bei hohen Verkehrsaufkommen stellt die Betonbauweise eine langlebige Konstruktion dar. Die Betonbauweise ist dauerhaft und erhaltungsarm. Dadurch ist das Risiko der Preisentwicklung während der Vertragslaufzeit für den Auftragnehmer sowie die Verkehrsbeeinträchtigungen für Erhaltungsmaßnahmen reduziert. Vergleich man die reinen Baukosten einer Asphaltbauweise mit einer Betonbauweise, ist in der Regel die Asphaltbauweise wirtschaftlicher. Diese hängt aber auch stark vom Bitumenpreis ab. Dieser Vergleich ist in den letzten 10 Jahren immer wieder anders ausgefallen, je nach aktuellem Bitumenpreis. Wenn man aber den Vergleich der Bauweise nicht auf die reine Bauzeit beschränkt sondern die Folgekosten für den gesamten Lebenszyklus der Straße betrachtet, stellt sich die Betonbauweise als wirtschaftlichere Lösung dar. Bei einer Betonbauweise sind die Erhaltungskosten planbar und gering, das Preisentwicklungsrisiko in der Erhaltungszeit überschaubar, die Beeinträchtigungen für den Verkehrsteilnehmer bei Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen minimal.

Acht Autobahnabschnitte als PPP in Deutschland gebaut – acht Autobahnabschnitte in Betonbauweise: das ist kein Zufall.





PPP A STAVBA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ: DOBRÉ ŘEŠENÍ (SOUHRN)

DIPL. ING. ALEXANDRA VIDAL
EUROVIA BETON GMBH
NIEDERLASSUNG BETONSTRASSENBAU
CAPUTHER CHAUSSEE 1A
14552 MICHENDORF
ALEXANDRA.VIDAL@EUROVIA.DE
TEL: +49 (0)3320576-200

PPP A STAVBA CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ: DOBRÉ ŘEŠENÍ (SOUHRN)

DIPL. ING. ALEXANDRA VIDAL, EUROVIA BETON GMBH

Německé spolkové ministerstvo dopravy začalo před více než deseti lety využívat spolupráce veřejného a soukromého sektoru (Public Private Partnership), aby umožnilo výstavbu většího počtu dálničních úseků. Mezitím se tato koncepce zařadila mezi ověřené postupy a spolková vláda připravuje další projekty. Do dnešní doby bylo dokončeno nebo se nachází ve fázi výstavby osm projektů. Ve všech osmi případech se jedná o stavby vozovek s cementobetonovým krytem.

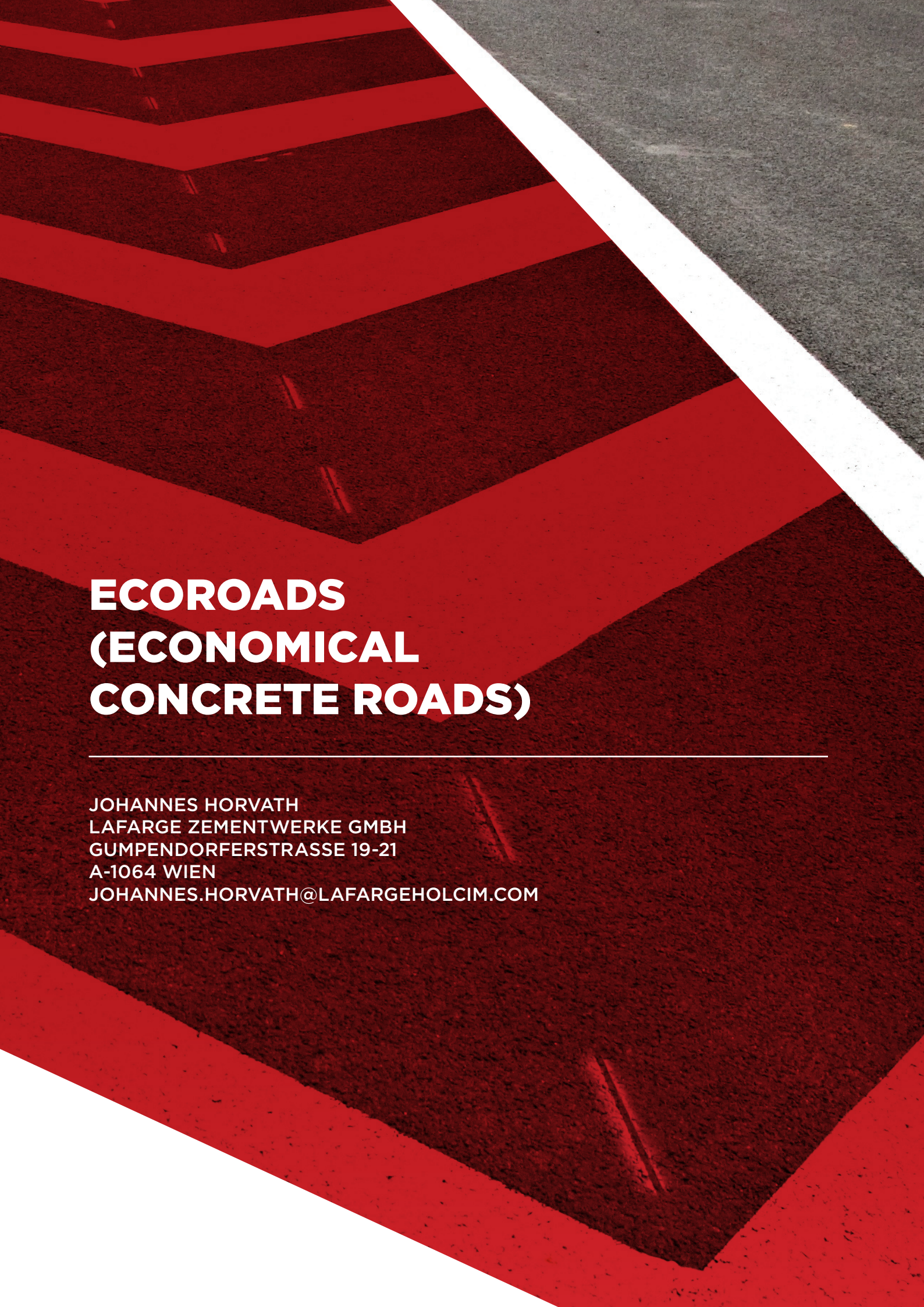
PARTNERSTVÍ VEŘEJNÉHO A SOUKROMÉHO SEKTORU (PPP)

V partnerství veřejného a soukromého sektoru je dodavatel zpravidla odpovědný za stavbu, provoz a financování během celé doby platnosti smlouvy. Doba platnosti smlouvy se podle zkušeností pohybuje mezi 20 a 30 roky. Jsou definovány kvalitativní požadavky, které je nutno dodržet po celou dobu platnosti smlouvy, zadavatel toto dodržování také pravidelně kontroluje.
Projekty začínají fází výstavby: jedná se o novostavby dálnic nebo kompletní rekonstrukce stávajících dálnic. Při těchto rekonstrukcích se dálnice často upravuje na dnešní dopravní situaci, a proto se rozšiřuje.
Dodavatel čelí v rámci PPP jiným rizikům než při práci na konvenčním projektu. Rizika vyplývající z povinnosti provádět údržbu a dopravní rizika přitom nelze podceňovat. Nezbytné je v tomto případě vyhodnocení analýzy životního cyklu pro celou dobu trvání smlouvy.

KONSTRUKCE S CEMENTOBETONOVÝM KRYTEM

Na všech osmi dálničních úsecích, které doposud byly v rámci PPP postaveny, se prosadila vozovka s cementobetonovým krytem. Při vysoké hustotě silničního provozu garantuje cementobetonový kryt delší životnost, je trvanlivý a má nízké nároky na údržbu. Tím se pro dodavatele snižuje riziko růstu ceny během doby platnosti smlouvy, ale i riziko omezování dopravy v důsledku provádění údržby. Při srovnání pořizovacích nákladů na vozovku s asfaltovým a cementobetonovým krytem bývá zpravidla ekonomicky výhodnější vozovka s asfaltovým krytem. Tato výhodnost však silně závisí na ceně asfaltu. Uvedené srovnání ovšem v posledních deseti letech vycházelo pokaždé jinak – ovlivňovala je aktuální cena asfaltu. Pokud srovnání stavební technologie neomezíme pouze na dobu výstavby a vezmeme v úvahu následné náklady na celý životní cyklus komunikace, vychází vozovka s cementobetonovým krytem jako hospodárnější řešení.
U cementobetonového krytu lze předem plánovat náklady na údržbu, tyto náklady jsou nižší, riziko růstu cen je po dobu údržby komunikace přehlednější, omezování účastníků silničního provozu při provádění údržbových prací je minimální.
Osm úseků dálnice s cementobetonovým krytem postavených v Německu v rámci partnerství veřejného a soukromého sektoru – osm úseků dálnice s cementobetonovým krytem: to nemůže být náhoda.





ECOROADS (ECONOMICAL CONCRETE ROADS)

JOHANNES HORVATH
LAFARGE ZEMENTWERKE GMBH
GUMPENDORFERSTRASSE 19-21
A-1064 WIEN
JOHANNES.HORVATH@LAFARGEHOLCIM.COM

ECOROADS (ECONOMICAL CONCRETE ROADS)

DIPL.-ING., DR. JOHANNES HORVATH, LAFARGE ZEMENTWERKE GMBH

ABSTRACT

Roads play a very important part in any nation's infrastructure. Their construction and maintenance, and the vehicles that travel over them, consume large amounts of energy. This energy use results in atmospheric emissions, the reduction of a non-renewable resource, and other environmental impacts. Any reduction of the lifetime energy use, even if only by a small percentage, will have significantly positive implications for sustainable development. Concrete roads are durable and safe without defects like rutting, cracking, stripping, loss of texture, and potholes etc. This low maintenance requirement is one of the principal advantages of concrete pavements. There are well-designed concrete pavements that have required little maintenance well beyond their designed 30-year design lives. Concrete pavements are well developed at Austrian Highways and Expressways, Rural Roads predominated by asphalt. Our objective in this new branch project is to transfer the technology from H&E to rural roads. Goal of this programme is to achieve more quality, improve value for money and provide a boost to innovation in road construction in Austria.

PREFACE

The roads of the future can play the role of a driver of innovation. They will be designed, built, operated and maintained on the basis of modern economic instruments. Full account is to be taken of the requirements of sustainable life-cycle management, the increasing use of alternative construction materials and the application of appropriately optimized construction processes.
Since the implementation of the in Construction Products Regulation CPR on July 2013 concrete and especially concrete constructions get an occasion for showing the excellent properties regarding the new approaches.
The new CPR consists now of seven claims. Especially those points which are the dominated modifications to the Construction Production Directive (CPD) are very characteristic for concrete constructions, namely long service life (point 3) and mineral genesis from a local stock (point 7) without long distances of transport.
Consequently of those requirements the branch committed to develop a method of placing rural concrete roads.

1. Mechanical resistance and stability
2. Safety in the case of fire
3. Hygiene, health and the environment

New: Considering the entire costs during life-cycle-time!

4. Safety in use
5. Protection against noise
6. Energy economy and heat retention

7. New: Sustainable use of natural resources
Use of environmental compatible raw and secondary materials in the construction works

PROJECT

The project is scheduled over four years and comprises six work packages. Main topics are placing technologies, optimization of material and surface, dimensioning, refurbishing, life-cycle analysis and ASR.
Parallel to these efforts pilot test are planned to compare and adjust the gained results. The members of the team are associations of Cement, RMX and Contactor ÖBA.

PILOT PROJECT - LAFARGE PLANT RETZNEI

Precondition for developing of placing methods for rural roads was to consider the closed placing condition. The scenario is one lane for work and one as loop road for the traffic (see Figure 1 and 2). This situation is often given at rural roads during refurbishing. The consequence is that ordinary slipway pavers could not use because of the constrained place conditions. A new concept for a paver was necessary to fulfil these circumstances. The paver must be low weighted and flexible in track width.
Therefore a prototype was developed and tested for the first time in a pilot project in Retznei – Austria.

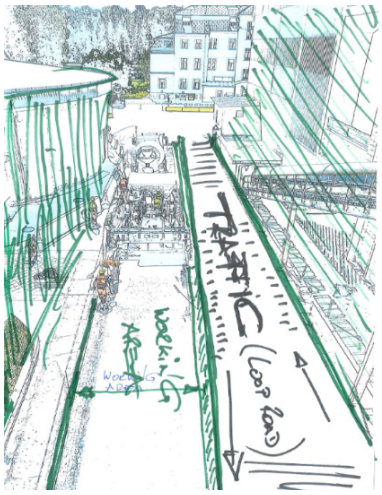


Figure 1: Loop Road

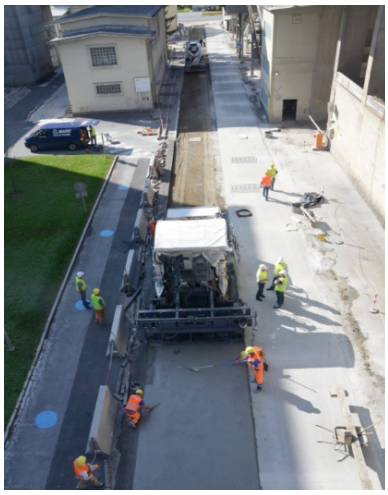


Figure 2: Working Area



Figure 3: New Paving Equipment

In Figure 3 you get an impression of the new method of placing. A 160 m long concrete road, thickness of 20 cm to the cement terminals was built in two directions.

Figure 4 and 5 shows the quality of the pavement. The surface is smooth and the edges are rigid and angular.



Figure 4: Edge



Figure 5: Quality of the edge

This first placing with the new method was a big success. In Figure 6 you can see the finished road in “operation”. Plenty of Heavy Trucks run day by day over the pavement and so we get valuable Information about the behaviour of road. The pavement is surveyed by Smartminerals GmbH.



Figure 6: Finished Road for heavy traffic



ECOVOZOVKY (ECONOMICAL CONCRETE ROADS = ÚSPORNÉ BETONOVÉ VOZOVKY)

JOHANNES HORVATH
LAFARGE ZEMENTWERKE GMBH
GUMPENDORFERSTRASSE 19-21
A-1064 WIEN
JOHANNES.HORVATH@LAFARGEHOLCIM.COM

ECOVOZOVKY (ECONOMICAL CONCRETE ROADS = ÚSPORNÉ BETONOVÉ VOZOVKY)

DIPL.-ING., DR. JOHANNES HORVATH, LAFARGE ZEMENTWERKE GMBH

ABSTRAKT

Pozemní komunikace hrají velmi důležitou roli v infrastruktuře kterékoli země. Výstavba a údržba silnic a vozidla, která po nich jezdí, spotřebují velké množství energie. Důsledkem tohoto využití energie jsou škodlivé emise v ovzduší, snižování neobnovitelných zdrojů a další dopady na životní prostředí. Jakékoliv snížení využívání energie, i kdyby se jednalo pouze o malé procento, má významný pozitivní vliv na udržitelný rozvoj.
Betonové vozovky jsou odolné a bezpečné, nevyskytují se na nich takové závady, jako jsou vyjeté koleje, trhliny, odlupování povrchových vrstev, ztráta textury, výtluky, apod. Jednou z hlavních výhod betonových vozovek je nenáročná údržba. Existují dobře navržené betonové vozovky, které vyžadují minimální údržbu i dlouho po uplynutí své 30leté plánované životnosti.
Kvalitní betonové vozovky jsou budovány zejména na rakouských dálnicích a rychlostních komunikacích; na venkovských komunikacích převažují asfaltové vozovky. Naším cílem v novém projektu je přenést technologii, používanou pro výstavbu dálnic a rychlostních komunikací i na venkovské silnice. Cílem tohoto programu je dosáhnout lepší kvalitu, zlepšit efektivnost vynaložených prostředků a zajistit podporu pro inovace v oblasti výstavby silnic v Rakousku.

PŘEDMLUVA

Vozovky budoucnosti mohou být hnací silou inovací. Budou navrhovány, stavěny, provozovány a udržovány s využitím moderních ekonomických nástrojů. V plné míře je třeba vzít v úvahu požadavky udržitelného managementu po celý životní cyklus, rostoucí využívání alternativních stavebních materiálů a používání vhodných optimalizovaných stavebních procesů.
Od zavedení regulace stavebních produktů (Construction Products Regulation - CPR) v červenci 2013 dostaly beton a zejména betonové konstrukce příležitost, aby ukázaly vynikající vlastnosti získané novými přístupy.
Nová regulace CPR nyní obsahuje sedm požadavků. Zejména body, které představují dominantní modifikace směrnice o stavebních výrobcích (Construction Production Directive - CPD), jsou pro betonové konstrukce velmi charakteristické. Zejména se jedná o dlouhou životnost (bod 3) a použití surovin z místních zdrojů (bod 7) bez nutnosti dopravovat je na dlouhé vzdálenosti.

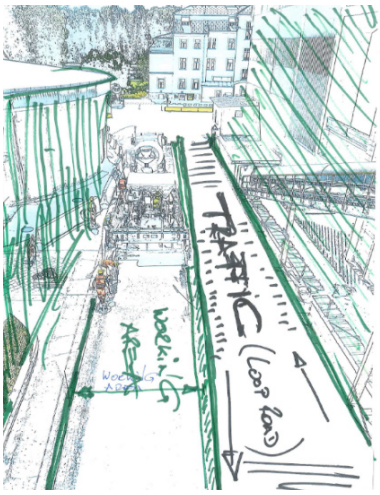
1. Mechanická odolnost a stabilita
2. Bezpečnost v případě požáru
3. Hygiena, zdraví a životní prostředí
Nově: Uvážení celkových nákladů v průběhu životního cyklu!
4. Bezpečnost při použití
5. Ochrana proti hluku
6. Úspora energie a zadržování tepla
7. Nově: Udržitelné využívání přírodních zdrojů
Použití ekologicky kompatibilních surovin a druhotných materiálů při stavebních pracích

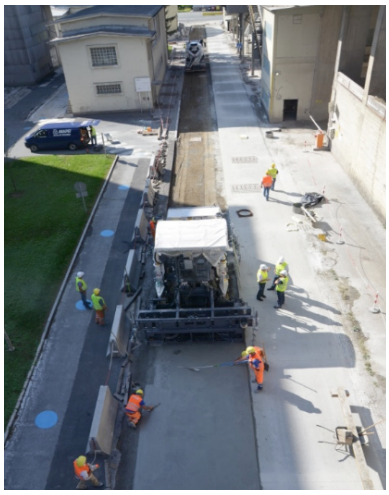
PROJEKT

Projekt je plánován na čtyři roky a obsahuje šest pracovních balíčků. Hlavními tématy jsou technologie pokládky, optimalizace použitých materiálů a povrchu krytu, dimenzování, rekonstrukce, analýza životního cyklu a ASR.
Souběžně s těmito kroky je naplánován pilotní test k porovnání a úpravě získaných výsledků. Členy týmu jsou sdružení Cement, RMX a dodavatel ÖBA.

PILOTNÍ PROJEKT – ZÁVOD LAFARGE RETZNEI

Pro rozvoj metod pokládky cementobetonového krytu na venkovských komunikacích bylo nutné vzít v úvahu stísněné podmínky pro pokládku. Běžným scénářem je jeden jízdní pruh, kde se pracuje a jeden jízdní pruh fungující pro veškerý (tedy obousměrný) provoz (viz obrázek 1 a 2). Taková situace je na venkovských silnicích při opravách běžná. V důsledku stísněných podmínek při pokládce pak nemohou být použity běžně používané finišery (slipway pavers). Pro dodržení výše uvedených podmínek pro pokládku za provozu bylo nutné vyvinout novou konstrukci finišeru, který má nízkou hmotnost a flexibilní rozchod kol.
Proto byl vyvinut prototyp, který byl poprvé vyzkoušen v rámci pilotního projektu v Retznei, Rakousko.







Obrázek 1: Jízdní pruh s obousměrným provozem
Obrázek 2: Jízdní pruh, na němž se pracuje
Obrázek 3: Nové zařízení pro pokládku

Na obrázku 3 získáte představu o nové metodě pokládky. Ve dvou směrech (dvou pojezdech finišeru) byl vybudován cementobetonový kryt o délce 160 m a tloušťce 20 cm.
Délka: 160 m, Šířka: 6,5 m, Tloušťka: 20 cm jedna vrstva

Obrázky 4 a 5 ukazují kvalitu vozovky. Povrch je hladký a hrany jsou tuhé a ostré.



Obrázek 4: Hrana



Obrázek 5: Kvalita hrany



První pokládka s použitím této nové metody byla velmi úspěšná. Na obrázku 6 vidíte hotovou komunikaci v „provozu“. Po vozovce každý den přejíždí velké množství těžkých nákladních automobilů, což nám poskytuje cenné informace o chování vozovky. Vozovka je sledována společností Smartminerals GmbH.

Obrázek 6: Hotová komunikace pro těžký provoz



THE USE OF DECORATIVE CONCRETE PAVEMENTS IN PUBLIC SPACES

IR. LUC RENS
FEBELCEM - EUPAVE
VORSTLAAN 68
1170 BRUSSELS, BELGIUM
L.RENS@FEBELCEM.BE
0032-479-78.00.21

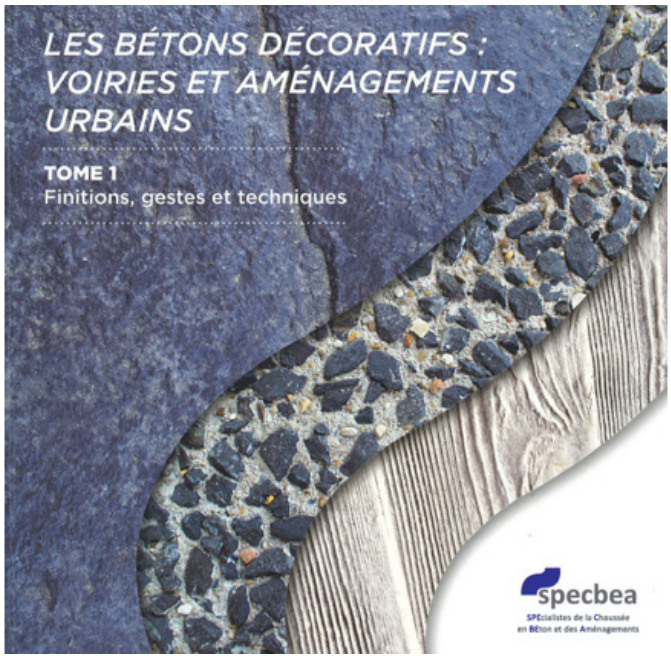
THE USE OF DECORATIVE CONCRETE PAVEMENTS IN PUBLIC SPACES

IR. LUC RENS, FEBELCEM - EUPAVE

Nowadays concrete pavements are not only used for motorways and trunk roads but very often in urban areas for the refurbishment of public spaces. Different kinds of decorative concrete surfaces are chosen by architects and landscapers for aesthetical reasons such as a good integration in the environment. Mainly coloured exposed aggregate concrete is popular but also other types of surface finishing have been applied (polishing, bush hammering, sand blasting,...). The choice depends on both aesthetical and functional requirements. Indeed, safety and comfort for the users and durability for the owner remain important criteria as well.
This paper will focus on the technical prescriptions for exposed aggregate concrete (EAC). These prescriptions, mainly related to the aesthetical result of the concrete surface, deal with the concrete mix composition and with design and construction aspects.

THE DEVELOPMENT OF DECORATIVE PAVEMENTS

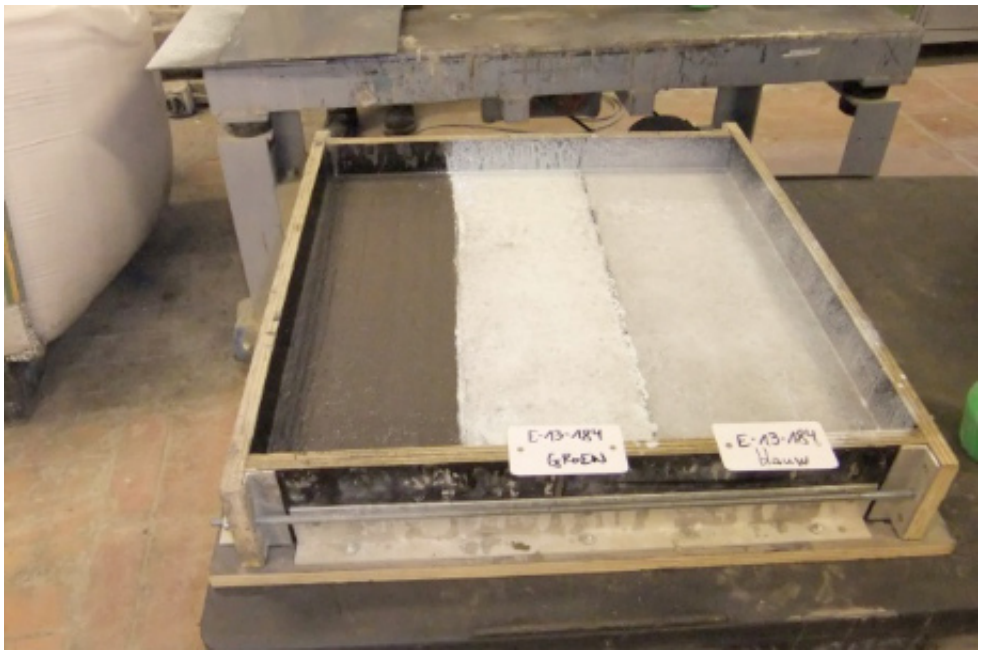
Belgium is a country where concrete has acquired a prominent place in road building. Concrete is used a lot primarily on motorways, but also for regional, local and rural roads, mainly for reasons of durability. By now, this choice has clearly proven itself to be a good one.
However, in urban areas concrete poured on site has been little used in contrast to small elements pavements such as concrete paving blocks, cobblestones and other items. Concrete paving blocks have been used a lot in the past and still today due to their aesthetic features: they can be obtained in various shapes, sizes and textures and thus offer designers a range of creative possibilities.
To fulfil spatial and visual quality requirements coloured exposed aggregate concrete (EAC) offers an interesting alternative. This technique has also enjoyed a growing success in Belgium in the past two decades. Usually the applications are still inspired by French examples – after all, EAC is a very common solution for all possible applications in towns and village centres in France.
EAC is characterised by a specific surface treatment. After the concrete is poured, a retarding agent is sprayed on the surface of the still fresh material which prevents the cement hydrating. The non-hydrated layer is washed away afterwards, for example with a high-pressure cleaner. This procedure exposes the coarse aggregate, so that their appearance and colour can be appreciated. Moreover, the natural shades of these aggregates can be highlighted by mixing a dye into the concrete.
Next to the EAC, many other types of surface finishing are available and can be applied for aesthetical reasons. The French contractors' association SPECBEA has released a publication with over fifty different types of surface finishing amongst which: brooming, smooth trowelling, polishing, sand blasting, bush hammering, printing.



Picture 1) Cover page of the French publication on decorative concrete pavement

A SUCCESFULL PROJECT – FROM DESIGN TO CONSTRUCTION

Important in a project where an aesthetical result is to be achieved, is the communication between the owner, designer and contractor. In the first place the owner and designer should know very well which appearance they want to obtain. This is often inspired by the surrounding environment or adjacent construction elements. E.g. the colour of adjacent concrete paving blocks or natural cobblestones can be inspiring for the shade of coloured EAC in an urban environment. Sometimes the aim is simulating a natural colour such as a sandy beach nearby or a walking path in yellow dolomite aggregates. However, it should be clear that a perfect copy of colour and texture is not possible and the goal is rather to find a surface with texture, shade or colour that matches in a harmonious way with the environment.
In order to understand what is achievable, it is recommended, already in the design phase, to produce some small sample slabs in the laboratory. This allows checking the influence of the colour of sand and stones, the dosage of colouring agents, the achieved texture depth with different types of setting retarders, etc. As soon as a satisfying result is obtained, the technical part of the tendering documents can be established based upon the concrete mix that was used in the laboratory. All the different elements that can be determining for the visual appearance need to be written in the specifications, however without imposing a single precise concrete mix. Indeed, the final responsibility lies in the hands of the contractor. Yet, pictures of the concrete sample or an example of concrete mix are indicating elements that can be included in the tendering documents.
Concrete slabs made in the laboratory do not always give the same result as the real pavement on the worksite. Therefore the contractual clauses should also include that the contractor has to produce a larger slab of about 1m^2 or possibly an entire slab of e.g. 4m x 3m, prior to the execution of the work. For obvious reasons the contractor must use exactly the same materials for that slab as for the later construction of the pavement. Also other worksite conditions like the way of compacting the concrete, the choice of setting retarder, the way of brushing the mortar, etc. should be approximated as much as possible. The slabs made by the contractor can serve as reference slabs for the real job. For very large projects, it can even be considered to start with a trial section in real conditions.



Picture 2) Sample slab in the laboratory with the use of different setting retarders

TECHNICAL PRESCRIPTIONS FOR EAC – CONCRETE MIX

In Belgium, like in most countries, clear and precise prescriptions are available for different types of pavements. The structure (thickness of the pavement, type and thickness of the base layer) must be adapted to the expected traffic loading and environmental conditions. For concrete pavements, the mix composition is designed in order to get a durable and safe pavement with the necessary mechanical strength and resistance to e.g. frost-thaw cycles in the presence of de-icing salts and alkali-aggregate reaction. Several technical requirements are imposed for the sand and coarse aggregates (content of fine particles, grading curve, Los Angeles coefficient, Polished Stone Value,...). Most of these requirements and prescriptions also remain valid for decorative pavements, at least insofar the conditions in the use phase are the same. However, additional technical prescriptions are necessary in order to take into account the aesthetical requirements coming from the owner, the designer or the (landscape-) architect.
For EAC, the visual aspect is determined by the stones that are being exposed at the surface and by the mortar around those stones. The ratio between stones and mortar is mainly depending on the concrete mix and on the texture depth. The mortar is composed of sand, water, cement and possibly a colouring agent and thus all those constituents play a certain role in the resulting aspect. A short discussion on the influence is given for the different constituents of the

concrete mix:

- Water: a lower water content leads to a darker colour of the mortar; a higher water content to a lighter colour. The influence, however, is limited and therefore the durability requirements should prevail.
- Cement: the shade of a blast furnace slag cement (CEM III) is lighter compared to a Portland cement (CEM I); the same is true for mortars made with those cements. The differences are visible but the impact often is limited because of the small share of mortar on the surface. Obviously, white cement results in a lighter shade of the mortar. Also for coloured concrete, white cement results in brighter colours.
- Sand: this is probably the most important constituent of concrete with a high impact on durability and workability and hence, those requirements should prevail. When a colouring agent is used, the impact of the colour of the sand is limited. Without colouring agent, it becomes more important and the choice of lighter or darker sand can play a role. The fraction between 2 and 4 mm of coarse sand can sometimes disturb the desired appearance. Therefore, sand with grading 0/2 often seems to be the best choice.
- Stones: the coarse aggregates are mostly dominant in the appearance of the surface of EAC. Not only the nature of the stones but also the quantity of exposed stones is a design parameter. That quantity can to a certain extent be determined by the grading curve of the mix and the ratio "sand/(sand+ stones)". Also the maximum aggregate size can be chosen depending on the desired aspect. One can choose locally available aggregates – a preferred option if this gives the desired aspect – or a particular, mostly coloured aggregate can be imported, e.g. white quartz, red or yellow granite,... In the latter case, the financial impact may be considerable.
- Admixtures: normally these do not have a direct impact on the appearance of the concrete.
- Colouring agents: they allow in an easy way to get rid of the typical grey aspect of the concrete pavement. Only stable pigments of synthetic origin should be used. It is preferred to keep the doses rather low (1 to 4% of the mass of cement) in order to keep a good workability of the concrete without adding water.



Picture 3) Examples of EAC surfaces

TECHNICAL PRESCRIPTIONS FOR EAC – CONSTRUCTION ASPECTS

Construction in one or two layers: a two-lift pavement can be very interesting for coloured EAC. Because of the relatively high cost of the small coloured aggregates as well of the dye, it may be financially beneficiary to provide them only in the top layer of about 5 cm thick while the lower layer can be built in a traditional grey concrete using commonly available and cheaper aggregates. A perfect bond between the two layers can only be guaranteed if the construction is "wet in wet"; this means the toplayer should be placed within 30 minutes (to maximum one hour) upon the fresh concrete of the bottom layer. During compaction of the top layer, attention should be given to the fact that the aggregates of the bottom layer do not appear on the surface. Next to the financial aspect, the other benefits of a two-layer pavement are the possibility of using recycled concrete aggregates in the bottom layer (in Belgium allowed to 20% and only for high quality recycled aggregates coming mainly from old pavements), making it an environmentally friendly solution and finally a higher quality of the surface: the stones will appear in a more dense and homogeneous way. The main disadvantage is the complicated logistic during construction: two different concrete mixes must be produced and supplied to the worksite in the appropriate quantities. In addition it is a more delicate work because of the short time interval between the two layers, especially in case of a calamity when the work needs to be interrupted. Inversely, a single layer pavement is easier but can be more expensive if onerous materials are being used.



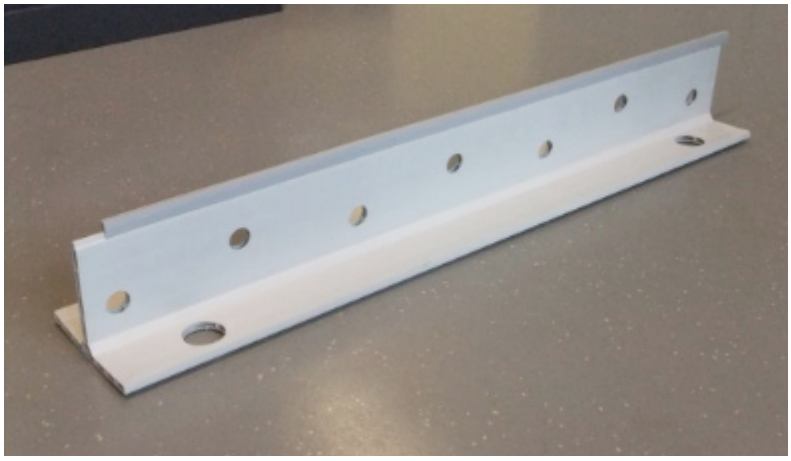
Picture 4) Construction in two layers – placement of the top layer

Construction between fixed formworks or by slipform paver – influence of compaction: basically there are no differences with the traditional construction of concrete pavements. Larger straight sections are built with the slipform paver, smaller or irregular slabs manually between fixed formworks. Sometimes a concrete mix with discontinuous grading curve is used and that may be incompatible with slipform paving. In public spaces, most of the projects are small sized or are characterized by a variety of slab sizes and forms, making the use of fixed formworks more appropriate. In France it is common practice to edge and separate the slabs with strips in other materials. That can be small element pavements like concrete pavers, clay bricks or cobblestones but also strips of natural stone, wooden beams or steel profiles. This creates a variety of combinations of different materials allowing to reinforce the contrast between materials or to rupture the monotony for large surfaces in the same material. Technically, the use of these materials as formwork limit problems related to shrinkage and expansion of the concrete. For reasons of stability it is important to embed these edge materials in a layer of mortar or concrete or to anchor them in the subbase layer.



Picture 5) Use of wooden beams in combination with EAC

Joints: the basic function of the different joint types (contraction – isolation – expansion) remains the same but additional decorative expectations may be present. The joint pattern in itself can already be designed to contribute on the architectural field. When it is the wish to increase the joint spacing for larger slabs, the use of steel meshes can bring a solution. The use of steel fibres is more delicate as they can appear on the surface and be subject to corrosion. Synthetic fibres are another option but mostly they have a light colour and might disturb a darker shaded concrete surface. If extra joints are needed, one can consider the creation of "dummy" joints, which are sawn only 1 to 2 cm deep and thus do not act as a crack initiator. At the surface they can be sealed and finished in the same way as the regular contraction joints. The sealing products can be the traditional black coloured warm or hot applied masses but also coloured sealing kits, mostly polyurethane, exist. Acute angles are to be avoided; yet they are less harmful in areas with no traffic such as pedestrian zones. In decorative pavements, it is evident that the saw cuts must be straight and match with the desired pattern. Finally, as explained above, it is also possible to use other types of materials to serve as formwork and remain as joint material between the different separated slabs. Prefabricated PVC-profiles can be useful for this purpose.



Picture 6) PVC profile as formwork for concrete paving

Choice of setting retarder: different types of setting retarder are available on the market and per supplier they can be subdivided in colour coded classes, each for a different exposure depth or for a different maximum aggregate size in the concrete. This information must be understood in the right way: the exposure depth does not always correspond to the final texture depth that is obtained and when aggregate sizes are mentioned, they refer to the aggregates that will appear on the surface (e.g. for a concrete with maximum aggregate size of 20 mm, it is possible that most of the stones at the surface are from 4 to 8 mm). Anyhow, trial slabs are always necessary in order to make the right choice. In addition, not only the type of setting retarder is determining but also the ambient temperature, the moment of application of the retarder and surely the moment of aggregate exposure (washing out of the surface). Although most products are harmless for the environment, it is recommended to evacuate the removed cement slurry and prevent it from getting in the sewerage systems.

Brushing/Washing equipment: for public spaces it can be done manually with a high pressure water cleaner, which gives the best immediate result. For larger surfaces, a vehicle mounted rotating brush can be used but attention must be given not to brush the cement slurry again upon the exposed stones at the surface.





Picture 7) Washing out of the surface

Protection of the surface: in order to avoid plastic shrinkage cracking, a protection against drying out of the surface is necessary during at least 72 hours. For EAC this can be done with a plastic sheet for the first period until washing out of the surface, followed by a curing compound for the rest of the period. It may be easier to work with a product that combines a setting retarder with a curing compound but the efficiency of the product must be proven (submission of test certificate according to national or European standards).

TECHNICAL PRESCRIPTIONS FOR EAC – EVALUATION OF THE RESULT



There are no fixed rules for the evaluation of a surface in coloured EAC. The finished jobsite can be compared with the trial slabs but when this is based upon subjective judgements, conflictual situations between owner/designer and contractor are still possible. One of the possibilities to make it more objective is the sand patch test according to EN 13036-1. The test, of which the result is a texture depth, can be done on both surfaces, by the same operator, and the results can be compared. The difficulty remains in setting the allowable tolerances, e.g. 1,2 mm ± 0,3 mm.

Picture 8) Sand patch test on a sample slab in the laboratory

Another possibility is counting the tips of the stones within a reference frame, e.g. a square surface of 20 cm x 20 cm and again compare the result of the surface on site with the one obtained on the trial slab. This technique is quite well-known in Austria for the assessment of low-noise EAC on motorways. It may need some further development to make it useable for aesthetical purposes.

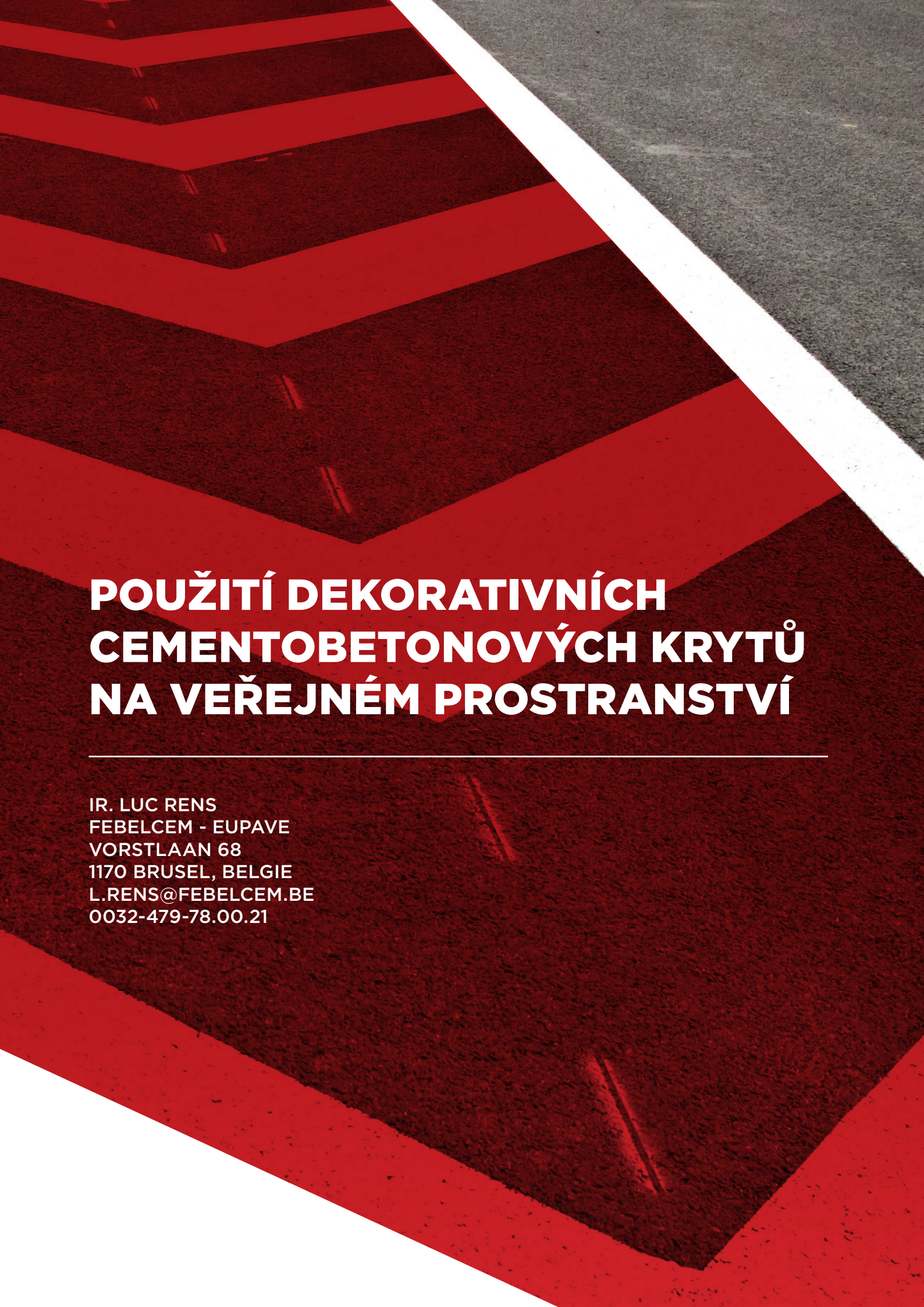
CONCLUSIONS

The use of coloured EAC for urban pavements and public spaces is rapidly growing in Belgium, inspired by the many examples in France. The freedom in choice of colour, aggregates, texture,... is beneficiary to the creativity of the designer. However it remains important to respect the basic requirements for a durable concrete pavement. A balanced contribution from the landscape architect, the concrete technologist and engineer, a dedicated and motivated approach from a skilled contractor and a clear communication between all parties involved are indispensable to end up with a successful result.

SOURCES

[1] Rens Luc, FEBELCEM: Verhardingen in gekleurd uitgewassen beton (Pavements in exposed aggregate concrete), FEBELCEM publication, Brussels, 2010

[2] SPECBEA: Les bétons décoratifs: voiries et aménagements urbains. Tome 1 : Finitions, gestes et techniques. (Decorative concretes : roads and urban redevelopments. Part 1 : finishing, gestures and techniques. 2015



POUŽITÍ DEKORATIVNÍCH CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ NA VEŘEJNÉM PROSTRANSTVÍ

IR. LUC RENS
FEBELCEM - EUPAVE
VORSTLAAN 68
1170 BRUSEL, BELGIE
L.RENS@FEBELCEM.BE
0032-479-78.00.21

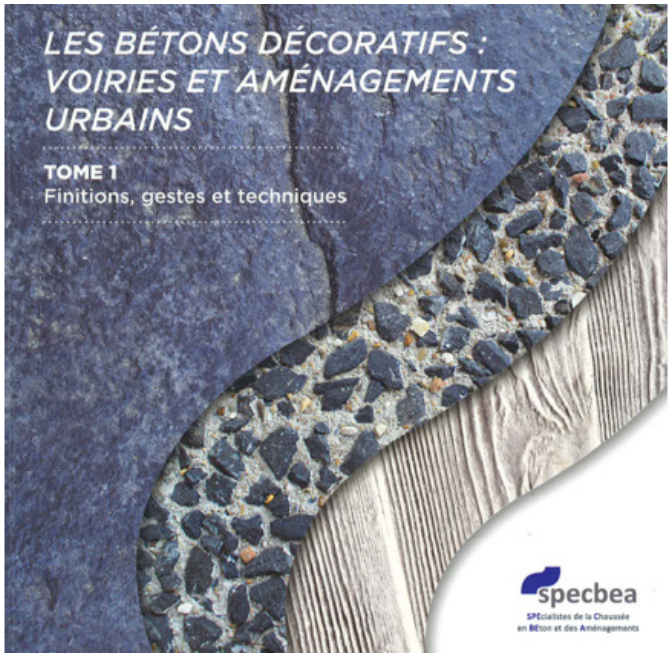
POUŽITÍ DEKORATIVNÍCH CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ NA VEŘEJNÉM PROSTRANSTVÍ

IR. LUC RENS, FEBELCEM - EUPAVE

Cementobetonové kryty se v současnosti nevyužívají pouze při výstavbě dálnic a hlavních silnic, ale velice často se pokládají ve městech při obnově veřejného prostranství. Architekti a urbanisté volí z estetických důvodů různé typy dekorativních cementobetonových krytů, s ohledem například na vhodné začlenění do prostředí. Zvláště oblíbený je barevný vymývaný beton, ovšem používají se také jiné typy povrchové úpravy (leštění, pemrlování, pískování,...). Volba závisí jak na estetických tak i funkčních požadavcích. Opravdu důležitým kritériem zůstává pro majitele bezpečnost a pohodlí uživatelů a trvanlivost.
Tento příspěvek se zaměří na technické požadavky na vymývaný beton (EAC). Tyto požadavky, zaměřené hlavně na dosažený estetický výsledek betonového povrchu, se týkají složení betonové směsi, návrhu a stavebních hledisek.

VÝVOJ DEKORATIVNÍCH POVRCHŮ

Belgie je země, kde beton získal při výstavbě silnic významné místo. Beton se často používá zvláště při výstavbě dálnic, ale také při výstavbě regionálních, místních a venkovských komunikací, a to zvláště díky své trvanlivosti. A v současné době už se prokázalo, že to byla správná volba.
Avšak ve městech se kryt betonovaný přímo na místě používá málo ve srovnání s kryty dlážděnými, například betonovými dlaždicemi, kostkami a jinou dlažbou. Betonové dlaždice byly v minulosti a jsou i v současnosti stále používány díky svým estetickým vlastnostem: mohou mít různé tvary, velikosti a texturu, a tak nabízet projektantům celou řadu kreativních možností.
Jako zajímavá alternativa se nabízí barevný vymývaný beton (EAC), který splňuje požadavky prostorové a vizuální. Tato technologie má v Belgii v posledních dvou desetiletích stále větší úspěch. Použití většinou stále ještě nachází inspiraci ve francouzských příkladech – barevný vymývaný beton je ve Francii velice běžným řešením pro veškeré možné aplikace v centrech měst a obcí.
Pro barevný vymývaný beton je typická zvláštní povrchová úprava. Po vybetonování se na povrch stále čerstvého materiálu nastříká zpomalovač, který zabrání hydrataci cementu. Potom se nezhydratovaná vrstva vymývá, například vysokotlakým čisticím zařízením. Takto se odkryje hrubé kamenivo a využije se jeho vzhledu a barvy. Přírodní odstíny takového kameniva lze navíc zdůraznit vmícháním barviva do betonu.
Vedle barevných vymývaných betonů se nabízí celá řada dalších typů povrchové úpravy, které lze z estetických důvodů použít. Francouzská asociace stavebních firem SPECBEA vydala publikaci s padesáti různými typy povrchové úpravy, mezi které patří: zdrsňování povrchu koštětem, jemné hlazení, leštění, pískování, pemrlování, reliéfní úprava.

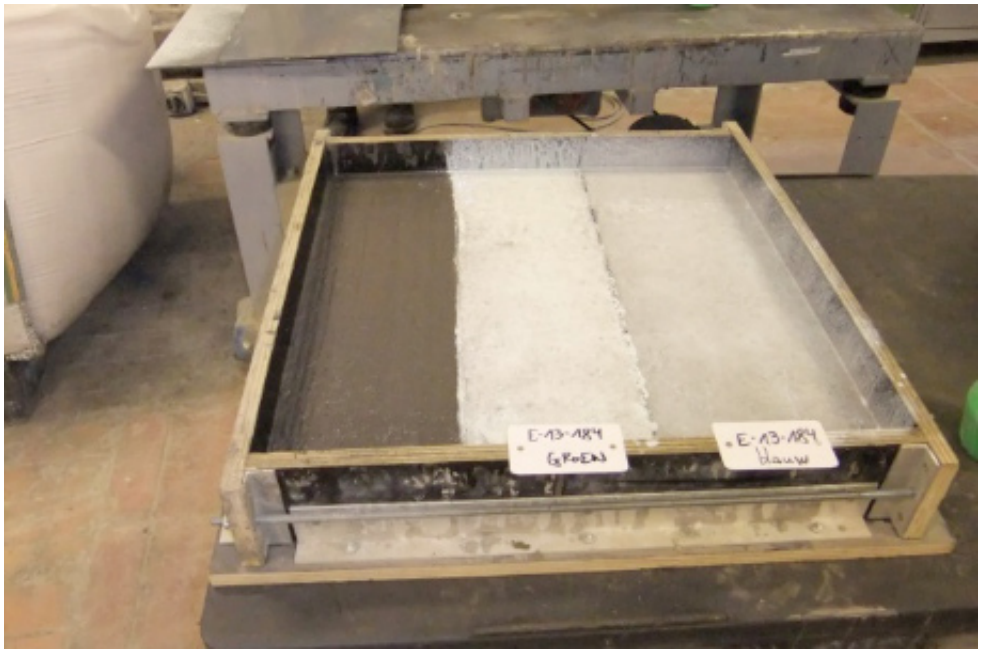


Obrázek 1) První stránka francouzské publikace o dekorativních betonových površích

ÚSPĚŠNÝ PROJEKT – OD PROJEKTU K VÝSTAVBĚ

U projektu, ve kterém se má dosáhnout estetického výsledku, je důležitá komunikace mezi majitelem, projektantem a zhotovitelem. V prvé řadě by měli majitel i projektant velice dobře vědět, jakého vzhledu chtějí dosáhnout. Zde se často inspirují v okolním prostředí nebo v přilehlých stavebních objektech. Např. barva sousední betonové dlažby nebo přírodní

dlažební prvky mohou být inspirací pro odstín barevného vymývaného betonu v městském prostředí. Někdy bývá cílem imitovat přírodní barvu třeba nedaleké písečné pláže nebo pěšiny z dolomitového kameniva. Mělo by však být jasné, že nelze získat dokonalou kopii barvy a textury, cílem je spíše nalézt povrch s texturou, odstínem nebo barvou, který do prostředí harmonicky zapadá.
Aby bylo jasné, čeho lze dosáhnout, doporučuje se již během fáze vytváření návrhu vyrobit malé vzorky dlažby v laboratoři. Umožní to zkontrolovat vliv barvy písku a kameniva, dávkování barviv, dosaženou hloubku textury s různými typy zpomalovačů tuhnutí, atd. Jakmile se dosáhne uspokojivého výsledku, je možné přikročit k vytvoření technické části nabídkové dokumentace na základě betonové směsi, použité v laboratoři. Veškeré nejrůznější elementy, které mohou být určující pro vzhled, je třeba uvést do specifikací, ovšem aniž by se předepisovala jediná přesná betonová směs. Konečná odpovědnost zůstává skutečně v rukou zhotovitele. Obrázky se vzorkem betonu nebo příklad konkrétní směsi jsou ukázky, které však mohou být do nabídkové dokumentace přiloženy.
Betonové dlaždice vyrobené v laboratoři nevykazují vždy stejné výsledky jako skutečný kryt na stavbě. Proto by smluvní ustanovení měla také obsahovat požadavek, aby zhotovitel vyrobil větší desku o velikosti asi 1 m^2 nebo možná celou desku např. 4 m x 3 m, než práci začne provádět. Ze zřejmých důvodů musí zhotovitel použít přesně stejné materiály pro výrobu takových desek, jako později použije při stavbě vozovky. Také další podmínky na staveništi, jako způsob hutnění betonu, volba zpomalovače tuhnutí, způsob kartáčování malty, atd. by měly být co nejpodobnější. Desky, vyrobené zhotovitelem, mohou sloužit jako referenční desky při provádění práce. U skutečně rozsáhlých projektů je možné dokonce zvážit možnost začít se zkušebním úsekem v reálných podmínkách.



Obrázek 2) Vzorová deska v laboratoři s použitím různých zpomalovačů tuhnutí

TECHNICKÉ POŽADAVKY NA VYMÝVANÝ BETON - BETONOVÁ SMĚS

V Belgii, jako ve většině zemí, jsou pro různé typy povrchů k dispozici jasné a přesné receptury. Konstrukce (tloušťka horní vrstvy a typ a tloušťka spodní vrstvy) krytu musí být uzpůsobena očekávanému dopravnímu zatížení a podmínkám prostředí. Pro cementobetonové kryty je složení směsi navrženo tak, aby vznikl trvanlivý a bezpečný kryt vozovky s nezbytnou mechanickou pevností a odolností např. vůči cyklům mrazu a tání za přítomnosti rozmrazovacích solí a odolnosti proti alkalicko-křemičité reakci. Pro písek a hrubé kamenivo je stanoveno několik technických požadavků (obsah jemné frakce, granulometrická křivka, koeficient Los Angeles, stanovení hodnoty ohladitelnosti,...). Většina takových požadavků a receptur platí i pro dekorativní povrchy, přinejmenším do té míry, do jaké jsou podmínky používání stejné. Avšak jsou zde nutné další technické požadavky, aby byly zajištěny estetické požadavky majitele, projektanta nebo (zahradního) architekta.
U vymývaných betonů je estetický aspekt určen kamenivem, které bude viditelné na povrchu, a maltou kolem něho. Poměr kameniva a malty závisí většinou na betonové směsi a hloubce textury. Malta obsahuje písek, vodu, cement a případně barvivo, a proto všechny tyto složky hrají ve výsledném efektu určitou roli. Dále jsou uvedeny krátké informace o vlivu různých složek betonové směsi:

- Voda: nižší obsah vody vede k tmavější barvě malty; vyšší obsah vody k barvě světlejší. Vliv je však omezený a měly by tedy rozhodovat požadavky na trvanlivost.
- Cement: odstín vysokopecního cementu (CEM III) je světlejší ve srovnání s cementem portlandským (CEM I); totéž platí pro maltu, vyrobenou z těchto cementů. Rozdíly jsou viditelné, ovšem vliv bývá často omezený v důsledku malého podílu malty na povrchu. Při použití bílého cementu bude samozřejmě odstín malty světlejší. U barevného betonu se při

použití bílého cementu dostanou jasnější barvy.

- Písek: je to pravděpodobně nejdůležitější složka betonu s vysokým dopadem na jeho trvanlivost a zpracovatelnost, a proto by se na tyto požadavky měl klást velký důraz. Při použití barviva je vliv barvy písku omezen. Bez použití barviva se písek stává důležitějším a volba světlejšího nebo tmavšího písku může sehrát svou roli. Frakce hrubého písku od 2 do 4 mm někdy může narušit požadovaný vzhled. Proto se jako nejlepší volba často jeví písek s granulometrickým složením 0/2.
- Kamenivo: na vzhled povrchu z vymývaného betonu má největší vliv hrubé kamenivo. Parametrem pro návrh nejsou pouze vlastnosti tohoto kameniva, ale také množství viditelného kameniva. Toto množství může být do jisté míry dáno granulometrickou křivkou směsi a poměrem "písek/(písek + hrubé kamenivo)". Maximální velikost kameniva lze také volit podle požadovaného vzhledu. Je možné zvolit kamenivo dostupné v místě stavby – což je nejlepší řešení, pokud se tak získá požadovaný vzhled – nebo je možné dovézt určité, většinou barevné kamenivo, např. bílý křemen, červený nebo žlutý granit,... Druhý případ může mít značný finanční dopad.
- Přísady: většinou nemívají přímý dopad na vzhled betonu.
- Barviva: dávají možnost zbavit se jednoduchým způsobem typicky šedého vzhledu betonových povrchů. Měly by se používat pouze stabilní pigmenty syntetického původu. Je lepší udržovat dávky poměrně nízké (1 až 4 % z množství cementu), aby byla zachována dobrá zpracovatelnost betonu bez přidávání vody.



Obrázek 3) Příklady povrchů z vymývaného betonu

TECHNICKÉ POŽADAVKY NA VYMÝVANÝ BETON – STAVEBNÍ ASPEKTY

Technologie jednovrstvová nebo dvouvrstvová: u barevných vymývaných betonů může být velice zajímavý dvouvrstvový kryt. Vzhledem k relativně vysokým nákladům na drobné barevné kamenivo a také barvivo může být finančně výhodné použít je pouze pro horní vrstvu tloušťky asi 5 cm, zatímco spodní vrstva může být z tradičního šedého betonu a běžně dostupného a levnějšího kameniva. Dokonalé spojení obou vrstev může být zaručeno pouze, pokud se použije postup "mokré na mokré". To znamená, že horní vrstva by se měla položit během 30 minut (maximálně do jedné hodiny) na čerstvý beton spodní vrstvy. Během zhutňování horní vrstvy by se mělo dbát na to, aby se kamenivo spodní vrstvy neobjevilo na povrchu krytu. Kromě finančních výhod přináší dvouvrstvový kryt také výhodu v možnosti použít pro výrobu spodní vrstvy recyklované betonové kamenivo (v Belgii je povoleno v množství 20 %, a to pouze vysoce kvalitního recyklovaného kameniva, pocházejícího většinou ze starých cementobetonových krytů), což je řešení šetrné k životnímu prostředí, a také se odráží ve vyšší kvalitě povrchu: objemová hmotnost kameniva bude vyšší a bude rozprostřeno rovnoměrně. Hlavní nevýhodou je komplikovaná logistika během výstavby: je třeba vyrobit dvě různé betonové směsi a dodat je na stavbu v odpovídajícím množství. Navíc je to poněkud citlivá pracovní operace díky krátkému časovému intervalu mezi pokládkou obou vrstev, zvláště v případě nějakého problému, kdy je třeba práci přerušit. Ve srovnání s tím je jednovrstvový beton jednodušší, ovšem může být nákladnější, pokud se použijí dražší materiály.



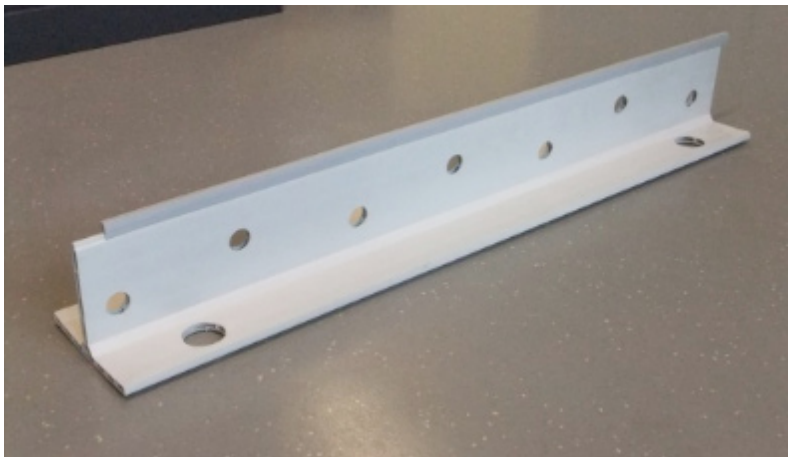
Obrázek 4) Dvouvrstvová struktura – pokládání horní vrstvy

Pokládka při použití pevného bednění nebo pomocí finišeru s kluznými bočnicemi – vliv zhutnění: v zásadě zde nejsou rozdíly od tradiční stavby cementobetonových krytů. Delší rovné úseky se staví pomocí finišeru s kluznými bočnicemi, menší nebo nepravidelné desky se dělají ručně mezi pevným bedněním. Někdy se používá betonová směs s přetržitou granulometrickou křivkou, kterou nelze pokládat finišerem s kluznými bočnicemi. Na veřejném prostranství mívá většina staveb malé objemy prací nebo pro ně bývají typické různé rozměry a tvary desek, a proto bývá vhodnější pokládka pomocí pevného bednění. Ve Francii bývá běžné lemovat a oddělovat desky pruhy jiných materiálů. Mohou to být kusy z malé dlažby, jako betonové dlaždice, nepálené cihly nebo dlažební kostky, ale také pruhy přírodního kamene, dřevěné trámy nebo ocelové profily. Vzniká tak celá řada kombinací různých materiálů, které dávají možnost zdůraznit kontrast mezi materiály nebo přerušují monotónní vzhled velkých ploch ze stejného materiálu. Z technického hlediska omezuje použití takových materiálů a technologie bednění problémy spojené se smršťováním a rozpínáním betonu. Z důvodu stability je důležité vsadit takové lemující materiály do vrstvy malty nebo betonu nebo je ukotvit do podkladní vrstvy.



Obrázek 5) Použití dřevěných desek v kombinaci s vymývaným betonem

Spáry: základní funkcí různých typů spár (smršťování – izolace – rozpínání) zůstává stejná, ovšem mohou zde být navíc i požadavky na dekorativní funkci. Vzor vytvářený samotnými spárami již může být navržen jako součást architektonického řešení. Pokud je cílem zvětšit vzdálenost mezi spárami v případě větších desek, může být řešením použití ocelových sítí. Při použití ocelových vláken je zapotřebí opatrnosti, protože se mohou objevit na povrchu a podléhat korozi. Další možností je použití syntetických vláken, ale ta většinou mají světlou barvu a mohou rušit v případě betonových povrchů tmavšího odstínu. Pokud jsou zapotřebí další spáry, je možné zvážit vytvoření "falešných" spár, které se vyřežou pouze do hloubky 1 až 2 cm a nepůsobí tedy jako zdroj případného vzniku trhlin. Mohou být utěsněny a upraveny stejným způsobem jako běžné dilatační spáry. Jako těsnicí materiál lze použít tradiční hmoty pokládané za tepla, ovšem existují také barevné tmely, většinou polyuretanové. Je třeba vyhnout se ostrým úhlům, i když ty jsou na místech bez dopravy, jako jsou pěší zóny, méně náchylné k poškození. Je zřejmé, že v případě dekorativního krytu musí být řezané spáry rovné a musí odpovídat požadovanému vzoru. Nakonec, jak již bylo vysvětleno výše, lze použít jiné druhy materiálů, které se použijí jako bednění a které se pak ponechají na místě jako spojovací materiál mezi jednotlivými oddělenými deskami. K tomuto účelu mohou být užitečné prefabrikované profily z PVC.



Obrázek 6) Profil z PVC jako bednění pro pokládku betonového krytu

Volba zpomalovače tuhnutí: na trhu se vyskytuje celá řada zpomalovačů tuhnutí a dodavatelé je mohou nabízet ve škále barevných kódovaných tříd, z nichž každá je vhodná pro různou hloubku obnažení nebo maximální velikost kameniva v betonu. Toto je třeba správně pochopit: hloubka obnažení kameniva neodpovídá vždy konečné dosažené hloubce textury, a když se hovoří o velikosti kameniva, má se na mysli kamenivo, které bude vidět na povrchu (např. u betonu s maximální velikostí kameniva 20 mm je možné, že většina kameniva na povrchu je velikosti od 4 do 8 mm). V každém případě je třeba mít pro správné řešení k dispozici zkušební desky. Určujícím faktorem je nejen použitý zpomalovač tuhnutí, ale také teplota prostředí, doba aplikace zpomalovače a samozřejmě také moment provedení vymývání (vymývání betonového povrchu). Ačkoliv většina produktů je pro životní prostředí bezpečná, doporučuje se odstraněnou cementovou kaši odstranit a zabránit jejímu vniknutí do kanalizačních sítí.

Kartáčovací/vymývací zařízení: na veřejném prostranství je možné provádět práce ručně, vodou pomocí vysokotlaké hadice, kterou se dosahují nejlepší okamžité výsledky. V případě větších ploch lze použít strojní zařízení s rotačním kartáčem, ovšem je třeba dávat pozor a neprovádět kartáčování cementové kaše opakovaně, když už je na povrchu obnažené kamenivo.





Obrázek 7) Vymývání povrchu

Ochrana povrchu: aby se předešlo tvoření vlasových trhlin, je nutné povrch chránit před vyschnutím přinejmenším po dobu 72 hodin. U vymývaného betonu toho lze během první fáze tuhnutí dosáhnout pomocí plastové fólie, dokud se neprovede vymytí povrchu, po kterém se nanese ošetřovací postřik. Může být jednodušší pracovat s výrobkem, který kombinuje zpomalovač tuhnutí a ošetřovací postřik, ovšem je třeba prokázat účinnost takového výrobku (předložení atestu v souladu s národními nebo evropskými normami).

TECHNICKÉ POŽADAVKY NA VYMÝVANÝ BETON – HODNOCENÍ VÝSLEDKU



Na hodnocení povrchu z barevného vymývaného betonu neexistují žádná pevná pravidla. Lze provést srovnání dokončeného povrchu se zkušebními dlaždicemi, ovšem pokud je to provedeno na základě subjektivního posouzení, může docházet ke vzniku konfliktních situací mezi majitelem/projektantem a zhotovitelem. Jednou z možností, jak docílit vyšší objektivity, je provedení zkoušky odměrnou metodou podle EN 13036-1. Zkouška, kterou se měří hloubka makrotextury, může být provedena na obou površích stejným pracovníkem a provede se porovnání výsledků. Obtíže zůstávají při stanovení povolených tolerancí, např. 1,2 mm ± 0,3 mm.

Obrázek 8) Měření hloubky makrotextury povrchu odměrnou metodou na vzorku CB krytu v laboratoři

Další možnost je počítání obnaženého kameniva na referenční ploše, např. čtvercovém povrchu 20 cm x 20 cm a porovnání výsledků na staveništi s výsledky na zkušební desce. Tato metoda je dobře známá v Rakousku při hodnocení nízkohlučných cementobetonových krytů na dálnicích. Možná je zapotřebí tuto metodu dále dopracovat tak, aby byla použitelná pro estetické účely.

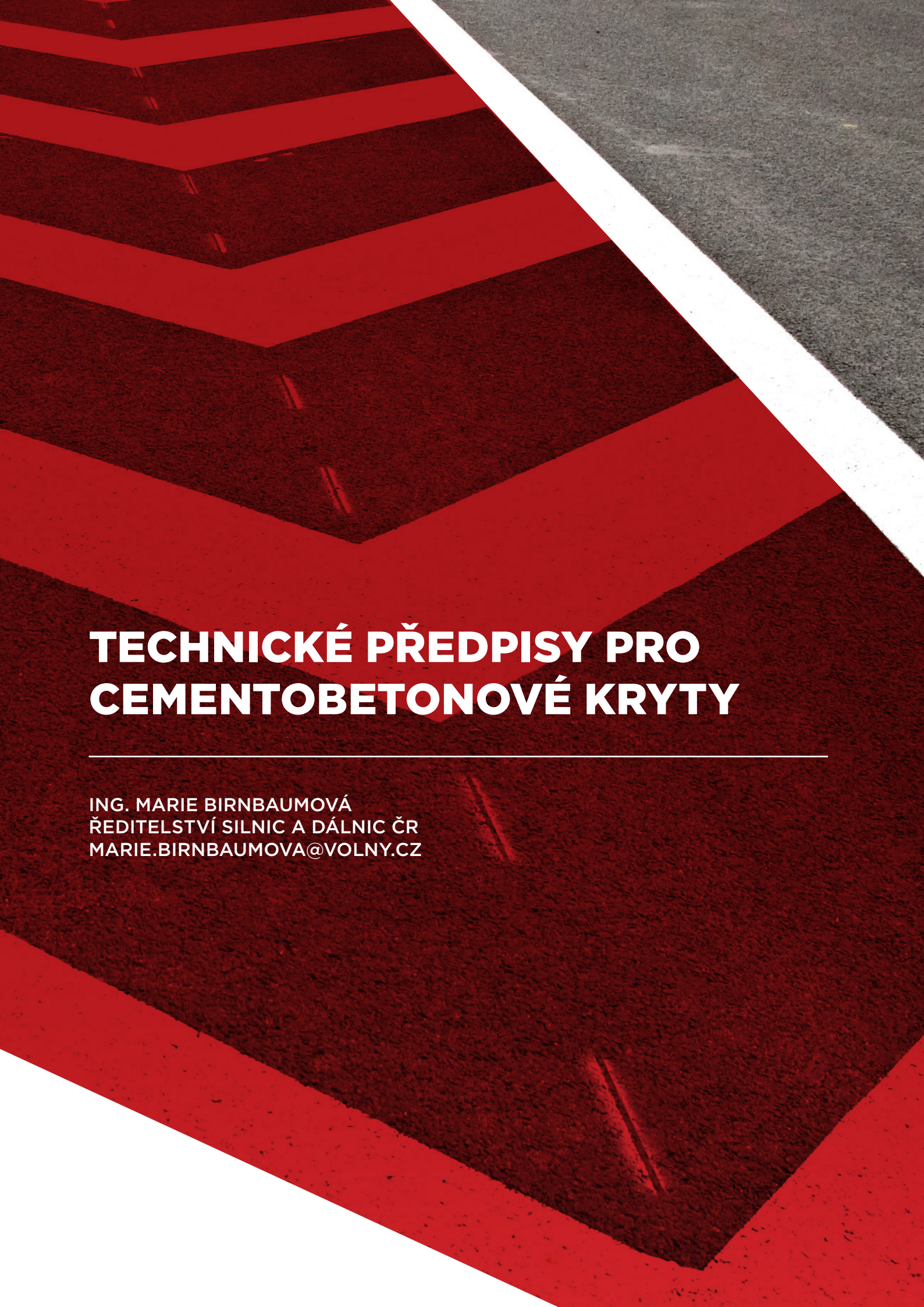
ZÁVĚRY

Použití barevného vymývaného betonu při pokládce městských krytů a na veřejných prostranstvích zaznamenává v Belgii rychlý vzestup díky inspiraci z celé řady příkladů z Francie. Svoboda při volbě barvy, kameniva, textury,... skýtá výhody pro kreativitu projektanta. Avšak je nadále důležité respektovat základní požadavky na trvanlivý povrch cementobetonového krytu. Vyrovnaná spolupráce urbanisty, technologa a inženýra, pečlivý a motivovaný přístup zkušeného zhotovitele a jasná komunikace mezi všemi zúčastněnými stranami je naprosto nezbytná pro dosažení konečného úspěchu.

ZDROJE

[1] Rens Luc, FEBELCEM: Verhardingen in gekleurd uitgewassen beton (Pavements in exposed aggregate concrete), FEBELCEM publication, Brussels, 2010

[2] SPECBEA: Les bétons décoratifs: voiries et aménagements urbains. Tome 1 : Finitions, gestes et techniques. (Decorative concretes : roads and urban redevelopments. Part 1 : finishing, gestures and techniques. 2015



TECHNICKÉ PŘEDPISY PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY

ING. MARIE BIRNBAUMOVÁ
ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR
MARIE.BIRNBAUMOVA@VOLNY.CZ

TECHNICKÉ PŘEDPISY PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY

ING. MARIE BIRNBAUMOVÁ, ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR

Příspěvek poskytuje informaci o technických předpisech, platných pro projektování a stavbu cementobetonových krytů a o připravovaných revizích některých předpisů.

1. ÚVOD

Mnozí z nás si ani neuvědomují, jak nás normy provázejí celým životem. Norma je například to, že stránku začínáme číst od levého horního rohu a píšeme v řádcích, ale nám to připadá úplně běžné a nevnímáme tento standard tak, že nás v něčem omezuje. Díky normám můžeme řídit auta různých značek kdekoliv na světě, můžeme například v Portugalsku koupit součástku do kamery, kterou jsme někdy dříve koupili ve Švédsku. A takových příkladů je samozřejmě bezpočet. Je třeba, abychom si význam norem plně uvědomovali a přistupovali pozitivně k plnění ustanovení, která obsahují a to se samozřejmě týká i oblasti cementobetonových krytů. Je mnoho věcí, které svět rozdělují, např. politické ambice a náboženské přesvědčení, jedna věc je však spojuje - jsou to technické normy.

Ve svém příspěvku uvádím souhrn technických předpisů, které jsou v současné době platné pro stavbu cementobetonových krytů, informaci o připravovaných nových zkušebních normách pro zálivky za studena a za tepla a přehled připravovaných revizí některých norem.

2. EVROPSKÉ NORMY PRO CEMENTOBETONOVÝ KRYT

Evropské normy, týkající se cementobetonových krytů, navazují na základní EN 206 Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda a na ostatní evropské normy, týkající se vstupních materiálů, jako přísad, kameniva, vody aj. a zkušebnictví betonu.
V rámci technické komise CEN/TC 227 Silniční materiály pracuje komise WG 3 Cementobetonové kryty a zálivkové hmoty, která je odpovědná za přípravu norem pro oblast cementobetonových krytů a jejich aktualizace. Do činnosti této komise spadají následující evropské normy, platné pro projektování a výstavbu cementobetonových krytů, které jsou přejaty do soustavy českých norem jako ČSN EN.
Evropské normy nestanovují požadavky na vlastní provádění cementobetonových krytů, tuto oblast řeší jednotlivé národní normy; informaci o českých předpisech uvádím v kapitole 3 tohoto příspěvku.

2.1 Základní normy pro cementobetonové kryty:

ČSN EN 13877-1 Cementobetonové kryty – Část 1: Materiály
ČSN EN 13877-2 Cementobetonové kryty – Část 2: Funkční požadavky
ČSN EN 13877-3 Cementobetonové kryty – Část 3: Specifikace pro kluzné trny

2.2 Zkušební normy pro cementobetonové kryty:

ČSN EN 13863-1 Cementobetonové kryty – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení tloušťky cementobetonového krytu měřením na místě
ČSN EN 13863-2 Cementobetonové kryty – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení spojení mezi dvěma vrstvami
ČSN EN 13863-3 Cementobetonové kryty – Část 3: Zkušební metody pro stanovení tloušťky cementobetonového krytu na vývrtech
ČSN EN 13863-4 Cementobetonové kryty – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti opotřebení při používání pneumatik s hroty

2.3 Specifikace pro zálivky a těsnící profily:

ČSN EN 14188-1 Zálivky a vložky do spár – Část 1: Specifikace pro zálivky za horka
ČSN EN 14188-2 Zálivky a vložky do spár – Část 2: Specifikace pro zálivky za studena
ČSN EN 14188-3 Zálivky a vložky do spár – Část 3: Specifikace pro těsnící profily do spár
ČSN EN 14188-4 Zálivky a vložky do spár – Část 4: Specifikace pro adhezní nátěry pro zálivky spár

2.4 Zkušební normy pro zálivky za horka:

ČSN EN 13880-1 Zálivky za horka – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení objemové hmotnosti při 25 °C
ČSN EN 13880-2 Zálivky za horka – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení penetrace kuželem při 25 °C
ČSN EN 13880-3 Zálivky za horka – Část 3: Zkušební metoda pro stanovení penetrace a pružné regenerace (resilience)
ČSN EN 13880-4 Zálivky za horka – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení tepelné stálosti – Změna hodnoty penetrace
ČSN EN 13880-5 Zálivky za horka – Část 5: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti tečení
ČSN EN 13880-6 Zálivky za horka – Část 6: Zkušební metoda pro přípravu vzorků pro zkoušení
ČSN EN 13880-7 Zálivky za horka – Část 7: Funkční zkoušky zálivek
ČSN EN 13880-8 Zálivky za horka – Část 8: Zkušební metoda pro stanovení změny hmotnosti zálivek odolných proti pohonným hmotám po jejich ponoření do paliva
ČSN EN 13880-9 Zálivky za horka – Část 9: Zkušební metoda pro stanovení kompatibility s asfaltovými vozovkami

ČSN EN 13880-10 Zálivky za horka – Část 10: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze po kontinuálním protahování a stlačování
ČSN EN 13880-11 Zálivky za horka – Část 11: Zkušební metoda pro přípravu asfaltových zkušebních těles užívaných pro funkční zkoušku a pro stanovení kompatibility s asfaltovými vozovkami
ČSN EN 13880-12 Zálivky za horka – Část 12: Výroba betonových zkušebních bloků pro zkoušení pevnosti vazby (receptury pro výrobu)
ČSN EN 13880-13 Zálivky za horka – Část 13: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze přerušovaným protažením

2.5 Zkušební normy pro zálivky za studena:
ČSN EN 14187-1 Zálivky za studena – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení stupně zrání
ČSN EN 14187-2 Zálivky za studena – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení doby zaschnutí
ČSN EN 14187-3 Zálivky za studena – Část 3: Zkušební metoda pro stanovení samonivelačních vlastností
ČSN EN 14187-4 Zálivky za studena – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení změny hmotnosti a objemu po ponoření do uhlovodíkového paliva
ČSN EN 14187-5 Zálivky za studena – Část 5: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti hydrolýze
ČSN EN 14187-6 Zálivky za studena – Část 6: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze po ponoření do roztoků chemikálií
ČSN EN 14187-7 Zálivky za studena – Část 7: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti působení plamene
ČSN EN 14187-8 Zálivky za studena – Část 8: Zkušební metoda pro stanovení umělého stárnutí vlivem UV záření
ČSN EN 14187-9 Zálivky za studena – Zkušební metody - Část 9: Funkční zkouška zálivek

2.6 Zkušební normy pro těsnící profily a adhezní nátěry:
ČSN EN 14840 Zálivky a vložky do spár – Zkušební metoda pro těsnící profily do spár
ČSN EN 15466-1 Adhezní nátěrové hmoty pro zálivky za studena a za horka – Část 1: Stanovení homogenity
ČSN EN 15466-2 Adhezní nátěrové hmoty pro zálivky za studena a za horka – Část 2: Stanovení odolnosti proti alkáliím
ČSN EN 15466-3 Adhezní nátěrové hmoty pro zálivky za studena a za horka – Část 3: Stanovení obsahu pevných látek a těkavých podílů

3. ČESKÉ PŘEDPISY PRO STAVBU CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU

Na evropské normy, uvedené v předchozí kapitole, navazuje česká norma ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody, která upřesňuje některá ustanovení evropských norem na české podmínky a stanovuje konstrukční požadavky, požadavky na projektovou dokumentaci a kontrolu shody.
Pro stavby rezortu Ministerstva dopravy dále platí Technické kvalitativní podmínky, kapitola 6 Cementobetonový kryt (TKP 6), které stanoví další upřesnění a smluvní podmínky.

Současná znění evropských norem i ČSN 73 6123-1 jsou vypracována na takové úrovni, že doplnění nebo zpřísnění jejich požadavků v TKP 6 nejsou zapotřebí, jsou zde však stanovena některá konstrukční a projekční ustanovení.
Pro jednotlivé důležité stavby mnohou být vypracovány Zvláštní technické kvalitativní podmínky, které obsahují požadavky na konkrétní podmínky stavby.
Do souborů předpisů Ministerstva dopravy dále patří technické podmínky; staveb cementobetonových krytů se zejména týkají následující TP:

TP 62 Katalog poruch vozovek s cementobetonovým krytem
TP 91 Rekonstrukce vozovek s cementobetonovým krytem
TP 92 Navrhování údržby a oprav vozovek s cementobetonovým krytem
TP 137 Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací
TP 212 Vozovky s cementobetonovým krytem na mostech
TP 231 Ošetřování betonu

4. PŘIPRAVOVANÉ ZMĚNY A AKTUALIZACE NOREM

Základní evropské normy (EN 13877-1 a EN 13877-2) a české předpisy vyšly v roce 2013 až 2015, jsou velmi dobře připraveny a odpovídají potřebám a současným znalostem. Ale vzhledem k tomu, že v červenci roku 2014 byla vydána revidovaná evropská norma EN 206, je třeba v základních evropských normách provést změny (odkazy na novou EN 206) a v souvislosti s tím i některá další upřesnění a změny na základě zkušeností, které byly v tomto mezidobí získány.

4.1 Revize EN 13877-1 Materiály
První návrh revize EN 13877-1 je již připraven
- Obsahuje změny v souvislosti s vydání revidovaného znění EN 206
- Obsahuje změny některých výrazů
- Jako výztuž budou povoleny pouze ocelové prvky
- Jsou v něm vypuštěny požadavky na kotvy, budou zde uvedeny pouze odkazy na EN 13877-3, do níž budou nově požadavky na kotvy zařazeny

4.2 Revize EN 13877-2 Funkční požadavky

První návrh revize EN 13877-2 se připravuje

- Obsahuje změny v souvislosti s vydáním revidovaného znění EN 206
- Obsahuje změny některých výrazů
- Je do ní nově zaveden požadavek na hlučnost

4.3 Revize EN 13877-3 Kluzné trny

Bude změněn název normy, norma nebude již platit pouze pro kluzné trny, ale i pro kotvy, první znění by mělo být připraveno v dubnu 2017. Připravované změny:

- Zavedení požadavků i pro kotvy
- Přesnější definice materiálů pro kotvy a trny - typ oceli, průměr prvků, délka
- Přesnější definice povlaků – tloušťka, trvanlivost
- Bude předepsána počáteční zkouška typu a četnost dalších zkoušek pro kontrolu shody

Vzhledem k novým požadavkům a předpisům bude revidována příloha ZA, která navazuje na ustanovení směrnice EU o stavebních výrobcích

4.4 Další připravené revize EN

Další práce skupiny WG3 se v současné době zaměřuje na:

- Revizi zkušebních norem pro zálivky za horka – konečná znění evropských norem jsou připravena, prošla připomínkovým řízením v jednotlivých státech (členech CEN), v roce 2017 se dá očekávat normalizační řízení v ČR a převzetí do soustavy ČSN.
- Revizi zkušebních norem pro zálivky za studena – konečná znění revidovaných evropských norem jsou připravena, v listopadu 2016 mají být předložena sekretariátu CEN/TC 227 k dalšímu procesu, V roce 2018 se dá očekávat normalizační řízení v ČR a převzetí do soustavy ČSN. Vzhledem k řídkému používání těchto zkušebních norem v ČR se nepřepokládá překlad těchto revidovaných znění do češtiny, normy budou převzaty v angličtině.
- Revizi EN 14188-2 specifikační normy pro zálivky za studena – konečné znění je připraveno, v říjnu 2016 má být předloženo sekretariátu CEN/TC 227 k dalšímu procesu, V roce 2018 se dá očekávat normalizační řízení v ČR a převzetí do soustavy ČSN.
- Přípravu nových evropských zkušebních norem pro zálivky za studena:
  EN 14188-10 Zálivky za studena – Část 10: Stanovení odolnosti proti ošetřovacím materiálům
  EN 14188-11 Zálivky za studena – Část 11: Stanovení odolnosti proti alkáliím

Při přípravě aktualizací zkušebních norem pro zálivkové hmoty byla diskutována roztříštěnost problematiky do tolika zkušebních předpisů; pro uživatele norem by bylo přehlednější soustředit všechny zkušební metody do jedné normy, jak jsme tomu byli i v ČR zvyklí. V této fázi se to nepovedlo, snad tedy někdy při další aktualizaci.

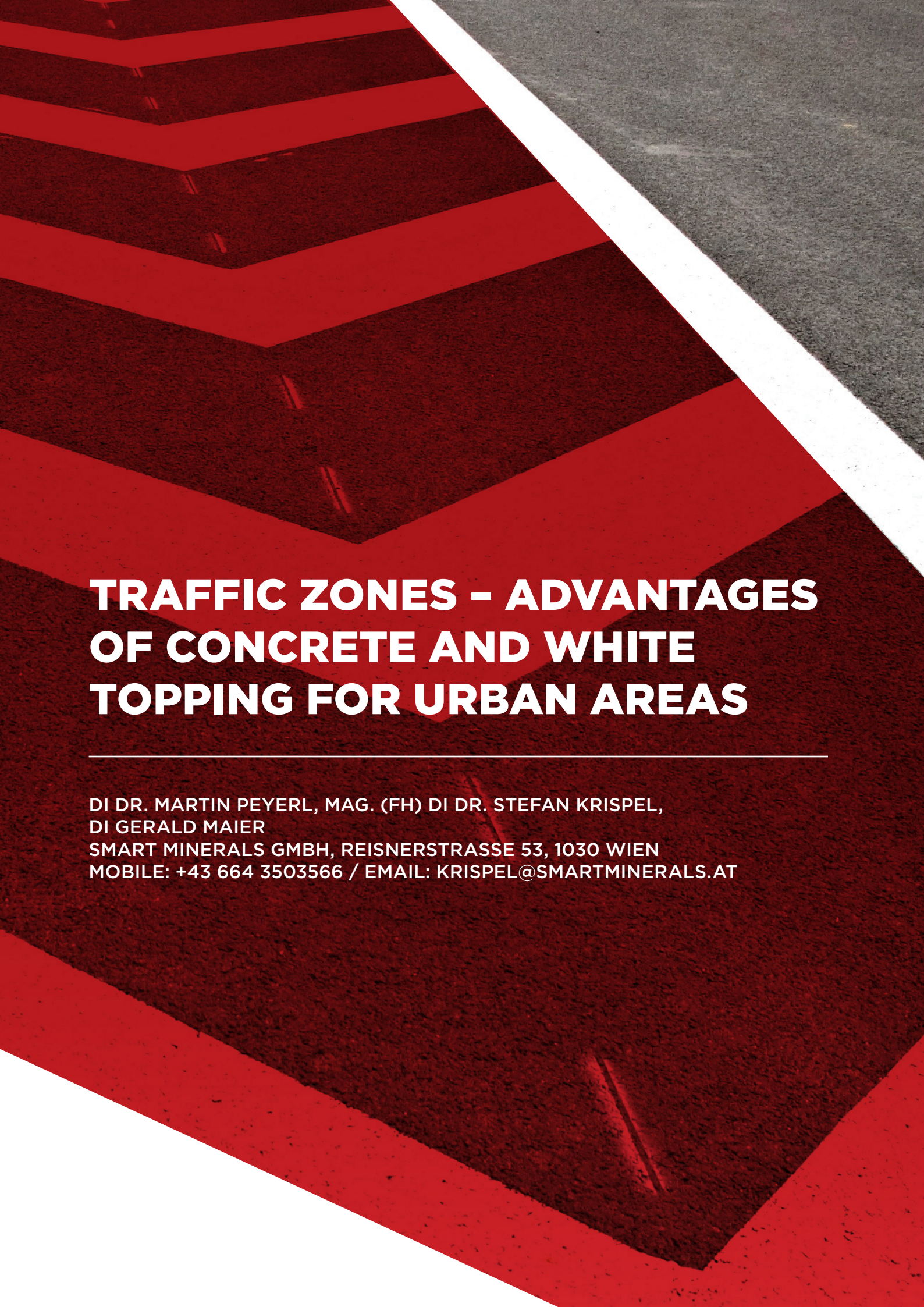
5. ZÁVĚR

Uvedeným přehledem o technických předpisech a jejich připravovaných aktualizacích jsem chtěla přispět ke znalostem o problematice cementobetonových krytů.
V oblasti silničních materiálů, do které patří i předpisy, týkající se cementobetonových krytů, máme proti jiným oborům velkou výhodu. Normalizační činnosti se věnuje velká řada odborníků, kteří aktivně spolupracují při aktualizaci evropských norem, informují pracovníky prováděcích firem o všech změnách a připravují znění navazujících českých technických norem a dalších souvisících předpisů. Tato situace je možná nejen díky těmto odborníkům, ale především přístupu Ministerstva dopravy, Státního fondu dopravní infrastruktury a v neposlední řadě Sdružení pro výstavbu silnic Praha jako koordinátorovi celé akce, zajišťujícímu i potřebnou technickou podporu.

2. BLOK

KONSTRUKCE BETONOVÝCH VOZOVEK





TRAFFIC ZONES – ADVANTAGES OF CONCRETE AND WHITE TOPPING FOR URBAN AREAS

DI DR. MARTIN PEYERL, MAG. (FH) DI DR. STEFAN KRISPEL,
DI GERALD MAIER
SMART MINERALS GMBH, REISNERSTRASSE 53, 1030 WIEN
MOBILE: +43 664 3503566 / EMAIL: KRISPEL@SMARTMINERALS.AT

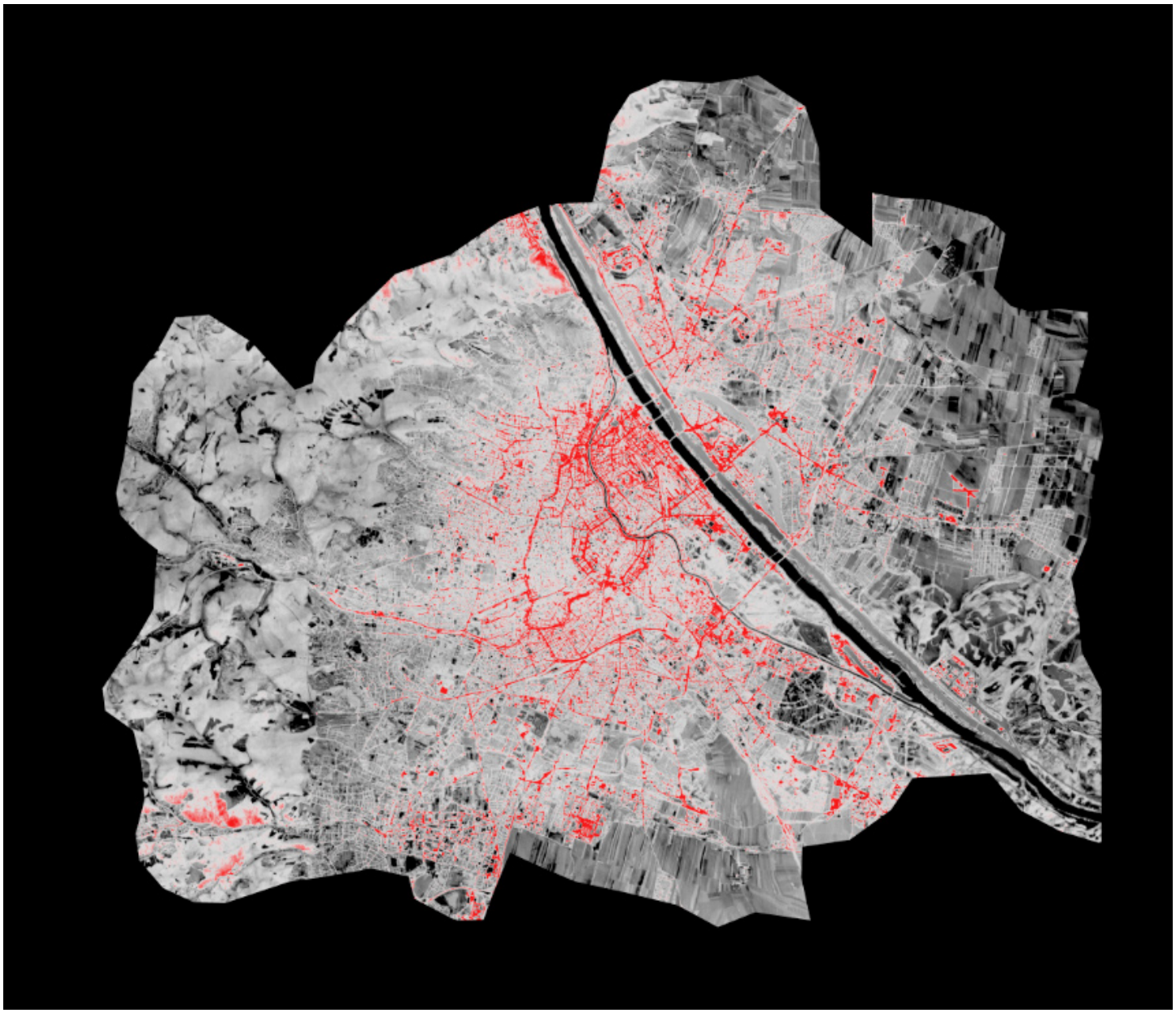
TRAFFIC ZONES – ADVANTAGES OF CONCRETE AND WHITE TOPPING FOR URBAN AREAS

DIPL.-ING. DR. MARTIN PEYERL, MAG. (FH) DIPL.-ING. DR. STEFAN KRISPEL, DIPL.-ING. GERALD MAIER, SMART MINERALS GMBH

Im innerstädtischen Bereich werden bedingt durch den hohen Anteil von Schwerverkehr, die vielseitige Nutzung und die beengten Platzverhältnisse stetig steigende Anforderungen an Verkehrsflächen gestellt. Unser Stadtklima wird durch die Wirkung dieser Flächen als Wärmespeicher wesentlich beeinflusst. Hohe Temperaturen, wenig Grünflächen und dichte Besiedlung führen zu städtischen Hitzeinseln, sogenannten "Urban Heat Islands".
Dies kann auch bildhaft dargestellt werden. So zeigt Abbildung 1 das Thermalbild vom Zentrum von Wien im Vergleich zum zugehörigen Satellitenbild. Im Thermalbild sind besonders kühle Flächen in der Farbe Schwarz, besonders warme Flächen in der Farbe Rot dargestellt. Bei einem Vergleich mit der Satellitenbildaufnahme ist deutlich zu erkennen, dass sich Verkehrsflächen, wie die Ringstraße, der Gürtel, etc. durch sehr hohe Oberflächentemperaturen auszeichnen, während Grünflächen ein deutlich niedrigeres Temperaturniveau aufweisen. Aufgrund dessen ist eine Reduktion der Oberflächentemperatur an diesen Flächen besonders sinnvoll.



Abbildung 1: Thermalbild von Wien im Vergleich zu Satellitenbild



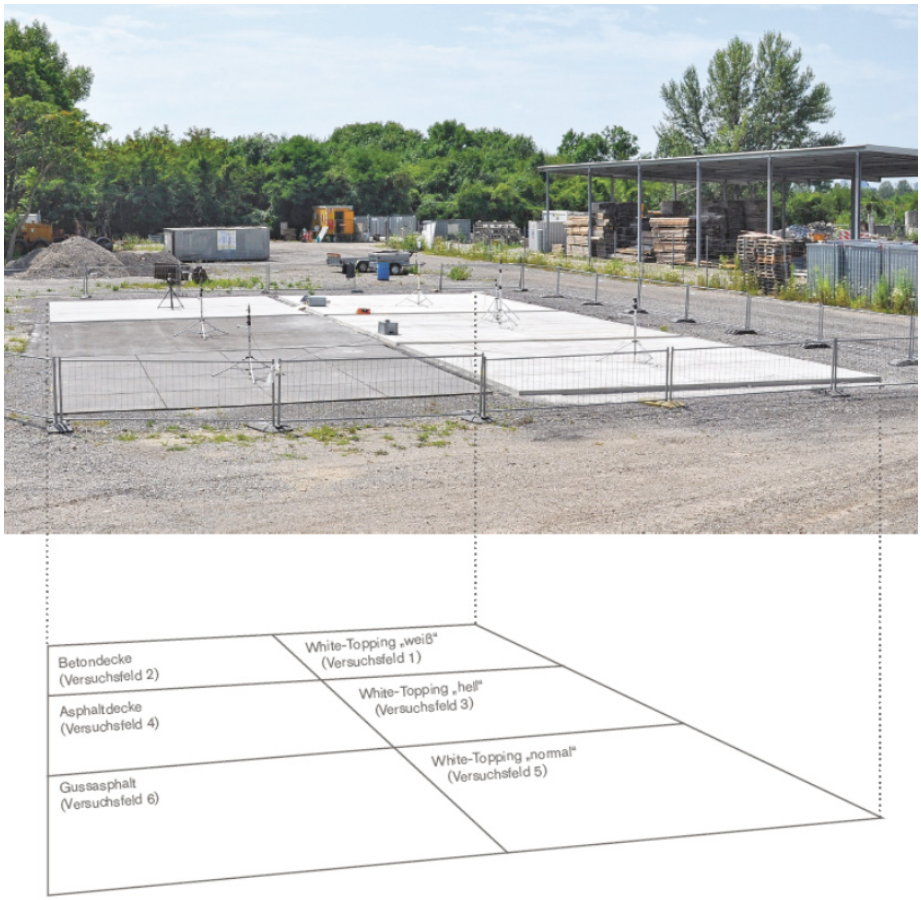
Das Forschungsprojekt „Optimierter Verkehrsflächenbeton für den innerstädtischen Bereich“ beschäftigte sich mit den Auswirkungen einer großflächigen Verwendung von Beton bei Verkehrsflächen im urbanen Bereich und im Zuge dessen mit Möglichkeiten der Reduktion der Oberflächentemperaturen in Relation des gewählten Straßenoberbaus.
Das Reflexionsvermögen (oder Albedo) von Beton- und Asphaltfahrbahnen ist sehr unterschiedlich. Die hellen Betonoberflächen reflektieren einen größeren Anteil an kurzwelliger Strahlung und heizen sich daher weniger auf. Zudem tragen helle Oberflächen, insbesondere in Bereichen mit geringer oder keiner Beleuchtung, zur Erhöhung des subjektiven Sicherheitsgefühls und zur Senkung des Unfallrisikos bei. Aus diesen Gründen wurde im Rahmen des Projekts auch untersucht, ob die Sicherheit von Verkehrsteilnehmern durch eine entsprechende Wahl der Oberflächen erhöht werden kann.
Zur Durchführung der Untersuchungen wurden sechs unterschiedliche Versuchsfelder mit Abmessungen von je 8 x 8 m samt zugehörigem Unterbau hergestellt. Die eingesetzten verschiedenen Verkehrsflächen wiesen differierende Helligkeitseigenschaften auf: Whitetopping mit Weißzement, Whitetopping mit Weißpigment, Whitetopping mit Normalzement, eine herkömmliche Betondecke, eine herkömmliche Asphaltfahrbahn sowie ein Gussasphalt für den Gehsteigbereich. Eine spezielle Herausforderung stellte das System Whitetopping (Einbringen einer dünnen Betonschichte auf die bestehende Asphaltkonstruktion) dar, da in Österreich diesbezüglich nur sehr wenige Erfahrungen vorliegen. Durch die Versuche konnten praxisrelevante Anforderungen für eine zukünftige Ausführung dieser Baumethode geliefert werden. Das System Whitetopping verbessert die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Straßenkonstruktion und ermöglicht ein höheres Reflexionsvermögen.
Der Aufbau der Versuchsfelder ist in Tabelle 1 zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 1: Aufbau der Versuchsfelder

BEZEICHNUNG	AUFBAU	STÄRKE [CM]
White-Topping „weiß“ (Versuchsfeld 1)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Bituminöse Tragschichte AC22 70/100 (nach Fräsen)* *Straßenoberbeton OB F52 GK 22 mit Weißzement*	 *30* *10* *10*
Betondecke (Versuchsfeld 2)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Bituminöse Tragschichte AC22 70/100* *Straßenoberbeton OB F52 GK 22*	 *30* *5* *20*
White-Topping „hell“ (Versuchsfeld 3)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Bituminöse Tragschichte AC22 70/100 (nach Fräsen)* *Straßenoberbeton OB F52 GK 22 mit Weißpigment*	 *30* *10* *10*
Asphaltdecke (Versuchsfeld 4)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Bituminöse Tragschichte AC22 70/100* *Bituminöse Deckschichte AC11 70/100*	 *30* *15* *5*
White-Topping „normal“ (Versuchsfeld 5)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Bituminöse Tragschichte AC22 70/100 (nach Fräsen)* *Straßenoberbeton OB F52 GK 22*	 *30* *10* *10*
Gussasphalt (Versuchsfeld 6)	*Ungebundene untere Tragschichte RK* *Ungebundene obere Tragschichte KK* *Unterbeton C20/25/X0* *Gussasphalt MA4, 90/10*	 *10* *10* *2*

Abbildung 2 zeigt die Anordnung der Versuchsfelder. Um möglichst realistische Kennwerte zu erhalten, wurden die Verkehrsflächen in einem Bereich ohne mögliche Beschattung durch Gebäude und Vegetation angelegt.

Abbildung 2: Anordnung der Versuchsfelder



Die Zusammensetzungen der verwendeten Betonsorten sind in Tabelle 2 dargestellt. Der Betoneinbau erfolgte, wie im innerstädtischen Bereich üblich, als Straßenfließbeton per Hand.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Rezepturen für die Betonsorten OB GK22 F52 hell und OB GK22 F52 weiß

BETONAUSGANGSSTOFFE	EINWAAGEN GEMÄSS REZEPTUR BZW. BETONKENNWERTE [KG/M³]		
	OB GK22 F52	*OB GK22 F52 hell*	*OB GK22 F52 weiß*
Einbaufelder	*2,5*	*3*	*1*
CEM II/B-M 42,5 N	*420*	*421*	*–*
CEM I 52,5 N Weißzement	*–*	*–*	*421*
Pigment Titandioxid	*–*	*21*	*–*
Gesteinskörnung RK 0/4	*780*	*784*	*781*
Gesteinskörnung RK 8/11	*162*	*163*	*163*
Gesteinskörnung RK 11/22	*962*	*966*	*965*
Gesamtwasser	*168*	*168*	*167*
Fließmittel	*2,96*	*2,52*	*2,52*
LP-Mittel	*0,73*	*0,76*	*0,75*
W/B-Wert	*0,40*	*0,40*	*0,40*

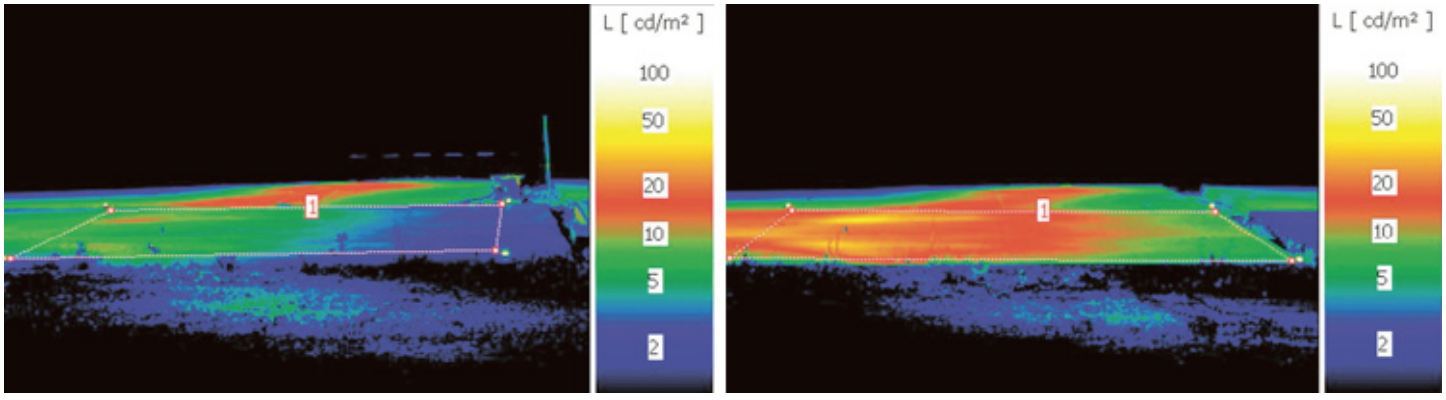
Zur Feststellung wie sich unterschiedliche Oberflächen auf das subjektive Sicherheitsempfinden der Verkehrsteilnehmer bzw. deren Sichtbarkeit auswirken, erfolgten die Ermittlung der Ausleuchtung der Versuchsfelder und eine optische Beurteilung der Sichtbarkeit einer Person auf den unterschiedlichen Versuchsfeldern. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Person auf der Betonfläche weitaus klarer erkennbar bzw. deren Sichtbarkeit besser und damit generell eine Erhöhung der Sicherheit des Verkehrsteilnehmers möglich ist.Abbildung 3 zeigt eine Gegenüberstellung einer Person auf der Betondecke (Versuchsfeld 2) und der Gussasphaltfläche (Versuchsfeld 6) bei gleicher Beleuchtung.

Abbildung 3: Sichtbarkeit einer Person (links: Gussasphalt; rechts: Betondecke)



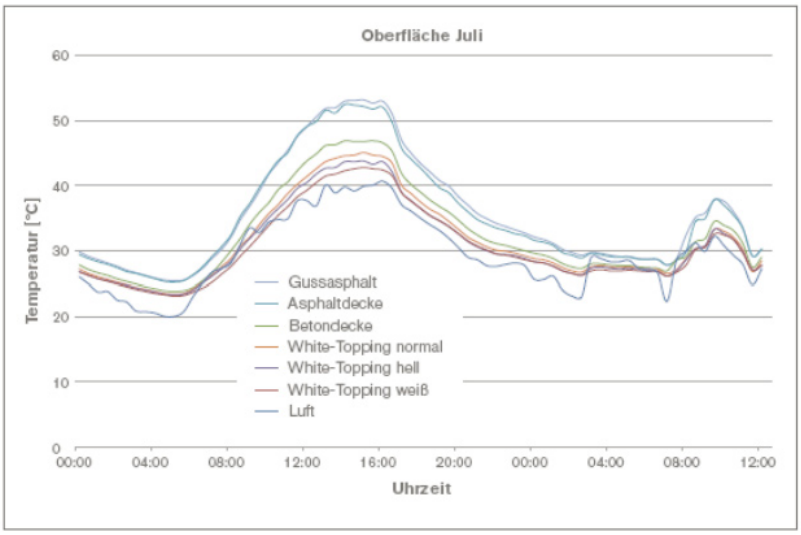
Weiters wurden von jedem der Versuchsfelder Leuchtdichtebilder erstellt. In Abbildung 4 sind beispielhaft die Leuchtdichtebilder der Asphaltdecke (Versuchsfläche 4) und der Betondecke (Versuchsfläche 2) dargestellt.

Abbildung 4: Leuchtdichtebilder (links: Asphaltdecke; rechts: Betondecke)



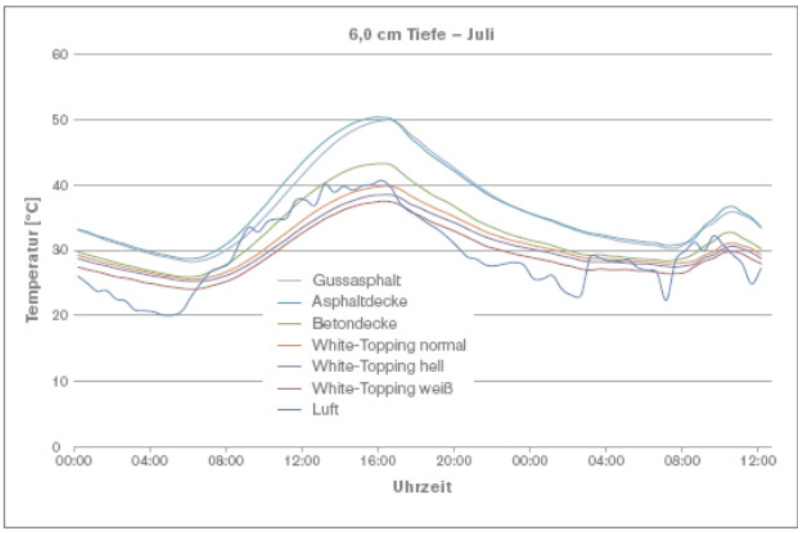
Um die Auswirkungen der unterschiedlichen Oberflächen auf das Erwärmungsverhalten festhalten zu können, erfolgte die Messung der Temperatur an der Oberfläche sowie in unterschiedlichen Tiefenstufen an verschiedenen Zeitpunkten im Jahreszyklus. Dabei wurden positive Effekte heller Betonfahrbahnen auf das allgemeine Temperaturniveau innerstädtischer Verkehrsflächen festgestellt.
Die höchsten Oberflächentemperaturen wurden generell bei Gussasphalt- und Asphaltfahrbahnoberflächen gemessen. Betonoberflächen lieferten um etwa 10 K geringere Maximaltemperaturen.
Beispielsweise zeigten Messungen im Sommer, dass durchwegs die höchsten Oberflächentemperaturen von bis zu 53°C bei der Gussasphalt- oder der Asphaltfahrbahnoberfläche gemessen wurden, während die Betonoberflächen deutlich geringere Maximaltemperaturen von 43°C aufwiesen.
Abbildung 5 zeigt den Verlauf der Oberflächentemperaturen im Monat Juli.

Abbildung 5: Oberflächentemperaturen Monat Juli



Die Auswirkungen der unterschiedlichen Materialeigenschaften auf die resultierenden Temperaturen sind bis in eine Tiefe von 12 cm, gemessen von der Oberfläche des jeweiligen Versuchsfeldes, feststellbar. In Abbildung 6 sind die ermittelten Temperaturen in einer Tiefe von 6 cm für den Monat Juli beispielhaft dargestellt. Eindeutig ersichtlich ist, dass Betonoberflächen geringere maximale Temperaturen liefern.

Abbildung 6: Temperaturen in 6 cm Tiefe, Monat Juli



Um den Einfluss der Oberflächen auf das kleinskalige bis lokale Klima zu bestimmen wurden zusätzliche Untersuchungen durchgeführt. Diese umfassten u. a. die Bestimmung der optischen Eigenschaften d.h. die Albedo (Reflexionsvermögen) und das Emissionsvermögen. Weiters wurden kontinuierliche Messungen der der kurzwelligen und langwelligen Strahlungsbilanz mit Radiometern durchgeführt und natürlich die Oberflächen- bzw. Lufttemperaturen in definierten Höhen gemessen. Auf Basis dieses experimentellen Teils erfolgte die modellhafte Simulation einer definierten Straßenschlucht mit unterschiedlichen Szenarien.
Mit Hilfe der modellhaften Darstellung, auf Basis der real ermittelten Kennwerte, konnte ein eindeutiges Ergebnis erzielt werden. Das Ersetzen von Asphaltstraßen durch Straßen mit Betonbelag (z.B White-Topping) würde zu eine einer Abnahme der Lufttemperatur im Sommer um ca. 1 °C führen.
Die Ergebnisse sprechen eindeutig für Beton: Die hellen Oberflächeneigenschaften des Baustoffs liefern einen entscheidenden Beitrag sowohl für die Sicherheit im Straßenverkehr als auch zur Reduktion der Oberflächentemperaturen und somit zu einer verringerten Ausprägung urbaner Wärmeinseln.



DOPRAVNÍ ZÓNY – VÝHODY BETONU A SYSTÉMU WHITE TOPPING PRO MĚSTSKÉ PROSTORY

DI DR. MARTIN PEYERL, MAG. (FH) DI DR. STEFAN KRISPEL,
DI GERALD MAIER
SMART MINERALS GMBH, REISNERSTRASSE 53, 1030 VÍDEŇ
MOBILE: +43 664 3503566 / EMAIL: KRISPEL@SMARTMINERALS.AT

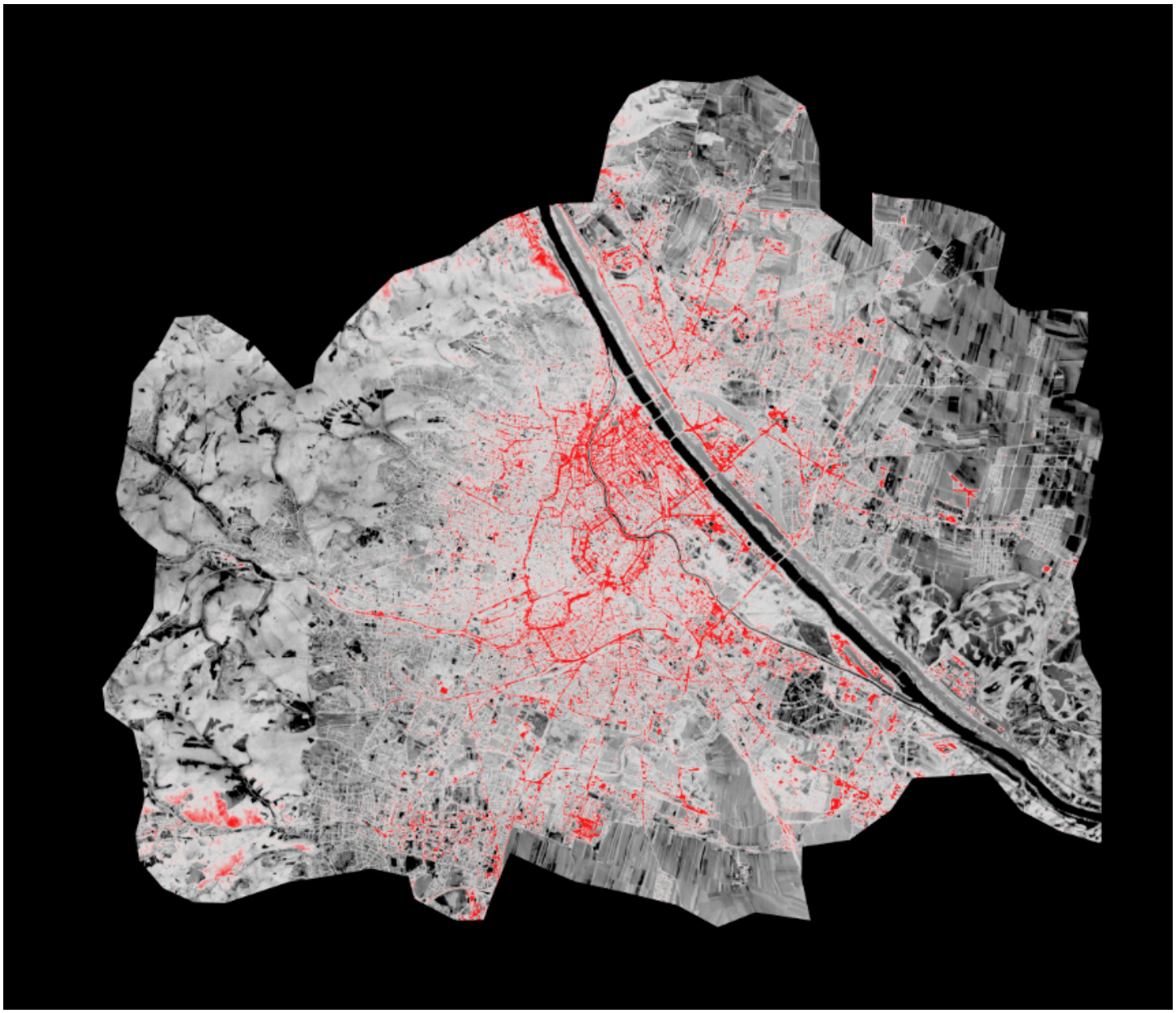
DOPRAVNÍ ZÓNY – VÝHODY BETONU A SYSTÉMU WHITE TOPPING PRO MĚSTSKÉ PROSTORY

DIPL.-ING. DR. MARTIN PEYERL, MAG. (FH) DIPL.-ING. DR. STEFAN KRISPEL, DIPL.-ING. GERALD MAIER, SMART MINERALS GMBH

V důsledku vysokého zatížení těžkou dopravou, různorodých způsobů dalšího využívání a omezených prostorových poměrů jsou na dopravní plochy uvnitř města kladeny stále vyšší požadavky. Tyto plochy se chovají jako tepelné zásobníky, které zásadním způsobem ovlivňují klima našich měst. Vysoké teploty, nedostatek zeleně a husté osídlení vedou k vytváření městských ostrovů horka, takzvaných "Urban Heat Islands".
Tento jev lze zobrazit i graficky. Obrázek 1 je snímek tepelného obrazu centra Vídně ve srovnání s příslušným satelitním snímkem tohoto města. V tepelném snímku jsou zvláště chladné plochy zobrazovány černě a zvláště teplé plochy červeně. Při srovnání se satelitním snímkem je jasně patrné, že se dopravní plochy, jako je Ringstraße, Gürtel (okružní pás městské komunikace) atd. vyznačují velmi vysokou povrchovou teplotou, zatímco teplotní úroveň zelených ploch je výrazně nižší. Z tohoto důvodu je zvláště žádoucí docílit snížení povrchových teplot dopravních ploch.



Obrázek 1: Tepelný snímek Vídně ve srovnání se satelitním snímkem



Výzkumný projekt „Optimalizovaný beton pro dopravní plochy v prostoru vnitřního města“ se zabýval dopady plošného využívání betonu pro účely dopravních ploch v městském prostoru, a to v souvislosti s možnostmi snížení povrchové teploty ve vztahu ke zvolenému povrchu komunikace. Reflexní schopnost (albedo, bělost – poměr odraženého světla k dopadajícímu) betonových a asfaltových povrchů komunikací se zásadně liší. Světlé betonové povrchy odrážejí větší podíl krátkovlnného záření, a tudíž se méně zahřívají. Kromě toho přispívají světlé povrchy ke zvýšení subjektivního pocitu bezpečí a ke snížení rizika nehody, a to zvláště v oblastech s nižším nebo menším osvětlením. Z těchto důvodů bylo v rámci projektu rovněž zkoumáno, zda lze zvýšit bezpečnost účastníků silničního provozu odpovídající volbou povrchu komunikací.

K provádění výzkumu bylo připraveno šest různých pokusných polí o rozměrech vždy 8 x 8 m včetně příslušného podkladu vozovky. Použité různé dopravní plochy vykazovaly různé hodnoty jasu: bílý povrch vozovky (Whitetopping) s bílým cementem, bílý povrch vozovky (Whitetopping) s bílým pigmentem, povrch vozovky (Whitetopping) s normálním cementem, tradiční betonový kryt vozovky, tradiční asfaltový kryt vozovky a konečně litý asfalt pro vozovky. Speciální výzvu představoval systém bílého povrchu vozovky – Whitetopping (položení tenké betonové vrstvy na stávající asfaltovou konstrukci), protože v Rakousku máme jen málo zkušeností s tímto postupem. Provedené pokusy přinesly jednak poznatky, které lze využít v praxi, ale také umožnily stanovit požadavky, které musí být splněny při provádění této stavební technologie. Systém Whitetopping zlepšuje únosnost a trvanlivost konstrukce vozovky a umožňuje vyšší reflexní schopnost.

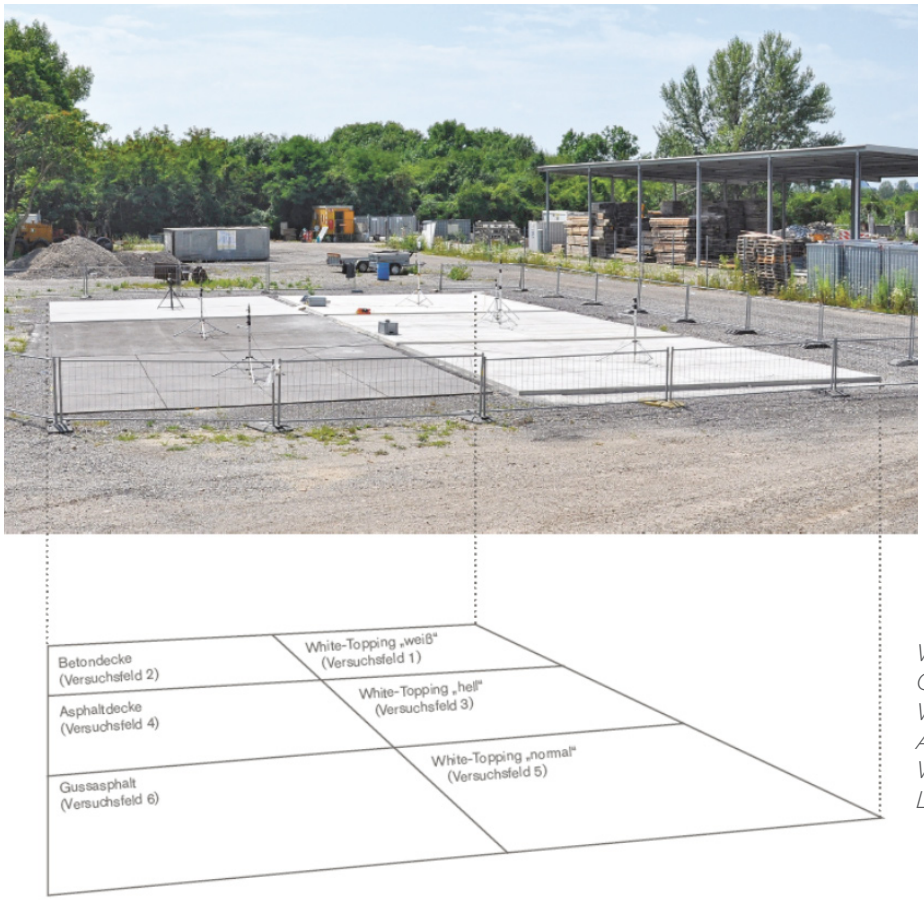
Konstrukce pokusných polí je souhrnně uvedena v tabulce č. 1.

Tabulka 1: Konstrukce pokusných polí

OZNAČENÍ	KONSTRUKCE POKUSNÝCH POLÍ	TLOUŠŤKA [CM]
White-Topping „bílá barva“ (pokusné pole 1)	*Nestmelená spodní podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Asfaltová ložní vrstva AC22 70/100 (po frézování)* *Betonová vrstva (horní beton) OB F52 GK 22 s bílým cementem*	 *30* *10* *10*
Betonový kryt vozovky (pokusné pole 2)	*Nestmelená podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Asfaltová ložní vrstva AC22 70/100* *Betonová vrstva (horní beton) OB F52 GK 22*	 *30* *5* *20*
White-Topping „světlý“ (pokusné pole 3)	*Nestmelená spodní podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Asfaltová ložní vrstva AC22 70/100 (po frézování)* *Betonová vrstva (horní beton) OB F52 GK 22 s bílým pigmentem*	 *30* *10* *10*
Asfaltový kryt (pokusné pole 4)	*Nestmelená spodní podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Asfaltová ložní vrstva AC22 70/100* *Asfaltová obrusná vrstva AC11 70/100*	 *30* *15* *5*
White-Topping „normální“ (pokusné pole 5)	*Nestmelená spodní podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Asfaltová ložní vrstva AC22 70/100 (po frézování)* *Vozovkový beton (horní beton) OB F52 GK 22*	 *30* *10* *10*
Litý asfalt (pokusné pole 6)	*Nestmelená spodní podkladní vrstva, štěrk těžený* *Nestmelená horní podkladní vrstva, štěrk drcený* *Betonová vrstva (spodní beton) C20/25/X0* *Litý asfalt MA4, 90/10*	 *10* *10* *2*

Obrázek 2 zobrazuje uspořádání pokusných polí. Abychom získali výsledky, které co nejvíce odpovídají realitě, byly dopravní plochy vybudovány v prostoru bez možného zastínění budovami nebo vegetací.

Obrázek 2: Uspořádání pokusných polí



White-Topping „bílý“ (pokusné pole 1)
Cementobetonový kryt (pokusné pole 2)
White-Topping „světlý“ (pokusné pole 3)
Asfaltový kryt (pokusné pole 4)
White-Topping „normální“ (pokusné pole 5)
Litý asfalt (pokusné pole 6)

Složení použitých druhů betonu je uvedeno v tabulce 2. Superplastifikovaný (ztekucený) vozovkový beton se ukládal ručně, jak je uvnitř města běžné.

Tabulka 2: Složení receptur betonu OB GK22 F52 světlý a OB GK22 F52 bílý

VSTUPNÍ MATERIÁLY PRO VÝROBU BETONU	NAVÁŽKY PODLE RECEPTURY, RESP. HODNOTA VODNÍHO SOUČINITELE		
	[kg/m³]	*OB GK22 F52 světlý*	*OB GK22 F52 bílý*
Pole pro uložení	*2,5*	*3*	*1*
CEM II/B-M 42,5 N	*420*	*421*	*–*
CEM I 52,5 N bílý cement	*–*	*–*	*421*
Pigment oxid titaničitý (titanová běloba)	*–*	*21*	*–*
Kamenivo frakce 0/4	*780*	*784*	*781*
Kamenivo frakce 8/11	*162*	*163*	*163*
Kamenivo frakce 11/22	*962*	*966*	*965*
Celková voda	*168*	*168*	*167*
Ztekucovací (superplastifikační) přísada	*2,96*	*2,52*	*2,52*
Provzdušňovací přísada	*0,73*	*0,76*	*0,75*
Vodní součinitel	*0,40*	*0,40*	*0,40*

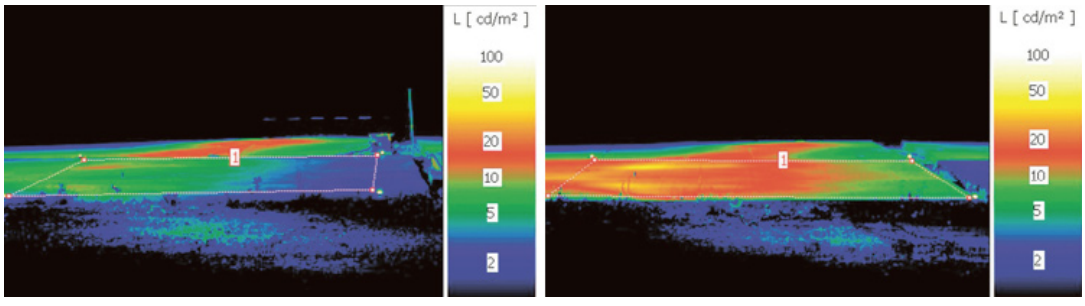
Pro určení toho, jak různé povrchy ovlivňují subjektivní pocit bezpečí účastníků silničního provozu, resp. jejich viditelnost, byla stanovena míra osvětlení pokusných polí a optické posouzení viditelnosti osoby na různých pokusných polích. Přitom bylo zjištěno, že na betonové ploše je osoba rozpoznatelná daleko jasněji, resp. její viditelnost je lepší a obecně lze tedy konstatovat, že při použití cementobetonového krytu dopravní plochy je možno zvýšit bezpečnost účastníků silničního provozu.
Obrázek 3 zobrazuje vzájemné porovnání osoby na cementobetonovém krytu (pokusné pole 2) a na krytu vozovky z litého asfaltu (pokusné pole 6) při stejném osvětlení.

Obrázek 3: Viditelnost osoby (vlevo: litý asfalt; vpravo: cementobetonový kryt vozovky)



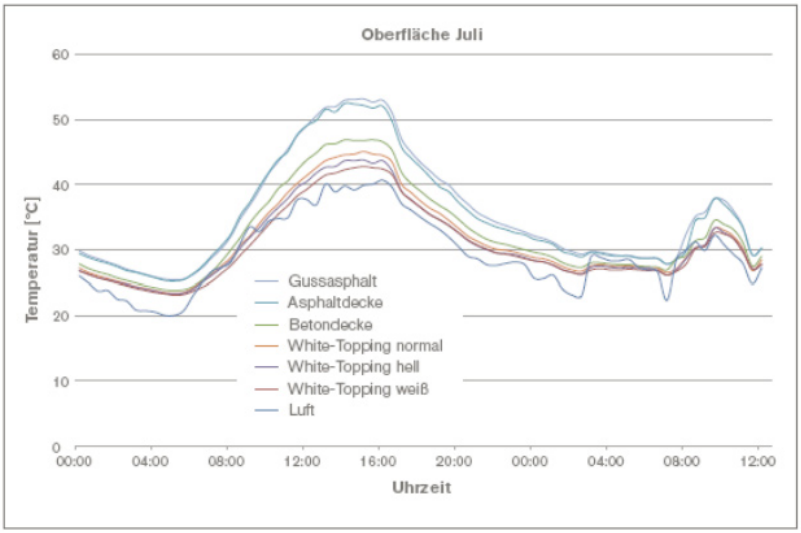
Dále byl z každého pokusného pole zhotoven obraz měření jasu. Obrázek 4 obsahuje příklady obrazů měření jasu asfaltového krytu vozovky (pokusné pole 4) a cementobetonového krytu vozovky (pokusné pole 2).

Obrázek 4: Obraz měření jasu (vlevo: asfaltový kryt vozovky; vpravo: cementobetonový kryt vozovky)



Abychom dokázali stanovit, jaké jsou dopady různých povrchů na chování při zahřívání, prováděli jsme měření teploty na povrchu a v různých hloubkách v různých ročních obdobích. Přitom jsme zjistili pozitivní účinky světlých barev cementobetonových krytů vozovky na obecnou teplotní úroveň dopravních ploch ve vnitřním městě.
Nejvyšší teploty povrchů byly naměřeny obecně u povrchů z litého asfaltu a na asfaltových krytech vozovky. Betonové povrchy vykazovaly maximální teploty nižší o zhruba 10 K.
V létě byly naměřeny nejvyšší povrchové teploty na krytech vozovek z litého asfaltu a na krytech z asfaltových hutněných směsí. Jednalo se o teploty až 53° C. Naproti tomu betonové povrchy vykazovaly výrazně nižší maximální teplotu a to 43° C.
Obrázek 5 zobrazuje průběh teplot na povrchu vozovek v měsíci červenci.

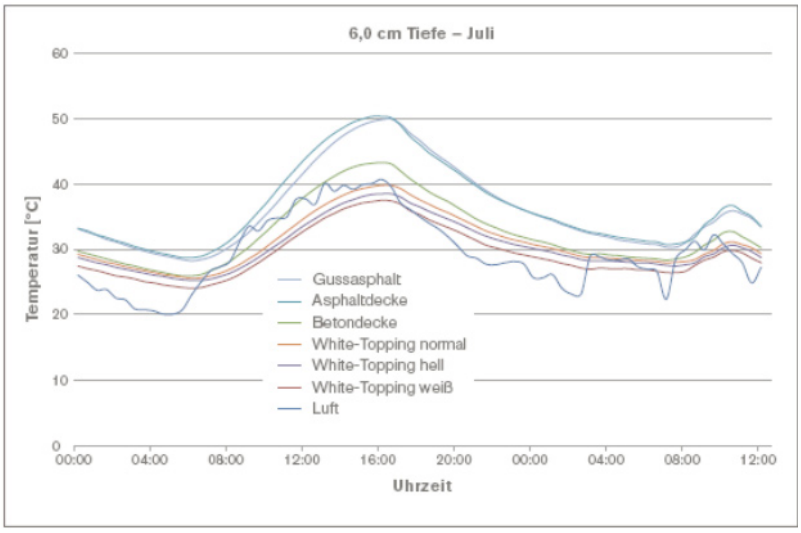
Obrázek 5: Teploty povrchu v měsíci červenci



Oberfläche Juli – povrch červenec
Gussasphalt – litý asfalt
Asphaltdecke – asfaltový kryt
Betondecke – cementobetonový kryt
White-Topping normal - White-Topping normální
White-Topping hell – White-Topping světlý
White-Topping weiß – White-Topping bílý
Luft – vzduch
Uhrzeit – hodina

Účinky různých vlastností materiálu na výsledné teploty jsou zjistitelné až do hloubky 12 cm - měřeno od povrchu příslušného pokusného pole. Na obrázku 6 jsou znázorněny příklady zjištěných teplot v červenci v hloubce 6 cm. Je jednoznačně patrné, že cementobetonové povrchy vykazují nižší maximální teploty.

Obrázek 6: Teploty v hloubce 6 cm, měsíc červenec



Hloubka 6,0 cm – červenec
Gussasphalt – litý asfalt
Asphaltdecke – asfaltový kryt
Betondecke – cementobetonový kryt
White-Topping normal - White-Topping normální
White-Topping hell – White-Topping světlý
White-Topping weiß – White-Topping bílý
Luft – vzduch
Uhrzeit – hodina

Pro stanovení vlivu povrchů na klima v malém až v lokálním měřítku byla provedena další měření, která zahrnovala mimo jiné stanovení optických vlastností, to znamená albedo (koeficient odrazu) a emisní schopnost. Dále byla radiometrem provedena kontinuální měření bilance krátkovlnného a dlouhovlnného záření a samozřejmě měření teploty povrchu a teploty vzduchu v definovaných výškách. Na základě této experimentální části proběhla modelová simulace definované silniční úžlabiny (simulace, kdy silnice prochází mezi vysokými domy / budovami po obou stranách) s různými scénáři. Pomocí modelového zobrazení na základě skutečně naměřených ukazatelů bylo dosaženo jednoznačného výsledku. Nahrazení asfaltových krytů komunikacemi s cementobetonovým krytem (např. White-Topping) by vedlo ke snížení teploty vzduchu v létě o cca 1 °C.
Výsledky hovoří jednoznačně pro beton: Světlý povrch vozovky a vlastnosti tohoto stavebního materiálu přispějí rozhodujícím způsobem jak k bezpečnosti silničního provozu, tak i ke snížení povrchové teploty a tedy ke snížení zhoršování prostředí městských ostrovů horka.



NÁVRH CEMENTO-BETONOVÉHO KRYTU V RŮZNÝCH FÁZÍCH PROJEKTOVÉ PŘÍPRAVY, APLIKACE ZKUŠENOSTÍ Z PŘÍPRAVY PROJEKTU MODERNIZACE DÁLNICE D1

ING. JIŘÍ HRUŠKA
PRAGOPROJEKT, A.S.
HRUSKA@PRAGOPROJEKT.CZ, K RYŠÁNCE 1668/16, 147 54 PRAHA 4

NÁVRH CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU V RŮZNÝCH FÁZÍCH PROJEKTOVÉ PŘÍPRAVY, APLIKACE ZKUŠENOSTÍ Z PŘÍPRAVY PROJEKTU MODERNIZACE DÁLNICE D1

JIŘÍ HRUŠKA, PRAGOPROJEKT, A.S.

Problematika návrhu vozovky s cementobetonovým krytem je v různých fázích projektové přípravy odlišná. Během několika posledních let došlo k rozšíření požadavků objednatele ŘSD ČR při návrhu cementobetonového krytu, a to především v souvislosti se zavedením Směrnice generálního ředitele ŘSD ČR č. 10/2014 do projekční praxe. Nejlépe je postupný vývoj patrný při přípravě projektu Modernizace dálnice D1, kde jsou postupně aplikovány ze strany ŘSD ČR zkušenosti a znalosti z již realizovaných staveb zpět do připravovaných projektů.

ÚVOD

Problematika návrhu vozovky s cementobetonovým krytem je komplexní záležitost, která nezahrnuje pouze vozovku jako takovou. Návrh cementobetonové vozovky je proti návrhu asfaltových vozovek výrazně složitější, neboť je nutné vyřešit mnoho technických detailů, týkajících se kotvení jednotlivých desek, jejich těsnění, odvodnění a případně již také jejich následné opravy.

PROJEKT MODERNIZACE DÁLNICE D1

Modernizace dálnice D1 je jedním z nejrozsáhlejších projektů v novodobé historii České republiky. Svým rozsahem a délkou více jak 160 km klade veliké nároky na investorskou přípravu, ať již samotnou projektovou přípravu, tak i na inženýrskou činnost pro zajištění stavebních povolení a majetkoprávní činnost. Význam této páteřní komunikace České republiky klade také velké nároky na zhotovitele stavby, ať již kvalitou provedených prací, tak v neposlední řadě na rychlost realizace stavby. Jako podklad pro harmonogram projektové přípravy a realizaci jednotlivých úseků sloužil aktuální technický stav jednotlivých úseků v době zahájení příprav samotné modernizace (projektová příprava byla zahájena u úseků, které byly v nejhorším technickém stavu), tedy v roce 2011. Dalším důležitým vstupním požadavkem bylo zachování dopravní obslužnosti v daném území, proto bylo rozhodnuto, že nebudou současně realizovány dva sousední úseky. Na základě těchto vstupních požadavků vznikl harmonogram projektové přípravy a realizace staveb.

ROZSAH MODERNIZACE DÁLNICE D1:

- 21 úseků (20 mezikřižovatkových úseků + 1 úsek zahrnující most Šmejkalka)
- 161,3 km dálnice D1 (mimo úseky Praha – Mirošovice, Kývalka – Brno)
- 104 dálničních mostů (z toho je 39 přesypaných)
- 43 nadjezdů
- 4 nové ekodukty doplněné na základě Generální dohody (MD ČR a MŽP ČR)
- doplnění dlouhodobě připravovaných protihlukových stěn
- opravy povrchů dálničních odpočívek a mimoúrovňových křižovatek.

MODERNIZACE DÁLNICE D1 ZAHRNUJE:

- rozšíření zpevněné krajnice o 0,75 m a opravu konstrukce vozovky,
- úpravu návrhových prvků trasy podle platné ČSN 73 6101 (např. příčného sklonu v trase a ve směrových obloucích, změny klopení - úpravu délky vzestupnic a sestupnic, úprava na normovou kategorii D28/120),
- úpravu délek, případně doplnění odbočovacích a připojovacích pruhů, prověření délek stoupacích pruhů a optimalizaci rozmístění přejezdů SDP,
- rozšíření a opravu dálničních mostů a dotčených nadjezdů,
- opravu kanalizace a její doplnění o bezpečnostní prvky,
- výměnu a doplnění svodidel v celém úseku,
- opravu a modernizaci stávajícího systému tísňového volání a informačního systému, doplnění telematických zařízení (informační portály a zařízení pro provozní informace).

APLIKACE NOVÝCH POZNATKŮ A BEZPEČNOSTNÍCH PRVKŮ PŘI MODERNIZACI DÁLNICE D1:

- délka realizace celého projektu umožňuje okamžitě aplikovat zkušenosti z předchozích úseků na následující, a tím postupně optimalizovat postupy pro budoucí opravy dálnic v rámci celé ČR
- masivní použití dočasných svodidel pro oddělení protisměrného provozu a prostoru staveniště v uzavírkách
- realizace dočasných sjezdů pro integrovaný záchranný systém (IZS)
- staničení v uzavírkách po 100 m pro okamžitou identifikaci místa dopravní nehody
- kamerový dohled v uzavírce
- úsekové měření rychlosti v uzavírkách
- posílení práce v noci (snášení nadjezdů, ukládání mostních prefabrikovaných nosníků, bourací práce, realizace kanalizace, betonáž vozovky)
- zvýšený tlak investora na rychlost prováděných prací podpořený vznikem sankcionovaných postupných závazných milníků pro vybrané dílčí činnosti.

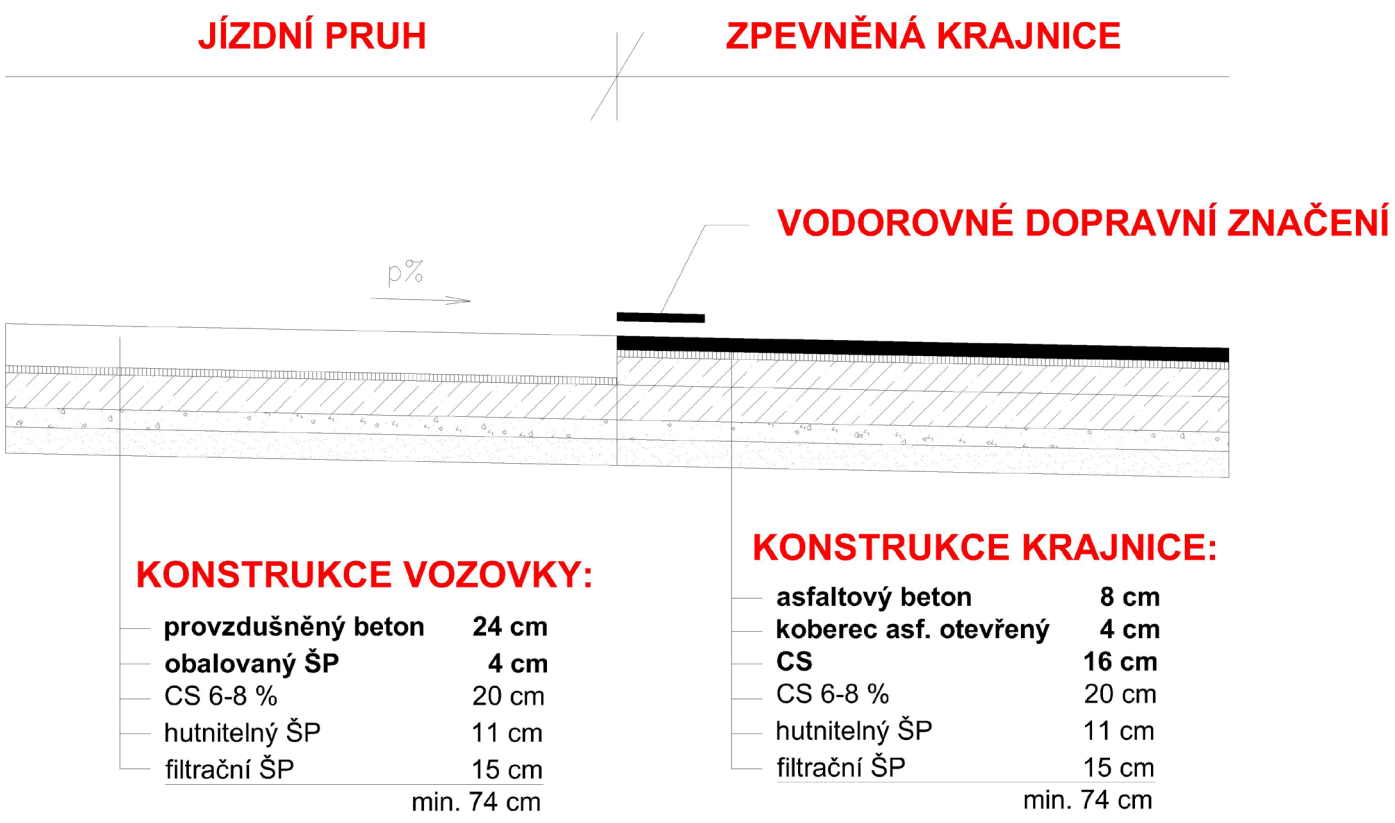
ZÁSADNÍ PROBLÉMY PŘI PROJEKTOVÉ PŘÍPRAVĚ:

- Některá individuální řešení dílčích částí jednotlivých úseků proti jednotnému technickému řešení, jako jsou například: zářez Lensedly, velké dálniční mosty - přes údolí Šmejkalky, přes Sázavu ve Hvězdonicích, přes Křešický potok, přes Želivku (dvoupatrový), přes údolí Oslavy (most Vysočina, Velké Meziříčí).
- Majetkoprávní příprava a zajištění smluv na dočasné zábory pro realizaci některých částí stavby: exekuce, církevní restituce, dlouhodobý nesouhlas některých vlastníků apod.
- Napadání stavebních povolení, podávání rozkladů např. sdružením Děti Země – Klub za udržitelnou dopravu, které požadují:
    - opakovaný přezkum vydaných závazných stanovisek
    - zpracování migrační studie na stávající trasu dálnice D1
    - posouzení vlivu na ŽP, které ale není dle MŽP ČR třeba
    - zajištění územního rozhodnutí, které není dle příslušných stavebních úřadů třeba
    - změnu metody a technologie modernizace, a to i na úsecích, kde změna metody není technologicky možná.

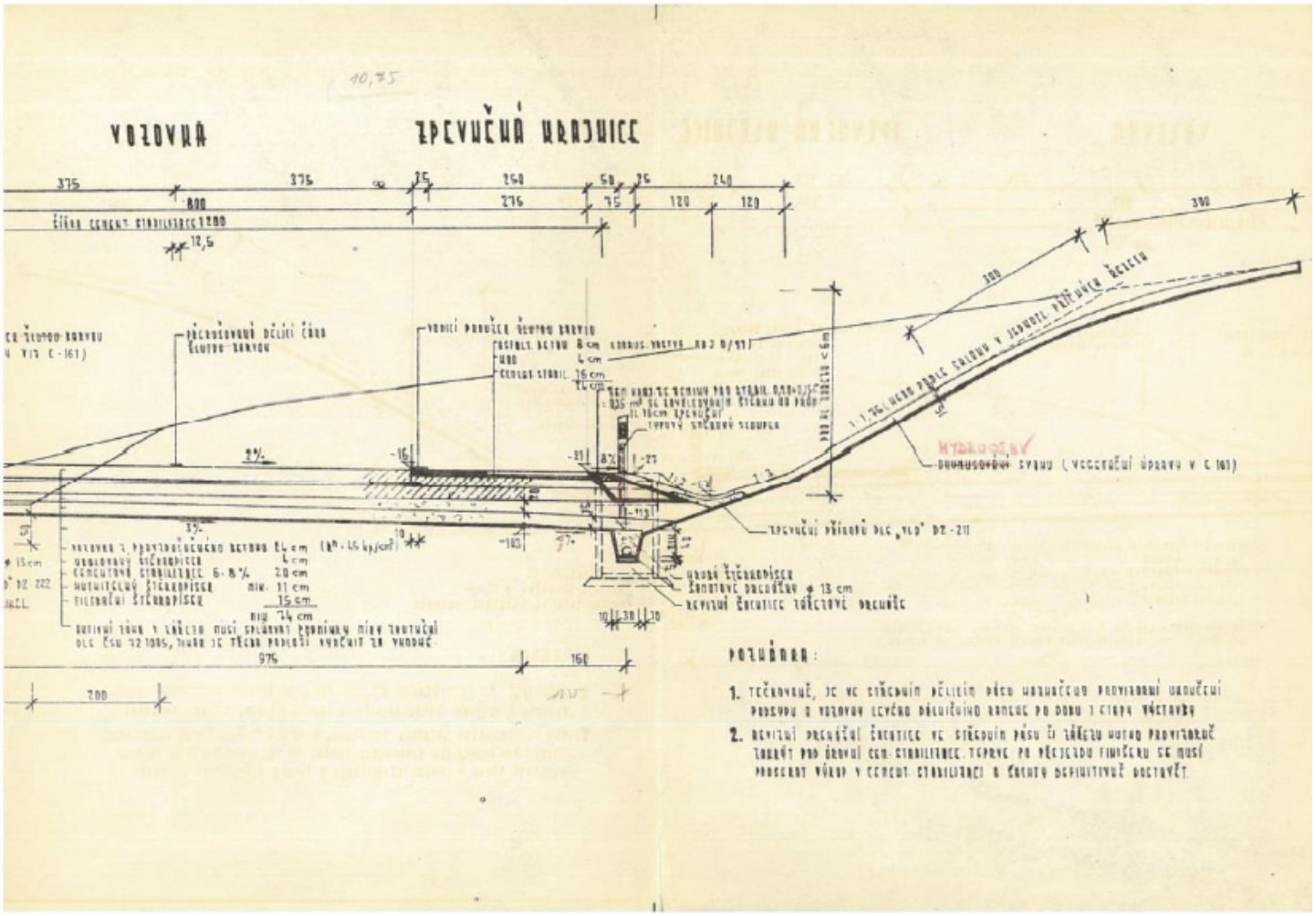
NÁVRH VOZOVKY DÁLNICE D1

Výhodou pro projekt modernizace dálnice D1 je skutečnost, že finální projektová příprava a samotná realizace celého úseku mezi Prahou a Brnem proběhla ve velice krátké době. Po několika přerušeních byla výstavba dálnice D1 obnovena v roce 1967 a poslední úsek na trase mezi Prahou a Brnem byl zprovozněn v roce 1980. Z toho vyplývá, že projektová příprava probíhala podle totožných norem a technických předpisů, následná realizace pak z obdobných materiálů a stejnými technologickými postupy. Díky tomu je možné při přípravě projektu modernizace dálnice D1 použít a koordinovat jednotlivé postupy na všech 21 úsecích.
Zásadním problémem původního technického návrhu je odlišná konstrukce vozovky a zpevněné krajnice. Původní cementobetonová vozovka byla po provedení příčných a podélných spár jen minimálně těsněná a jednotlivé desky nebyly vzájemně kotveny. Tím došlo během provozu k pronikání vody do vozovky a následné degradaci konstrukce vozovky jako takové. Voda, která pronikla do konstrukce vozovky příčnými a podélnými spárami, byla postupně příčným a podélným sklonem odvedena ke zpevněné krajnici. Zpevněná krajnice, která byla realizována po dokončení cementobetonového krytu s odlišnou konstrukcí, tvoří v tomto případě odváděné vodě hráz, tím dochází k vzdutí vody v konstrukci vozovky a jejímu vytékání podélnou spárou mezi vozovkou a zpevněnou krajnicí. Postupem času tak došlo k vytvoření schůdků (vertikálnímu posunu desek), pumpování desek a rozlomení desek.

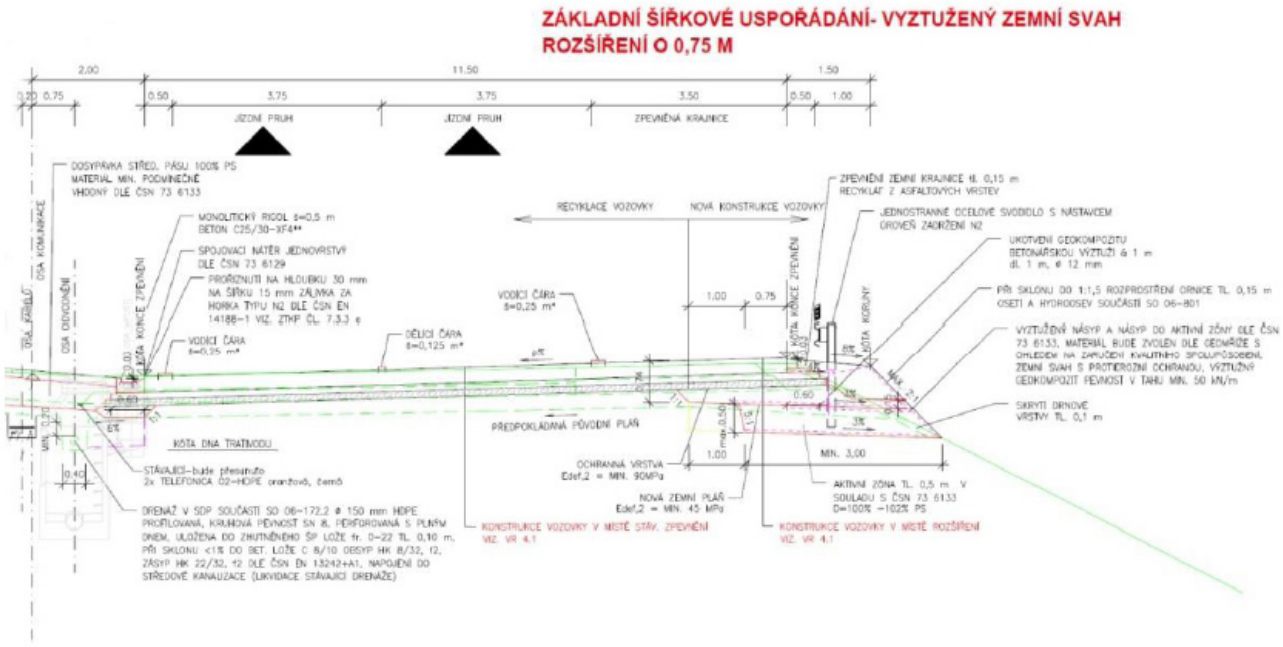
Obrázek 1) Detail rozhraní jízdního pruhu a zpevněné krajnice



Obrázek 2) Původní vzorový příčný řez



Obrázek 3) Vzorový příčný řez dokumentace PDPS (05/2015)



APLIKACE ZKUŠENOSTÍ ŘSD ČR Z PROVOZOVÁNÍ DÁLNIC NA ÚZEMÍ ČR

Těsnění a kotvení příčných a podélných spár, uložení geokompozitu v místech příčných spár

V souladu s platnou normou ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody dochází při modernizaci dálnice D1 k uložení kluzných trnů a kotev a následnému těsnění příčných a podélných spár, v případě D1 dle požadavku ŘSD ČR pryžovými profily. Dle zahraničních zkušeností jsou pak pod příčnými spárami dle požadavku ŘSD ČR uloženy geokompozity, jejichž úkolem je po dobu životnosti vozovky zajistit odvedení vniklé vody mimo konstrukci vozovky, především přes prvky odvodnění dálnice (monolitické rigoly a štěrbinové žlaby), které mohou tvořit hráz odtékající vodě. Vzhledem k tomu, že Vzorové listy staveb pozemních komunikací VL1-vozovky a krajnice neobsahují detaily těsnění příčných spár pryžovými profily a uložení geokompozitu, byly na ŘSD ČR zpracovány Vzorové detaily (VD 1.1).

VD 1.1, 100.1 (06/15) SCHÉMA PŘÍČNÉ SPÁRY – schéma popisuje rozměry a umístění těsnícího profilu a geodrénu. Při položení geodrénu a následném pojezdu finišeru je nutné dbát na to, aby nedošlo k jeho poničení bočnicí finišeru. Doporučuje se v místě posunu bočnice zafrézování geodrénu.

VD 1.1, 100.2 (06/15) SCHÉMA PODÉLNÉ SPÁRY – schéma popisuje rozměry a umístění těsnícího profilu a geodrénu v podélné spáře.

VD 1.1, 100.3 (06/15) SCHÉMA DILATAČNÍ (PROSTOROVÉ) SPÁRY – schéma popisuje dilatační spáru ve vozovce s cementobetonovým krytem a umístění geodrénu v tomto místě.

VD 1.1, 100.4 (06/15) TĚSNĚNÍ PŘÍČNÝCH A PODÉLNÝCH SPÁR – schéma obsahuje podrobný popis realizace příčných a podélných spár, dilatační spáry a křížení těsnících profilů.

VD 1.1, 100.5 (06/15) SCHÉMA PŘECHODU GEODRÉNU PŘI ZMĚNĚ KLOPENÍ, PŘÍKLAD D27,5 – schéma podrobně popisuje rozmístění geodrénů v místě změny příčného sklonu. V místě jednostranného příčného sklonu je navržen přesah geodrénu o 350 mm za výše umístěnou podélnou spáru. V místě změny příčného klopení s příčným sklonem od - 0,5 % do 0,5 % je geodrén navržen na celou šířku vozovky.

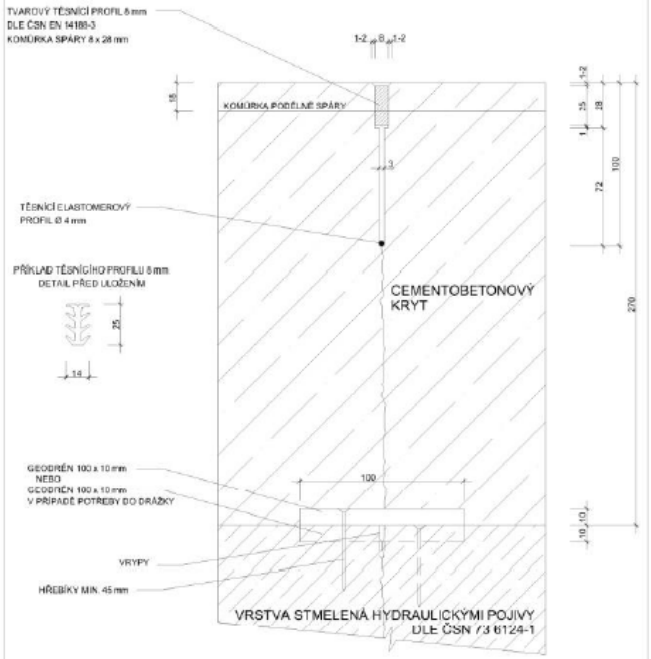
VD 1.1, 100.6 (06/15) SCHÉMA VEDENÍ GEODRÉNU U MONOLITICKÉHO RIGOLU – schéma popisuje průchod geodrénu přes monolitický rigol a štěrbinový žlab. Ze schématu je patrné, že je při realizaci nutné vyústit geodrén až za jednotlivé prvky odvodnění.

VD 1.1, 100.7 (06/15) SCHÉMA KRAJE ZPEVNĚNÍ VOZOVKY SE ZMĚNOU PŘÍČNÉHO SKLONU PODKLADNÍ VRSTVY – ve vzorových listech VL.1 VOZOVKY A KRAJNICE A VL.2.2 ODVODNĚNÍ je podrobně řešena krajnice a změna příčného sklonu vrstvy stmelené hydraulickými pojivy. Ta má mít opačný příčný sklon oproti sklonu vozovky tak, aby bylo zajištěno odvedení vody od konstrukce vozovky. Tohoto je velmi problematické při realizaci dosáhnout, proto byl tento detail upraven doplněním klínu ze stmelené nepropustné vrstvy. Zároveň je navrženo těsnění příčné spáry silikonem, a to na vyšším okraji cementobetonového krytu, které má zajistit ochranu proti vniknutí vody a nečistot do boku prořízнuté komůrky v cementobetonovém krytu.

Detaily jsou zpracovány jako vzorové a jejich detailní řešení je nutné následně zpracovat v realizační dokumentaci stavby.

Obrázek 4) Příklady vzorových detailů VD 1.1, 06/2015

SCHÉMA PŘÍČNÉ SPÁRY



POZNÁMKA:
-ŘEZ CEMENTOBETONOVÝM KRYTEM ROVNOBĚŽNÉ S OSOU DÁLNICE
-KOTVENÍ GEODRÉNU HŘEBÍKY DÉLKY 45 mm STŘÍDAVĚ PO PRAVÉ A LEVÉ STRANĚ VE VZDÁLENOSTI 0,5 m, DETAIL VIZ VD 100.5
-ZPŮSOB ULOŽENÍ GEODRÉNU BUDE OVĚŘEN PŘI REALIZACI ZKUŠEBNÍHO ÚSEKU(TYP GEODRÉNU, HŘEBÍKŮ, TECHNOLOGIE POKLÁDKY A UMÍSTĚNÍ - NA HYDRAULICKÝMI POJIVY STMELENOU VRSTVU, NEBO DO DRÁŽKY)
-KÓTY U CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU ODPOVÍDAJÍ TL. DESKY 270 mm A DÉLCE DESKY DO 5,5 m, PRO JINÉ ROZMĚRY MUSÍ BÝT HODNOTY ODPOVÍDAJÍCÍM ZPŮSOBEM UPRAVENY.
-KOTEVNÍ SYSTÉM CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU NENÍ KVŮLI PŘEHLEDNOSTI SCHÉMATU ULOŽENÍ GEODRÉNU VYKRESLEN.

1.1. VZOROVÉ DETAILY PRO PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU	ŘSD ČR VZOROVÉ DETAILY	VD 1.1 100.1 06/15

TĚSNĚNÍ PŘÍČNÝCH A PODÉLNÝCH SPÁR

Obecně:

V době mezi provedením rozšiřovací drážky a utěsněním spár musí být v příslušném úseku CB krytu vyloučen jakýkoliv provoz.

Hrany spár budou zkosené. Zkosení se provede pod úhlem 45° a jeho šířka musí být v rozmezí 1 - 2 mm.

Příčné spáry cementobetonového krytu:

Příčné spáry budou prořezány do hloubky 100 mm. V rozsahu celého denního úseku betonáže se řezbou příčné spáry postupně do zatvrdlého betonu, nejpozději však do 24 hod po betonáži. Co nejdříve po prořeznutí spáry musí být řezný kal beze zbytku odstraněn tlakovou vodou, aby nezatvrdly případné zbytky nezhydratovaného cementu obsažené v kalu.

Bezprostředně po vyčištění bude těsnění pod povrch krytu do spár aplikováno předběžné těsnicí profil, které bude sloužit jako provizorní těsnění během stavebního provozu. Pro definitivní spáry bude předtěsnění odstraněno, spára se rozšíří dvěžkou na šířku 8 mm a hloubku 25 mm. Komůrka bude utěsněna těsnicím profilem šířky 8 mm dle ČSN EN 14188-3.

Podélné spáry cementobetonového krytu:

Spáry budou prořezány do hloubky 110 mm, následně po nařezání příčných spár, nejpozději však 48 hod po betonáži. Podélné spáry na vyberlonovaném pásu musí být řezány současně.

Rozšiřovací komůrka šířky 6 mm bude provedena do hloubky 18 mm. Komůrka je souměrně vzhledem k původnímu řezu spáry a vytváří se bezprostředně před utěsněním spár. Komůrka bude utěsněna těsnicím profilem šířky 6 mm dle ČSN EN 14188-3.

Příčné dilatační (prostorové)spáry cementobetonového krytu:

Na betonové vozovce hlavní trasy budou po cca 500 m provedeny dilatační spáry (předpokládá se umístění v místech pracovních spár) z důvodů zamezení poruch v případě extrémních teplot počasí. Přesné délky dilatačních úseků budou upřesněny v dokumentaci RDS na základě technologie a materiálů zhotovitele.

Pokud bude dilatační spára zároveň v místě pracovní příčné spáry, bude prováděna následujícím způsobem:

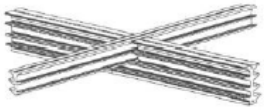
1. CB desky se odfrézují a odbourají.
2. Poté se navrtají a vloží trny a nalepí dilatační vložka z extrudovaného polystyrenu tl. 20 mm.
3. Po zatvrdnutí betonu se polystyren odstraní na výšku min. 50 mm od povrchu vozovky a provede se vložení těsnicího profilu o ø 25 mm. Komůrka bude vyplněna pružnou zálivkou za studena dle ČSN EN 14188-2. Stěny komůrky se opatří penetračním nátěrem podle typu zálivky a předpisu výrobce.

Pokud se bude dilatační spára provádět jako součást nepřerušité betonáže, je nutno provést pomocnou konstrukci, která bude držet a tlakovat kluzné trny a polystyren v okamžiku betonáže v čerstvém betonu (polystyren je nutný nad tl. desky - max. do horní úrovně spodního betonové desky). Vrchní beton je betonován bez přerušení a následně se spára na tuto součást ořízne, vyčistí a vyplní.

Křížení těsnicích profilů:

Křížení těsnicích profilů šířky 8 mm a 6 mm se provede vyfrézováním U-průřezu v profilu šířky 8 mm (příčné spáry) v místě křížení s profilem šířky 6 mm (podélných spár). Bezprostředně před zatlačením profilu šířky 8 mm do profilu šířky 8 mm dojde k nanesení lmelu, který zajistí vodotěsnost v místě křížení spár.

DETAIL KŘÍŽENÍ TĚSNÍCÍCH PROFILŮ



1.1. VZOROVÉ DETAILY PRO PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU	ŘSD ČR VZOROVÉ DETAILY	VD 1.1 100.4 06/15

SCHÉMA PŘECHODU GEODRÉNU PŘI ZMĚNĚ KLOPENÍ, PŘÍKLAD D27,5

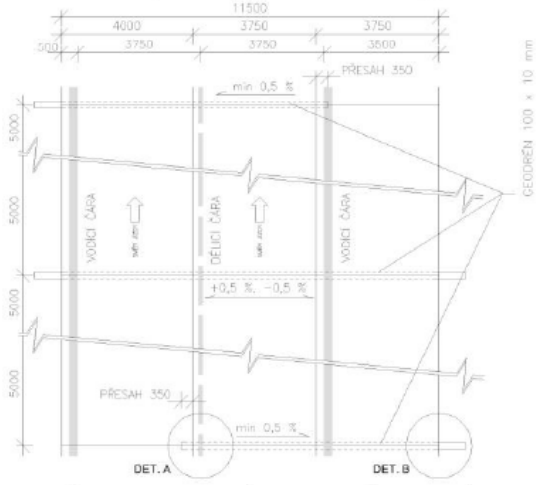
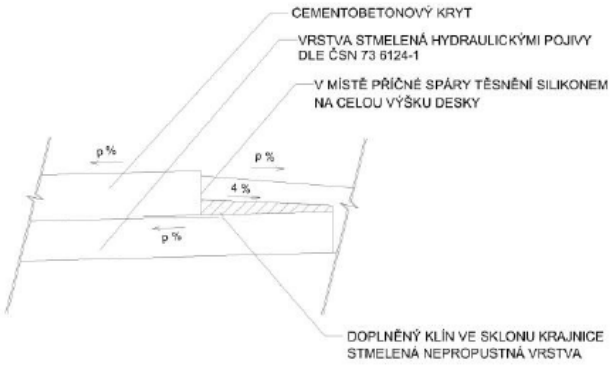


SCHÉMA KOTVENÍ GEODRÉNU - PŮDORYS



1.1. VZOROVÉ DETAILY PRO PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU	ŘSD ČR VZOROVÉ DETAILY	VD 1.1 100.5 06/15

SCHÉMA KRAJE ZPEVNĚNÍ VOZOVKY SE ZMĚNOU PŘÍČNÉHO SKLONU PODKLADNÍ VRSTVY



POZNÁMKA:
-TĚSNĚNÍ PŘÍČNÉ SPÁRY SILIKONEM SE PROVEDE NA VYŠŠÍM OKRAJI CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU. NA NIŽŠÍM OKRAJI SE TĚSNĚNÍ NEPROVÁDÍ.
-TOTO SCHÉMA UPŘESŇUJE JEDNOTLIVÉ DETAILY VL.1 VOZOVKY A KRAJNICE A VL.2.2 ODVODNĚNÍ

1.1. VZOROVÉ DETAILY PRO PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU	ŘSD ČR VZOROVÉ DETAILY	VD 1.1 100.7 06/15

POVRCHOVÁ ÚPRAVA

Na základě negativních zkušeností se zachováním protismykových vlastností povrchu cementobetonových vozovek, byl ze strany ŘSD ČR vydán pokyn k realizaci povrchové úpravy cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem. Měření provedená na již realizovaných úsecích potvrzují výrazně lepší protismykové vlastnosti proti dříve realizovaným povrchovým úpravám, a to především vlečenou jutou.

Obrázek 5) Vymetání povrchu vozovky



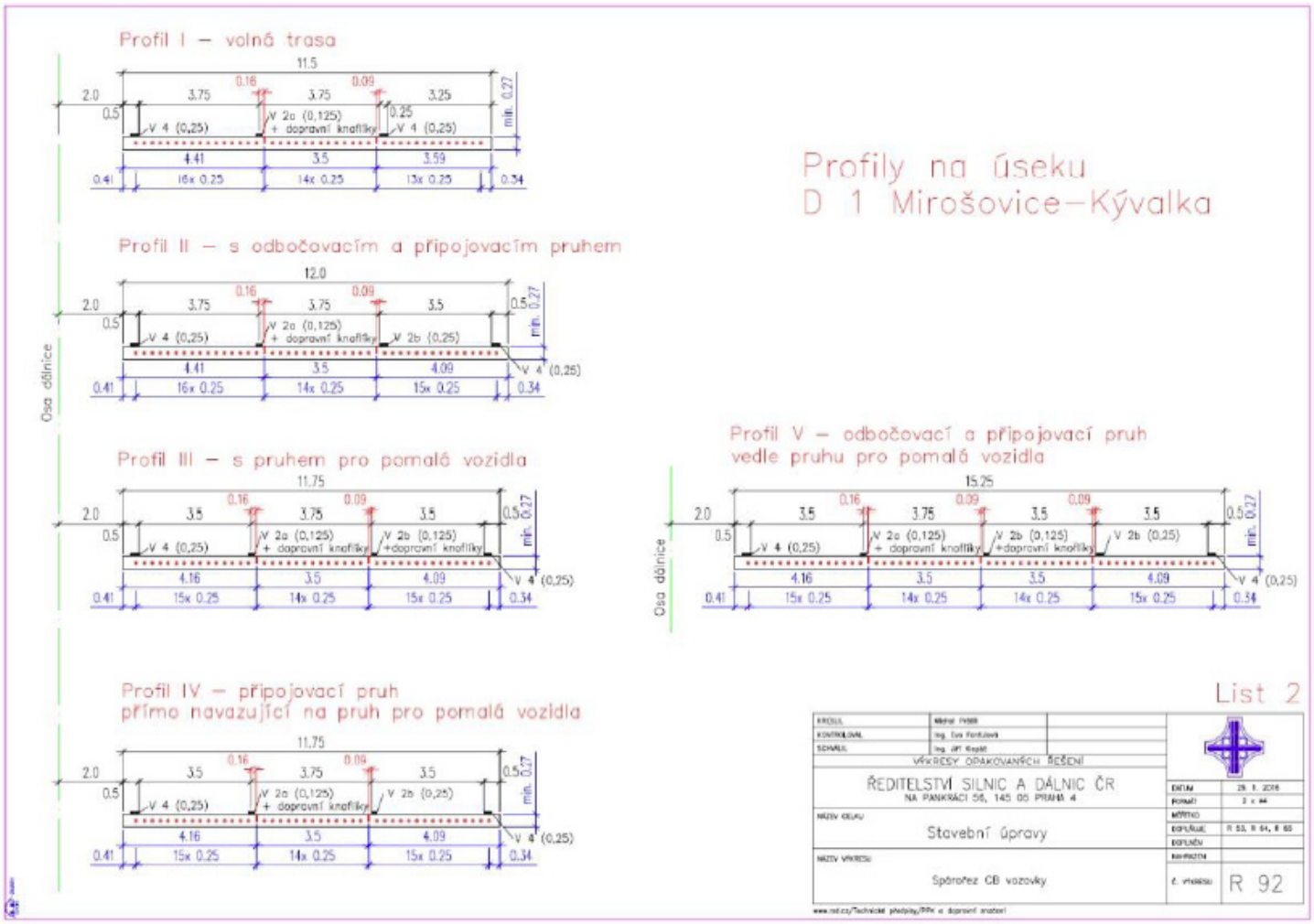
Obrázek 6) Povrchová úprava s obnaženým kamenivem

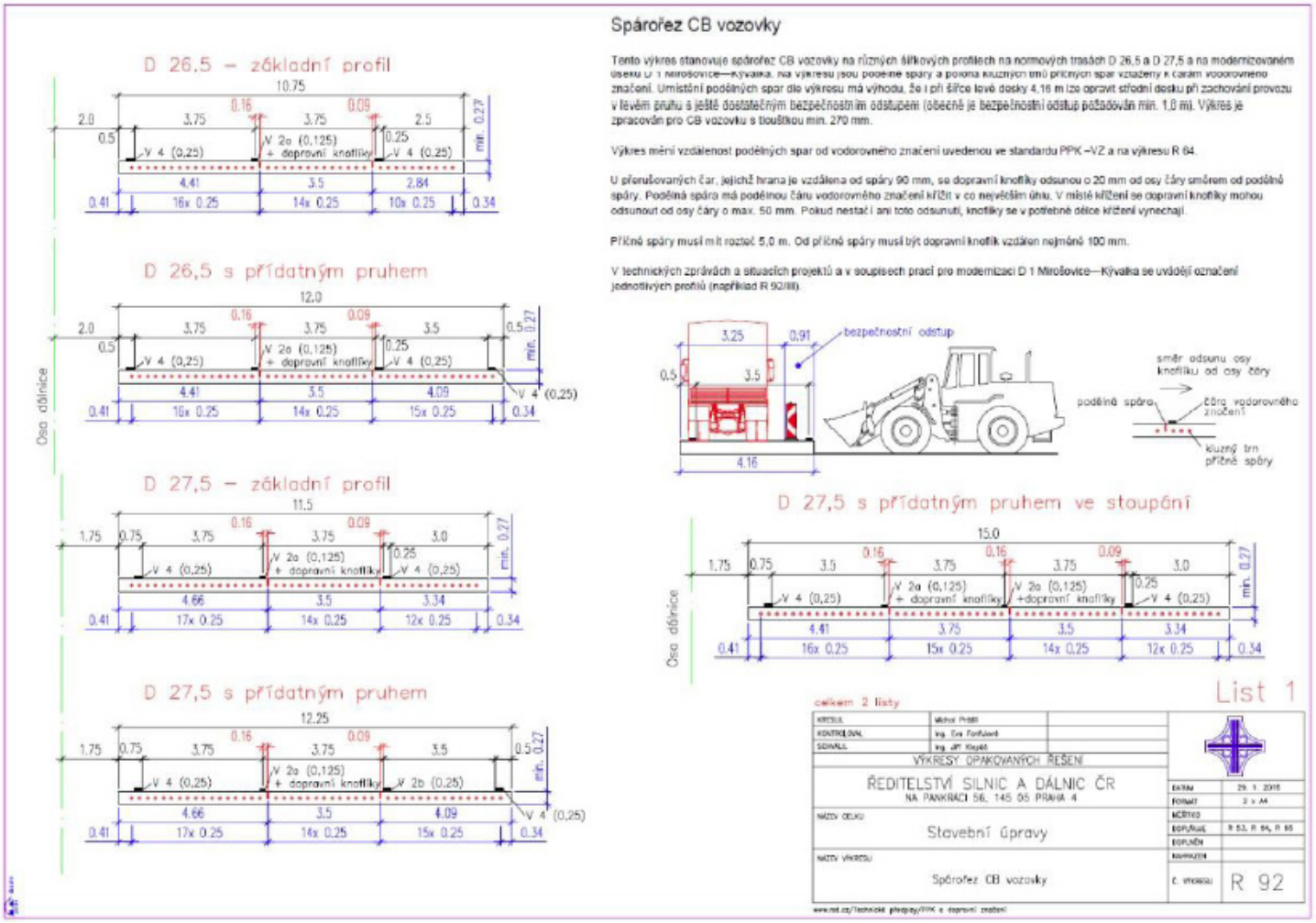


SPÁROŘEZ

Spárořez, který je u nově připravovaných úseků dle směrnice generálního ředitele ŘSD ČR č. 10/2014 již součástí dokumentace PDPS, musí splnit několik požadavků následného správce. Poloha a umístění spár musí odpovídat normě ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody, vodorovné dopravní značení musí být umístěno mimo podélné spáry a musí být zajištěna možnost případné budoucí opravy. Z výše popsaných důvodů pak vznikl výkres opakovaných řešení R 92 ŘSD ČR. Ten podrobně řeší umístění podélných spár vůči vodorovnému dopravnímu značení a mimo jízdní stopu vozidel, se zachováním principu pokládky kluzných trnů po 0,25 m v místě nejzatíženějšího jízdního pruhu, s ohledem na případnou budoucí opravu a realizaci dopravního omezení. Ze zkušeností ŘSD ČR vyplývá, že nejčastěji dochází k opravě desek v pravém (pomalém) jízdním pruhu, což při navrženém uspořádání dle R 92, kdy jsou obě podélné spáry uvnitř pravého jízdního pruhu, eliminuje nutnost obnovy VDZ a umožňuje vedení dopravy v levém jízdním pruhu s dostatečným bezpečnostním odstupem od pracoviště.
V případě modernizace dálnice D1 umožní nově navržené rozmístění podélných spár od středního dělícího pásu ve vzdálenosti 4,41 m, 3,50 m a 3,59 m u volné trasy budoucí opravy jednotlivých desek bez nutnosti převádět dočasně provoz z jednoho jízdního pásu na jízdní pás protilehlý. Tím dojde na nezbytně nutnou dobu k omezení dopravy jen na jednom jízdním pásu. Toto řešení znamená, že krajní trny budou umístěny v CB krytu odchylně od dosavadní vzdálenosti 0,25 m v atypických vzdálenostech 0,34 m a 0,41 m.

Obrázek 7) Výkres opakovaných řešení R 92





ZÁVĚR

Při návrhu cementobetonového krytu je nutný neustálý dialog mezi investorem, projektantem a zhotovitelem. Tak jako při jakékoli jiné činnosti je při návrhu technického řešení a jednotlivých detailů dialog a vzájemné sdílení zkušeností nutností. Výsledkem dialogu je projekt zahrnující kompromisní řešení odrážející odborný názor projektanta, požadavky objednatele a zkušenosti zhotovitelů. Projekční návrh má zajistit funkčnost vozovky po celou dobu návrhového období. Toto období je v případě vozovek tak dlouhé, že případné technické problémy se projeví až v delším časovém horizontu. Je tedy nutné tento dialog vést neustále a zkušenosti neprodleně aplikovat na právě připravované stavby. Do budoucna bude velmi zajímavé sledovat provozní a kvalitativní parametry CB krytu mezi Mirošovicemi a Kývalkou, a to zejména s ohledem na množství stavebních firem, které jeho zhotovení v jednotlivých úsecích zajišťovaly a v nejbližší době zajišťovat budou.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

[1] www.RSD.cz

[2] ČSN 73 6101 Projektování silnic a dálnic

[3] ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody

[4] Dálnice D1 Stavba č.008 Šternov – Soutice Staveniště I, DOPRAVOPROJEKT 1973

[6] D1 MODERNIZACE – ÚSEK 06, EXIT 49 PSÁŘE – EXIT 56 SOUTICE, PRAGOPROJEKT, a.s. (PDPS, 05/2015)

[6] Směrnice generálního ředitele ŘSD ČR č. 10/2014

[7] VL.1 VOZOVKY A KRAJNICE, Dopravoprojekt Brno, a.s. (12/2005)

[8] VL.2.2 ODVODNĚNÍ, Dopravoprojekt Brno, a.s. (08/2008)

[9] Fotografie autor článku



BERÜCKSICHTIGUNG DES LÄNGSDEHNUNGSVERHALTENS VON BETONFAHRBAHNDECKEN

DIPL.-ING. STEPHAN VILLARET
VILLARET INGENIEURGESELLSCHAFT MBH
AM LÄRCHENGRUND 8, 15366 HOPPEGARTEN
INFO@VILLARET.DE, TEL. : +49 3342 303180

BERÜCKSICHTIGUNG DES LANGSDEHNUNGSVERHALTEN VON BETONFAHRBAHNDECKEN

DIPL.-ING. STEPHAN VILLARET, VILLARET INGENIEURGESELLSCHAFT MBH

Betondecken in Verkehrsflächen sind seit vielen Jahrzehnten als sehr dauerhaft und widerstandsfähig bekannt, obwohl die Belastungen aus Verkehr und Witterung enorm zugenommen haben. Dabei muss diesen Belastungen nicht nur bei der Dimensionierung Rechnung getragen werden, sondern auch durch Berücksichtigung des Längsdehnungsverhaltens. Der Baustoff Beton dehnt sich bei Erwärmung aus und zieht sich bei Abkühlung zusammen. Dabei ist der Zusammenhang zwischen der Temperaturänderung und der dadurch bedingten Dehnung linear. Dieser lässt sich mit einem einzigen Parameter, dem Wärmeausdehnungskoeffizienten beschreiben. Festigkeit und Steifigkeit des Betons sind nicht temperaturabhängig. Die Plattenbildung mit Scheinfugen erzeugt dabei ein gemeinsames Ausdehnen, hingegen erfolgt die Verkürzung plattenweise. Beginnend mit der Planung und Konstruktion der Verkehrsfläche mit Betondecke, über die Wahl der Baustoffe und den Bau bis hin zur Betriebs- und Erhaltungsphase sind hinsichtlich des Längsdehnungsverhaltens wichtige Aspekte zu beachten und zu berücksichtigen, um auch in Zukunft die Langlebigkeit gewährleisten zu können. Das Längsdehnungsverhalten muss differenziert betrachtet werden, wobei insbesondere zwischen Bereichen mit voller Dehnungsbehinderung und Bereichen mit zugelassenen Dehnungen (Endbereiche) unterschieden werden muss. Für letztere werden bestehende und neue konstruktive Ansätze und rechnerische Grundlagen gezeigt.
Es wird die grundsätzliche Verhaltensweise auf Basis der theoretischen Grundlagen erläutert und Schlussfolgerungen für die Etappen Planung und Konstruktion, Baustoffeigenschaften und Bau sowie für Betrieb und Erhaltung gezogen.

1. VERHALTEN VON EINZELPLATTEN UND PLATTENSYSTEMEN BEI ERWÄRMUNG

Beton dehnt sich bei Erwärmung aus und zieht sich bei Abkühlung zusammen. Dabei ist der Zusammenhang zwischen der Temperaturänderung und der dadurch bedingten Dehnung im in der Praxis relevanten Bereich linear. Dieser lässt sich mit einem einzigen Parameter, dem Wärmeausdehnungskoeffizienten beschreiben. Festigkeit und Steifigkeit des Betons sind nicht temperaturabhängig. Die Plattenbildung mit Scheinfugen erzeugt ein gemeinsames Ausdehnen, hingegen erfolgt die Verkürzung bei Abkühlung plattenweise. Bei Straßen ist die Längsausrichtung entscheidend, da in den meisten Anwendungsfällen das Spannungs- und Ausdehnungsverhalten in Querrichtung nur eine untergeordnete Rolle spielt. Aus diesem Grund erfolgt für die weiteren Ausführungen eine einaxiale Betrachtungsweise.
Demzufolge führt eine Erwärmung zur Ausdehnung gemäß folgender Formel:

(1)

$$\Delta L = \alpha_T \cdot \delta T \cdot L_0$$

mit ΔL – Längsdehnung
αT – Wärmeausdehnungskoeffizient
δT – Temperaturerhöhung
L_0 – Länge vor der Erwärmung.

Wird die Längsdehnung behindert, führt dies zum Aufbau von Normalspannungen.

(2)

$$\sigma = \frac{\Delta L_v}{L_0} \cdot E_c$$

mit ΔLv – verhinderte Längsdehnung
Ec – E-Modul Beton (($\triangleq E_{cm}$))
σ – Spannung im Betonquerschnitt.

Ohne die Behinderung der Dehnung bleibt der Betonquerschnitt spannungsfrei.

Das Bild 1 zeigt eine Plattenreihe bei Erwärmung, anschließender Abkühlung und erneuter Erwärmung unter idealen Randbedingungen und ohne Dehnungsbehinderung, das heißt ohne Spannungsaufbau. Gut zu erkennen ist die einmalige Ausdehnung der Plattenreihe, die sich bei weiteren Erwärmungszyklen unter den genannten Randbedingungen nur steigern kann, wenn sich die Temperaturdifferenz bezogen auf die Einbautemperatur erhöht.

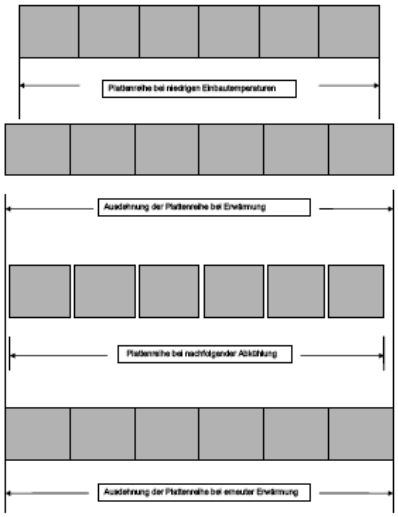
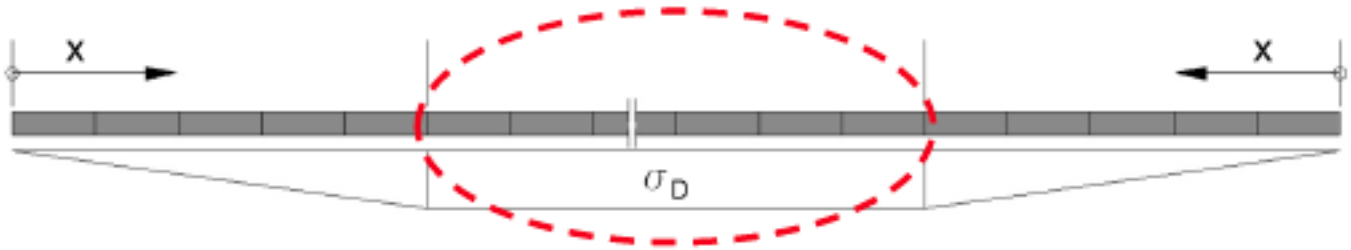


Bild 1) Verhalten des Plattensystems in Längsrichtung bei Temperaturänderung

2. BEREICHE MIT VOLLER DEHNBEHINDERUNG

Im mittleren Bereich einer Fahrbahn befindet sich der Teil der Betondecke, der bei Erwärmung dehnungsbehindert ist und somit Druckspannungen aufweist.
Entgegen den Endbereichen, die sich bewegen können, da die temperaturinduzierten Druckkräfte dort größer sind als die Kräfte infolge Reibung, ist eine Bewegung im mittleren Bereich nicht möglich.

Bild 2) Wirkprinzip Längsdehnung/Spannung



Die entscheidende Frage für jede Betonfahrbahn ist die Bestimmung der Nullspannungstemperatur.
Damit ist die Temperatur gemeint, bei der die benachbarten Platten Kontakt zueinander haben, jedoch noch keine Druckspannung aufgebaut ist.
Bei weiterer Erwärmung entsteht dann die Druckspannung, die sich immer weiter erhöhen kann.
Als Nullspannungstemperatur wird der Temperaturzustand der Betondecke bezeichnet, bei der die Normalspannung (Horizontalspannung) gerade noch Null beträgt (Fugen sind gerade geschlossen). Jede weitere Temperaturerhöhung führt dann zum Horizontalspannungsaufbau.

Ändern sich jedoch die äußeren Bedingungen, die zu einer Dehnungsbehinderung der Betondecke führen, kommt es zu einer Änderung der Nullspannungstemperatur.
Während des Nutzungszeitraums kommt es beispielsweise zu einer allmählichen Fugenverschmutzung, wodurch eine erneute Erwärmung zu einer Normalspannungserhöhung (Druckspannung) führen kann. Wie im Bild 3 zu sehen ist, tritt der Kontakt zur Nachbarplatte früher ein, so dass ein neuer Nullspannungszustand bei Behinderung der Zusatzdehnung entsteht.

Bild 3) Verhalten des Plattensystems unter Berücksichtigung von Dehnungsbehinderungen und Fugenverschmutzung



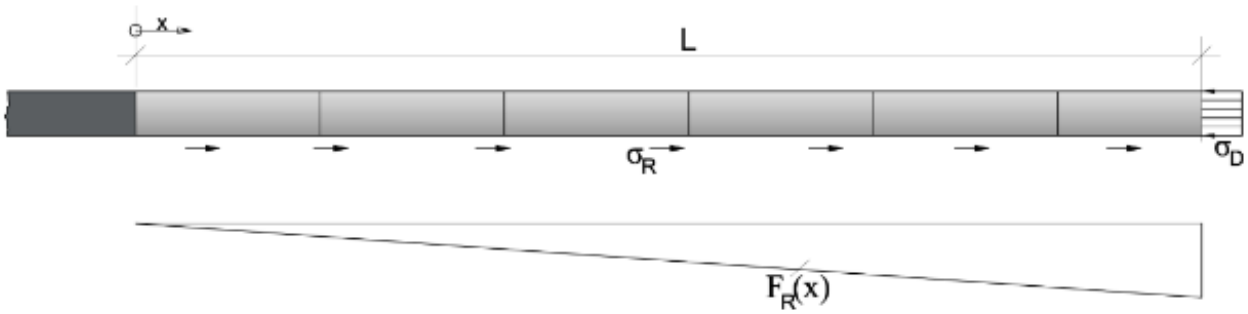
Durch eine regelmäßige Fugenpflege der Schein- und Raumfugen alle 7-8 Jahre wird das Risiko der Erhöhung der Druckspannungen der Betondecke im mittleren Bereich einer Fahrbahn deutlich reduziert.

3.ENDBEREICHE

Endbereiche entstehen am Übergang zu anderen Konstruktionen, überwiegend vor Bauwerken sowie am Anfang und Ende eines Bauloses, wenn ein Wechsel der Oberbauart an diesen Stellen erfolgt.

Im Betonquerschnitt kommt es zum Aufbau temperaturinduzierter Druckspannungen, wenn eine Dehnbehinderung vorliegt. Solange die Reibungskraft größer ist als die temperaturindizierte Druckkraft, besteht volle Dehnbehinderung. Diese ergibt sich dann allein aus der Reibung der Betonplatten auf der jeweiligen Unterlage.
Zum Ende der Plattenreihe hin wird das Plattenpaket immer kürzer und somit auch die zuzuordnende Reibungskraft. Übersteigt die Druckkraft nun die Reibungskraft, kommt es zu einer Verschiebung der Betonplatten in diesem Bereich. Der Endbereich ist somit definiert als der am Ende einer Plattenreihe liegende Abschnitt, in dem eine Verschiebung stattfinden kann.

Bild 4) Endbereich einer Betondecke



Die Länge eines Endbereichs ergibt sich zu (3)

$$L = \frac{(\alpha_T \cdot \bar{\delta T} - \varepsilon_{cs}) \cdot E_{c,tot}}{\rho \cdot \mu}$$

mit
ε_{cs} – Schwindschrumpfung des Betons
ρ – Rohdichte des Betons
μ – Reibungskoeffizient zwischen Betondecke und Unterlage
$E_{c,tot}$ – Totalmodul des Betons für langsame Lasteintragung

Neben der Länge des Endbereichs ist die mögliche Gesamtverschiebung ΔL von Bedeutung, um einen Endbereich konstruktiv ausbilden zu können.
Die Gesamtverschiebung, die am Ende des Endbereichs maximal auftreten kann, ergibt sich zu:
(4)

$$\Delta L = \frac{(\alpha_T \cdot \delta T - \varepsilon_{cs})^2 \cdot E_{c,tot}}{2 \cdot \rho \cdot \mu}$$

BISHERIGE LÖSUNGEN IN DEN DEUTSCHEN REGELWERKEN

Für die Endfeldausbildung wird in [10] bauvertraglich festgelegt, dass „zur Sicherung der letzten Platte geeignete Maßnahmen vorzusehen sind“. Es werden jedoch auch Empfehlungen ausgesprochen, wie dies erfolgen kann. Die nachfolgenden Bilder enthalten Prinzipskizzen zu den im Regelwerk enthaltenen Ausführungsvarianten.

Bild 5) Endsporn nach [10]

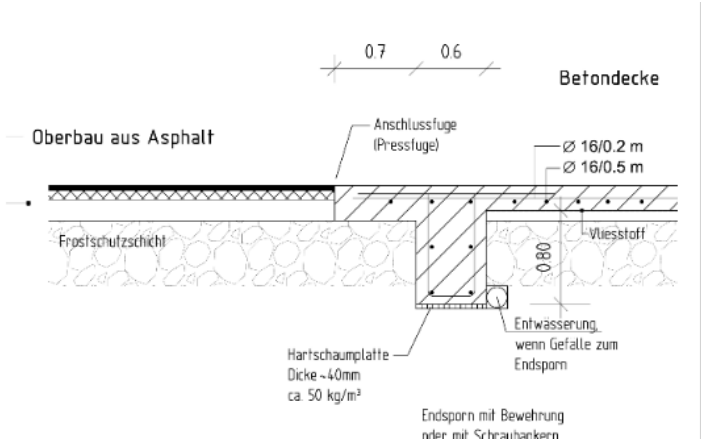
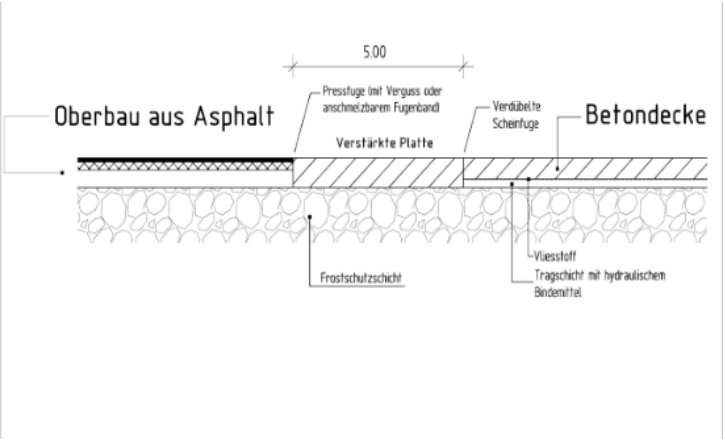
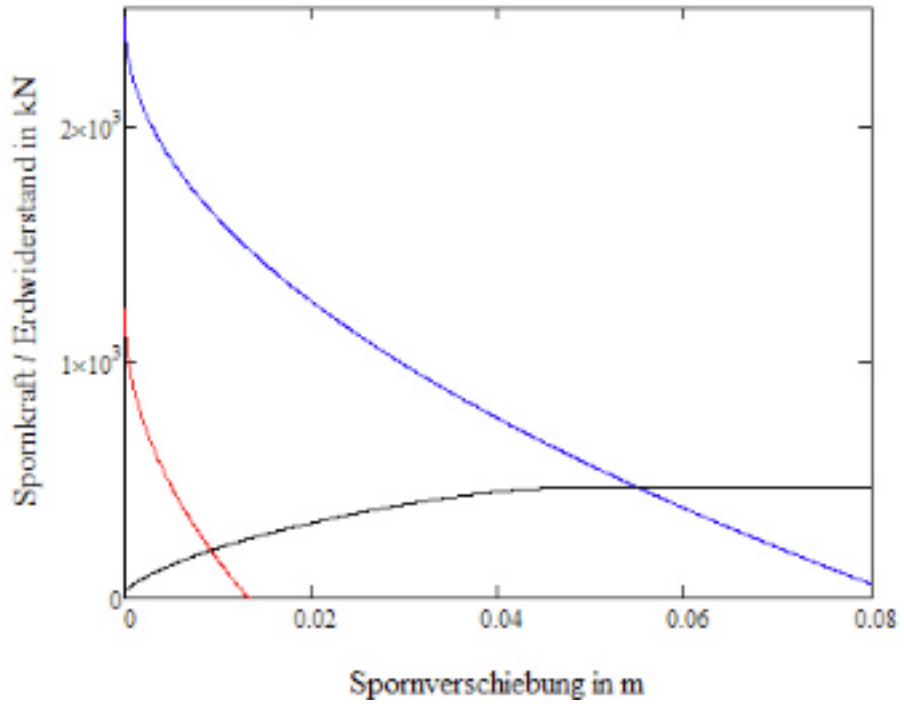


Bild 6) Verstärkung der letzten Platte gemäß [10]



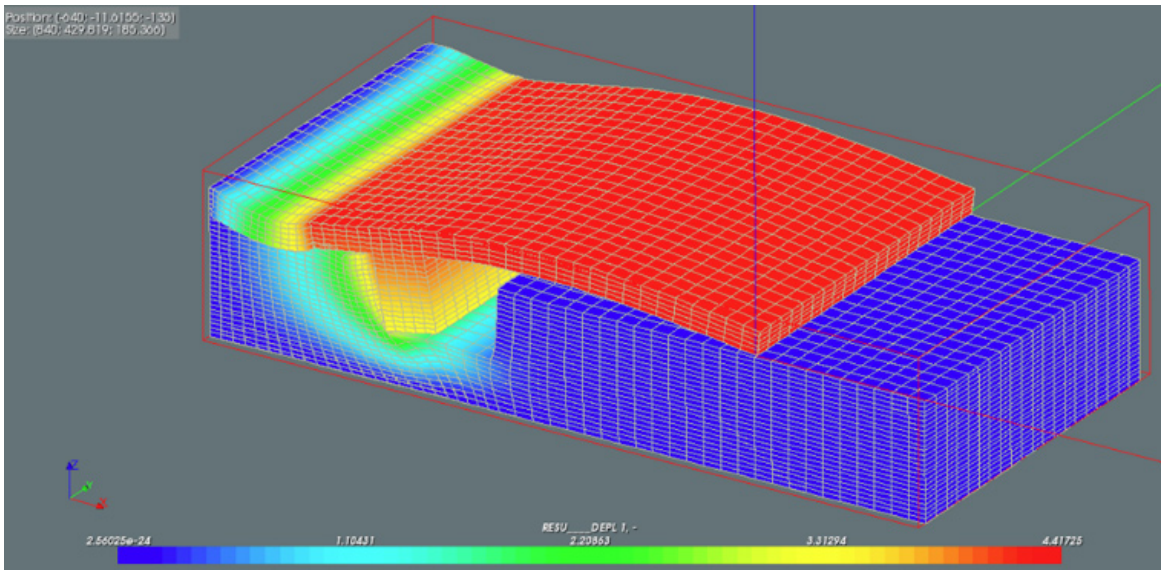
In der Praxis kam es bei beiden Ausführungsvarianten häufig zu Schäden in der Betonkonstruktion sowie im benachbarten Asphaltbereich.
Einerseits treten Querrisse in Verbindung mit Aufwölbungen (Aufknicken) an Endspornen auf, wobei oftmals zwei parallel laufende Querrisse und eine Verästelung feststellbar sind. Andererseits schieben Endbereiche mit verstärkter Platte bzw. trotz vorhandenen Endsporns die angrenzende Asphaltkonstruktion im Übergangsbereich zu einer Wulst zusammen.
An der Grenze zwischen Beton und Asphalt treten Ausbrüche auf. Diese Schadensbilder lassen den Schluss zu, dass unter bestimmten Randbedingungen beide Ausführungsvarianten nicht geeignet sind, die auftretenden Horizontalkräfte aufzunehmen und in den Untergrund / Unterbau abzuleiten.
Der Sporn verhindert die Dehnung nicht, sondern behindert sie nur. Mit wachsender Spornverschiebung nimmt die Druckkraft auf den Sporn ab und die Widerstandskraft des Sporns zu.
Das Bild 7 zeigt eine Grenzbetrachtung. Die rote Kurve steht für die sich entwickelnde Spornkraft unter günstigen Bedingungen, die blaue Kurve für ungünstige Bedingungen. Die schwarze Kurve zeigt den Aufbau des vollen Erdwiderstands, der sich bei Verschiebung des Endsporns einstellt. Erst wenn die rote oder blaue oder eine dazwischen liegende spezielle Kurve für die Spornkraft die schwarze Kurve schneidet, ist die Erdwiderstandskraft groß genug, um die weitere Bewegung des Endspornes zu stoppen. Diese Grenzbetrachtung zeigt, dass sich die Platte mit dem Endsporn dazu ca. 1 bis 6 cm bewegen muss und unter den sich einstellenden Randbedingungen auch wird. Wenn diese Bewegung nicht durch Konstruktionselemente wie z.B. Raumfugen zugelassen wird, kommt es in erster Instanz durch die volle Bewegung am Ende zu einer Schädigung der angrenzenden Asphaltbereiche.

Bild 7) Endsporn nach [10] – Grenzbetrachtung



Es sind also große Verschiebungen notwendig, um den Erdwiderstand vollständig zu mobilisieren. Unter ungünstigen Randbedingungen (blaue Kurve) reicht selbst der volle Erdwiderstand nicht aus, um die Verschiebung zu stoppen.
Die Platte mit Endsporn kann also erst wirksam werden, wenn durch Zulassung der erforderlichen Verschiebung der Erdwiderstand aufgebaut werden kann.
Alles in allem ist eine Platte mit Endsporn nicht geeignet, die Verschiebungen in ausreichendem Maße zu reduzieren. Des Weiteren ist ein Bruch der Spornplatte wahrscheinlich und eine Stufenbildung in der Fahrbahn zu erwarten. Der Endsporn nach [10] ist somit keine geeignete Konstruktion.

Bild 8) Gesamtverformung des Systems mit Endsporn

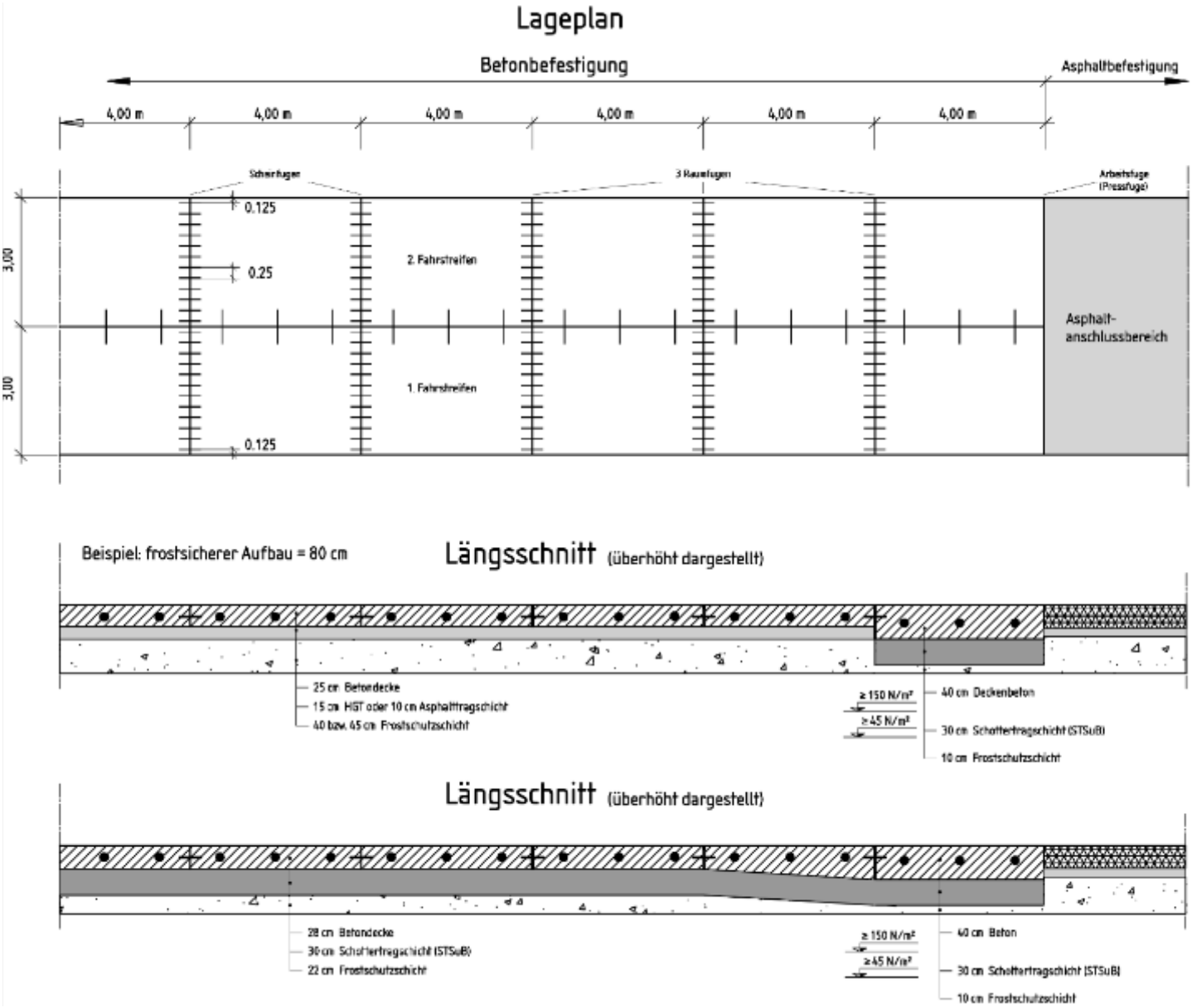


Bei der verstärkten letzten Platte gemäß [10] soll sich eine Behinderung der Verschiebungen allein aus dem höheren Gewicht und somit aus der höheren Reibungskraft zur Unterlage der verstärkten Endplatte ergeben.
Berechnungen haben jedoch gezeigt, dass die verstärkte Platte als Endbereich die Verschiebung praktisch nicht vermindert. Die größere Plattendicke dient also allein der Aufnahme von höheren Biegemomenten am freien Plattenrand (Übergang zur Asphaltkonstruktion).

ALTERNATIVE ENDBEREICHSAUSBILDUNGEN

Da die Untersuchungen ergeben haben, dass es in der Regel ungünstig ist, die Horizontalkräfte mittels baulicher Konstruktionen in den Untergrund / Unterbau ableiten zu wollen, ist es konstruktiv zu bevorzugen, die Verschiebung im Endbereich zuzulassen. Die Verschiebewege sind zuvor rechnerisch zu kalkulieren und die notwendige Anzahl von Raumfugen ist festzulegen. Diese richtet sich vor allem nach der Temperatur zum Einbauzeitpunkt der Betondecke und der Reibung zur Unterlage.
Im Folgenden werden drei Varianten mit ihren Vor- und Nachteilen diskutiert, die im Zuge einer Forschungsarbeit erarbeitet wurden.
Das folgende zeigt die prinzipielle Lösung der Ausbildung eines Endbereichs mit verdübelten Querfugen, die als Raumfugen ausgebildet werden (Beispiel drei Raumfugen) Die Dübel in den Raumfugen sorgen für die Querkraftübertragung, so dass die Betondeckendicke gegenüber der freien Strecke unverändert bleiben kann. Eine Ausnahme bildet die letzte Plattenreihe vor der Anschlussbefestigung, da dort keine Verdübelung möglich ist. Daher muss die letzte Plattenreihe verstärkt werden. Die Art der Ausbildung der Verstärkung richtet sich nach der vorhandenen Unterlage (siehe Bild 9).

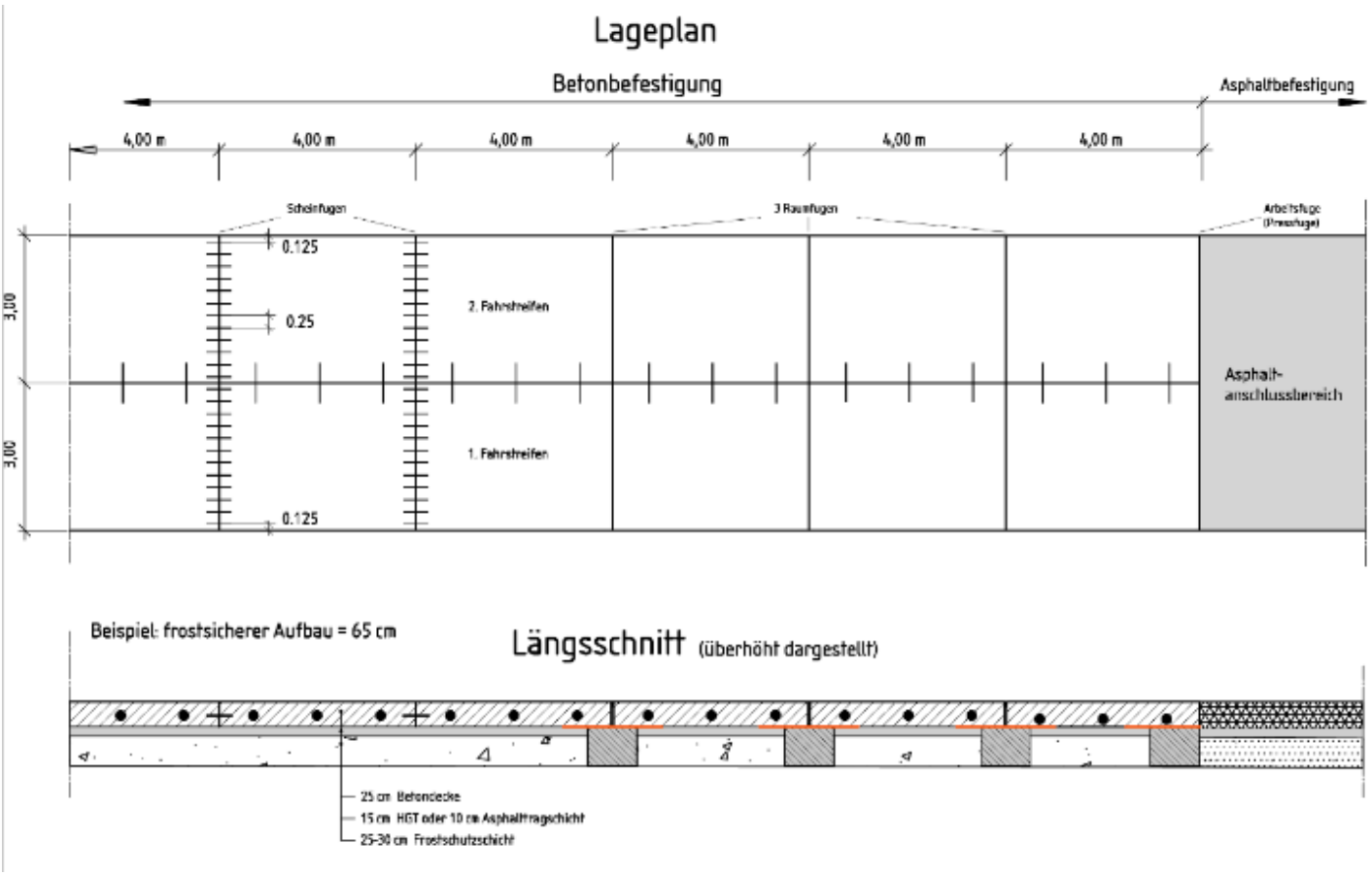
Bild 9) Endbereich mit verstärkter letzter Platte und verdübelten Raumfugen (Beispiel)



Der Vorteil dieser Lösung besteht in der konstruktiv einwandfreien und dauerhaften Lösung hinsichtlich der Aufnahmefähigkeit der Belastungen aus Verkehr und Witterung (hier ist die ungleichmäßige Feuchte- und Temperaturverteilung gemeint) der Konstruktion. Die Aufnahme von Horizontalverschiebungen infolge Erwärmung der Konstruktion gegenüber dem Herstellungszeitpunkt ist bei ausreichender Anzahl von Raumfugen ebenfalls gegeben.
Als nachteilig kann sich die relativ komplizierte und aufwändige Ausführung erweisen. Unter Umständen ist es nicht oder nicht ohne weiteres möglich, den Endbereich mit einem Gleitschalungsfertiger zu bauen. In diesen Fällen wäre dann ein Handeinbau erforderlich. Bezüglich der Dauerhaftigkeit ist zunächst festzustellen, dass Raumfugen alle 6-8 Jahre saniert werden müssen (ähnlicher Turnus wie bei Scheinfugen). Durch die Ausführung von Raumfugen in voller Tiefe kann sich die Entfernung des Fugenfüllmaterials und die Neufüllung als schwierig erweisen, da bei dieser Variante die Raumfugen verdübelt sind. Allerdings ist zu beachten, dass das Fugenmaterial infolge der ersten irreversiblen Ausdehnung des Endbereichs in der Fuge zusammengedrückt ist, so dass im Zuge der turnusmäßigen Fugenpflege gegebenenfalls nur ein Austausch des Fugenvergusses zu erfolgen hat, sofern keine Feststoffe tiefer eingedrungen sind.

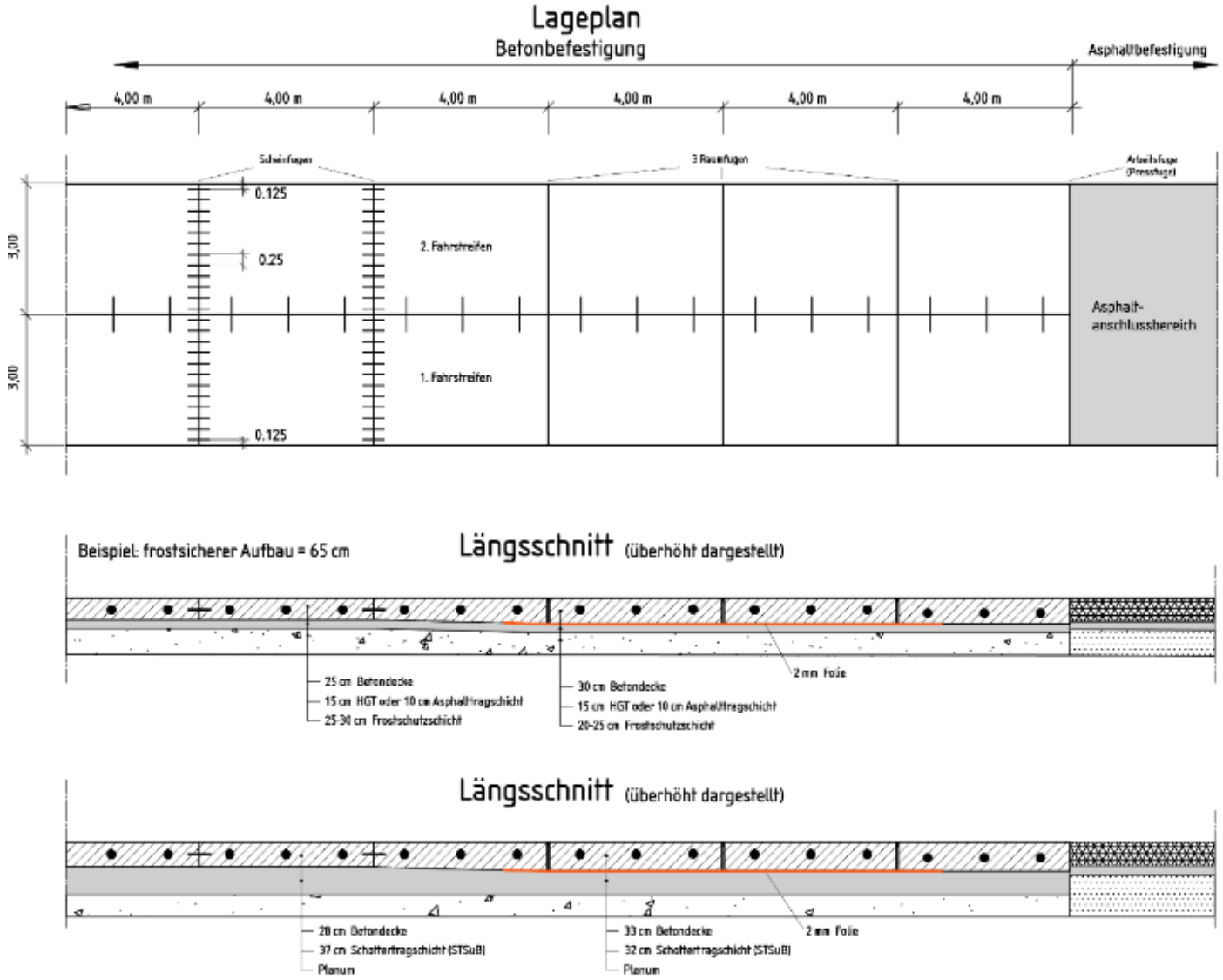
Eine weitere Möglichkeit, einen Endbereich auszubilden, enthält das folgende Bild 10. Es zeigt die Ausbildung mit unverdübelten Raumfugen und Unterlagschwellen. Die fehlende Verdübelung führt dazu, dass die Übertragung der Querkräfte von einer Plattenreihe zur nächsten nicht in der Betondecke erfolgen kann. Zur Aufnahme der Querkräfte werden aus diesem Grund Unterlagschwellen an den Querfugenbereichen angeordnet. Bei Ausführung einer gebundenen Tragschicht kann die Unterlagschwelle einen Rechteckquerschnitt annehmen. Die letzte Unterlagschwelle ist im Bereich des Befestigungsübergangs anzuordnen.
Zwischen Unterlagschwellen und Betondecke wird eine Folie angeordnet, um die Horizontalverschiebung in diesen Bereichen nicht zu behindern und ein Kippen der Unterlagschwellen zu verhindern.

Bild 10) Endbereich mit Unterlagschwellen und unverdübelten Raumfugen (Beispiel)



Vorteil dieser Ausführungsvariante ist die relativ einfache Herstellungsmöglichkeit, zumal ein maschineller Betoniervorgang bis zum Befestigungswechsel unproblematisch ist. Die Querkraftaufnahme ist durch die Unterlagschwellen gegeben, wobei diese rechnerisch dimensioniert werden müssen. Die Aufnahme der Längsverschiebungen ist durch die richtige Anzahl von Raumfugen bei vorheriger Berechnung ebenfalls gegeben. Die Erneuerung der Raumfugen im relevanten Erhaltungsturnus ist vergleichsweise einfach.
Als nachteilig könnte sich für die Dauerhaftigkeit dieser Konstruktion der große Steifigkeitswechsel der Unterlage der Betondecke erweisen. Hier liegen keine verwertbaren Praxiserfahrungen vor. Die Haltbarkeit wird maßgeblich von Art und Menge der Schwerverkehrsbelastung abhängen. Die Folgen könnten eine allmählich eintretende Stufenbildung oder ein Plattenversagen am Übergang zwischen Tragschicht und Unterlagschwelle sein.
Als dritte Variante können auch unverdübelte Raumfugen in Verbindung mit verstärkten Platten in Endbereichen zum Einsatz kommen. Auf eine Querkraftübertragung in der Betondecke wird in diesem Fall verzichtet. Die vertikalen Belastungen aus Verkehr und Witterung erfordern daher eine Erhöhung der Dicke der Betondecke, die die freien Plattenränder an den Querfugen berücksichtigt. Dies ist rechnerisch zu bestimmen [7].
Aus der Ermittlung der erforderlichen Anzahl von Raumfugen ergibt sich die Länge des auszubildenden Bereichs verstärkter Platten. Dabei ist die Lage der Tragschicht bei der letzten noch verdübelten Plattenreihe kontinuierlich abzusenken, um die erhöhte Deckendicke für die letzten Platten zu gewährleisten.
Um die Horizontalverschiebung im Endbereich zu erleichtern, sollte eine Folie, wie in Bild 11 dargestellt, zwischen Betondecke und Tragschicht eingebaut werden. Dies ist insbesondere bei Ausführung von gebundenen Tragschichten sinnvoll.

Bild 11) Verstärkte Endfelder mit unverdübelten Raumfugen (Beispiel)



Auch bei dieser Konstruktion liegt der Vorteil in der maschinellen Herstellbarkeit der Betondecke bis zum Befestigungswechsel. Hinzu kommt die kontinuierliche Ausführung der darunter liegenden Tragschicht. Bei dieser Variante ist auch die Ausführung mit einer Asphaltzwischenschicht möglich. Die Raumfugenerneuerung im Erhaltungsturnus ist unproblematisch. Die fehlende Querkraftübertragung wird durch die größere Betondeckendicke im Endbereich kompensiert.
Nachteilig kann die fehlende Verdübelung bezüglich der Dauerhaftigkeit der Konstruktion sein. Für Fälle, bei denen hohe Belastungen durch Art und Menge des Schwerverkehrs auftreten, kann es unter den Querfugenbereichen der Raumfugen verstärkt zu Erosions- und Umlagerungserscheinungen in der Tragschicht kommen. Diese führen gegebenenfalls zu Stufenbildungen in der Betondecke und später zu Plattenversagen.

4.ZUSAMMENFASSUNG

Die Berücksichtigung des Längsdehnungsverhaltens spielt bei der Konstruktion von Betonfahrbahndecken eine wichtige Rolle. Darüber hinaus muss durch turnusgerechte Erhaltungsarbeiten die Wirksamkeit der Fugen gewährleistet werden. Somit lassen sich Hitzeschäden dauerhaft vermeiden.
Endbereiche von Fahrbahndecken in Betonbauweise treten am Übergang zu anderen Oberbauten auf, meist zu Asphaltoberbauten. Die Zahl der Endbereiche sollte minimiert werden, z.B. durch kontinuierliches Betonieren über A-Bauwerke geringerer Stützweite hinweg [5].
Konstruktionen, die eine Ableitung der Horizontalkräfte am Übergang zu anderen Oberbauten vorsehen, sind nur wirksam, wenn Verschiebungen den Aufbau von Erdwiderstandskräften ermöglichen. Alternativen wären Blöcke aus gebundenen Materialien, die jedoch in ihrer Dimension Brückenwiderlagern gleich kämen.
Endbereiche, die konstruktiv Verschiebungen ermöglichen und dadurch die Horizontalspannungen abbauen, sind zu bevorzugen.
Es wurden 3 Varianten entwickelt, die diese Eigenschaft besitzen. Der Herstellungsaufwand ist unterschiedlich, die Dauerhaftigkeit muss in den nächsten Jahren untersucht werden. Das Risiko für den Bauherrn beim Bau der unverdübelten Raumfugen ist jedoch überschaubar, da eine nachträgliche Verdübelung ohne weiteres möglich ist.

LITERATURVERZEICHNIS

[1] AWDSTAKO, Vers.1.7, System und Programm zur Berechnung der Konstruktionsdicke unbewehrter Betondecken von Verkehrsflächen

[2] Pfeifer, L.,Villaret, S.: Beanspruchung und konstruktive Ausbildung der Endbereiche von Betondecken, 2004, unveröffentlicht

[3] Pfeifer, L.: Raumfugenlose Zementbetonstrecken, Die Straße, 6/1978

[4] Pfeifer, L.: Die beweglichen Endbereiche raumfugenloser Betonfahrbahnen, Die Straße, 12/1987

[5] Pfeifer, L.: Bauliche Schlussfolgerungen aus dem Längsdehnungsbestreben von Betonfahrbahnen. Straße und Autobahn, 6/1997

[6] Pfeifer, L., Villaret, S: Merkblätter Betonbauweise des Landes Brandenburg 1997

[7] FGSV: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen RDO-Beton 09, Ausgabe 2009

[8] FGSV: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012

[9] Šlachta Emil: Vozovky z cementového betonu, Praha, 1981

[10] FGSV: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton ZTV Beton-StB 07, Ausgabe 2007



ANALÝZA CHOVÁNÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ PŘI PODÉLNÉM ROZPÍNÁNÍ A NÁVRHY OPATŘENÍ

DIPL.-ING. STEPHAN VILLARET
VILLARET INGENIEURGESELLSCHAFT MBH
AM LÄRCHENGRUND 8, 15366 HOPPEGARTEN
INFO@VILLARET.DE, TEL. : +49 3342 303180

ANALÝZA CHOVÁNÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ PŘI PODÉLNÉM ROZPÍNÁNÍ A NÁVRHY OPATŘENÍ

DIPL.-ING. STEPHAN VILLARET, VILLARET INGENIEURGESELLSCHAFT MBH

Betonové kryty dopravních ploch jsou již řadu desetiletí známy jako velmi trvanlivé a odolné povrchy i když jejich zatížení dopravou a povětrnostními podmínkami enormně vzrostlo. Při dimenzování je nutno brát v úvahu nejen zatížení dopravou a povětrnostními podmínkami, ale projektant musí počítat také s určitým způsobem chování cementobetonového krytu při podélném rozpínání.
Stavební materiál – beton - se při zahřívání rozpíná a při ochlazení se opět smršťuje. Závislost mezi teplotními změnami a jimi podmíněnou dilatací je lineární a lze ji popsat jediným parametrem, součinitelem tepelné roztažnosti. Pevnost a tuhost betonu na teplotě nezávisejí. Vytvoření desek se smršťovacími spárami vede ke společnému rozpínání, smršťování se naopak projevuje na jednotlivých deskách. Všechny fáze zhotovení, tedy navrhování konstrukce dopravní komunikace s cementobetonovým krytem, následná volba stavebních materiálů a technologie včetně fáze provozu a údržby představují důležitá hlediska pro chování krytu při podélném rozpínání, která nelze podcenit, tím méně pominout, aby byla zajištěna požadovaná životnost komunikace. Na chování cementobetonových krytů při podélném rozpínání je nutno pohlížet diferencovaně. Je nutno rozlišovat zvláště mezi oblastmi s kompletním omezením rozpínání a oblastmi s umožněnými dilatacemi (zakončení úseků). Pro oblasti s umožněnými dilatacemi (zakončení úseků) probereme stávající a nové konstrukční zásady a výpočtové podklady.
Bude vysvětlen princip chování na základě teoretických podkladů a budou vyvozeny závěry pro etapy projektování a konstrukce, pro vlastnosti stavebních materiálů, výstavbu, provoz a údržbu.

1.CHOVÁNÍ JEDNOTLIVÝCH DESEK A SYSTÉMŮ DESEK PŘI ZAHŘÍVÁNÍ

Beton se při zahřívání rozpíná a při ochlazení smršťuje. Závislost mezi teplotními změnami a jimi podmíněným rozpínáním je v oblasti, která nás v praxi zajímá lineární. Lze ji popsat jediným parametrem a to součinitelem teplotní roztažnosti. Pevnost a pružnost betonu jsou na teplotě nezávislé. Zhotovení desek se smršťovacími spárami má za důsledek společné rozpínání, zkrácení při ochlazení naproti tomu probíhá v rámci desky. U pozemních komunikací je rozhodující podélná orientace, chování v napětí a při rozpínání v příčném směru hraje ve většině případů pouze vedlejší úlohu. Z tohoto důvodu se v dalším výkladu soustředíme na posuzování dilatace v jediné ose.
Za tohoto předpokladu lze rozpínání při zahřátí popsat následujícím vzorcem:

(1)

$$\Delta L = \alpha_T \cdot \delta T \cdot L_0$$

přičemž
ΔL – podélné roztažení,
α_T – součinitel teplotní roztažnosti,
δT – zvýšení teploty,
L_0 – délka před zahřátím.

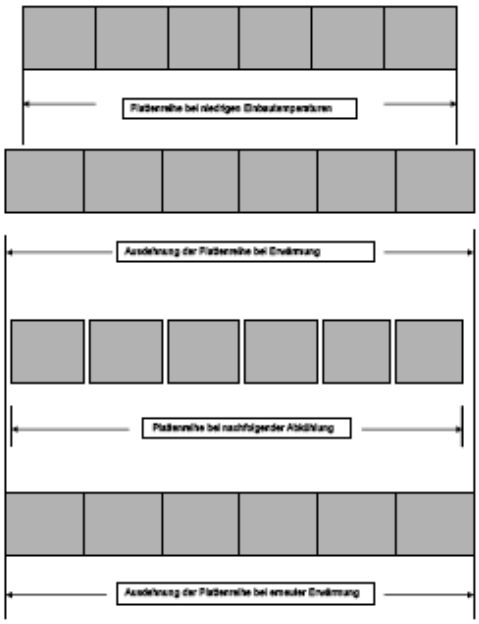
Při omezení podélného roztažení dochází ke zvyšování normálových napětí.

$$\sigma = \frac{\Delta L_v}{L_0} \cdot E_c$$

(2)
přičemž
ΔL_v – omezené podélné prodloužení,
E_c – E-modul, beton ($\triangleq E_{cm}$),
σ – napětí v průřezu betonu.

Bez omezení rozpínání zůstává průřez betonu bez napětí.

Obrázek 1 zobrazuje řadu desek při zahřátí, následném zchlazení a opětovném zahřátí za ideálních okrajových podmínek a bez omezení rozpínání, to znamená bez růstu napětí. Je dobře patrné jednorázové rozpínání řady desek, které se v dalších cyklech zahřívání za uvedených okrajových podmínek může pouze zvýšit, pokud se zvyšuje rozdíl teploty vztažený k teplotě při pokládce.



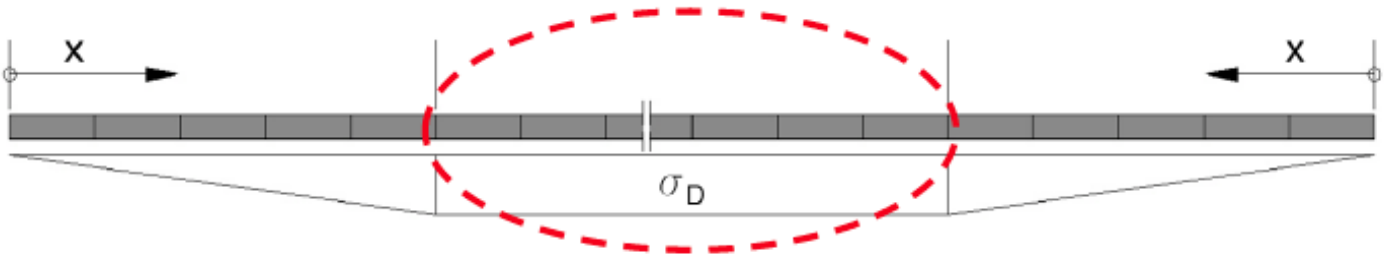
Obrázek 1) Chování systému desek v podélném směru při změně teploty

Obr. 1: překlad popisků
1.Řada desek při nízkých teplotách při pokládce
2.Dilatace řady desek při zahřátí
3.Řada desek při následném ochlazení
4.Dilatace řady desek při opětovném zahřátí.

2.OBLASTI S ÚPLNÝM OMEZENÍM ROZPÍNÁNÍ

Ve střední části vozovky se nachází část cementobetonového krytu, jehož rozpínavost je při zahřívání omezena, a tudíž vykazuje napětí v tlaku.
Proti koncovým částem, které se mohou pohybovat, protože síly v tlaku, indukované teplem, tam jsou větší než síly vznikající v důsledku tření; ve střední části není pohyb možný.

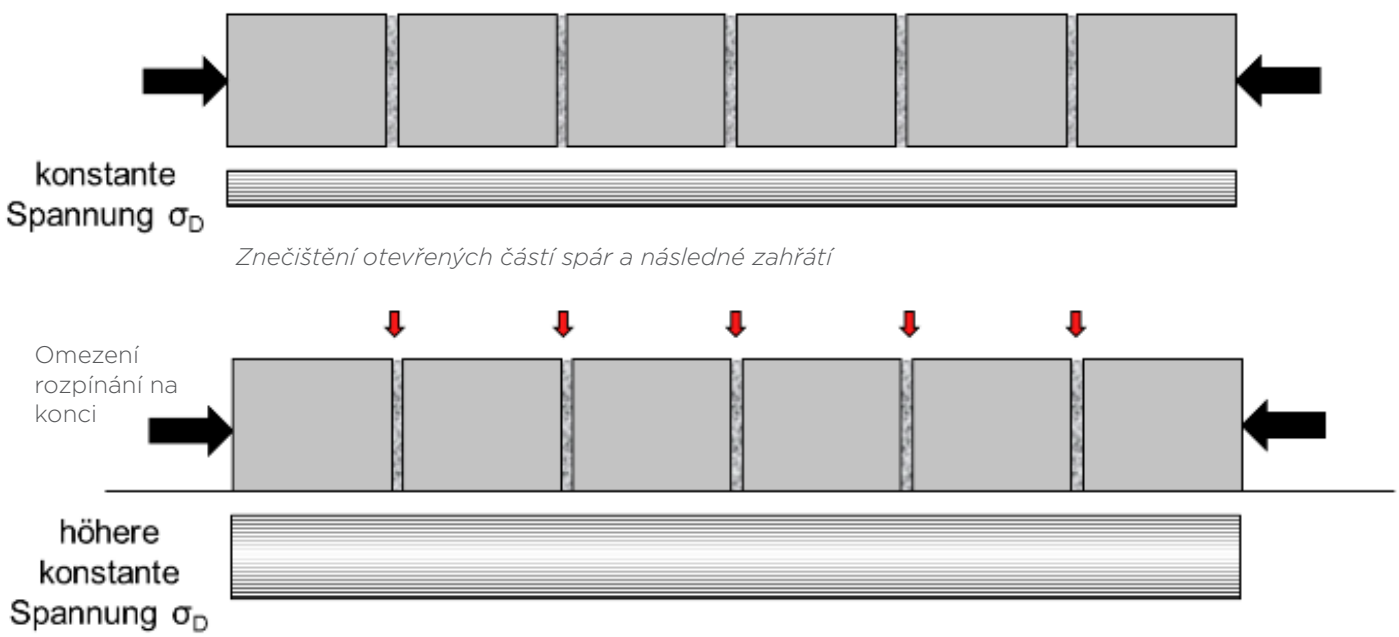
Obrázek 2) Princip působení podélného rozpínání / napětí



Rozhodující otázkou v případě každého cementobetonového krytu je stanovení teploty nulového napětí.
Touto teplotou je míněna teplota, při níž jsou sousední desky ve vzájemném kontaktu, ale dosud nedochází ke zvyšování napětí v tlaku.
Při dalším zahřívání pak vzniká napětí v tlaku, které se může dále zvyšovat.
Jako teplota nulového napětí je označován teplotní stav cementobetonového krytu, při němž je normálové napětí (horizontální napětí) právě rovno nule (spáry jsou právě uzavřeny). Každé další zvýšení teploty pak vede ke zvyšování horizontálního tlaku.

Pokud se však změní vnější podmínky, které vedou k omezování rozpínání cementobetonového krytu, dochází ke změně teploty nulového napětí.
V průběhu doby provozování vozovky dochází k postupnému zanášení spár nečistotami, v důsledku čehož může nové zahřátí vést ke zvýšení normálového napětí (napětí v tlaku). Jak je patrno z obrázku 3, nastává kontakt s vedlejší deskou dříve, takže při omezení dodatečného rozpínání vzniká nový stav nulového napětí.

Obrázek 3) Chování systému desek při zohlednění omezení rozpínání z důvodu znečištění spár



Znečištění otevřených částí spár a následné zahřátí

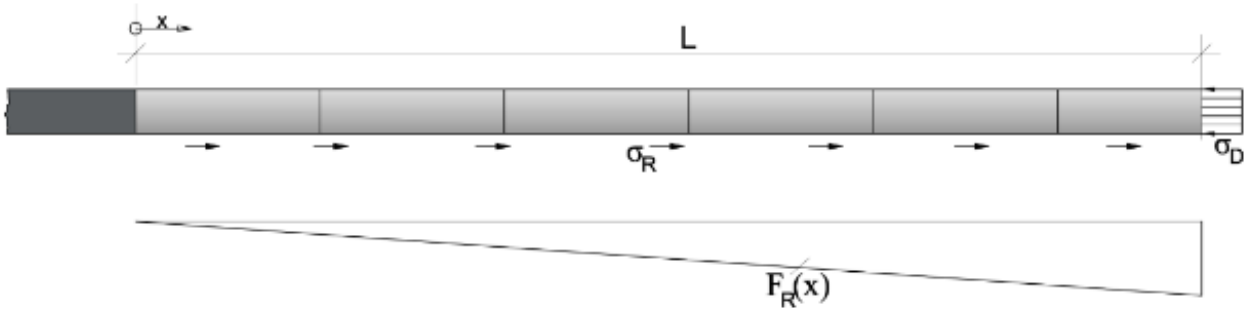
Konstantní napětí σ_D

Znečištění otevřených spár a následné zahřátí
Vyšší konstantní napětí σ_D
Pravidelná péče jak o smršťovací, tak i o prostorové spáry každých 7 – 8 let výrazně sníží riziko zvýšení napětí cementobetonového krytu v tlaku ve střední části vozovky.

3.KONCOVÉ ČÁSTI

Koncové části vznikají v místě přechodu na jiné konstrukce a na začátku a na konci stavebního úseku, pokud na těchto místech dochází ke změně druhu krytu vozovky.
V průřezu betonu dochází k růstu napětí v tlaku indukovaného teplotou, pokud se vyskytuje omezení rozpínání. Dokud je síla tření větší než síla v tlaku indukovaná teplotou, existuje úplné omezení rozpínání. To pak vyplývá z pouze z tření betonových desek na stávající podkladní vrstvě. Směrem ke konci řady desek je úsek desek stále kratší, a tudíž je i síla v tření nižší. Pokud síla v tlaku v tomto okamžiku překročí tření, dojde v této oblasti k posunu betonových desek. Koncová část je tak definována jako úsek ležící na konci řady desek, v němž může docházet k posunu.

Obrázek 4) Koncová část cementobetonového krytu



Délka koncové části je výsledkem výpočtu podle rovnice:
(3)

$$L = \frac{(\alpha_T \cdot \delta T - \varepsilon_{cs}) \cdot E_{c,tot}}{\rho \cdot \mu}$$

přičemž:
ε_{cs} – smršťování betonu
ρ – objemová hmotnost betonu
μ – koeficient tření mezi cementobetonovým krytem a podkladní vrstvou
$E_{c,tot}$ – úplný modul betonu pro pomalý přenos zátížení

Vedle délky koncové části je pro konstrukční vytvoření koncové části významný možný celkový posun ΔL. Celkový posun, který se může maximálně vyskytnout na konci koncové části, lze stanovit podle rovnice:

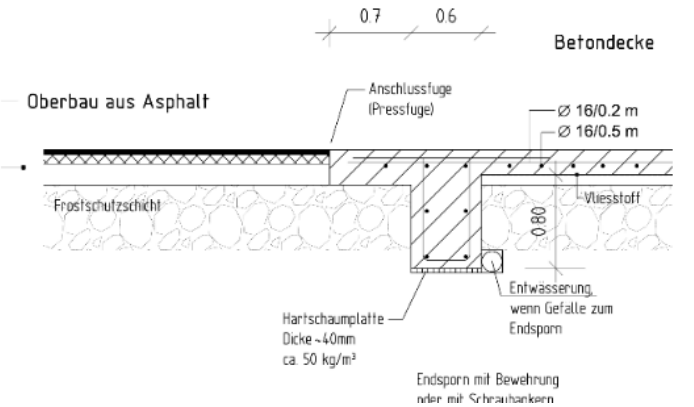
(4)

$$\Delta L = \frac{(\alpha_T \cdot \delta T - \varepsilon_{cs})^2 \cdot E_{c,tot}}{2 \cdot \rho \cdot \mu}$$

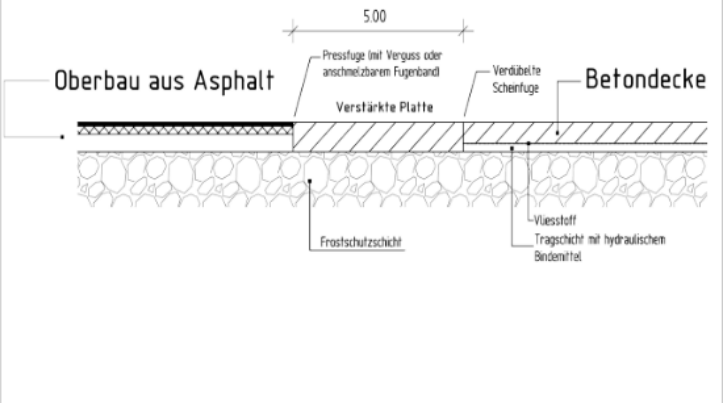
DOSAVADNÍ ŘEŠENÍ PODLE NĚMECKÝCH SMĚRNIC

Pokud jde o vytvoření koncového pole, stanovuje se podle [10] FGSV: Dodatečné technické smluvní podmínky a směrnice pro stavbu podkladních vrstev stmelených hydraulickými pojivy a krytů vozovek z betonu ZTV Beton-StB 07, vydání z roku 2007 smluvně tak, že „je třeba přijmout vhodná opatření pro zajištění poslední desky“. Směrnice ovšem také obsahují doporučení, jak se mají opatření stanovit. Následující obrázky obsahují nákresy principů k variantám provedení, uvedeným v předpisech.

Obrázek 5) Koncová ostruha podle [10]



Obrázek 6) Zesílení poslední desky podle [10]



Obr. 5: Cementobetonový kryt, asfaltový kryt, spára na styku krytů (těsná styková spára), mrazuvzdorná ochranná vrstva, deska z tvrzené pěnové hmoty – 40 mm cca 50 kg/m³, odvodnění, pokud je spád ke koncové ostruze, koncová ostruha s armaturou nebo šroubovou kotvou

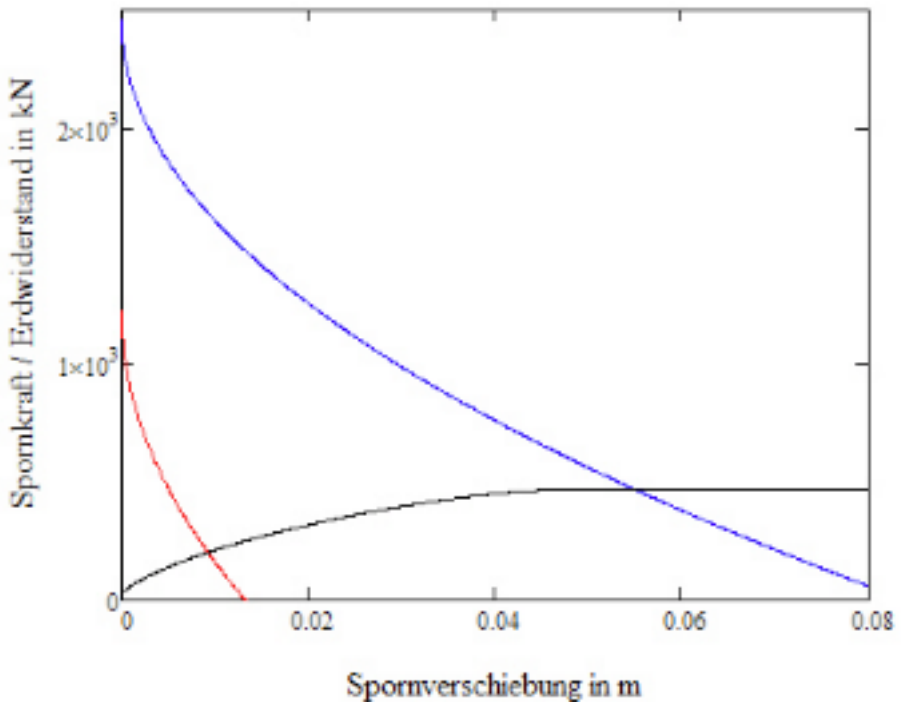
Obr. 6: Asfaltový kryt, těsná spára na styku krytů (se zálivkou nebo natavovací těsnící páskou), smršťovací spára s kluznými trny, cementobetonový kryt, mrazuvzdorná ochranná vrstva, netkaná textilie, podkladní vrstva s hydraulickým pojivem

V praxi často docházelo u obou variant k poškození cementobetonového krytu a přilehlé asfaltové části.
Na koncových ostruhách se jednak vyskytují příčné trhliny ve spojení s vydutím, přičemž často lze zjistit dvě paralelně probíhající příčné trhliny a rozvětvení a jednak se koncové části se zesílenou deskou posunují a to i přes koncovou ostruhu vytváří vybouleninu v sousedícím asfaltovém krytu. Na přechodu mezi cementobetonovým a asfaltovým krytem se vyskytují vylomení. Tyto projevy závad ukazují, že za určitých podmínek není ani jedna z uvedených variant provedení vhodná k tomu, aby podchytila vznikající horizontální síly a aby je přenášela do podloží krytu / podkladních vrstev. Ostruha nezabraňuje rozpínání, nýbrž je pouze omezuje. S rostoucím posunem ostruhy se snižuje tlaková síla na ostruhu a odolnost ostruhy roste.

Obrázek 7 zobrazuje meze pro posouzení. Červená křivka udává sílu vyvíjenou ostruhou při příznivých podmínkách, modrá křivka pak při nepříznivých podmínkách. Černá křivka sleduje růst plného odporu podkladu, který vzniká při posunu koncové ostruhy. Až když červená nebo modrá nebo některá z mezi nimi ležících speciálních křivek pro tloušťku ostruhy protne černou křivku, je velikost tření na podkladu dostatečně velké, aby zastavilo další pohyb koncové ostruhy. Toto posouzení mezí ukazuje, že se deska s koncovou ostruhou musí posunout o cca 1 až 6 cm k ostruze. Za nastavených okrajových podmínek se takto také posune. Pokud tento pohyb nedovolí konstrukční prvky, jako např. prostorové spáry, dojde v první fázi na konci k poškození sousedícího asfaltového krytu.

Obrázek 7) Koncová ostruha podle [10] – hodnocení mezí

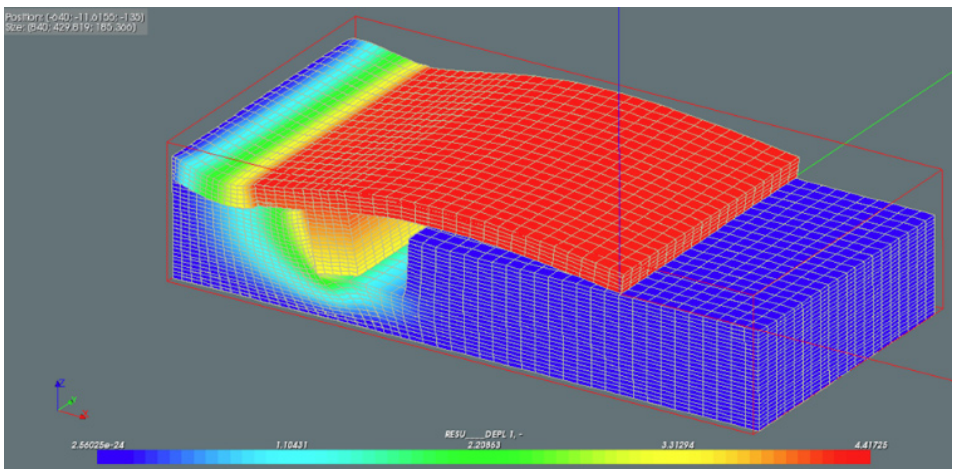
Obr. 7:



Síla vyvíjená ostruhou/zemní odpor (kN)
Posun ostruhy (m)

Aby se plně zapojilo tření podkladu, je nutný velký posun. Za nepříznivých podmínek na okraji (modrá křivka) nepostačuje ani plné tření podkladní vrstvy, aby zastavilo posun. Deska s koncovou ostruhou tedy může být účinná až tehdy, jestliže se umožněním žádoucího posunu může uplatnit odpor podkladu.
Celkem vzato není deska s koncovou ostruhou vhodná k tomu, aby v dostatečné míře omezila posuny. Pravděpodobně dojde také k destrukci desky s ostruhou a lze očekávat výškový posun desek krytu. Koncová ostruha podle [10] tak není vhodnou konstrukci.

Obrázek 8) Celková deformace systému s koncovou ostruhou

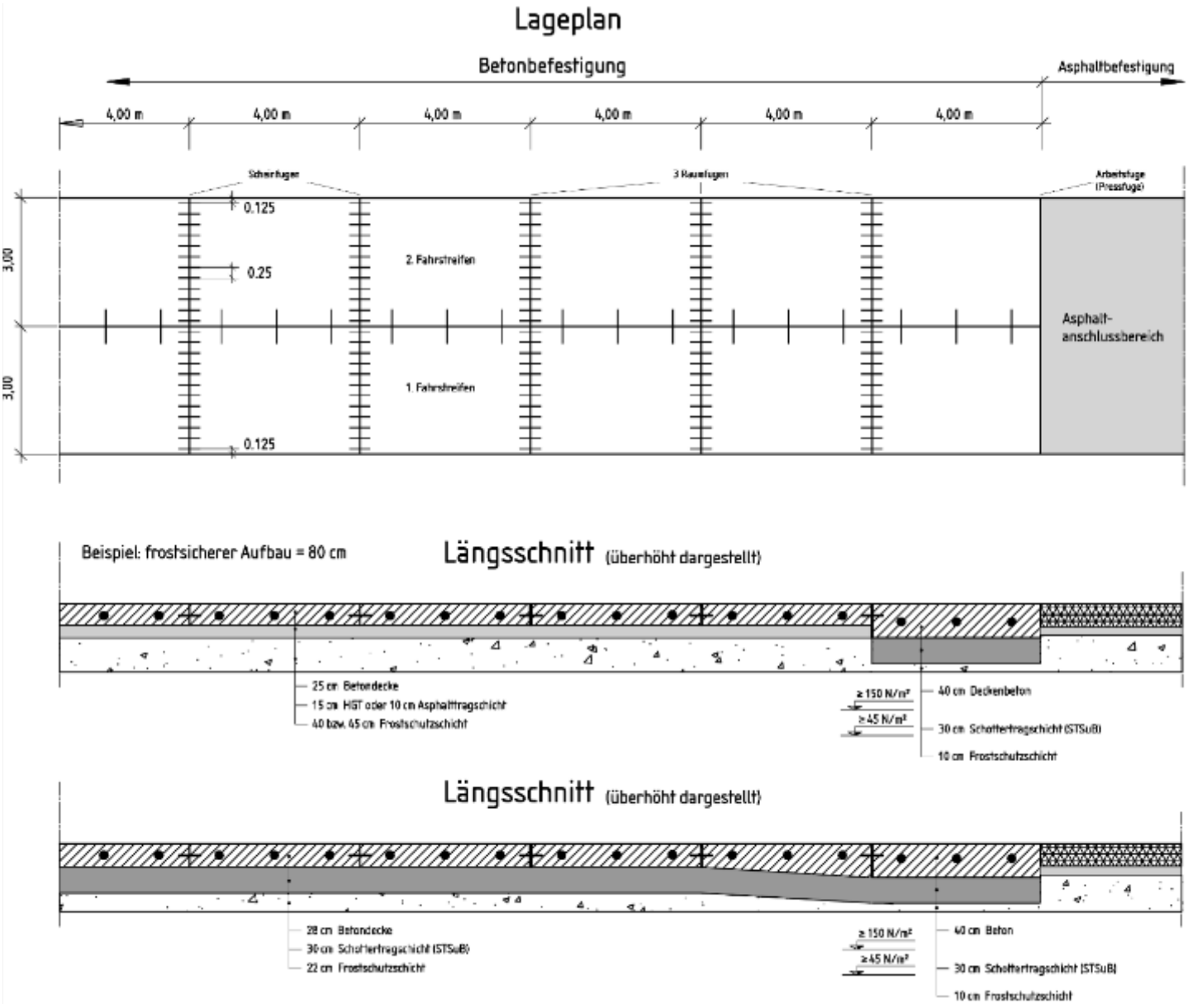


V případě zesílené poslední desky podle [10] má omezení posunutí vyplývat již z vyšší hmotnosti, a tudíž z vyšších třecích sil s podkladem zesílené koncové desky.
Výpočty však ukázaly, že zesílená deska tvořící koncovou část, posun prakticky nezmenšuje. Větší tloušťka desky tedy slouží jen pro zachycení vyšších ohybových momentů na volném okraji desky (přechod k asfaltovému krytu).

ALTERNATIVA KONSTRUKCE KONCOVÉ ČÁSTI

Protože z výzkumů vyplynulo, že záměr přenášet horizontální síly do podloží / podkladu prostřednictvím stavebních konstrukcí bývá zpravidla nevýhodný, je třeba v konstrukci upřednostnit umožnění posunu v koncové části. Velikost posunu je třeba nejprve stanovit výpočtem a je také třeba stanovit nutný počet prostorových dilatačních spár. Tento počet se především řídí teplotou v okamžiku pokládky cementobetonového krytu a teplotou při tření o podklad.
V dalším textu budou diskutovány tři varianty provedení a jejich výhody a nevýhody, k nimž se dospělo během výzkumu. Následující text obsahuje principiální řešení koncové části s příčnými spárami s vyztužením (trny), které jsou řešeny jako prostorové dilatační spáry (příklad tří prostorových dilatačních spár). Vyztužení spár (spojení betonových desek pomocí trnů) v prostorových dilatačních spárách zajistí přenos příčných sil, takže tloušťka betonových povrchů vzhledem k volné trase může zůstat beze změny. Výjimku tvoří poslední řada desek před upevněním napojení, protože v tomto prostoru není provedení s vyztužením spár (spojení betonových desek pomocí trnů) možné. Proto je nutno poslední řadu desek zesílit. Způsob řešení zesílení se řídí podle stávajícího podkladu (viz obrázek 9).

Obrázek 9) Koncová část se zesílenou poslední deskou a prostorovými dilatačními spárami s vyztužením (příklad)



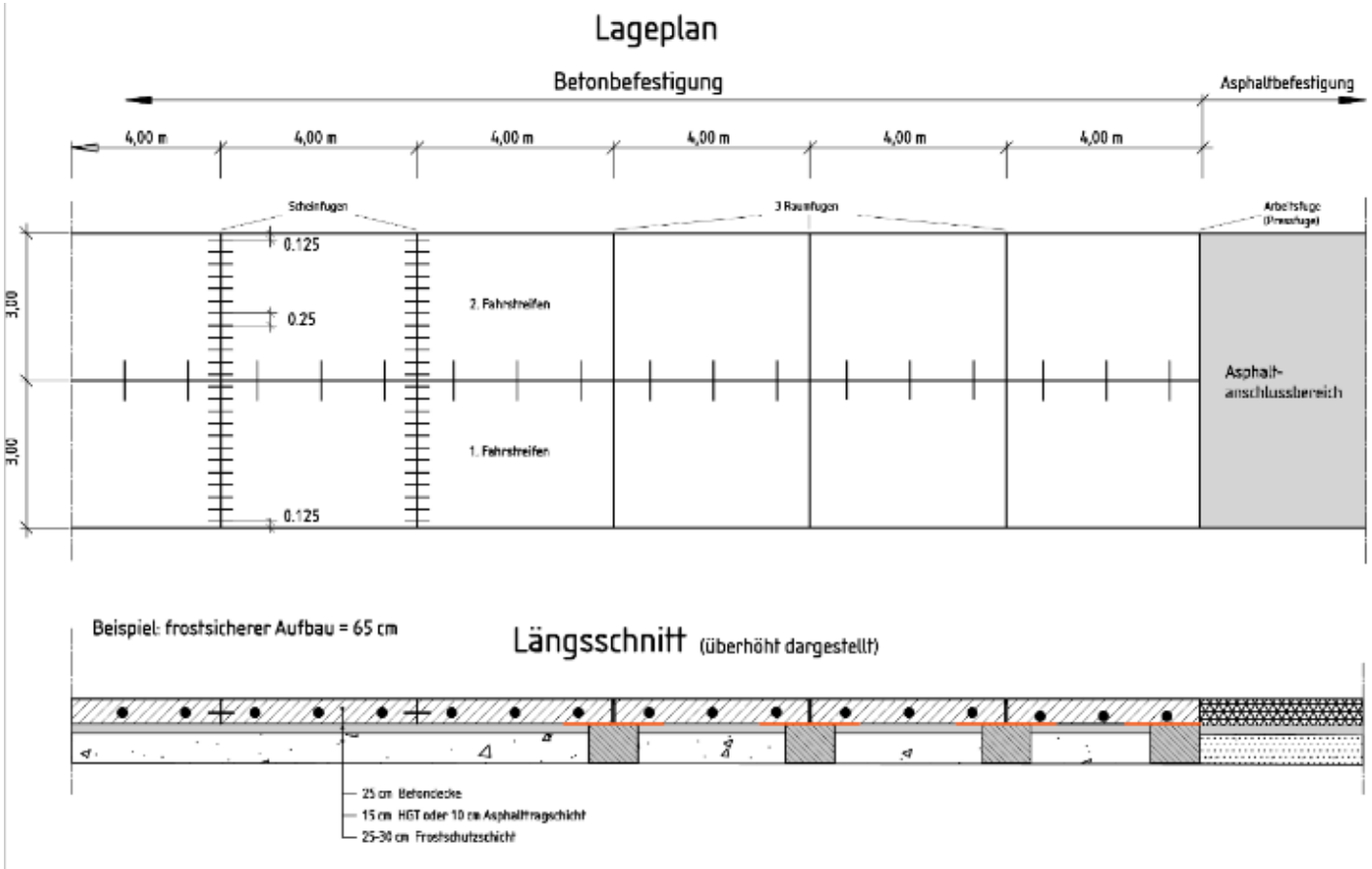
Obr. 9: Půdorys, cementobetonový kryt, asfaltový kryt, těsné spáry, 3 prostorové dilatační spáry, pracovní spára (kontrakční styková spára), 2. jízdní pruh, 1. jízdní pruh, asfaltová přechodová oblast
Příklad: mrazuvzdorná konstrukce = 80 cm, podélný řez (zobrazeno v převýšení, nikoliv v měřítku), 25 cm cementobetonový kryt, 15 cm HGT (směs stmelená cementem) nebo 10 cm asfaltová podkladní vrstva, 40 resp. 45 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva, 40 cm cementobetonový kryt, 30 cm podkladní vrstva z mechanicky stmeleného kameniva, 10 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva

Podélný řez (zobrazeno nikoliv v měřítku), 28 cm cementobetonový kryt, 30 cm podkladní vrstva z mechanicky stmeleného kameniva, 22 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva, 40 cm beton, 30 cm podkladní vrstva z mechanicky stmeleného kameniva, 10 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva

Výhoda tohoto řešení spočívá v konstrukčně bezchybném a trvalém řešení konstrukce schopné přenášet zatížení z dopravy a povětrnostních podmínek (zde je míněno nerovnoměrné rozdělení vlhkosti a teploty). Při dostatečném počtu prostorových dilatačních spár je rovněž zaručeno zachycení horizontálních posunů vyvolaných zahříváním konstrukce proti teplotám v okamžiku pokládky.
Jako nevýhoda se může projevit relativně komplikované a nákladné provedení. Za určitých okolností není nebo bez dalších opatření není možné položit koncovou část pomocí finišeru s posuvným bedněním. V těchto případech by pak bylo nutné koncovou část zhotovit manuálně. Pokud jde o životnost tohoto řešení, je třeba nejprve uvést, že je nutno provádět každých 6 až 8 let údržbu prostorové dilatační spáry (obdobný interval, jaký vyžadují těsné dilatační spáry). V souvislosti s provedením prostorových dilatačních spár na plnou tloušťku se může jevit odstranění materiálu ze spáry a obnova těsnění spáry jako obtížné, protože při této variantě jsou prostorové dilatační spáry opatřeny vyztužením spár (spojení betonových desek pomocí trnů). Je však nutno mít na paměti, že těsnění spár je po první nevratné dilataci koncové části ve spáře stlačené, takže pokud do spár nevnikly hlouběji žádné tuhé nečistoty, proběhne při údržbě spár v plánovaném intervalu pouze výměna zálivky spár.

Další možnost vytvoření koncové části je zobrazena na následujícím obrázku 10, který zobrazuje řešení s prostorovými dilatačními spárami bez vyztužení a s podkladovými trámy. Z důvodu absence vyztužení spár (spojení betonových desek pomocí trnů) nemůže probíhat přenos příčných sil z jedné řady desek v cementobetonovém krytu na další řadu. Pro podchycení příčných sil jsou zde proto v oblastech příčných spár zřízeny podkladové trámy. Při řešení se stmelenou podkladní vrstvou může mít podkladový trám obdélníkový průřez. Poslední podkladový trám se umístí v oblasti přechodu zpevnění.
Mezi podkladovými trámy a cementobetonovým krytem se umístí fólie, aby v tomto prostoru nic nebránilo horizontálnímu posunu a aby bylo zamezeno překlopení podkladových trámů.

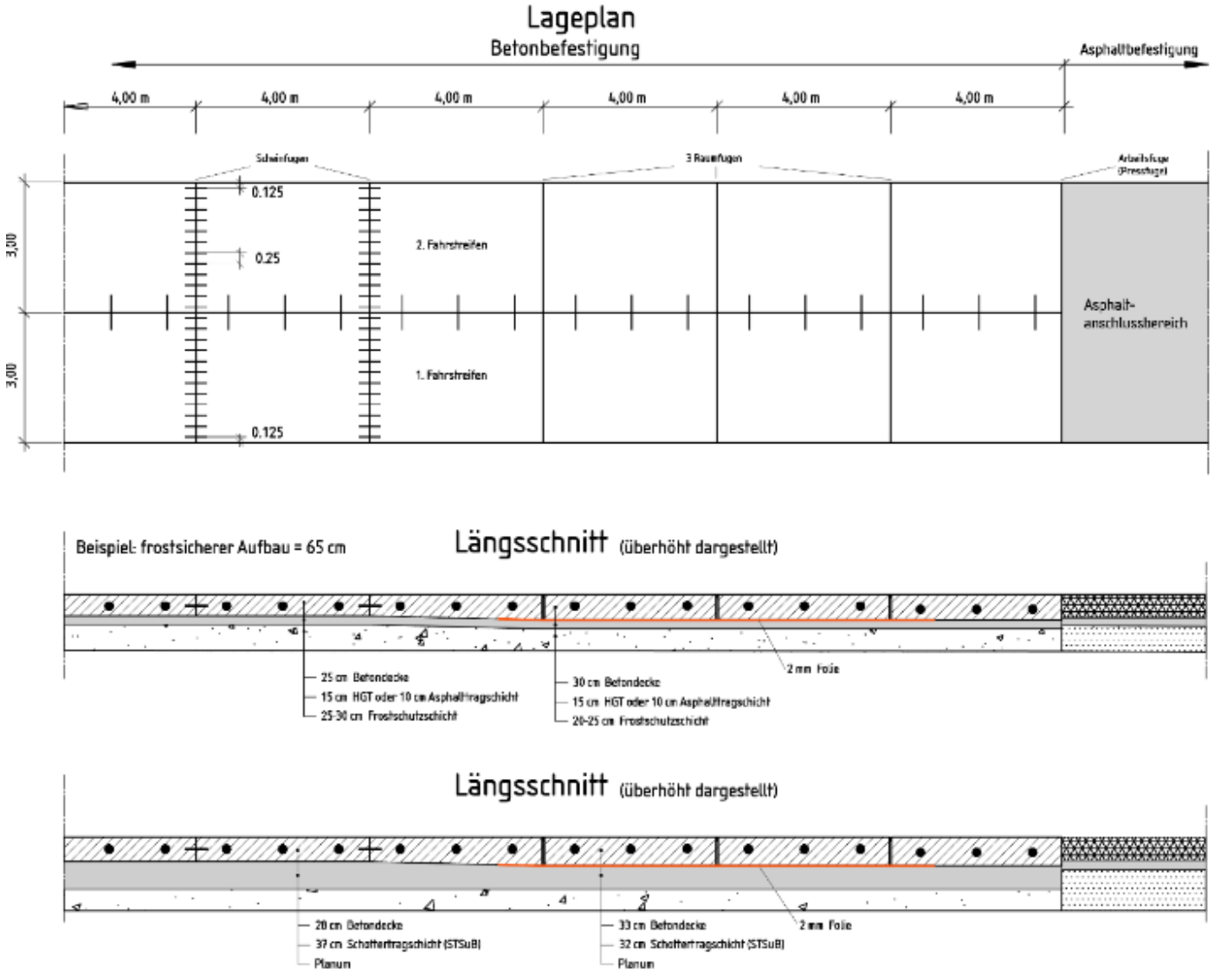
Obrázek 10) Koncová část s podkladovými trámy a prostorovými dilatačními spárami bez vyztužení (příklad)



Obr. 10: Půdorys, cementobetonový kryt, asfaltový kryt, těsné spáry, 3 prostorové dilatační spáry, pracovní spára (kontrakční styková spára), 2. jízdní pruh, 1. jízdní pruh, asfaltová přechodová oblast
Příklad: mrazovzdorná konstrukce = 65 cm, podélný řez (zobrazeno v převýšení, nikoliv v měřítku), 25 cm cementobetonový kryt, 15 cm HGT (cementem stmelená vrstva) nebo 10 cm podkladní asfaltová vrstva, 20 – 30 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva

Výhodou této varianty provedení je relativně jednoduchá možnost zhotovení a zejména skutečnost, že strojní proces pokládky je až ke změně druhu krytu bezproblémový. Zachycení příčných sil zajišťují podkladové trámy, jejichž dimenzování musí být provedeno výpočtem. Díky správnému počtu prostorových dilatačních spár je zajištěno zachycení podélných posunů; počet spár musí být rovněž předem stanoven výpočtem. Obnova prostorových dilatačních spár v odpovídajícím intervalu je rovněž relativně jednoduchá.
Jako nevýhoda pro životnost této konstrukce by se mohly jevit velké změny tuhosti podkladu cementobetonového krytu. Pro toto řešení, chybí jakékoliv praktické zkušenosti. Trvanlivost bude do značné míry záviset na druhu a objemu zatížení těžkou dopravou. Důsledkem by mohla být postupně nastupující tvorba schůdků nebo destrukce desek na přechodu mezi podkladní vrstvou a podkladovým trámem.
Jako třetí varianta mohou být použity prostorové dilatační spáry bez vyztužení ve spojení se zesílenými deskami v koncové části. Na přenos příčných sil v cementobetonovém krytu se v tomto případě rezignuje. Vertikální zátěž způsobená dopravou a povětrnostními vlivy proto vyžaduje zvýšení tloušťky cementobetonového krytu, které bere v úvahu volné okraje desek na příčných spárách. Toto je třeba stanovit výpočtem [7].
Z výpočtu potřebného počtu prostorových dilatačních spár vyplyne délka konstrukce se zesílenými deskami, kterou je třeba vytvořit. Přitom je třeba u poslední řady desek, které jsou spojeny pomocí výztuže, kontinuálně snižovat polohu podkladní vrstvy, aby byla pro poslední desky zajištěna zvýšená tloušťka krytu.
Aby byl usnadněn horizontální posun v koncové části, měla by být vložena fólie mezi cementobetonový kryt a podkladní vrstvu, jak je zobrazeno na obrázku 11. Toto je vhodné zvláště v případě provedení stmelených podkladních vrstev.

Obrázek 11) Zesílená koncová pole s prostorovými dilatačními spárami bez vyztužení (příklad)



Obr. 11: Půdorys, cementobetonový kryt, asfaltový kryt, těsné spáry, 3 prostorové dilatační spáry, pracovní spára (kontrakční styková spára), 2. jízdní pruh, 1. jízdní pruh, asfaltová přechodová oblast
Příklad: mrazuvzdorná konstrukce = 65 cm, podélný řez (zobrazeno v převýšení, nikoliv v měřítku), 25 cm cementobetonový kryt, 15 cm HGT (cementem stmelená podkladní vrstva) nebo 10 cm podkladní asfaltová vrstva, 20 – 30 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva
30 cm cementobetonový kryt, 15 cm HGT (cementem stmelená podkladní vrstva) nebo 10 cm asfaltová podkladní vrstva, 20 – 25 cm mrazuvzdorná ochranná vrstva
Podélný řez (zobrazeno v převýšení, nikoliv v měřítku), 28 cm cementobetonový kryt, 37 podkladní vrstva z mechanicky stmeleného kameniva, pláň,
30 cm cementobetonový kryt, 32 cm podkladní vrstva z mechanicky stmeleného kameniva, pláň, fólie 2 mm

Také v případě této konstrukce spočívá výhodnost v možnosti strojní pokládky cementobetonového krytu až ke změně druhu krytu. K tomu přistupuje kontinuální provedení podkladní vrstvy pod cementobetonovým krytem. V případě této varianty je možné i provedení s asfaltovou mezivrstvou. Obnova prostorových spár v předepsaném intervalu údržby je bezproblémová. Chybějící přenos příčných sil je kompenzován větší tloušťkou cementobetonového krytu v koncové části. Nevýhodu by mohla představovat kratší životnost konstrukce vzhledem k chybějícímu vyztužení spár (spojení betonových desek pomocí trnů). V případě vysokého zatížení těžkou dopravou může docházet v oblasti pod příčnými prostorovými dilatačními spárami k intenzivnějším projevům eroze a přesunům hmoty v podkladní vrstvě. Toto může vést k tvorbě schodků v cementobetonovém krytu a později k destrukci desek.

4. SOUHRN

Zohlednění chování při podélném rozpínání hraje u konstrukcí cementobetonových krytů důležitou úlohu. Kromě toho musí být zajišťována účinnost spár pravidelnou údržbou ve stanoveném intervalu. Jen tak lze trvale zamezit vzniku poškození vysokými teplotami.
Koncové části cementobetonových krytů se vyskytují na přechodu na jiné druhy krytu, většinou na asfaltové kryty. Počet koncových částí by měl být minimalizován, např. kontinuálním betonováním mostů na dálnici s menším rozpětím (typ A-Bauwerk) [5].
Konstrukce, které zachycují horizontální síly na přechodu na jiné druhy krytů, jsou účinné jen tehdy, pokud posuny umožňují nárůst odporu podkladu. Alternativami by byly bloky ze stmelených materiálů, které by se však svými dimenzemi rovnaly mostním opěrám.
Je třeba přednostně využívat koncové části, jejichž konstrukce umožňuje posuny, a tudíž snižuje horizontální napětí. Byly vyvinuty tři varianty, které tuto vlastnost vykazují. Obtížnost jejich zřízení je různá. Jejich životnost bude nutno v příštích rocích podrobit zkoumání. Riziko, které investor při stavbě prostorových dilatačních spár bez vyztužení podstupuje, je však přijatelné, protože existuje možnost provést bez dalších opatření dodatečné vyztužení spár (spojení betonových desek pomocí trnů).

SEZNAM LITERATURY

[1] AWDSTAKO, Vers.1.7, System und Programm zur Berechnung der Konstruktionsdicke unbewehrter Betondecken von Verkehrsflächen

[2] Pfeifer, L., Villaret, S.: Beanspruchung und konstruktive Ausbildung der Endbereiche von Betondecken, 2004, unveröffentlicht

[3] Pfeifer, L.: Raumfugenlose Zementbetonstrecken, Die Straße, 6/1978

[4] Pfeifer, L.: Die beweglichen Endbereiche raumfugenloser Betonfahrbahnen, Die Straße, 12/1987

[5] Pfeifer, L.: Bauliche Schlussfolgerungen aus dem Längsdehnungsbestreben von Betonfahrbahnen. Straße und Autobahn, 6/1997

[6] Pfeifer, L., Villaret, S: Merkblätter Betonbauweise des Landes Brandenburg 1997

[7] FGSV: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen ORDO-Beton 09, Ausgabe 2009

[8] FGSV: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 2012

[9] Emil Šlachta: Vozovky z cementového betonu, Praha, 1981

[10] FGSV: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton ZTV Beton-StB 07, Ausgabe 2007



MĚŘENÍ POLOHY KLUZNÝCH TRNŮ A KOTEV DVOUKANÁLOVÝM GEORADAREM

ING. RADEK MATULA, PH.D.
CENTRUM DOPRAVNÍHO VÝZKUMU, V. V. I.
RADEK.MATULA@CDV.CZ, 541 641 342, LÍŠEŇSKÁ 33A, 636 00 BRNO

ING. JOSEF STRYK, PH.D.
CENTRUM DOPRAVNÍHO VÝZKUMU, V. V. I.
JOSEF.STRYK@CDV.CZ, 541 641 330, LÍŠEŇSKÁ 33A, 636 00 BRNO

MARTIN GULEJ
SQZ, S.R.O.
GULEJ@SQZ.CZ, 724 278 026, U MÍSTNÍ DRÁHY 939/5, 77900 OLOMOUC

ING. JIŘÍ PROKOP, MBA
SQZ, S.R.O.
PROKOP@SQZ.CZ, 602 683 111, U MÍSTNÍ DRÁHY 939/5, 77900 OLOMOUC

MĚŘENÍ POLOHY KLUZNÝCH TRNŮ A KOTEV DVOUKANÁLOVÝM GEORADAREM

ING. RADEK MATULA, PH.D., ING. JOSEF STRYK, PH.D., CENTRUM DOPRAVNÍHO VÝZKUMU, V. V. I., MARTIN GULEJ, ING. JIŘÍ PROKOP, MBA, SQZ, S.R.O.

Příspěvek je zaměřen na problematiku měření a vyhodnocení polohy kluzných trnů nebo kotev ve spárách cementobetonového krytu při použití dvoukanálového georadaru v návaznosti na nové požadavky ČSN 73 6123-1 z roku 2014 a TKP 6 z roku 2015.

Představeny jsou:

- ***dosahované přesnosti v rámci srovnávacích měření, která se prováděla v průběhu posledních let,***
- ***zdokonalení provedená na měřicím zařízení, která vedla k dosažení vyšší přesnosti při stanovení polohy kluzných trnů a kotev,***
- ***způsob vyhodnocení provedených měření.***

1. POŽADAVKY PRO UKLÁDÁNÍ KLUZNÝCH TRNŮ A KOTEV V CEMENTOBETONOVÝCH KRYTECH

Kluzné trny a kotvy se používají na letištích a dálnicích, tzn. u skupiny cementobetonového krytu CB I, případně CB II. Kluzné trny a kotvy zajišťují přenos zatížení mezi sousedními deskami a zabraňují vzniku vertikálních nerovností. Vkládají se do smršťovacích, pracovních nebo prostorových spár CB krytu.

Požadovaná poloha kluzných trnů a kotev a přípustné tolerance jsou uvedeny v kapitole 5.3.7 normy ČSN 73 6123-1 [1]. Požadovaná poloha kotev je specifikována v předpise TKP 6 [2]. V normě je uvedeno procentuální zastoupení kluzných trnů ve spáře, které musí splňovat povolené a mezní hodnoty sledovaných parametrů. U kotev jsou uvedeny pouze mezní hodnoty, které musí být splněny.

Způsoby jak provádět měření polohy kluzných trnů a kotev v nevyztužených cementobetonových krytech vozovek se spárami pomocí nedestruktivních metod (georadar, MIT-Scan, ruční detektory polohy zabudované ocelové výztuže) jsou uvedeny v Metodice pro měření a hodnocení polohy kluzných trnů a kotev ve spárách cementobetonových krytů vozovek [6]., Zde je také uvedeno, jakým způsobem vyhodnocovat naměřená data v návaznosti na požadavky uvedené v ČSN 73 6123-1 [1] a účel měření a jakým způsobem postupovat při nedodržení těchto požadavků.

Ověření správnosti výsledků měření se provádí při srovnávacích měřeních na zkušebních úsecích simulujících cementobetonovou vozovku se zabudovanými kluznými trny a kotvami anebo na zkušebních úsecích vozovek s CB krytem v rámci řešení VaV projektů. Realizovaná měření CDV jsou následující:

- první srovnávací měření na dálnici D1 u Kroměříže (2010),
- srovnávací měření na dálnici D1 georadar se zařízením MIT-Scan-2 (2011),
- srovnávací měření v areálu společnosti Strabag v Pelhřimově (2012),
- srovnávací měření v areálu společnosti Skanska v Uherském Hradišti (2013),
- srovnávací měření na úsecích dálnic dvoukanálovým georadarem (CDV a SQZ, 2015-2016).

Podrobnosti k posledně jmenovaným srovnávacím měřením jsou uvedeny níže.

2. DVOUKANÁLOVÝ GEORADAR

Dvoukanálový georadar osazený do vozíku (obr. 1) je zařízení, které umožňuje provádět nedestruktivní měření polohy kluzných trnů a kotev v zatvrdlém cementobetonovém krytu. Měření se dvěma kanály umožňuje urychlit a zpřesnit měření. V tomto případě se nejčastěji provádí tři přejezdy vozíku rovnoběžně s měřenou spárou. V rámci každého pojezdu je zaznamenána ujetá vzdálenost a hloubka uložení KT (K) nalevo a napravo od spáry (ve stejné vzdálenosti od spáry). Pro zpřesnění výsledků měření se provádí dva další přejezdy, jeden nalevo a jeden napravo od prvního přejezdu s využitím vidlic, určených pro vedení zařízení v linii měřené spáry. Prvotní záznam z měření se zpracovává v programu doporučeném výrobcem, následně jsou výsledky hodnoceny a interpretovány v šabloně aplikace Microsoft Excel.



Obrázek 1) Dvoukanálový georadar se dvěma anténami 1,6 GHz, zařízením pro měření ujeté vzdálenosti, vidlicemi pro vedení zařízení v linii měřené spáry (šipka vpravo) a ukazatelem pozice měření (šipka vlevo), zdroj SQZ a CDV

Způsob jak provádět měření polohy kluzných trnů a kotev v cementobetonových krytech vozovek pomocí dvoukanálového georadaru a způsob jakým vyhodnocovat naměřená data v návaznosti na požadavky uvedené v ČSN 73 6123-1 a TKP 6 je popsán v metodice sestavené CDV, na základě které byla společnosti SQZ udělena akreditace pro tento způsob měření [9].

Výstupem z měření dvoukanálovým georadarem je interpretace tabulkového a grafického vyjádření následujících výsledků:
- počet kluzných trnů a kotev,
- šikmá poloha trnů vzhledem k délce trnu 500 mm (rozdíl konců trnu v horizontálním a ve vertikálním směru),
- odchylka uložení trnů vůči horní ploše desky (hloubka uložení trnů),
- odchylka trnů vůči příčné spáře (podélný posun trnu),
- vzdálenost vnějšího trnu od kraje desky,
- poloha kotev vůči horní ploše desky (ve směru vertikálním),
- poloha kotev vůči požadovanému staničení ve spáře (ve směru horizontálním),
- poloha kotev vůči podélné spáře (podélný posun kotev),
- krytí kluzných trnů a kotev u horního povrchu CB krytu.

3. ZDOKONALENÍ PROVEDENÁ NA MĚŘICÍM ZAŘÍZENÍ

Návrhu a konstrukci vozíku s osazeným dvoukanálovým zařízením předcházely laboratorní experimenty, které byly realizovány na betonových vzorcích různých tlouštěk se zabudovanými kluznými trny. Následně bylo tímto zařízením provedeno několik srovnávacích měření a výsledky měření byly podrobeny analýze z hlediska korelačního vztahu se skutečnými hodnotami zjištěnými laboratorně a in situ [8]. Na základě zkušeností ze srovnávacích měření, podkladů [3, 4 a 5] a spolupráce se společností SQZ byly provedeny následující úpravy na měřicím zařízení:

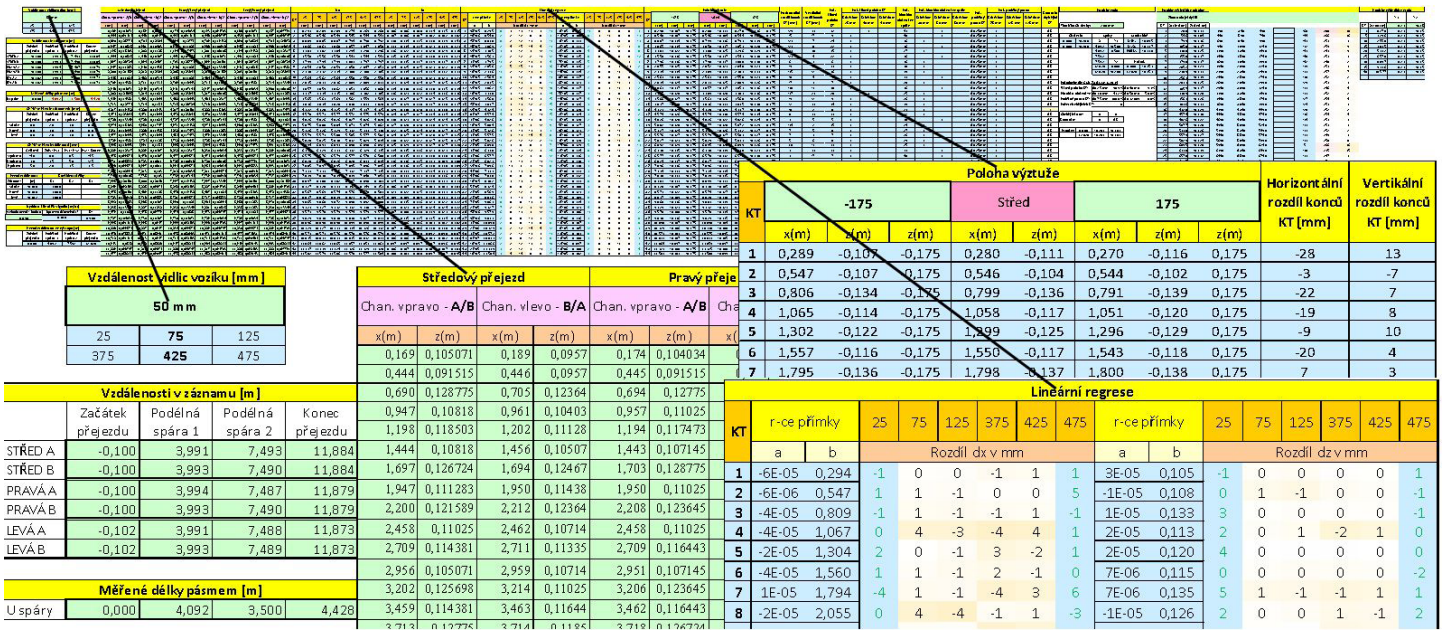
A) konstrukční zdokonalení:
- přidání třetího kola vozíku umožňujícího přesnější vedení vozíku ve směru měření,
- osazení antén georadaru ve vozíku a směrových vidlic vozíku pomocí kovových šablon,
- nastavení směrových vidlic a ukazatelů pozic měření podle aktualizovaných požadavků na uložení kluzných trnů a kotev,
- úpravy na rámu vozíku (geometrie a způsob uchycení komponentů),
- kalibrované huštění pneumatik kol vozíku před měřením.

B) funkční a metodické zdokonalení:
- zdokonalení systému georadaru (nová řídicí jednotka umožňující podrobnější krok měření),
- provádění kalibračního měření ujeté vzdálenosti vozíku (ověření přesnosti snímače před každým měřením – vzdálenost 15 metrů),
- zdokonalení zpracování prvotního záznamu v programu doporučeném výrobcem georadaru,
- vyhodnocení a interpretace výsledků měření v šabloně v aplikaci Microsoft Excel,
- ověřování přesnosti výsledků měření (opakovaná a kontrolní měření).

Způsob zpracování prvotního záznamu z měření představuje především převod časového záznamu na hloubkový a filtraci dat. Převod časového záznamu na hloubkový vyžaduje znalost dielektrické konstanty materiálu a je založen na správném stanovení rychlosti šíření elektromagnetického (EM) signálu. Využívají se k tomu údaje z provedených vývrtů, kalibrační měření v místě pracovní spáry, měření vícero anténami metodou CMP a WARR, anebo rychlostní analýza naměřených dat. Úprava záznamu (filtrace) se provádí v programu na zpracování dat s cílem zvýraznění požadované oblasti a potlačení nežádoucích vlivů.

Pro vyhodnocení výsledků měření byla vypracována šablona v aplikaci Microsoft Excel, která po zadání vstupních údajů automaticky vyhodnocuje měření provedená na příčných a podélných spárách. Výstupem šablony je interpretace výsledků měření v grafické a tabulkové podobě s uvedením předpokládané odchylky měření ve vertikálním a horizontálním směru (metoda lineární regrese z výsledků třech přejezdů). Obr. 2 uvádí výpočtovou část šablony. Zeleně vybarvená políčka jsou uživatelem zadávané vstupní hodnoty.

Obrázek 2) Šablona pro vyhodnocení výsledků polohy kluzných trnů a kotev



Vzdálenost vidlic vozíku [mm]		
50 mm		
25	**75**	125
375	**425**	475

Vzdálenosti v záznamu [m]				
	Začátek přejezdu	Podélná spára 1	Podélná spára 2	Konec přejezdu
STŘED A	-0,100	3,991	7,493	11,884
STŘED B	-0,100	3,993	7,490	11,884
PRAVÁ A	-0,100	3,994	7,487	11,879
PRAVÁ B	-0,100	3,993	7,490	11,879
LEVÁ A	-0,102	3,991	7,488	11,873
LEVÁ B	-0,102	3,993	7,489	11,873

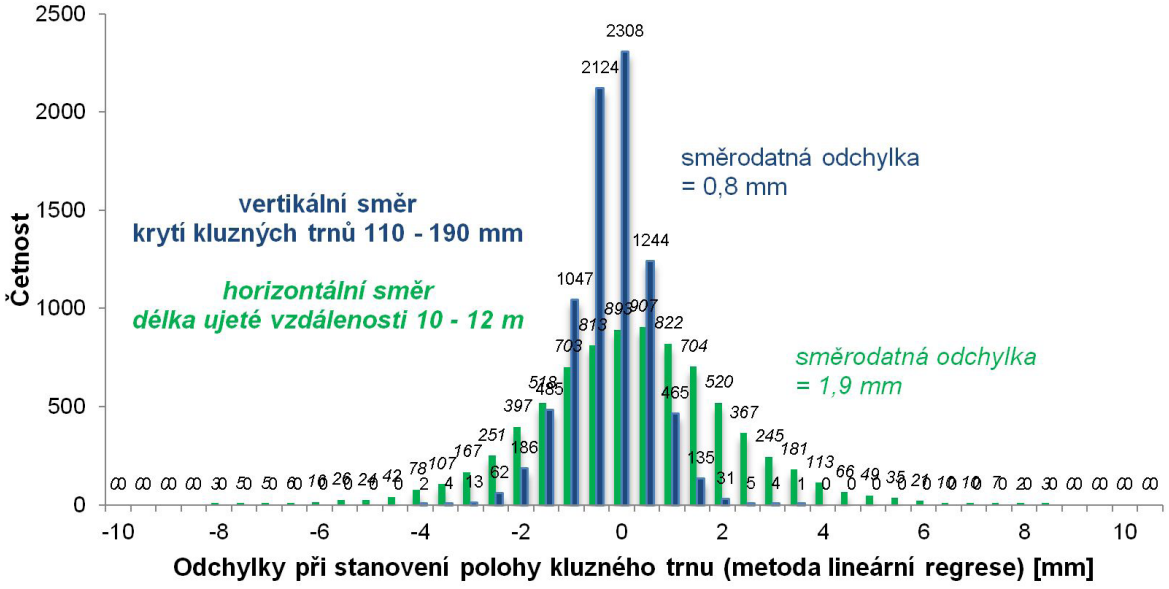
Měřené délky pásmem [m]				
U spáry	0,000	4,092	3,500	4,428

	Středový přejezd				Pravý přeje		
	Chan. vpravo - A/B		Chan. vlevo - B/A		Chan. vpravo - A/B		Cha
	x(m)	z(m)	x(m)	z(m)	x(m)	z(m)	x(
	0,169	0,105071	0,189	0,0957	0,174	0,104034	
	0,444	0,091515	0,446	0,0957	0,445	0,091515	
	0,690	0,128775	0,705	0,12364	0,694	0,12775	
	0,947	0,10818	0,961	0,10403	0,957	0,11025	
	1,198	0,118503	1,202	0,11128	1,194	0,117473	
	1,444	0,10818	1,456	0,10507	1,443	0,107145	
	1,697	0,126724	1,694	0,12467	1,703	0,128775	
	1,947	0,111283	1,950	0,11438	1,950	0,11025	
	2,200	0,121589	2,212	0,12364	2,208	0,123645	
	2,458	0,11025	2,462	0,10714	2,458	0,11025	
	2,709	0,114381	2,711	0,11335	2,709	0,116443	
	2,956	0,105071	2,959	0,10714	2,951	0,107145	
	3,202	0,125698	3,214	0,11025	3,206	0,123645	
	3,459	0,114381	3,463	0,11644	3,462	0,116443	
	3,713	0,12775	3,714	0,11857	3,718	0,126724	

KT	Poloha výztuže								Horizontální rozdíl konců KT [mm]	Vertikální rozdíl konců KT [mm]
	-175			Střed		175				
	x(m)	z(m)	z(m)	x(m)	z(m)	x(m)	z(m)	z(m)		
1	0,289	-0,107	-0,175	0,280	-0,111	0,270	-0,116	0,175	-28	13
2	0,547	-0,107	-0,175	0,546	-0,104	0,544	-0,102	0,175	-3	-7
3	0,806	-0,134	-0,175	0,799	-0,136	0,791	-0,139	0,175	-22	7
4	1,065	-0,114	-0,175	1,058	-0,117	1,051	-0,120	0,175	-19	8
5	1,302	-0,122	-0,175	1,299	-0,125	1,296	-0,129	0,175	-9	10
6	1,557	-0,116	-0,175	1,550	-0,117	1,543	-0,118	0,175	-20	4
7	1,795	-0,136	-0,175	1,798	-0,137	1,800	-0,138	0,175	7	3

KT	Lineární regrese													
	r-ce přímky		25	75	125	375	425	475	r-ce přímky		25	75	125	375	425	475
	a	b	Rozdíl dx v mm						a	b	Rozdíl dz v mm					
1	-6E-05	0,294	-1	0	0	-1	1	1	3E-05	0,105	-1	0	0	0	0	1
2	-6E-06	0,547	1	1	-1	0	0	5	-1E-05	0,108	0	1	-1	0	0	-1
3	-4E-05	0,809	-1	1	-1	-1	1	-1	1E-05	0,133	3	0	0	0	0	-1
4	-4E-05	1,067	0	4	-3	-4	4	1	2E-05	0,113	2	0	1	-2	1	0
5	-2E-05	1,304	2	0	-1	3	-2	1	2E-05	0,120	4	0	0	0	0	0
6	-4E-05	1,560	1	1	-1	2	-1	0	7E-06	0,115	0	0	0	0	0	-2
7	1E-05	1,794	-4	1	-1	-4	3	6	7E-06	0,135	5	1	-1	-1	1	1
8	-2E-05	2,055	0	4	-4	-1	1	-3	-1E-05	0,126	2	0	0	1	-1	2

Graf 1) Histogram odchylek při stanovení polohy kluzných trnů ve vertikálním a horizontálním směru z bodů získaných v rámci 3 přejezdů (úsek dálnice D1; 2016)



Odchylky měření v rámci 3 přejezdů jsou získány z aproximace naměřených bodů (až 6 na jeden kluzný trn) přímkou (metoda lineární regrese). Tyto odchylky jsou závislé na přesnosti měření a tímto způsobem lze odhalit chyby vzniklé v průběhu měření a při zpracování prvotního záznamu měření. Příklad těchto odchylek z měření celkem 50ti příčných spár (odpovídá více než 2000 trnům) jednoho úseku dálnice D1 (2016) je uveden v grafu 1.

4. PŘESNOSTI VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ IN SITU

Ověření přesnosti měření in situ se provádí těmito způsoby:

- kontrolní srovnávací měření v pracovních spárách se známou polohou kluzných trnů a kotev (kalibrace rychlosti šíření elektromagnetického signálu),
- opakovaná a obousměrná měření vozíkem na stejné spáře (ověření geometrie vozíku a správného uložení antén ve vozíku),
- opakovaná měření v čase (ověření přesnosti měření 1 den po betonáži a na vyzrálejším CB krytu),
- ověření naměřených délek desek (porovnání s měřením pomocí kalibrovaného pásma).

První srovnávací měření polohy kluzných trnů georadarem v CB krytu provedlo Ředitelství silnic a dálnic ČR v roce 2010. Na základě srovnání stanovené a skutečné polohy třech kluzných trnů, zjištěné odběrem jádrových vývrtů, bylo konstatováno, že přesnost metody GPR není dostatečná. Následnou analýzou bylo zjištěno, že k nepřesnostem došlo z důvodu nesprávného určení rychlosti šíření EM signálu jednotlivými účastníky měření.

Poté následovalo několik srovnávacích měření na zkušebních úsecích vybudovaných firmami zabývajícími se pokládkou CB krytů, kdy byla větší pozornost věnována správnému určení rychlosti šíření EM signálu. Výsledkem bylo zpřesnění stanovené polohy kluzných trnů a jejich šikmosti.

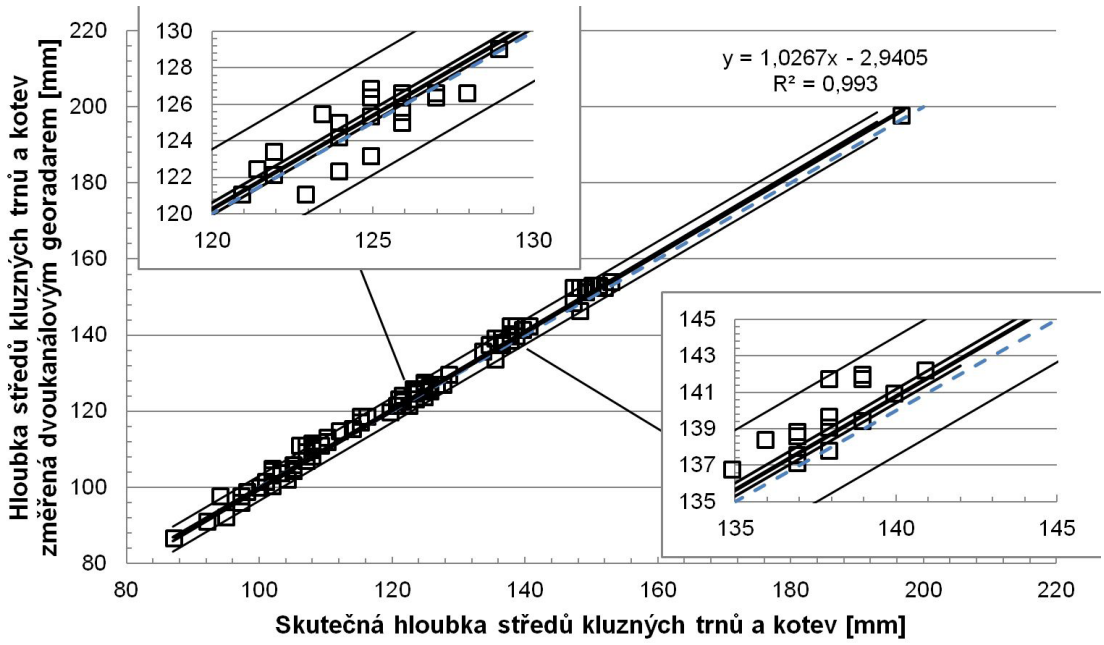
Nedůvěra ze strany zhotovitelů i správců pozemních komunikací k této zkušební metodě, iniciovala potřebu minimalizovat nepřesnosti při měření georadarem a provádět srovnávací měření jako u jiných NDT metod, které se používají při diagnostice vozovek.

Následně v roce 2015 byla ve spolupráci se společností SQZ provedena další srovnávací měření dvoukanálovým georadarem (zpráva CDV, 2015) a na základě výsledků těchto měření byly určeny následující chyby měření:

- v horizontálním směru do 10 mm,
- ve vertikálním směru do 5 mm.

V roce 2016 bylo na rozestavěných úsecích dálnic a letišť změřeno více než 100 spár dvoukanálovým vozíkem, kdy se současně provádělo ověření přesnosti výsledků měření pomocí kalibrovaného ocelového měřítka a pásma na pracovní spáře (graf č. 2). Z intervalových odhadů střední funkční hodnoty byl sestaven konfidenční pás se spolehlivostí 0,95. Z těchto srovnávacích měření vyplývá, že lze při stanovení polohy kluzných trnů a kotev in situ dosáhnout přesnosti +/- 8 mm v horizontálním směru (na konci úseku délky 12 m) a +/- 5 mm ve vertikálním směru (pro CB kryt tloušťky do 300 mm).

Graf 2) Přesnost stanovení hloubky středu kluzných trnů a kotev změřených dvoukanálovým georadarem (SQZ, 2016)



5. DISKUSE A DOPORUČENÍ

Dvoukanálový georadar je jednou z mála možností jak ve větším měřítku provádět kontrolu polohy zabudovaných kluzných trnů a kotev s identifikací:

- počtu výztužných prvků,
- vzdáleností mezi výztužemi v horizontálním směru a také dodržení minimální vzdálenosti výztuže od spár a hran desek,
- polohy výztuží ve vertikálním směru (uložení) s dostatečnou přesností,
- vychýlení konců výztuže v horizontálním a ve vertikálním směru,
- posunů výztuže v podélném směru, např. v případě nesprávně nařezaných smršťovacích spár,
- určení toho, jaká technologie byla použita pro osazení kluzných trnů a kotev, případně také průběhu tloušťky CB krytu a výskytu nehomogenit v CB krytu.

Ze společných srovnávacích měření v roce 2016 vyplývá, že lze při stanovení polohy kluzných trnů a kotev georadarem in situ dosáhnout přesnosti +/- 8 mm v horizontálním směru (na konci úseku délky 12 m) a +/- 5 mm ve vertikálním směru (pro CB kryt tloušťky do 300 mm). Vždy, kdy je to možné se doporučuje kalibrace provedená na pracovní spáře nebo na vývrtech, čímž dochází ke zvýšení přesnosti měření.

Ve spolupráci se společností SQZ byla provedena opakovaná in situ měření v čase a bylo potvrzeno doporučení uvedené v (6), že měření polohy kluzných trnů a kotev georadarem na CB krytu by se mělo provádět alespoň 2 dny po pokládce.

Všechny výše uvedené aktivity přispěly k tomu, že společnost SQZ získala v květnu 2016 jako první v ČR akreditaci od společnosti Český institut pro akreditaci, o.p.s. (ČIA) na provádění zkoušky: Stanovení polohy kluzných trnů a kotev ve spárách cementobetonových krytů vozovek dvoukanálovým georadarem.

PODĚKOVÁNÍ

Tento článek byl vytvořen za finanční podpory Centra kompetence Technologické agentury ČR v rámci projektu Centrum pro efektivní a udržitelnou dopravní infrastrukturu (TE01020168) a za podpory společnosti SQZ.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

Normy a předpisy:

[1] ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody, 2014.

[2] TKP kap. 6: Cementobetonový kryt, technické kvalitativní podmínky staveb Ministerstva dopravy, 2015.

[3] TP 233 Georadarová metoda konstrukcí pozemních komunikací, technické podmínky Ministerstva dopravy, 2011.

[4] ASTM D6087-08 Standard Test Method for Evaluating Asphalt-Covered Concrete Bridge Decks Using Ground Penetrating Radar, 2015

[5] B 10 Merkblatt über das Radarverfahren zur Zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen, Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V. (DGZfP), 2008.

Certifikované metodiky Ministerstva dopravy ČR:

[6] Měření a hodnocení polohy kluzných trnů a kotev ve spárách cementobetonových krytů vozovek, Centrum dopravního výzkumu, v. v. i. a Skanska a.s., 2013.

[7] Metodika pro použití jednotlivých NDT zařízení v konkrétních situacích - zaměření na laserové skenování a georadar, Centrum dopravního výzkumu, v. v. i. a Geovap, spol. s r.o., 2015.

Ostatní podklady:

[8] STRYK, J., POSPÍŠIL, K., MATULA, R. Possibilities of ground penetrating radar usage within acceptance tests of rigid pavements. Journal of Applied Geophysics (2013), pp. 11-26, DOI: 10.1016/j.jappgeo.2013.06.013.

[9] Metodika měření a vyhodnocení polohy kluzných trnů a kotev ve spárách cementobetonových krytů vozovek dvoukanálovým georadarem, Centrum dopravního výzkumu, v. v. i., 2016.

3. BLOK

MATERIÁLY PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY VOZOVEK





FUGENABDICHTUNGSSYSTEME IN BETONFAHRBAHNDECKEN BEI DER HERSTELLUNG UND UNTERHALTUNG

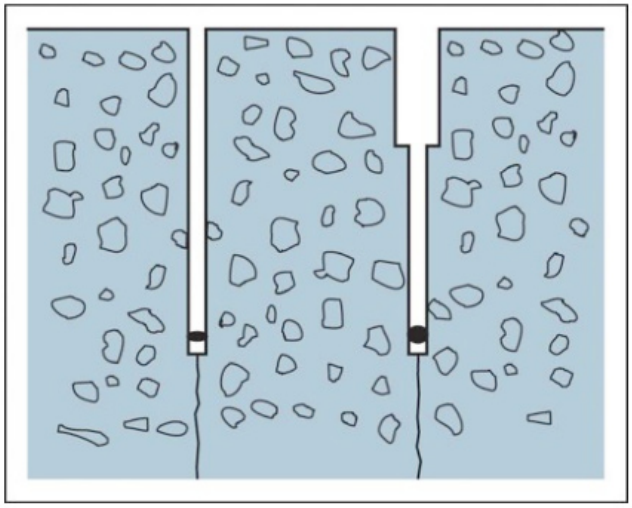
DIPL. ING. RALF ALTE-TEIGELER
OTTO ALTE-TEIGELER GMBH
OBERE HARDT 13, D-76467 BIETIGHEIM
OAT@OAT.DE TEL: +49-7245 – 92600

FUGENABDICHTUNGSSYSTEME IN BETONFAHRBAHNDECKEN BEI DER HERSTELLUNG UND UNTERHALTUNG

DIPL.-ING. RALF ALTE-TEIGELER, OTTO ALTE-TEIGELER GMBH



Fugen im Betonstraßenbau werden kurz nach dem Erhärten in den noch frischen Beton eingeschnitten. Durch das Schneiden der Kerben werden Sollbruchstellen in Quer- und Längsrichtung erzeugt. Die Betondecke reißt unter den Kerbschnitten, so dass ein gleichmäßiges Fugenbild entsteht. Die Kerbschnitte werden dann oben ebenfalls mit Diamantwerkzeugen für die Aufnahme von Fugenabdichtungssystemen aufgeweitet. Je nach später eingesetztem System werden in Höhe und Breite unterschiedliche Fugenkammern hergestellt.



Es ist sinnvoll, insbesondere bei den Querscheinfugen, alle Fugen abzufasen. Abfasen bedeutet das Anschleifen der Fugenflanken im oberen Bereich um 45 Grad. Für Fugenprofile ist dies einbautechnisch zwingend vorzusehen, bei Heißvergussmassen auf jeden Fall zu empfehlen und bei Kaltvergussmassen systembedingt zwingend.

Im Folgenden wird hauptsächlich über die Fugenherstellung in Deutschland berichtet. Es gibt in Deutschland zusätzlich technische Vorschriften von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Diese Vorschriften werden in Arbeitskreisen, meistens zwischen 10 und 20 Personen mit ausgewogener Besetzung, erarbeitet. Beteiligt sind Mitarbeiter der Verwaltung, der Industrie, der Materialhersteller, Universitäten, Labore und Ingenieurbüros. Durch die gleichmäßige Besetzung aller Interessensgruppen ist sichergestellt, dass die Regelwerke nicht einseitig zu Lasten oder zu Gunsten einer Gruppe hergestellt

werden. Diese Regelwerke werden mit den EU-Regelwerken abgestimmt und vor Einführung in Deutschland von der EU in Brüssel notifiziert. Durch die grenzübergreifende Zusammenarbeit mit anderen Ländern wird der Wissensstand in den unterschiedlichen Staaten ausgetauscht und fließt in die Regelwerke mit ein. Hierdurch ähneln sich die Regelwerke der meisten Länder, zumindest im technischen Teil der Ausführungen. Die deutsche Bauindustrie arbeitet in vielen Ländern außerhalb von Europa nach den deutschen ZTVen. Diese werden von den Auftraggebern in vielen Ländern sehr gerne akzeptiert, da sie einen sehr hohen Qualitätsstandard fordern. Materialien für den Fernstraßenbau werden in den technischen Lieferbedingungen und technischen Prüfvorschriften (TL und TP) geregelt. Auch hier sind die Anforderungen an die Baustoffe und die Prüfvorschriften sehr hoch, so dass man bei Einhaltung der Vorschriften von einem hohen Ausführungs- und Qualitätsstandard sprechen kann. Für die Herstellung von Betondecken gilt in Deutschland die ZTV Beton STB 07. Diese ZTV wird derzeit überarbeitet. Gleichzeitig werden ebenfalls die TL und TP dem neuesten Stand der Technik angepasst. Die ZTV Beton wird voraussichtlich im Jahr 2019 neu erscheinen.



Der Kerbschnitt bei den Betondecken wird in der ZTV Beton geregelt. Hier gibt es Anforderungen an die Fugenabstände im Verhältnis zur Betondeckenstärke und an die Schnitttiefen. Nach dem Schneiden der Kerbschnitte, d.h. mit dem Aufweiten der Fugen und dem späteren Abdichten, gelten dann die ZTV Fug-StB 01. Das neue Regelwerk der ZTV Fug sollte bereits 2011 in Kraft treten. Es gab in dieser Zeit jedoch vermehrt Schäden mit den bitumenhaltigen Heißvergussmassen. Diese Schäden entstanden durch die Summe von Veränderungen im Betondeckenbau und den Fugenvergussmassen. Ausschlaggebend für die Qualität der Heißvergussmassen sind die Verbindungen mit wechselnden Bitumenqualitäten, Probleme mit Voranstrichmittel, geänderte Zemente und ein verändertes Rissverhalten der Betondecken, Einsatz von neuen Nachbehandlungsmittel und –verzögerer. In Zusammenarbeit mit allen Beteiligten aus der Auftraggeberseite, der Industrie und der Forschung wurden die Schäden analysiert. Es wurden neue Prüfmethoden mit veränderten Materialien entwickelt. Mit diesen Materialien, die zum Teil auch ohne Voranstrich verarbeitet werden, gab es in den letzten Jahren keine oder nur sehr geringe Schäden. Dies zeigt, dass man hier durch ein frühes Aufdecken von Schäden, deren Offenlegung und dann eine gemeinsame Bearbeitung dieser Schäden, schnell zum Ziel gekommen ist. Die bereits im Jahre 2011 fertiggestellten ZTV Fug werden jetzt als ZTV Fug 2015 eingeführt und auch verbindlich die TL und TP. Neben vielen Änderungen bei den Materialien, deren Zusammensetzung und deren Prüfvorschriften ist ein wesentlicher Punkt hinzugekommen. Bei den Überwachungsprüfungen der Fugenvergussmaterialien müssen Toleranzen in einem relativ engen Spielraum gegenüber der Erstprüfung eingehalten werden. Früher war es so, dass die Hersteller das Material im Bereich der kompletten Breite der Prüfanforderungen variieren konnten. Jetzt müssen die Hersteller genau das herstellen, was sie in der Erstprüfung getestet und zugesagt hatten. Bei der Einführung der ZTV Fug gibt es ein allgemeines Rundschreiben des Verkehrsministeriums. In diesem Rundschreiben an die einzelnen Bundesländer

werden diese gebeten, das neue Regelwerk für den Fernstraßenbereich einzusetzen. In diesem Hinweis ARS wird darauf aufmerksam gemacht, dass die Fugenkammern in den Betondecken möglichst spät und erst kurz vor dem Vergießen zu schneiden sind. Dies hängt damit zusammen, dass dann das Schwingverhalten des Betons weitestgehend abgeschlossen ist und die Fugen dann nur noch die temperaturbedingten Dehnstauchbewegungen aufnehmen müssen. Parallel zu der Erstellung der Regelwerke wurden in den letzten Jahren neue Testmethoden für Fugenvergussmaterialien entwickelt. Hier ist ein Test zur Alterungssimulation von der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin (BAM) entwickelt worden. Dieser Test soll in Zukunft für alle eingesetzten Fugenvergussmaterialien im Fernstraßenbau verbindlich sein, d. h., Materialien, die diese Tests nicht bestehen, werden dann nicht mehr im Autobahnbau eingesetzt. Die namhaften Fugenhersteller in Deutschland setzten bereits schon jetzt keine Materialien mehr ein, die diese Tests nicht bestanden haben. Bei den Tests wird, innerhalb von einer Woche, der Lebenszyklus eines Jahres simuliert. Hier werden mit verschiedenen Mitteln die Zustände der vier Jahreszeiten, wie Sonne, Wasser, Nebel, Feuchtigkeit, UV-Bestrahlung und Tausalze auf die Prüfkappe aufgebracht. Diese werden dann während der gesamten Zeit gedehnt und gestaucht. Die Materialien müssen, um diesen Test zu bestehen, in neun Zyklen erfolgreich sein. Um die Änderungen in der Materialqualität zu verdeutlichen, ist zu sagen, dass bis vor 5 Jahren das beste Material vier Jahreszyklen überstanden hat und danach versagt hat. Die meisten Materialien haben schon früher die ersten Zyklen nicht bestanden. Daran, dass jetzt schon einige Materialien die neun Jahreszyklen bestanden haben, ist erkennbar, dass sich bei den Materialien aufgrund der vorhandenen Schäden und der Weiterentwicklung sehr viel getan hat und dass wir hier mit einer verlängerten Lebensdauer der Fugensysteme rechnen können. Wir sprechen bei den Fugensystemen von Lebensdauern von 8 max. 10 Jahren, die auch realistisch sind.

In Deutschland werden in den letzten Jahren viele PPP-Projekte (Private-Public-Partnership-Projects) gebaut, d. h., der Betreiber übernimmt hier den Bau der Strecken und die Unterhaltung für 30 Jahre. Nach 30 Jahren übergibt er die Strecke in einem noch funktionsfähigen Zustand an den Staat. Der Betreiber muss garantieren, dass die Strecken immer befahrbar sind. Für Sperrungen durch Baustellen und Wartungsarbeiten muss der Betreiber Gebühren bezahlen. Hierdurch soll erreicht werden, dass eine sehr hohe Bauausführungsqualität eingehalten wird und dass es nur geringe Wartungsintervalle gibt. Aufgrund dieser Kostenberechnung über 30 Jahre werden in fast allen Bereichen Betondecken gebaut. Dies zeigt die Wirtschaftlichkeit von Betondecken gegenüber Asphalt. In den meisten Fällen werden beim Neubau Fugenprofile eingebaut. Man rechnet damit, dass diese nach zirka 10 max. 12 Jahren ausgebaut werden. Dann ist noch einmal ein Fugenverguss als Sanierungsmaterial vorgesehen mit einer erwarteten Lebensdauer von 8 – 10 Jahren. Ob dann die Fugen am Ende der Laufzeit noch einmal saniert werden müssen oder dem Auftraggeber des Projekts nicht saniert zurückzugeben werden, ist eine vertragliche Regelung. Man kann jedoch davon ausgehen, dass bei einem PPP-Projekt zwei, eventuell drei Fugensanierungen nötig sind. In einigen wenigen Ländern werden derzeit für Betondecken Gewährleistungszeiten von 10 Jahren gefordert. Dies mag für Betondecken funktionieren und auch in Ordnung sein, nicht in Ordnung ist dies jedoch für Fugenvergusssysteme. Man kann für Systeme, die als Wartungssysteme gelten und eine prognostizierte Lebensdauer von 8 – 10 Jahren haben keine 10 Jahre Gewährleistung verlangen. Dies ist unrealistisch und nicht in Ordnung. Auch wenn die einzelnen Staaten hier im Fernstraßenbereich Vergabemonopole haben, sollte man über diese Forderung nachdenken, da man hiermit Firmen ruinieren kann. Tatsächlich ist es so, dass schlecht ausgeführte Fugen durch Ausführungsmängel oder schlechte Materialqualitäten bereits nach ein oder zwei Wintern defekt sind. Schäden sind dann sofort zu erkennen. Der Auftraggeber hat dann die Möglichkeit im Rahmen einer bisherigen fünfjährigen Gewährleistung die Fugen auf Kosten des Ausführenden erneuern zu lassen. Im Betonstraßenbau werden folgende Fugensysteme eingesetzt: Fugenprofile, bitumenhaltige Heißvergussmassen, Kaltvergussmassen.

Bei der Neuherstellung der Betondecken gibt es verschiedene Möglichkeiten für die Fugenabdichtungen. Hauptsächlich werden Fugenprofile und bitumenhaltige Heißvergussmassen eingesetzt. Möglich ist jedoch auch das Abdichten der Fugen mit Kaltvergussmassen. Dies geschieht hauptsächlich in Bereichen, in denen mit Belastungen, z. B. Beispiel durch Öle und Treibstoffe zu rechnen ist, wie Flughafenvorfelder, Tankstellenbereiche und Ähnliches. Bei den Abdichtungssystemen mit Profilen werden diese komprimiert und in die Fuge eingepresst. Die Profile drücken sich an die Fugenwandungen und sorgen für eine abgedichtete Fuge. Voraussetzung für alle Systeme ist jedoch, dass die Rissöffnungsweiten nicht zu groß sind. Sowohl die Profile als auch die bitumenhaltigen Heißvergussmassen müssen als Mindestbewegungsaufnahme 25 Prozent der Ursprungsbreite garantieren. Dies soll in Zukunft auf 35 % erhöht werden. Fugenprofile haben den Vorteil, dass sie auch bei tiefen Temperaturen und feuchter Witterung eingebaut werden können.

Bei den bitumenhaltigen Heißvergussmassen gibt es Systeme mit und ohne Voranstrich. Bei diesen Massen kommt in den unteren Fugenspalt ein Rundprofil, um die Höhe der Fugenmasse zu begrenzen und zu verhindern, dass die beim Einbau flüssige Heißvergussmasse in den Fugenkammerschnitt hineinläuft. Die Heißvergussmassen werden auf Temperaturen zwischen 150°C und 210°C, je nach Materialtyp, aufgeheizt und dann über indirekt beheizte Rührwerkskocher mit einem Pumpensystem über einen Schlauch direkt in die Fugen gefüllt. Diese Massen sind sofort nach dem Erkalten wieder befahrbar.

Bei Kaltvergussmassen werden meistens Zwei-Komponenten-Materialien auf Polyurethanbasis verarbeitet. Ein-Komponenten-Silikone haben sich in Europa im Verkehrswegebau nicht durchgesetzt. Diese kalt verarbeitbaren Materialien garantieren eine mögliche Bewegungsaufnahme von 35 % der ursprünglichen Fugenkammerbreite. Die Aushärtezeiten bis zur Befahrbarkeit der Flächen betragen, jedoch je nach Materialtyp und Witterung, bis zu 24 Stunden.

Fugenabdichtungssysteme werden bei der Betondecke von allen Bauteilen am meisten belastet. Die Lebensdauer der Systeme beträgt zwischen 8 und 10 Jahren. Danach sollten die vorhandenen alten Fugenvergussmassen entfernt werden. Die Fugen sollten gesäubert und ein neuer Fugenfüllstoff eingebracht werden. Dies ist mit Heißverguss und Profilen in

kurzen Bauzeiten auch in Nachtarbeit oder verkehrsarmen Zeiten möglich.

Aufgrund der Wetterunabhängigkeit beim Einbau und der Lebensdauer von Profilen, sollten diese beim Neubau bevorzugt werden. Die dann nach 8 – 10 Jahren nötigen Sanierungen sollten mit Heißvergusssystemen bearbeitet werden.

Die Betreiber von PPP-Projekten rechnen üblicherweise über die Lebensdauer der Betondecken von 30 Jahren mit zwei Fugensanierungen. Forderungen nach Gewährleistungszeiten für Fugensysteme von 10 Jahren, die von einigen Auftraggebern verlangt werden, sind nicht realistisch. Bei ordnungsgemäß hergestellten Betondecken mit hoher Qualitätssicherung sind die Fugen die einzigen Bauteile, die gewartet werden müssen.

Eine Betondecke kann nur so gut sein, wie ihre Fugen.

Gute Fugen erhöhen die Lebensdauer der Betondecken. Auch eine regelmäßige Fugenpflege trägt zur verlängerten Lebensdauer der Betondecken bei. Daher sollte, sowohl in der Ausführung der Fugenarbeiten beim Neubau als auch in der Erhaltung, auf Einhaltung der Zeitintervalle und auf qualitativ hochwertige Ausführung geachtet werden.

FUGENFÜLLUNGEN MIT HEISSVERARBEITBAREN BITUMENHALTIGEN VERGUSSMASSEN



Bei diesen Materialien gibt es zwei unterschiedliche Massen. Diese Massen werden mit N1 und N2 bezeichnet. Diese Begriffe haben sich inzwischen europaweit durchgesetzt. N1 sind Fugenvergussmassen, die hauptsächlich im nicht direkt befahrenen Fahrbahnbereich eingesetzt werden, z. B. bei Randfugen an Bauwerken. Bei den Fugen in Fahrbahnbetondecken werden die N2-Vergussmassen eingesetzt. Die N2-Vergussmassen ermöglichen eine Bewegungsaufnahme von 25 % der ursprünglichen Fugenkammerbreite, d. h., bei einer 8 mm Fuge sind 2 mm Bewegungsaufnahme möglich, bei einer 10 mm Fuge sind 2,5 mm Mindestbewegungsaufnahme möglich. Wir empfehlen daher bereits im Ursprungszustand die Fugenkammern auf 10 mm aufzuschneiden, um zusätzliche Sicherheiten bei der Flankenhaftung zu haben, damit die Fugen nicht durch zu hohe Bewegungen abreißen. Bei den N2-Vergussmassen in Betondecken wird als Unterfüllstoff ein geschlossenzelliges, kurzzeitig hitzebeständiges Schaumstoffprofil eingebaut. Dieses Profil dient dazu, dass das Material nicht in den Fugenkammerschnitt hineinläuft. Gleichzeitig wird eine Dreiflankenhaftung des Fugenvergussmaterials verhindert. Wichtig beim Einbau aller Fugensystemen ist, dass die Fugenflanken sauber gereinigt werden. Bereits beim Fugenschneiden sollte der Schneidschlamm mit integrierten Schlammabsauganlagen bei den Fugenschneidgeräten abgesaugt werden. Das Säubern der Fugenflanken erfolgt mit rotierenden Stahlzopfrundbürsten.





Untersuchungen, die Fugenflanken mit Glaskugeln zu strahlen, haben gute Erfolge gezeigt. Hier laufen weitere Messungen für neue Erkenntnisse, um evtl. die Flankenhaftung durch raue Flanken, wie man sie nach dem Ausbürsten nicht bekommt, zu verbessern. Bei den N2-Systemen gibt es geprüfte Systeme mit und ohne Voranstrich. Bei den Systemen mit Voranstrich ist darauf zu achten, dass der Voranstrich gleichmäßig dünn an die Fugenwandungen aufgetragen wird. Er sollte vor dem Vergießen ablüften und nur noch klebrig, aber nicht mehr feucht sein. Es gibt keine Regelung dafür, wieviel Voranstrich exakt in die Fugen und auf die Fugenwandungen aufgetragen werden muss. Dies ist ein Punkt, der dringend verbessert werden muss. Durch zu viel oder zu wenig Voranstrich kann das Haftverhalten an den Flanken, der mit Voranstrich geprüften Materialien verringert werden. Ein Argument für den Voranstrich ist, dass man mit Voranstrich evtl. vorhandenen Reststaub auf der Baustelle bindet und mit dem Voranstreichen baustellenbedingten neuen Staub bindet und damit die Qualität der Flankenhaftung erhöht. Das Fugenvergussmaterial wird mit indirekt beheizten Kochern, je nach angegebenen Verarbeitungstemperaturen, auf 150 °C bis 220 °C aufgeheizt. Insbesondere bei den ohne Voranstrich verwendeten Materialien, ist es sehr wichtig, dass die angegebene Aufheiz- und Verarbeitungstemperatur auch eingehalten wird, selbst wenn das Material auch bei geringeren Temperaturen schon verarbeitungsfähig wäre. Erst durch die angegebene Temperatur entwickeln die im Material eingesetzten Polymere die volle Haftung an den Fugenflanken. Die N2-Materialien werden bündig oder leicht unter der Oberkante der Decke über einen Schlauch direkt vom Vergusskessel in die Fugen hineingebracht. Hierdurch ist sichergestellt, dass das Material auch mit der nötigen Temperatur die Fuge erreicht. Sollten beim Vergießen die Fugen zu tief oder zu hoch sein, ist dies kein Mangel. Tiefer liegende Fugen können nachvergossen werden, zu hoch vergossene Fugen werden mit entsprechend scharfen Messern abgestoßen.

KALTVERARBEITBARE FUGENVERGUSSMASSEN

Bei den kaltverarbeitbaren Fugenvergussmassen werden meist Zweikomponentenmaterialien auf Polysulfidbasis eingesetzt. Diese Materialien haben eine Bewegungsaufnahme von mindestens 35 % und werden immer mit Voranstrich verarbeitet. Sehr wichtig ist hier ein Unterfüllprofil, da eine Dreiflankenhaftung bei Kaltvergussmaterialien zum Versagen der Fugenfüllung führt. Die Kaltvergussmaterialien werden sehr viel in Bereichen mit wassergefährdeten Stoffen eingesetzt, z.B. auf Tankflächen, Raffinieren, Flughafenvorfeldern und ähnlichen Flächen. Bei chemischen Belastungen im Industriebereich ist vor der Anwendung von Kaltvergussmassen jeweils zu prüfen, ob das Material mit den zu erwarteten chemischen Belastungen resistent ist. Die Kaltvergussmassen werden heute auch über einen Vergussschlauch hinter einer Zweikomponentenmischanlage vergossen. Hierdurch sind hohe Tagesleistungen ähnlich wie beim Heißverguss möglich. Kaltvergussmassen dürfen jedoch nur bei Temperaturen über 5 °C eingesetzt werden. Wichtig ist auch, dass man bei Kaltvergussmaterialien den Taupunkt beachten muss. Ein Nachteil der Kaltvergussmaterialien ist die Aushärtezeit. Die Flächen sollten über viele Stunden, am besten einen ganzen Tag, nicht befahren werden. Es gibt schon Entwicklungen mit Härtern, mit denen das Material schneller aushärtet, jedoch sind auch hier die Wartezeiten auf das Aushärten bis zur Verkehrsfreigabe wesentlich länger, als bei Heißvergussmaterialien, die sofort nach dem Erkalten befahrbar sind. Aufgrund der Schäden mit Heißvergussmaterialien in den letzten Jahren, wurden in Deutschland zahlreiche Versuche auf Autobahnen mit Kaltverguss durchgeführt. Die ersten Erkenntnisse nach 2 – 3 Jahren Liegedauer waren positiv. Es gab jedoch auch hier, ähnlich wie beim Heißverguss, vereinzelt Schäden in diesen neuen Bereichen. Insbesondere wenn man bestehende Betonflächen saniert, die im Ursprungszustand mit Heißvergussmaterialien vergossen worden sind, ist zu

beachten, dass die Fugenflanken zusätzlich nachgeschnitten werden müssen, damit sämtliche Reste des vorhandenen Fugenfüllstoffes entfernt werden. Neben den höheren Kosten gegenüber Heißverguss, ist die längere Aushärtezeit für die Kaltvergussmaterialien zu beachten. Kaltvergussmassen haben sich weltweit in den oben aufgeführten Flächen bewährt. Im Autobahnbau mit hohem Verkehrsaufkommen und schnellen Überrollungen gibt es jedoch noch keine gesicherten langjährigen Erfahrungen.

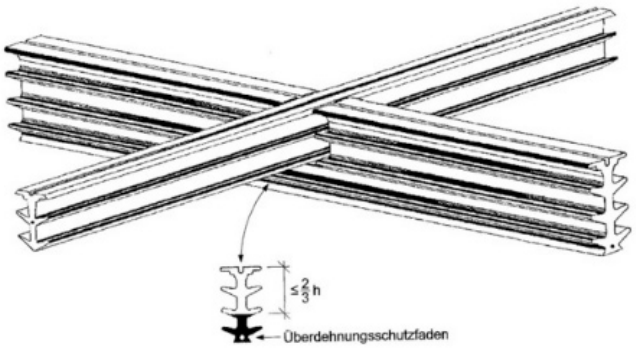




ELASTOMERE FUGENFÜLLSYSTEME = FUGENPROFILE

Fugenprofile werden meistens beim Neubau von Betondecken eingesetzt. Sie haben den Vorteil, dass sie auch bei feuchtem Wetter und bei geringen Temperaturen eingebaut werden können, ohne dass die spätere Funktion beeinträchtigt wird. Die Lebensdauer von Fugenprofilen liegt um die 10 Jahre. Es gibt jedoch auch Lose mit einer Lebensdauer von 13 – 15 Jahren. Man kann aber im Normalfall von 10 – 12 Jahren sprechen, bis die Fugenfüllung bedingt durch die Nutzung und UV-Bestrahlung ausgetauscht werden sollte. Die Fugenprofile haben im Ursprung eine Breite, die ca.
50 % breiter ist als die Fugenkammerbreite. Die Fugenprofile werden zusammengepresst und die vorher gesäuberte Fuge eingepresst. Hier ist es sehr wichtig, dass die Fugen abgefasst werden, da sonst beim Einbau der Profile Kantenschäden entstehen können. Wir empfehlen für Fugensanierungen keine Fugenprofile, sondern Heißvergussmassen. Der Grund hierfür ist, dass im Laufe der Jahre die Fugen unterschiedliche Öffnungsweiten aufweisen. Um dann ein einheitliches Fugenprofil einzubringen, müssten alle Fugen auf eine höhere Breite aufgeschnitten werden. Dies würde mit Mehrkosten und einem geringeren Fahrkomfort durch das erhöhte Fahrbahngeräusch zusammenhängen. Sehr wichtig bei Fugenprofilen ist die genaue Einhaltung des Fugenkammerquerschnittes, damit die Fugenprofile unten aufliegen und nicht durch den Verkehr weiter nach unten gedrückt werden. Es hat sich gezeigt, dass bei Fugen mit hohen Rissöffnungsbreiten das Fugenprofil in den Riss hineingedrückt wird. Die Fuge ist jedoch dicht. In der jetzt gültigen ZTV Fug gelten tiefer liegende Fugenprofile bis 15 mm nicht als Mangel. Die Erfahrung der letzten Jahre hat jedoch gezeigt, dass bei Einhaltung genauester Schnitttiefen durch Tiefenkontrolle an den Schneidgeräten die Profile nur bei paketgerissenen Fugen tiefer absacken. Ein weiterer Grund bei Sanierungen keine Profile, sondern Heißvergussmassen zu nehmen ist, dass im Laufe der Jahre der Benutzung von Betonfahrbahndecken Kleinstabplatzungen und Kleinstausbrüche an den Fugenflanken entstehen können. Diese müssten beim Einsatz von Fugenprofilen alle ausgebessert werden. Beim Einsatz von Heißvergussmassen kann man jedoch Kleinstausbrüche bis ca. 1 cm so belassen, da die Heißvergussmasse in die Ausbrüche hineinläuft, sich an den Flanken festsetzt und damit die Fugen wieder dicht sind.





ALLGEMEINES

Eine Betondecke kann nur so gut sein, wie Ihre Fugen.
Es hat sich gezeigt, dass funktionierende Fugenfüllungen ein wesentlicher Bestandteil für die Lebensdauer von Betonfahrbahndecken sind. Bei einer entsprechenden Dimensionierung und einer guten Ausführungsqualität ist die prognostizierte Lebensdauer von 30 Jahren immer zu erreichen. Es gab in Deutschland in den letzten Jahren einige sogenannte Blow-Ups. Hier schieben sich hitzebedingt die einzelnen Betonplatten gegeneinander und haben aufgrund fehlender Ausdehnungsmöglichkeiten nur noch den Weg nach oben. Dadurch kann es passieren, dass einzelne Betonplatten nach oben herausbrechen. Dies ist eine Verkehrsgefährdung. Die Erfahrungen haben jedoch hier gezeigt, dass die Blow-Ups hauptsächlich an Strecken auftraten, die ihre prognostizierte Lebensdauer schon überschritten haben. Auch entsprechen diese Strecken nicht mehr den Berechnungen für die heutigen Belastungen. Die damaligen Betondecken wurden wesentlich dünner gebaut. Die Achslasten sind inzwischen erhöht worden. Sehr oft sind in den Bereichen, in denen Blow-Ups aufgetreten sind, die Fugen nicht gewartet worden. Alleine diese Tatsache zeigt, dass eine Fugenwartung in vernünftigen angemessenen Zeitintervallen sinnvoll ist und die Lebensdauer der Decken verlängert und ebenfalls Blow-Ups verhindert. Schon aus diesem Grund sollte hier nicht am falschen Ende gespart werden. Wichtig ist natürlich, dass man über Fachfirmen mit geschultem Personal, dem entsprechenden Know-how und leistungsstarken Geräten die Fugenarbeiten ausführt. Für den Nutzer sind Fugensanierungsarbeiten nicht problematisch, da man sie in verkehrsarmen Zeiten in kurzen Zeitfenstern ausführen kann. Dadurch werden Staus durch Wartungsarbeiten vermieden. Fugensanierungsarbeiten lassen sich kostengünstig auch mit Absperren einzelner Fahrstreifen ausführen. Es sind keine Verkehrsumleitungen im großen Stil nötig. Insgesamt kann gesagt werden, dass bei qualitativ hochwertiger Ausführung der Fugenarbeiten und zeitgemäßer Wartungsintervalle, die gut hergestellt Betondecke die prognostizierte Lebensdauer in jedem Fall erreichen wird. Insbesondere bei sehr hohen Achslasten und starkem Verkehrsaufkommen sollten daher Betondecken eingesetzt werden.





SYSTÉMY TĚSNĚNÍ SPÁR CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ PŘI JEJICH VÝSTAVBĚ A ÚDRŽBĚ

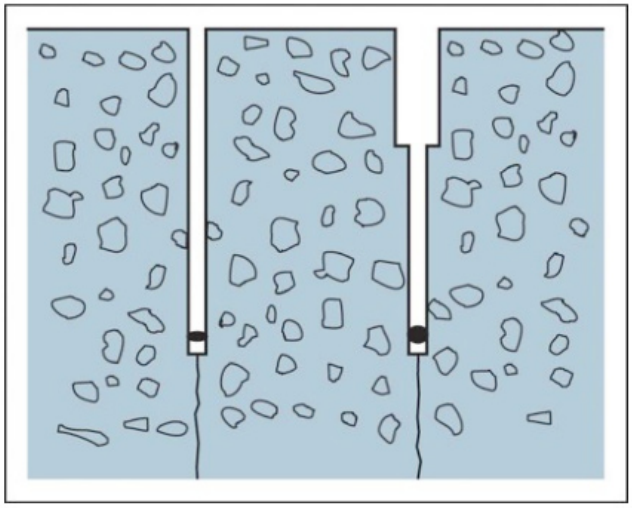
DIPL. ING. RALF ALTE-TEIGELER
OTTO ALTE-TEIGELER GMBH
OBERE HARDT 13, D-76467 BIETIGHEIM
OAT@OAT.DE TEL: +49-7245 – 92600

SYSTÉMY TĚSNĚNÍ SPÁR CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ PŘI JEJICH VÝSTAVBĚ A ÚDRŽBĚ

DIPL.-ING. RALF ALTE-TEIGELER, OTTO ALTE-TEIGELER GMBH



Spáry se při výstavbě cementobetonových krytů prořezávají do ještě „čerstvého“ betonu krátce po vytvrdnutí. Tím se vytváří zeslabená místa v podélném i příčném směru. Cementobetonový kryt pod řezem praskne, čímž vznikne předem daný spárořez. Řez se následně rozšíří diamantovými kotouči pro aplikaci těsnění. Výsledná výška a šířka spárořezu je závislá na použitém způsobu těsnění.



Zejména u příčných spár je vhodné všechny drážky zkosit, tedy zbrousit v horní části pod úhlem 45 stupňů. Zkosení profilů spár je třeba provést podle zamýšleného typu technologie těsnění; při použití zálivek za horka se v každém případě doporučuje zkosení, při použití zálivek za studena je to závislé na konkrétním systému těsnění.

Další text bude pojednávat hlavně o způsobu provádění a těsnění spár v Německu. V Německu existují ještě dodatečné technické směrnice, vydané Společností pro výzkum silnic a dopravy. Tyto předpisy vypracovávají pracovní skupiny, skládající se většinou z 10 až 20 osob. Ve skupinách jsou zastoupeni pracovníci státní správy, průmyslu, výrobců materiálu, univerzit, laboratoří a inženýrských kanceláří. Rovnoměrným zastoupením všech zájmových skupin je zajištěno, že vzniklé směrnice nebudou jednostranně zvýhodňovat či znevýhodňovat jednu ze skupin. Tyto směrnice se slaďují s předpisy EU a před zavedením v Německu jsou notifikovány

Evropskou unií v Bruselu. Díky přeshraniční spolupráci s jinými zeměmi dochází k výměně poznatků mezi jednotlivými státy a tyto vědomosti se pak do směrnic zapracují. Proto se směrnice jednotlivých zemí vzájemně podobají, minimálně co se týká technické části realizace. Německé stavební firmy pracují v mnoha mimoevropských zemích podle německých ZTV (dodatečné technické smluvní podmínky). Zadavatelé v mnoha zemích tyto podmínky velmi rádi akceptují, protože zajišťují velmi vysoký standard kvality. Materiály pro výstavbu silnic a dálnic jsou předepsány v technických dodacích podmínkách a technických zkušebních podmínkách (TL a TP). I zde jsou požadavky na materiály a zkušební předpisy velmi vysoké, takže při dodržení předpisů lze předpokládat vysoký standard provedení a kvality. Pro stavbu cementobetonových krytů platí v Německu ZTV Beton STB 07. Tyto ZTV se v současné době aktualizují. Nejnovějšímu stavu techniky se současně přizpůsobují také TL a TP. Aktualizované ZTV Beton budou vydány pravděpodobně v roce 2019.



Podmínky provádění a těsnění spár v cementobetonovém krytu předepisují ZTV Beton. Jsou zde popsány požadavky na vzdálenosti mezi spárami a hloubku řezu spár v poměru k tloušťce cementobetonového krytu. Pro rozšíření spár a jejich následné těsnění platí ZTV Fug-StB 01. Revidovaná pravidla pro ZTV Fug měla vstoupit v platnost už v roce 2011. V této době se ale často vyskytovaly vady v souvislosti s asfaltovými zálivkami za horka. Tyto vady vznikaly v důsledku řady změn při výstavbě cementobetonových krytů a výrobě zálivkových hmot. Rozhodující pro kvalitu těsnění spár pomocí zálivek za horka jsou proměnlivá kvalita asfaltu pro výrobu zálivkových hmot, problémy s penetračními nátěry, změny v cementech, změna vzniku trhlin v místě spárořezu v cementobetonových krytech, používání nových ochranných ošetřovacích prostředků a zpomalovacích přísad. Ve spolupráci se všemi zúčastněnými zástupci zadavatelů, průmyslu a výzkumu byly tyto vady analyzovány a následně vyvinuty nové zkušební metody změněných zálivkových hmot. Při použití těchto nových zálivkových hmot, z nichž některé lze zpracovávat i bez penetrace stěn spár, nevznikaly v posledních letech žádné vady nebo docházelo jen k drobným vadám. To ukazuje, že díky rychlému odhalení problémů, jejich zveřejnění a následnému společnému řešení bylo rychle dosaženo cíle. ZTV Fug, dokončené již v roce 2011, teď budou zavedeny jako ZTV Fug 2015, závazné jsou rovněž TL a TP. Vedle mnoha změn v zálivkových hmotách, jejich složení a v předpisech pro jejich kontrolu přibyl ještě jeden důležitý bod. Při kontrolních zkouškách zálivek musí být dodrženy tolerance, které jsou poměrně úzké vzhledem k výsledkům průkazních zkoušek (ITT). Dříve to bylo tak, že vlastnosti zálivkových hmot jednotlivých výrobců se mohly pohybovat v celém rozsahu, definovaném pro kontrolní zkoušky. Nyní musí výrobci velice přesně vyrobit to, co při zkoušce ITT odzkoušeli a co nabízí. Při zavedení ZTV Fug vydalo ministerstvo dopravy oběžník. V tomto oběžníku pro jednotlivé spolkové země byly země požádány, aby novou směrnici aplikovali při výstavbě dálnic. V tomto všeobecném oběžníku pro stavbu silnic je upozorněno na to, že rozšiřovací jímku spár v cementobetonových krytech je nutno řezat co nejpozději, až krátce před prováděním zálivek.

To souvisí s tím, že v této době už jsou změny v betonu z velké části ukončeny a spáry pak již budou přenášet zatížení pouze od teploty. Souběžně s vypracováním směrnice byly v posledních letech vyvinuty nové metody pro zkoušení materiálu pro výrobu zálivek. Spolkovým ústavem pro zkoušení materiálů v Berlíně (BAM) byla vyvinuta zkouška simulující stárnutí. Tato zkouška má být v budoucnu závazná pro všechny zálivkové hmoty používané pro těsnění při výstavbě dálnic, tzn., že materiály, které při této zkoušce neobstojí, už nebudou moci být použity. Renomované firmy v Německu už nyní nepoužívají žádné materiály, které při těchto zkouškách neuspěly. Při těchto zkouškách se během jednoho týdne simuluje roční cyklus. Pomocí různých prostředků se na kontrolní vzorek nechají působit vlivy všech čtyř ročních období, jako slunce, voda, mlha, vlhkost, UV-záření a posypové soli. Vzorky se během celé doby natahují a stlačují. Aby materiály při této zkoušce obstály, musí úspěšně absolvovat devět cyklů. Abychom přiblížili změny v kvalitě zálivek, je nutno říci, že ještě před 5 lety vydržela nejlepší zálivka čtyři roční cykly a poté selhala. Většina zálivek však propadla ještě dříve. To, že dnes již některé zálivky absolvují devět ročních cyklů, dokazuje, jak se zálivkové hmoty na základě zkušeností z přechozích vad a dalšího vývoje zlepšily a to, že můžeme počítat s delší životností systémů těsnění spár. U těsnění spár hovoříme o životnosti 8, max. 10 let, doba 10 let je také reálná.

V Německu se v posledních letech realizuje mnoho PPP-projektů (Private-Public-Partnership-Projects), tzn., že provozovatel komunikaci postaví a na 30 let převezme její údržbu. Po 30 letech úsek ještě ve funkčním stavu předá státu. Provozovatel musí zaručit stálou sjízdnost úseku. Za uzavírky z důvodu stavby nebo údržby musí provozovatel platit poplatky. To znamená, že musí být dodržena maximální kvalita provedení staveb, aby byly pro údržbu zapotřebí pouze krátké uzavírky. Na základě propočtu nákladů na 30 let provozu se téměř ve všech oblastech staví betonové vozovky. To dokazuje ekonomickou výhodnost betonových vozovek proti asfaltovým. Ve většině případů se u novostaveb používá těsnění pomocí těsnícíché profilů. Počítá se s tím, že budou zhruba za 10, max. 12 let odstraněny. Poté se jako sanační materiál ještě jednou použije zálivka s očekávanou životností 8 – 10 let. Zda se spáry na konci smluvního období budou ještě jednou sanovat nebo zda bude úsek zadavateli projektu vrácen v nesanované podobě je nutno stanovit ve smlouvě. Dá se však předpokládat, že u PPP-projektu budou nutné dvě, eventuálně tři obnovy těsnění spár. Několik málo zemí aktuálně vyžaduje pro cementobetonové kryty desetiletou záruční lhůtu. Pro cementobetonové kryty to je reálné a je to tak v pořádku, není to však v pořádku v případě sytémů těsnění. Od systémů, které jsou považovány za systémy opravné a které mají plánovanou životnost 8 – 10 let, nemůžeme požadovat desetiletou záruku. To je nereálné, to v pořádku není. I když jednotlivé státy mají monopol na zadávání zakázek na stavbu dálkových silnic, měly by se zodpovědné osoby nad tímto požadavkem zamyslet, protože může firmy zruinovat. Skutečnost je taková, že špatně provedené spáry, ať už z důvodu nedostatků v provedení, nebo z důvodu nekvalitního zálivkového materiálu, vykazují vady po jedné nebo dvou zimách. Poškození je pak okamžitě patrné. Zadavatel má možnost v rámci zatím pětileté záruční doby nechat spáry na náklady zhotovitele opravit. Při stavbě cementobetonových krytů se používají tyto systémy těsnění spár: spárové profily, asfaltové zálivky za horka, zálivky za studena.

Při stavbě nových cementobetonových krytů existuje několik možností utěsnění spár. Používají se hlavně spárové profily a těsnění asfaltovými zálivkami za horka. Možné je také těsnění spár zálivkou za studena. Tento způsob se využívá hlavně v dopravních plochách, na nichž se musí počítat se znečištěním např. olejem nebo pohonnými hmotami, tedy na letištích, u čerpacích stanic a podobně.

U těsnění profilem se profily smáčknou a vtlačí do spáry. Profily se přitlačí ke stěnám komůrky a tím je zajištěno utěsnění spáry. Předpokladem všech systémů však je, že spáry nebudou příliš široké. Jak profily, tak asfaltové zálivky musí garantovat, že přenesou pohyb o velikosti minimálně 25 % původní šířky spárové drážky. Tato hodnota má být zvýšena na 35 %. Spárové profily mají tu výhodu, že jejich aplikace je možná i při nízkých teplotách a za vlhkého počasí.

U asfaltových zálivek za horka existují systémy s penetrací a bez penetrace stěn spár. U těchto hmot se na dno rozšíření vloží kruhový profil, aby se omezila výška zálivky a aby se zabránilo tomu, aby při aplikaci pronikala tekutá zálivka hlouběji do drážky. Horké zálivky se v závislosti na konkrétním typu zahřívají na teplotu od 150°C do 210°C a poté se pomocí nepřímo vyhřívaného kotle s míchačkou aplikuje pomocí čerpadla a hadice přímo do spáry. Přes spáry utěsněné těmito hmotami lze vést dopravu ihned po vychladnutí.

U zálivek za studena se většinou zpracovávají dvousložkové materiály na bázi polyuretanu nebo polysulfidu. Jednosložkové silikony se v evropském dopravním stavitelství neprosadily. Za studena zpracovávané materiály zaručují, že vykompenzují pohyb o velikosti 35 % původní šířky komůrky. Doba vytvrdnutí do sjízdnosti ploch činí v závislosti na konkrétním materiálu a klimatických podmínkách až 24 hodin.

Těsňění spár je nejvíce namáhaná konstrukční část cementobetonových krytů. Životnost těsnících systémů se pohybuje od 8 do 10 let. Poté by měla být stará zálivka odstraněna. Spáry by se měly vyčistit a znovu vyplnit novým materiálem. Zálivky za horka a spárové profily toto umožňují zvládnout v krátké době, tedy v noci nebo v době s méně hustým provozem.

Z důvodu nezávislosti aplikace na počasí a z důvodu životnosti by měly být při výstavbě nových krytů upřednostňovány těsnící profily. Pro sanace po 8 – 10 letech by měly být použity zálivky za horka.

Zhotovitelé PPP-Projektů obyčejně počítají s třicetiletou životností cementobetonových krytů a dvěma sanacemi spár. Požadavky na desetiletou záruku na systémy těsnění spár, které někteří zadavatelé vyžadují, nejsou reálné. U řádně provedených kvalitních cementobetonových krytů jsou spáry jedinou součástí, kterou je nutno opravovat.

Cementobetonový kryt může být jedině tak dobrý, jak dobré jsou jeho spáry.

Dobré spáry prodlužují životnost cementobetonových krytů. K delší životnosti cementobetonových krytů přispívá také pravidelná péče o spáry. Proto by se mělo dbát jak při těsnění spár na nově postavených krytech, tak při jejich údržbě na dodržování časových intervalů a na kvalitu provedení.

TĚSNĚNÍ SPÁR ZA HORKA ZPRACOVATELNOU ASFALTOVOU ZÁLIVKOU



U těchto materiálů existují dvě různé hmoty. Tyto hmoty se označují jako N1 a N2. Toto označení už se prosadilo v celé Evropě. N1 jsou zálivky, používané hlavně na ty části krytu, které nejsou přímo pojížděné, jako např. spáry podél žlabů. Pro spáry v cementobetonových krytech se používají zálivky typu N2. Materiály N2 umožňují kompenzaci pohybu o velikosti 25 % původní šířky komůrky, tzn., že u spáry široké 8 mm kompenzuje tato zálivka pohyb o 2 mm, u spáry o šířce 10 mm je možná minimální kompenzace 2,5 mm. Doporučujeme, aby byly komůrky už v původním stavu rozšířeny na 10 mm, aby byla zaručena lepší přilnavost ke stěně komůrky tak, aby se zálivky při větších pohybech neodtrhly. U zálivek typu N2 se v cementobetonových krytech používá pro předtěsnění pěnový kruhový profil s uzavřenými buňkami a s krátkodobou odolností vůči vysokým teplotám. Tento profil slouží k tomu, aby materiál zálivky nezatékal hlouběji do drážky. Současně se tak zabrání přilepení materiálu zálivky na dno rozšiřovací drážky. Při aplikaci všech spárových systémů je důležité, aby byly stěny rozšíření dobře vyčištěné. Již při řezání spár by se měl kal od řezných nástrojů odsávat integrovaným vysavačem na řezačkách spár. Boky spár se čistí rotujícími drátěnými kartáči.





Pokusy s otryskáváním boků spár skleněnými kuličkami přinesly dobré výsledky. V tomto směru probíhají další měření za účelem získání nových poznatků, například pro zlepšení přilnavosti prostřednictvím zdrsněných stěn, jakých kartáčováním nejsme schopni dosáhnout. U zálivek typu N2 existují prověřené systémy, schopné instalace i bez penetrace stěn spár. U systémů s penetrací je nutno dbát na to, aby byla penetrace na stěny spár nanesena v rovnoměrné tenké vrstvě. Před aplikací zálivky by měla zaschnout tak, aby byla ještě lepkavá, ale už ne vlhká. Neexistuje pravidlo, kolik penetrace se má nanést do spáry a na její stěny. Toto je nutné zlepšit. V důsledku příliš velkého nebo příliš malého množství penetrace se může snížit přilnavost zálivek, které byly zkoušeny s penetrací. Argumentem ve prospěch penetrace je to, že penetrace na sebe váže případný prach ze staveniště a tím zlepšuje přilnavost zálivky ke stěnám komůrky. Materiál zálivky se pomocí nepřímo vytápěných kotlů zahřeje na předepsanou teplotu od 150 °C do 220 °C. Zejména u zálivek, používaných bez penetrace, je velice důležité dodržet předepsanou teplotu, i když by byl materiál zpracovatelný už při nižších teplotách. Teprve při předepsané teplotě vykazují polymery, obsažené v materiálu, maximální přilnavost ke stěnám spáry. Materiály typu N2 se hadicí přímo ze zálivkového kotle aplikují do spár do roviny nebo lehce pod horní hranu vozovky. Tím je zaručeno, že materiál se do spáry dostane při předepsané teplotě. Pokud by spáry byly nedolité nebo přelité, není to vada. Nedolité zálivky je možno dolít, přelité zálivky je možno oříznout ostrým nožem.

TĚSNĚNÍ SPÁR ZÁLIVKAMI ZPRACOVATELNÝMI ZA STUDENA

U zálivek, zpracovávaných za studena, se používají většinou dvousložkové materiály na bázi polyuretanu nebo polysulfidu. Tyto materiály kompenzují pohyby o minimální hodnotě 35 % a vždy se zpracovávají s penetrací. Velice důležité je zde použití předtěsnění, neboť přilnavost ke třem stěnám spáry vede u materiálů, aplikovaných za studena k selhání těsnění spáry. Zálivky za studena se velmi často používají na dopravních plochách, na kterých se vyskytují látky, ohrožující spodní vody, např. na čerpacích stanicích, rafineriích, letištích a na podobných plochách. Při chemické zátěži v průmyslu je nutno před aplikací zálivek za studena prověřit, zda je zálivka odolná vůči očekávané chemické zátěži. Zálivky za studena se dnes aplikují také hadicí, připojenou za zařízení pro směšování složek. To umožňuje vysoké denní výkony, podobné výkonům, dosahovaným při použití zálivek za horka. Zálivky za studena se však smí používat pouze při teplotách nad 5 °C. Důležité je také to, že při aplikaci zálivek za studena je nutno dbát na rosný bod. Nevýhodou zálivek za studena je doba vytvrzování. Plochy by se několik hodin, nejlépe několik dní, neměly pojíždět. Byla již vyvinuta tvrdidla, s nimiž materiál vytvrdne rychleji, ale i v těchto případech je čekání na vytvrdnutí a předání do provozu podstatně delší než u zálivek za horka, které lze pojíždět ihned po vychladnutí. Na základě vad, zjištěných v posledních letech u zálivek za horka, proběhla na německých dálnicích řada zkoušek se zálivkami za studena. První poznatky po 2-3 letech provozu byly pozitivní. Avšak i zde, podobně jako u zálivek za horka, byly na těchto plochách zjištěny ojedinělé vady. Zejména pokud se sanují stávající cementobetonové kryty, které byly původně zality zálivkou za horka, je třeba boky spár ještě jednou prořízнout, aby byly odstraněny všechny zbytky původní zálivky. Vedle vyšších nákladů ve srovnání se zálivkou za horka je třeba počítat u zálivek za studena s delší dobou pro vytvrdnutí. Zálivky za studena se na celém světě osvědčily na výše uvedených plochách. Na dálnicích s vysokou hustotou provozu a vysokými rychlostmi s nimi ale nejsou žádné potvrzené dlouholeté zkušenosti.

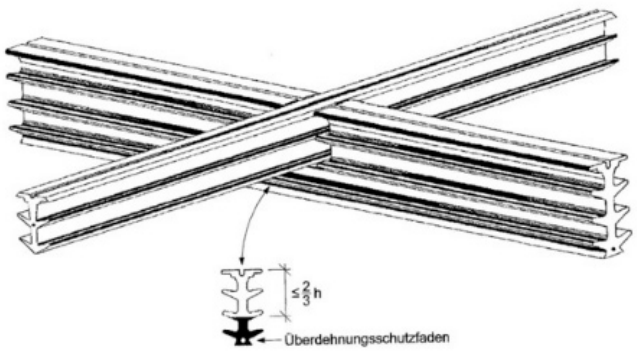




ELASTOMEROVÉ SYSTÉMY PRO VÝPLNĚ SPÁR = SPÁROVÉ PROFILY

Spárové profily se většinou instalují na nově položených cementobetonových krytech. Jejich výhoda spočívá v tom, že jejich aplikace je možná i při vlhkém počasí a při nízkých teplotách, aniž by to ovlivnilo jejich pozdější funkci. Životnost spárových profilů se pohybuje kolem 10 let. Existují ale i některé aplikace se životností 13 – 15 let. Za normálních okolností lze počítat s 10 – 12 lety než bude nutno vyměnit výplň poškozenou provozem a UV-zářením. Spárové profily jsou v původním stavu o ca 50 % širší než je šířka komůrky. Profily se zmáčknou a vtlačí do předem očištěné spáry. Přitom je velice důležité, aby byly spáry zkosené, v opačném případě může při instalaci profilů dojít k poškození hran. Pro sanaci spár nedoporučujeme používat spárové profily, ale horkou zálivku. Důvodem je, že po několika letech vykazují spáry různou šířku. Aby pak bylo možno instalovat jednotný spárový profil, musely by se všechny spáry prořízнout na větší šířku. S tím by byly spojené vícenáklady a snížený komfort jízdy v důsledku vyšší hlučnosti. U spárových profilů je velice důležité přesné dodržování hloubky rozšíření tak, aby se profily opíraly o dno rozšíření a nebyly provozem zatlačovány hlouběji. Ukázalo se, že u širokých spár se spárový profil do spáry pod řezanou komůrkou zatlačuje. Spára však těsní. V aktuálně platných ZTV Fug se profily propadlé o méně než 15 mm nepovažují za závadu. Zkušenosti posledních let však ukázaly, že při dodržení co nejpřesnější hloubky řezu prostřednictvím kontroly hloubky na řezacím zařízení se profily propadají jen u tzv. balíkově popraskaných spár (to znamená, že nepraskne každá příčná spára, ale praskne vždy až po několika deskách). Další důvod k tomu, aby se při sanaci nepoužívaly profily, ale zálivky za horka, je ten, že v průběhu let používání cementobetonových krytů vznikají malé úlomky a trhliny na bocích spár. Při použití profilů by bylo nutné všechny spáry opravit. Při použití zálivky za horka je možno úlomky do velikosti cca 1 cm ponechat, protože do nich zálivka zateče, usadí se na bocích a spára se tím zase utěsní.





OBECNĚ

Cementobetonový kryt může být jen tak dobrý, jak dobré jsou jeho spáry.
Ukázalo se, že fungující výplně spár jsou důležitou součástí, ovlivňující životnost cementobetonových krytů. Při správném dimenzování a kvalitním provedení je vždy možno dodržet předpokládanou třicetiletou životnost. V Německu se v posledních letech vyskytoval jev, zvaný blow-up "vystřelení desek". V těchto případech se jednotlivé betonové desky vlivem horka vzájemně posouvaly a z důvodu nemožnosti dilatace se mohly pohybovat už jen vzhůru. Tím se může

stát, že jednotlivé betonové desky prasknou. To pak ohrožuje bezpečnost provozu. Zkušenost ale ukázala, že vystřelení desek vzniklo hlavně tam, kde byla plánovaná životnost již překročena. Tyto úseky už také neodpovídají předpisům pro navrhování pro dnešní zatížení. Tehdejší cementobetonové kryty kryty byly podstatně slabší. Nápravové tlaky mezitím vzrostly. Na úsecích, kde se vyskytlo vystřelení desek, nebyla často vůbec prováděna údržba spár. Už tato skutečnost dokazuje, že údržba spár v rozumných přiměřených časových intervalech má smysl, prodlužuje životnost krytu a zamezuje vystřelení desek. Už z toho důvodu by se nemělo šetřit na nesprávném místě. Je samozřejmě důležité, aby práce na spárách prováděly odborné firmy se školeným personálem, odpovídajícím know-how a výkonným strojním parkem. Pro uživatele komunikace nejsou práce na sanaci spár problematické, neboť mohou být prováděny v dobách s menším provozem a nejsou časově náročné. V důsledku údržby spár pak nebude docházet k dopravním zácpám. Práce na sanaci spár lze hospodárně provádět i při uzavírkách jednotlivých jízdních pruhů. Nejsou potřebné žádné velké objížďky. Celkově lze konstatovat, že při kvalitním provedení spár a vhodně volených intervalech údržby dosáhne cementobetonový kryt v každém případě plánované životnosti. Zejména při vysokých nápravových tlacích a hustém provozu by se tedy měly využívat vozovky s cementobetonovým krytem.





MODERNÍ ASPEKTY VÝROBY CEMENTU A VLASTNOSTI CEMENTŮ DO VOZOVKOVÝCH BETONŮ

ING. JAN GEMRICH
SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR
CZECH CEMENT ASSOCIATION
SVCEMENT@SVCEMENT.CZ

ING. TOMÁŠ TÁBORSKÝ
VÝZKUMNÝ ÚSTAV MALTOVIN PRAHA S.R.O.
RESEARCH INSTITUTE OF BINDING MATERIALS LTD.
TABORSKY@VUMO.CZ

MODERNÍ ASPEKTY VÝROBY CEMENTU A VLASTNOSTI CEMENTŮ DO VOZOVKOVÝCH BETONŮ

ING. JAN GEMRICH, SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR
ING. TOMÁŠ TÁBORSKÝ, VÝZKUMNÝ ÚSTAV MALTOVIN PRAHA, S.R.O.

Základní výroba cementu, zejména proces výpalu slínku prochází v posledních letech některými proměnami. Zatímco příprava surovinové směsi na výpal slínku je dlouhodobě konstantní zejména díky stabilní surovinové lomové základně nízkoprocentních vápenců, palivová základna se částečně vrací do období před 80ti lety. Mletí cementu je pak poplatné zákaznické poptávce a normovým požadavkům. K hlavním technologickým změnám v procesu patří instalace kalcinátorů a bypassů pro možnost spoluspalování alternativních paliv. Tato paliva původem hlavně z plastů patří k nejen k nejvýhřevnějším, ale současně i k nejčistším palivům v historii výroby cementu.
Z hlediska vhodnosti cementů do cementobetonových krytů je jedním z nejsledovanějších parametrů tzv. alkalický ekvivalent. Ten ale plně nezohledňuje chování a vazbu sodíku a draslíku ve slínku vůči jejich reaktivitě v podmínkách tvrdnoucího betonu. Rovněž setrvávání na využívání pouze CEM I cementů není plně na místě, je třeba najít odvahu začít zkoušet i další cementy s vysokým podílem mleté strusky ke slínku bez dalších hlavních složek.

1. EFEKTIVNÍ SYSTÉMY VÝPALU SLÍNKU – KALCINÁTORY A BY-PASSY

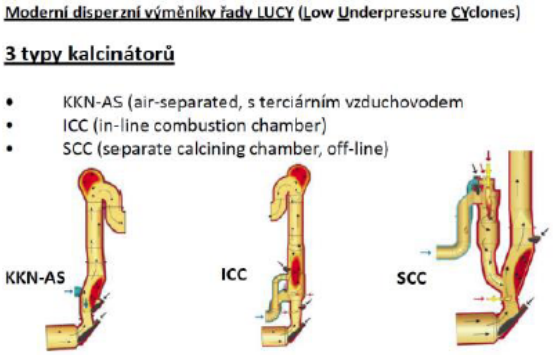
Současná výroba cementu v 21. století uplatňuje řadu moderních technologických prvků, jejichž realizaci si vyžádaly nejen požadavky odběratelů, ale i ekologické a ekonomické vlivy. Ještě před cca 30ti lety si evropský cementář pro výrobce betonu vystačil s obvykle 3 druhy cementů. K základnímu cementu portlandskému, struskoportlandskému a vysokopecnímu byly podle požadavku betonářů výjimečně vyráběny cementy se zvýšeným obsahem popílku anebo s příměsí spongilitů podle norem ČSN nebo DIN. S pozdějším příchodem EN norem, které dnes znají 35 cementů pro obecné použití v 6ti druhových třídách, se vyrábí dnes v ČR 8 druhů cementů s dominancí cca 49% CEM I většinou 42,5 a cca 15% CEM II většinou B-S 32,5. Dnešní ČSN EN 197-1 Cement - Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití umožňuje vyrábět cementy s obsahem slínku od 95% (CEM I - Portlandský cement) až do 5% (CEM III/C – Vysokopecní cement) v cementu.

Hlavní části technologické linky na výrobu cementu, tedy rotační pec s předřazeným disperzním výměníkem a následným chladičem, doznala významných změn ve své první části, tj. disperzním výměníku tepla, kde dochází k prvním styku mezi připravenou surovinovou moučkou a odpadní horkou vzdušinou z rotační pece. Zde se v posledních 10ti letech objevují dva nové konstrukční prvky, kalcinátor a bypass. Cílem instalace a provozu těchto zařízení obvykle spojených s částečnou rekonstrukcí výměníku tepla je dosáhnout rovnoměrnějšího sdílení tepelného příkonu z paliv s materiálovým tokem surovinové směsi. Znamená to zejména rozdělit tepelné pole z původně jediného vstupu paliv hlavním hořákem i do dalších vstupů na druhém konci rotační pece a dále umožnit odvod plynných emisí doprovodným výstupem.

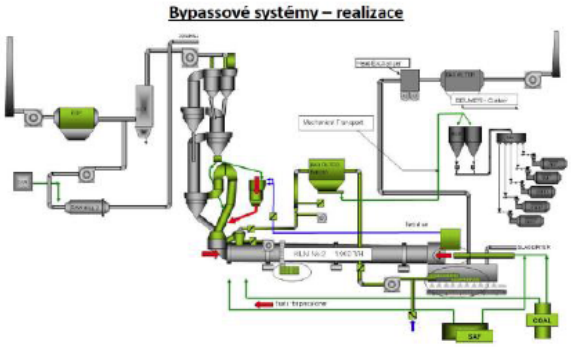
Efektivní systémy pro výpal cementářského slinku zaměřené na nízkou energetickou náročnost procesu při podlimitní produkci emisí
- výměníky s nízkou tlakovou ztrátou
- kalcinátory

jsou zařízení na vyšší formu přitápění, liší se principiálně samostatným přívodem spalovacího vzduchu. Terciální vzduch je veden z chladiče o teplotě cca 800 st. C do kalcinátoru mezi pecí a výměníkem. Přebytek vzduchu ve slinovacím pásmu je tedy optimální, nezávisle na množství spalovacího vzduchu do kalcinátoru, kde podíl paliv může činit 50 až 65 % z celkového tepelného příkonu pece. Stupeň dekarbonizace na vstupu pece dosahuje 90 %. Kromě dekalcinace suroviny jsou určené i pro spalování paliva do 60 % z celkové spotřeby. Využitelný objem kalcinačního kanálu zajišťuje dobu setrvání plynů až 6 s. Používá se pro klasická i alternativní paliva. Význačným znakem je možnost vytvoření redukční zóny pro likvidaci NO_x. Pro snadnější spálení alternativních paliv je možno vytvořit ve spodní části zónu s vyšší teplotou. Spalovací vzduch pro kalcinační palivo je veden separátním terciárním vzduchovodem.
- bypassy jsou dnes velmi rozšířených řešením, které umožňuje odvést menší část plynů za pecí, oddělit určité pevné a plynné složky a tím narušit nežádoucí koncentrační okruhy škodlivin mezi pecí a výměníkem. Zlepšují ekologické parametry pece a zároveň usnadňují použití surovin nebo paliv s méně ideálním složením. Základní rozdělení bypassů je na chloridové, síranové a alkalické, popř. speciální. Chlazení odloučeného prachu je prováděno v jednom nebo dvou stupních pro snížení tepelných ztrát možným použitím odlučovacího cyklonu.

Obr. 1 – Moderní typy kalcinátorů



Obr. 2 – Moderní bypassový systém



2. DISKUZE POŽADAVKŮ NA CEMENTY PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY

Podívejme se nyní na základní požadavky podle ČSN EN 13877-1 na cement pro cementobetonové kryty. Pro CBK je používá zpravidla CEM I 32,5 nebo 42,5 a lze použít CEM II/A-S nebo B-S a CEM II/A-LL stejných pevnostních tříd.

Tab. 1 – Doplňující vlastnosti cementů do vozovkových betonů

Druh zkoušky	Parametr pro skupinu cementobetonových krytů	
	CB I	CB II, CB III
Druh cementu (ČSN EN 197-1)	CEM I 42,5	CEM I 32,5 resp.42,5 CEM II 32,5 resp.42,5 / A-S CEM II 32,5 resp.42,5/ B-S
Ztráta žíháním	max. 3 % hmotnosti cementu	
Obsah trikalciumaluminátu C_3A ve slínku ($C_3A = 2,65\ Al_2O_3 - 1,69\ Fe_2O_3$)	max. 8 %	
Obsah MgO	max. 5 % hmotnosti slínku	
Počátek tuhnutí	min. 2 h	
Jemnost mletí (Blaine)	max. 350 $m^2.kg^{-1}$	max. 400 $m^2.kg^{-1}$

Kromě obvyklého požadavku na max. 8 hm.% trikalciumaluminátu C_3A ve slínku u CEM I a jemnosti mletí (dle Blaine) další požadavky specifikuje větou o minimalizaci obsahu alkálií vyjádřeného tzv. ekvivalentem alkálií $Na_2O_{ekv} = Na_2O + 0,658\ K_2O$, což je dáno stechiometrickým poměrem obou alkalických oxidů. Dále se uvádí, že cementy obsahující vedle slínku vysokopecní strusku snižují nebezpečí alkalicko křemičité reakce v betonu.

Položme si dvě otázky :
1. Lze použít pro cementobetonové kryty i cement CEM III a jaké budou jeho vlastnosti?
2. Je pro orientační posouzení používaný alkalický ekvivalent skutečně pravdivý a jak jsou vázány a reagují alkálie z CEM I a z CEM III?

Do porovnávání byly vzaty dva cementy, a to CEM I 42,5 R a CEM III/A 42,5 N a jejich slínky pro následné zkoušky. Materiálové složení CEM I 42,5 R odpovídá poměru slínku a sádrovce 97:3 v hm.% a složení CEM III/A 42,5 N odpovídá poměru slínku, vysokopecní granulované strusky a sádrovce 48,5:48,5:3 hm.%., tedy slínek : struska – 1:1.

3. ZÁKLADNÍ POROVNÁNÍ CHEMICKÝCH A MINERALOGICKÝCH (VÝPOČTEM A MIKROSKOPICKY) VLASTNOSTÍ

V tab. 2 - Výsledky chemických a mineralogických stanovení - je uvedeno chemické složení již zkoušených slínků a cementů. V případě CEM I není rozdíl mezi chemickým složením slínku a z něho vyrobeného CEM I velký a výpočty modulů a fázového složení nejsou zatíženy významnou chybou, u CEM III je rozdíl mezi slínkem a cementem poplatný obsahu strusky. Obsah základních oxidů u CEM I odpovídá této třídě cementu s určením pro CB kryty pozemních komunikací – moduly, sycení i vypočítané fázové složení.
Podle chemického složení je CEM I cementem vyrobeným z vysoce alitického slínku se sníženým obsahem

trikalciumaluminátu. Na české možnosti má poměrně nízký obsah alkálií, Na_2O_{ekv}. je nižší než limitní hodnota pro cementy pro výrobu CB krytů pozemních komunikací podle současně platných TP 137. Vypočtený obsah C_3A je ale u cementu nižší, než limitní hodnota platná pro silniční cementy a pohybuje se mezi 7 – 8 %. Obsah SO_3 nepřekračuje limit daný ČSN EN 197-1, což platí i o obsahu Cl^-.

Cement CEM III/A nelze s předchozím cementem CEM I po chemické stránce srovnávat. Obsah strusky výrazně mění výsledné chemické složení cementu. Nicméně obsah Na_2O_{ekv}. je ale shodný s odpovídajícím CEM I a nepřekračuje limit daný v TP 137. Obsahy SO_3 a Cl^- také nepřekračují limity dané ČSN EN 197-1.

4. ZÁKLADNÍ POROVNÁNÍ FYZIKÁLNÍCH A MECHANICKÝCH VLASTNOSTÍ

Měrný povrch CEM I vyhovuje požadavkům pro silniční cementy, CEM III má průměrný měrný povrch vyšší, což je dáno skladbou cementu (obsah strusky). Aby CEM III splňoval požadavky na silniční cement, musí být mlet jemněji. Je to patrné i u tzv. charakteristické velikosti zrna podle Rosin-Rammler-Bennetta ď – u CEM III je výrazně menší.

Fyzikálně mechanické zkoušky:
Výsledky fyzikálně mechanických zkoušek ve všech případech splňují požadavky ČSN EN 197-1. V případě výsledků pevnostních zkoušek je třeba počítat s odlišným průběhem nárůstu pevností v čase. Pevnost v ohybu i v tlaku u CEM I naroste zpočátku velmi rychle, dlouhodobě se však nárůst zpomaluje a lze předpokládat, že pevnosti po 56 a 90 dnech se liší od pevností po 28 dnech jen málo. Pevnosti u CEM III narůstají dlouhodobě, v delších časových termínech proto CEM III dosahuje vyšších pevností než CEM I stejné pevnostní třídy.

Dlouhodobě lepší pevnost a tvrdost cementového kamene v betonu bude pravděpodobně ovlivňovat i obrusnost a protismykové vlastnosti povrchu cementobetonového krytu vozovky.

Hydratační teplo u cementu CEM III je výrazně nižší než u CEM I, obecně je však známo, že směsné cementy vzhledem k průběhu hydratace vykazují nižší produkci tepla než CEM I, což může být pro aplikaci v CB krytech výhodnější.

Tab. 2 – Výsledky chemických a mineralogických stanovení

Porovnání vlastnosti CEM I 42,5 R a CEM III/A 42,5 N					
vlastnost	jednotka	Slínek pro CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	Slínek pro CEM III/A 42,5 N	CEM III/A 42,5 N
KNP	% hm. suš.	0,90	0,23	0,87	0,25
SiO_2	% hm. suš.	21,24	19,64	21,17	27,38
Al_2O_3	% hm. suš.	4,94	4,84	4,94	6,41
Fe_2O_3	% hm. suš.	3,53	3,42	3,37	2,04
CaO	% hm. suš.	64,52	64,11	63,58	53,23
MgO	% hm. suš.	1,20	1,15	1,14	4,45
SO_3	% hm. suš.	0,59	3,40	1,09	2,61
Cl	% hm. suš.	0,03	0,04	0,04	0,05
P_2O_5	% hm. suš.		0,24		0,13
ztráta žíháním	% hm. suš.	0,90	1,25	0,90	2,26
Na_2O	% hm. suš.	0,18	0,16	0,17	0,29
K_2O	% hm. suš.	0,93	0,90	1,09	0,68
$Na_2O_{ekv.}$	% hm. suš.	0,79	0,75	0,89	0,74
S_{LP}		95,45		94,48	
M_A		1,40		1,47	
M_S		2,51		2,55	
M_{SO3}		0,66		1,10	
C_3S výpočtem	% hm. suš.	62,95		59,88	
C_2S výpočtem	% hm. suš.	13,42		15,53	
C_3A výpočtem	% hm. suš.	7,12		7,39	
C_4AF výpočtem	% hm. suš.	10,74		10,26	
periklas	% hm. suš.	1,20		1,14	
C_3S mikroskopicky	% hm. suš.	65,10		69,30	
C_2S mikroskopicky	% hm. suš.	18,50		14,00	
C_3A mikroskopicky	% hm. suš.	5,80		6,40	
C_4AF mikroskopicky	% hm. suš.	9,00		10,30	
$CaO_{vol.}$	% hm. suš.	1,60		0,10	

Tab. 3 – Výsledky fyzikálně mechanických stanovení

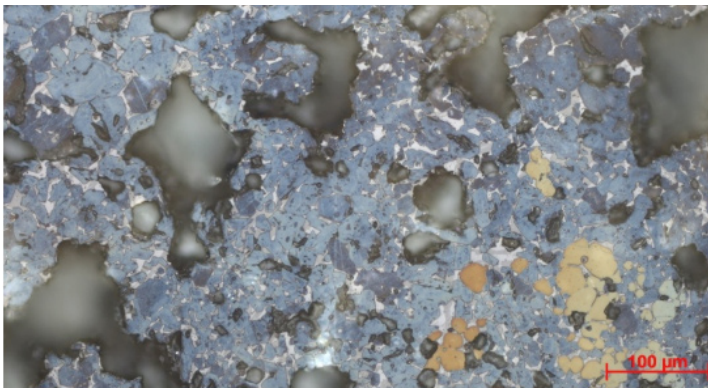
Porovnání vlastnosti CEM I 42,5 R a CEM III/A 42,5 N					
vlastnost	jednotka	Slínek pro CEM I 42,5 R	CEM I 42,5 R	Slínek pro CEM III/A 42,5 N	CEM III/A 42,5 N
granulometrie - *n*			0,94		0,86
granulometrie - *d'*	µm		26,23		16,35
R90	%		2,36		0,00
měrný povrch	cm^2/g		3210		4247
normální konzistence	%		27,39		28,66
objemová stálost	mm		1,14		1,07
počátek tuhnutí	min		168		177
konec tuhnutí	min		234		243
tah 2 dny	MPa		5,26		3,95
tah 28 dnů	MPa		8,84		10,70
tlak 2 dny	MPa		26,80		16,53
tlak 28 dnů	MPa		54,00		56,70
hydratační teplo 7 dnů	J/g		304		268

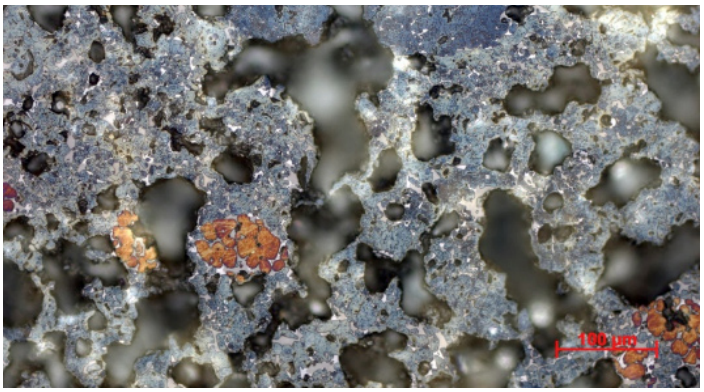
5. ZJIŠTĚNÍ VÝSKYTU ALKÁLIÍ OPTICKOU MIKROSKOPIÍ A RASTROVACÍ ELEKTRONOVOU MIKROSKOPIÍ S MIKROSONDOU

Oba dva slínky lze charakterizovat jako slínky s vysokým obsahem pórů, vysoce alitické, belitu je poměrně málo a vyskytuje se většinou ve shlucích, kopírujících tvar původních hrubších zrn suroviny s nízkým obsahem CaO nebo jako belitické lemy okrajů pórů. Základní hmoty je poměrně málo a mírně převládá světlá (brownmillerit). Volné vápno se rovněž většinou vyskytuje ve shlucích kopírujících tvar původních zrn vysokoprocentních vápenců. Fázové složení slínků odpovídá slínku s vysokým stupněm sycení, vysokým silikátovým modulem a nižším aluminátovým modulem. Jsou také zřetelné rozdíly mezi centrálními zónami velkých granálií slínku a povrchovými zónami v rychlosti chlazení a to jak ve tvaru zrn belitu, tak ve velikosti krystalů C_3A v základní hmotě. Centrální části velkých granálií se chladí pomaleji, což je na nábrusu dobře viditelné.

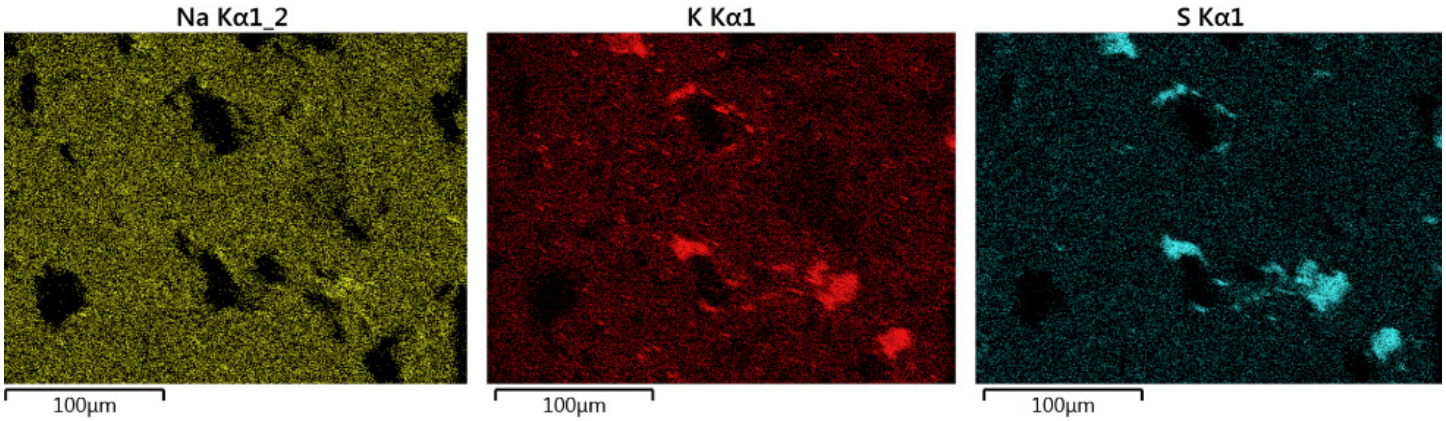
Zajímavé výsledky přineslo sledování rozložení výskytu alkálií ve slíncích. Podle výsledků mappingu rozložení iontů Na^+ a K^+ a SO_4^{2-} je zřejmé, že ionty Na^+ jsou ve hmotě slínku víceméně rovnoměrně rozloženy. Ionty K^+ a SO_4^{2-} jsou naproti tomu koncentrovány společně jako K_2SO_4 v partiích okolo uzavřených pórů ve slínku. Sledovanou skutečnost bude třeba dlouhodobě prověřit i s cílem zjistit vliv na reakční rychlost při uvolňování. V každém případě to znamená, že mezi chováním iontů Na^+ a K^+ odlišnosti jsou a je třeba se této problematice hlouběji věnovat.

Obr. 3 a 4 – Mineralogické složení slínků CEM I a CEM III

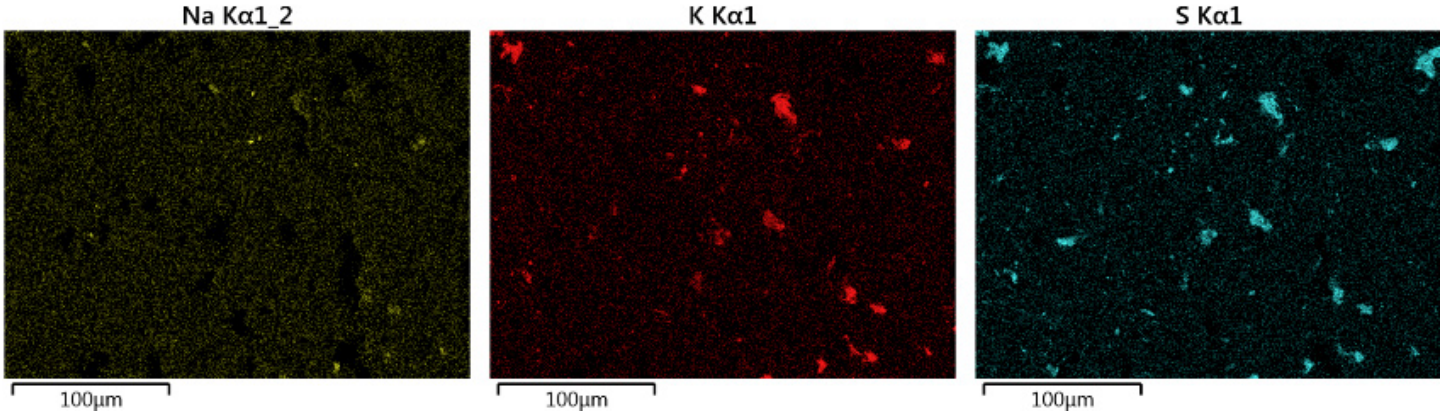




Obr. 5 – 7 – Výskyt alkálií a lokalizace ve slínku CEM I



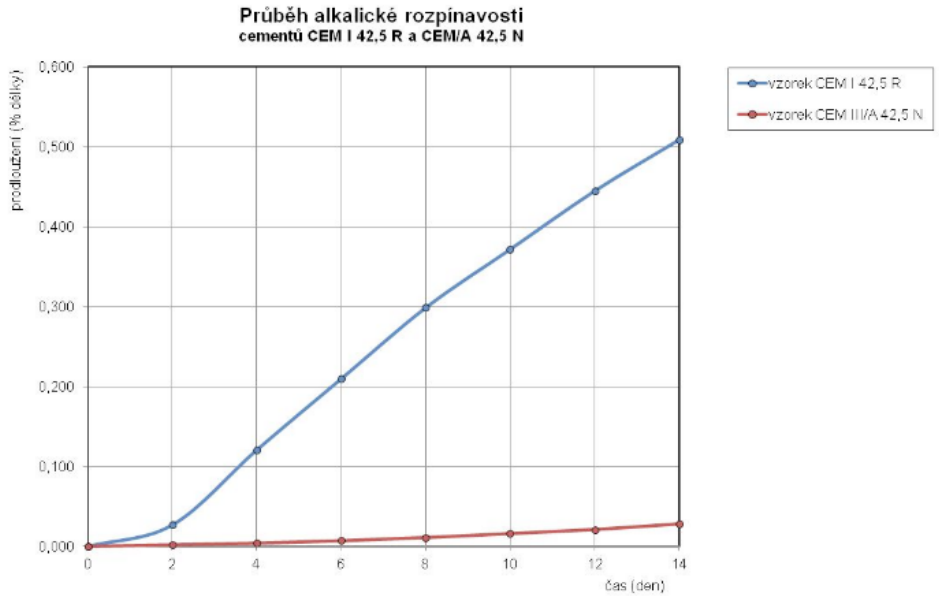
Obr. 8 – 10 – Výskyt alkálií a lokalizace ve slínku CEM III



6. ZJIŠTĚNÍ VLASTNOSTÍ ROZPÍNAVOSTI DILATOMETRICKOU ZKOUŠKOU CEMENTOVÉ MALTY S KAMENIVEM ADEZIT

V rámci urychleného ověřování použitelnosti CEM III/A 42,5 N pro zhotovování cementobetonových krytů na pozemních komunikacích se jako nejjednodušší a nejrychlejší způsob jeví zkoušení podle upravené ASTM C 1260-94. Tato zkušební metoda je jeden ze dvou dilatometrických zkušebních postupů určených primárně ke zkoušení kameniva. Za použití vysoce reaktivního kameniva (andezit Tepličky, Slovensko a droba Chornice, sev. Morava) je naopak možno testovat cementy, případně různé přísady do cementu a jejich vliv na nastartování a průběh alkalicko-křemičité reakce kameniva v betonu.

Graf. č. 1 – Porovnání výsledků dilatometrických zkoušek alkalické rozpínavosti cementových malt CEM I a CEM III s kamenivem adezit



Po vzájemném promítnutí výsledků rozpínavosti obou cementů CEM I a CEM III je zřejmá výhodnost nízké rozpínavosti cementu CEM III i s reaktivním kamenivem. Hodnota průměrného prodloužení trámečků u CEM I činila 0,509 %, zatímco i CEM III pouze 0,028 %.

7. ZJIŠTĚNÍ PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ A OBRUSNOSTI

Cílem zkoušek měření součinitele tření a odolnosti vůči působení dopravního zatížení na zkušebních vzorcích cementu bylo zjistit vývoj součinitele tření povrchu jednotlivých zkušebních těles a úbytek jejich hmoty v závislosti na počtu cyklu ohlazování.

Podle zadání mělo měření proběhnout na hladkých površích, na drážkovaných površích a na modelování vlečení jutou. Poslední způsob úpravy se bohužel nepodařilo s ohledem na charakter povrchu realizovat.

Ztráta hmoty měla být zjišťována vážením těles před a po ohlazení. To se však ukázalo jako příliš nepřesné, protože vyrobená tělesa byla velmi křehká a při upevňování do zařízení pro ohlazení docházelo k porušování těles. U těles s drážkami byla tedy měřena hloubka drážky v daných místech a také makrotextura povrchu MTD (Mean Texture Depth) odměrnou metodou podle normy ČSN EN 13036-1. U všech těles bylo opotřebení povrchu hodnoceno především vizuálně. Tělesa byla ohlazována ve 3 cyklech a před zahájením ohlazování a po každém cyklu byl zjišťován součinitel tření a hloubka drážky. Makrotextura povrchu byla měřena před ohlazováním a po skončení všech tří cyklů. Byla také provedena fotodokumentace těles.
Povrch zkušebních těles byl velmi hladký, součinitel tření je mimo rozsah běžně měřených hodnot (0,15 - vozovky s ohlazeným vápencovým kamenivem, 0,55 - nové vozovky s kamenivem odolným vůči ohlazení a 0,70 - nové betonové vozovky s různými povrchovými úpravami).

Bylo provedeno ohlazování a měření součinitele tření na jedenácti zkušebních tělesech vyrobených ze dvou druhů cementů. Šest těles mělo povrch texturovaný příčnými drážkami a pět těles mělo hladký povrch. Podle zjištěných hodnot součinitele tření neklesal v závislosti na počtech cyklu ohlazování, protože již na začátku byly povrchy těles hladké. Ztráta hmoty z povrchu zkušebních těles byla rovněž velmi malá, takže nebylo možné ji dostupnými prostředky přesně změřit. I když se tělesa ze dvou různých cementů opotřebovávala trochu odlišným způsobem, tak celková ztráta hmoty byla srovnatelná. Hladký povrch se opotřebovával méně, než drážkovaný.

Další zkoušky tohoto typu budou muset být prováděny na maltách, pravděpodobně s normovým cementářským křemičitým kamenivem.

8. ZÁVĚREČNÁ DISKUZE:

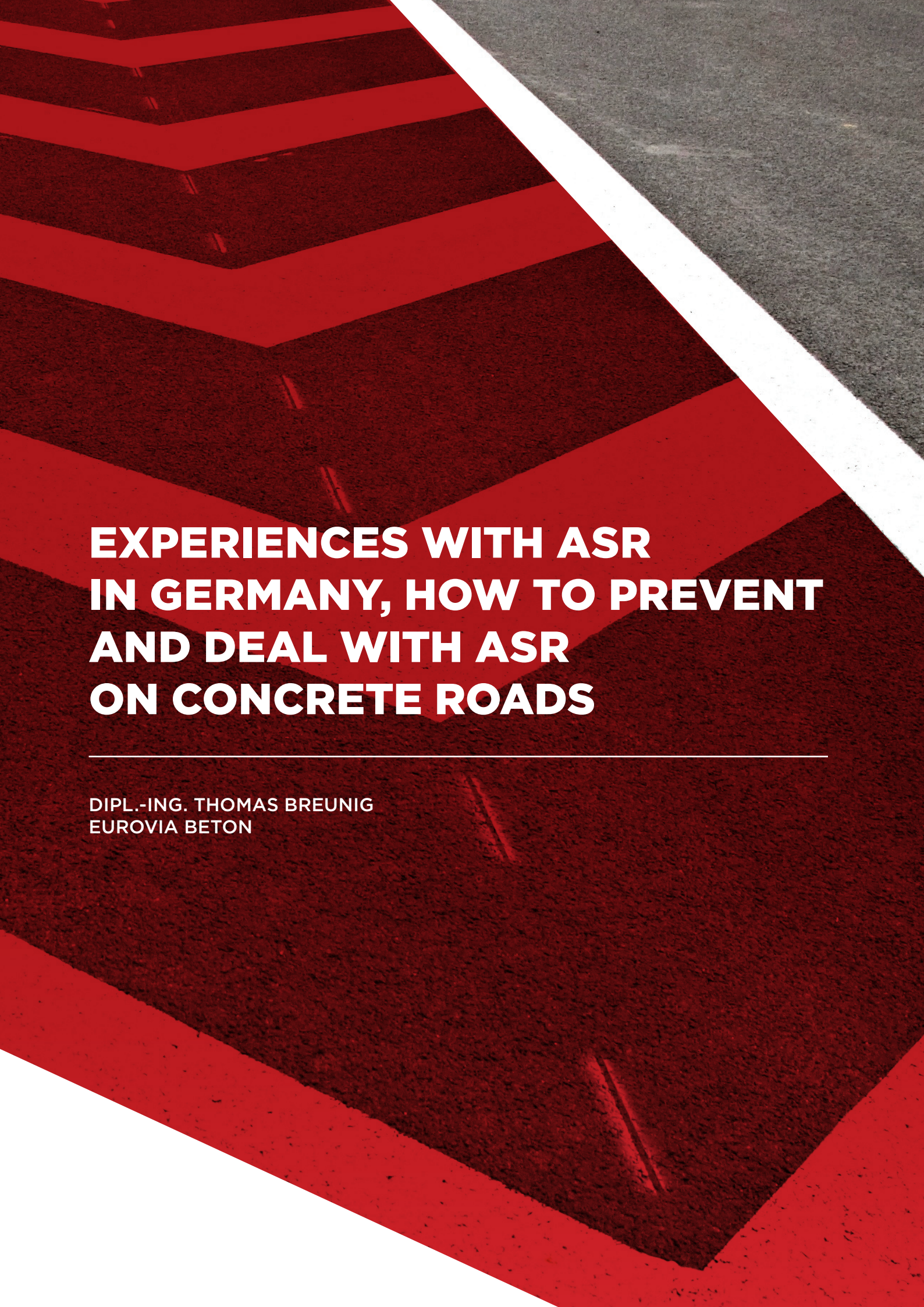
K základním v úvodu položeným otázkám lze v závěru tohoto rozsahu zkoušek odpovědět:

1. Lze použít pro cementobetonové kryty i cement CEM III a jaké budou jeho vlastnosti?

Využití cementu CEM III má své opodstatnění ve výstavbě cementobetonových krytů zejména více zatížených vozovek a nabízí se spolupráce se státním zadavatelem na dalším detailním ověřování vlastností v silniční praxi.

2. Je pro orientační posouzení používaný alkalický ekvivalent skutečně pravdivý a jak jsou vázány a reagují alkálie z CEM I a z CEM III?

Z provedených zkoušek lze konstatovat, že vazba obou alkálií ve slínku je rozdílná a tím i pravděpodobně jejich další potenciální vliv na možné reakce v betonu. Dosud používaný alkalický ekvivalent jako skutečně pouze orientační hodnotu bude třeba doplnit další skutečnou reaktivitou těchto alkálií.



EXPERIENCES WITH ASR IN GERMANY, HOW TO PREVENT AND DEAL WITH ASR ON CONCRETE ROADS

DIPL.-ING. THOMAS BREUNIG
EUROVIA BETON

EXPERIENCES WITH ASR IN GERMANY, HOW TO PREVENT AND DEAL WITH ASR ON CONCRETE ROADS

DIPL.-ING. THOMAS BREUNIG, EUROVIA BETON

Alkali-silica reactivity (ASR) in Germany has a long history since the 1960's. However, more problems occurred in the early 2000's with newly constructed concrete roads showing initial signs of ASR after just 10-15 years in service. It seemed that traditional knowledge and methods could not prevent these rapidly increasing damages.

The most commonly used methods for the evaluation of ASR are Mortar bar and concrete prism tests. Despite their widespread use, both methods have significant drawbacks. The mortar bar test is prone to false positives, often resulting in rejecting aggregates that otherwise show no evidence of ASR in field concrete. While the concrete prism test typically yields more realistic results, but requires up to 9 months testing. Both methods are part of the German alkali guideline and used for general concrete applications however, are not suitable for material evaluations in concrete roads anymore.

In 2006 the German road authority issued a standard procedure how to prevent future ASR damages on concrete roads. With the following update in 2013 a comprehensive guideline to prevent ASR damages was established and obligatory for all concrete roads in Germany. This paper will deal with the details and 10 years experiences with the implementation of these guidelines from an industry perspective.

INTRODUCTION

For the past several years, new guidelines and specifications have been developed for the German market, which will help to resolve the currents design deficits. In the past, more problems occurred in the early 2000's with newly constructed concrete roads showing initial signs of ASR after just 10-15 years in service. It seemed that traditional knowledge and methods could not prevent these rapidly increasing damages. Regulations for road design [1] in Germany did not account for the specifics of possible ASR damages on concrete pavements. Today, approximately 350 km of concrete road pavements in Germany are suspect to ASR. This accounts for around 9% of all concrete roads. A tremendous amount that does pose a challenge economically and logistically for local highway departments and state departments of transportation.

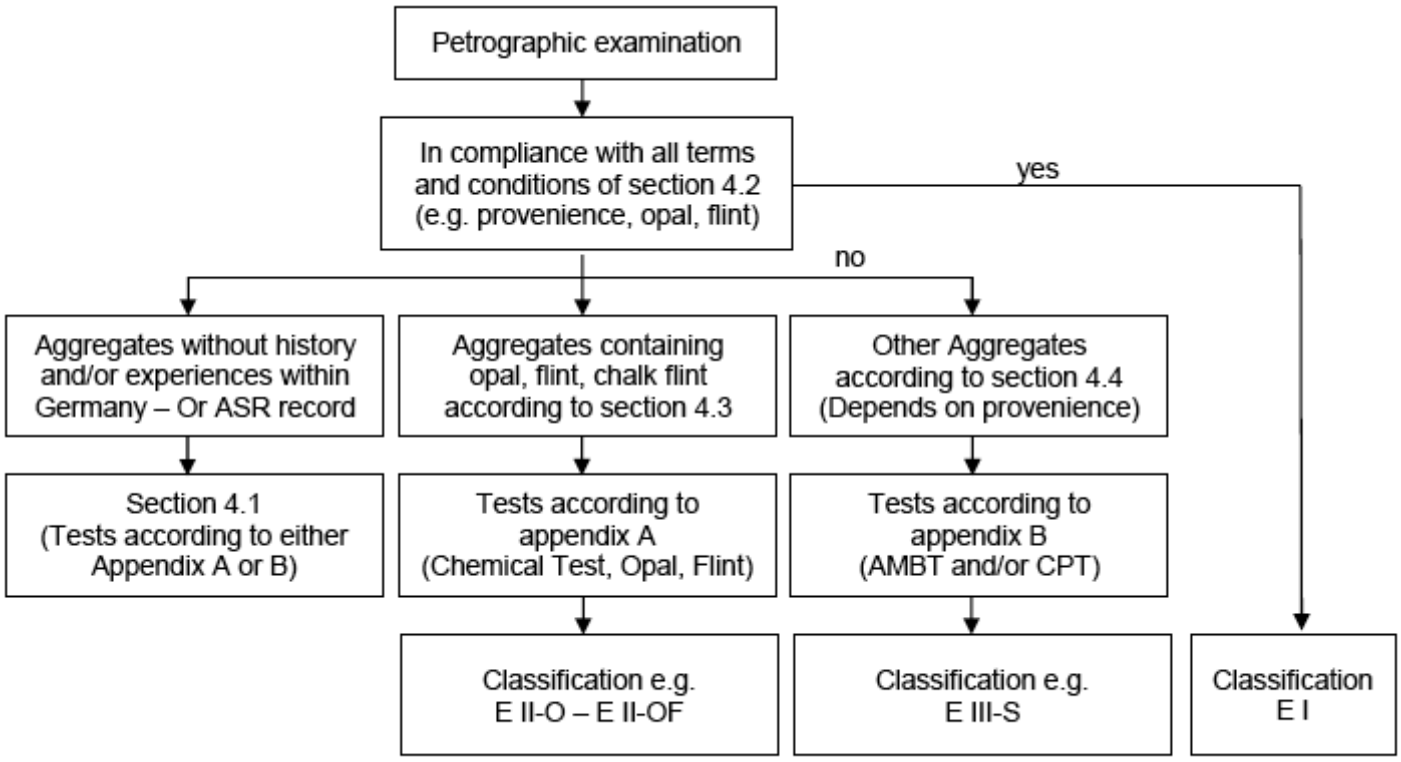
Most ASR specifications to this day deal with this issue by solely relying on the widely known mortar bar and concrete prism tests. As it is acceptable for a wide range of concrete structures i.e. bridges and concrete safety barriers, it does not take into account the specific influences on concrete pavements especially for highway and airport constructions. Therefore, in 2006 the German road authority issued a standard procedure [2] how to prevent future ASR damages on concrete roads. One of the main key factors was the separation of the exposure classes in regards to ASR on all concrete roads. The so called exposure class "WS" (moisture + external alkalis + heavy dynamic stress) was not only transferred into this new guideline but also given new test methods and procedures only applicable for concrete pavements.

When we talk about ASR in Germany today, it is crucial to know the history of this development and understand the separation of these two different ASR specifications. One has to understand that none of both specifications is neither better nor worse than the other one. They just cover different fields of concrete structures and differentiate between the specific exposures of such structures.

GERMAN ASR GUIDELINE

For general construction, the alkali guideline [3] is the basis for all ASR prevention. Due to its long history since the 1960's an extensive knowledge about the German market has been obtained. The latest update of this guideline in 2013 further confirmed the separation of the exposure classes and does not include any reference to exposure class „WS" anymore. Figure 1 shows a brief summary of the test procedure.

Figure 1) Method for classification of aggregates



All aggregates are evaluated by its geographical origin and petrographic examination.
Most aggregates sources will not need further testing based on historic data and their provenience. Aggregates, which do not pass the petrographic examination and/ or are located in certain parts of the country need further testing.

Mortar bar and concrete prism tests are the most commonly used methods for the evaluation of a possible alkali-silica reactivity (ASR). Despite their widespread use, both methods have significant drawbacks, especially from an industry perspective. The mortar bar test is prone to false positives, often resulting in rejecting aggregates that otherwise show no evidence of ASR in field concrete. While the concrete prism test typically yields more realistic results, the testing protocol requires at least 1 year, and often up to 2 years, to evaluate ASR potential in an aggregate. The largest issue is that neither test is a direct measurement of the aggregate. Matrix effects from the mortar or concrete, or variations in the individual non-aggregate materials can influence the outcome. Valid points which have drawn heavily criticism by the aggregate industry in recent years.

ASR PERFORMANCE TESTING

A similar situation exists for the concrete pavement testing in Germany. The performance test method used in Germany for concrete road mix designs will take up to 1 year before the final report is issued. The test itself, takes about 6 month to carry out. However, a major misunderstanding between industry, federal authorities and the ASR experts about the overall timeframe seems to be the norm rather than the exception. Table 1 shows a brief summary of the test procedure and timeframe (approximation) for a specific mix design evaluation.

Table 1) Period for ASR performance testing (by approximation)

TASK	PERFORMANCE TEST	WS GRUNDPRÜFUNG
Mix design, Material selection	*2 weeks*	*2 weeks*
Pre-tests / mortar bar	*2-4 weeks*	*3 Months*
Petrographic examination	*2 weeks*	*2 weeks*
Performance testing	*6-8 months*	*6-8 months (initially)*
Thin section microscopy	*2 weeks*	*2 weeks*
Final report	*2 weeks*	*2 weeks*
Total duration:	*11-12 months*	*12-13 months (initially)*

Since this is a major obstacle for infrastructure projects another option has been added to the procedure for concrete roads. Instead of testing a specific mix design unique for each project, a so-called base test "WS Grundprüfung" was developed. Table 1 shows the timeframe in comparison to the general performance test method. Basically it is the same test procedure in terms of alkali loading, test cycles and mix proportions as for the performance test. However, instead of choosing any type of sand or cement, a special sand (medium to moderate reactivity) and cement (with an alkali equivalent of close to Naeq = 0.8 M.-%) are used. Therefore the mix design should simulate a pessimum situation for the tested coarse aggregate. The advantage of such proven coarse aggregate is that for future projects no new performance tests needs to be conducted and preparation time before construction starts can be shortened. Only a quick retest with mortar bar testing (appr. 1 month) will be conducted 3 months prior to the intended concrete pavement. One of the disadvantages is that not all coarse aggregates will pass this test, which might have passed with a certain type of sand or cement when tested with the regular performance test method. Moreover, since supply is short already due to this severe method, this will decrease availability of acceptable aggregates even further.

Albeit the progress and more accurate results of performance testing in terms of safety to determine whether a mix design is prone to ASR or not, critics say that the results might be too conservative. After all excluding too many aggregate sources eventually leads to less competition and ultimately higher cost for concrete roads. In addition, availability already is an issue in certain areas where demand exceeds supply of aggregates passing the performance test method. This could lead to questionable decisions for certain projects to transport aggregates across country just to comply with regulations. However, up to day there is none acceptable alternative and especially considering the damages due to ASR in the past. We as an industry simply cannot afford another drawback, otherwise the concrete road construction as a whole could put into question.

ASR DAMAGED CONCRETE ROADS

One of the regions in Germany heavily affected by ASR on concrete roads is located right in the center of the country. The majority of these pavements was built during the 1990's as part of the Germans reunification infrastructure projects. These concrete roads do not have achieved their designed service life of 30 years or more as originally intended. Putting a heavy burden on infrastructure budgets today and affecting overall spending for new concrete road projects. One of the most recognized and closely watched research projects how to deal with ASR affected pavements has been conducted on these roads over past 10 years. Today, we know for sure that none of the mitigating measures tested on these roads have a substantial long-term effect to stop the ASR from further deteriorating. Some have proven to show slowing down the reaction initially but will not last for more than 5 years. Consequently, most highways affected by ASR today will see a short-term rehabilitation solution by cutting and replacing the affected joint sections and refill them with asphalt. A method with limitation on progress and heavy influence on driving performance (Picture 1).

Picture 1) ASR affected roads with asphalt repair



Pictures: Dr. K.H. Rother, Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt

Another solution would be asphalt overlays. Nevertheless, possible problems occur with blisters on the asphalt surface affecting driving comfort and durability as well. However, as of today it is the only promising way to extend service life for these sections for at least some years and keep ASR affected highway infrastructure in service.

CONCLUSION

The implementation of these specifications seem to be the only way today solely due to the lack of alternative options. Since 2006 a lot of progress has been made and finally with the serious application on all new highway projects since 2013 [4] new ASR damages on these project should be eliminated.

From an industry prospective, still a lot more work needs to be done. It is not acceptable that better and more reliable laboratory test methods are not available and aggregates with satisfying field test performance cannot be used anymore. Many test results indicate that the test methods are too harsh and results might be too conservative. Excluding too many aggregate sources for use in concrete roads eventually leads to less competition and ultimately higher cost for all.

SOURCES

[1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007): Zusätzlich technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, ZTV-Beton-StB 07, Ausgabe 2007, FGSV-Verlag Köln

[2] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/2006, Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

[3] DAfStb-Richtlinie, Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausgabe Oktober 2013

[4] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013, Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)



ZKUŠENOSTI S ASR V NĚMECKU, JAK PŘEDCHÁZET A ŘEŠIT ASR V CEMENTOBETONOVÝCH KRYTECH VOZOVEK

DIPL.-ING. THOMAS BREUNIG
EUROVIA BETON
THOMAS.BREUNIG@EUROVIA.DE

ZKUŠENOSTI S ASR V NĚMECKU, JAK PŘEDCHÁZET A ŘEŠIT ASR V CEMENTOBETONOVÝCH KRYTECH VOZOVEK

DIPL.-ING. THOMAS BREUNIG, EUROVIA BVETON

Alkalicko-křemičitá reakce (ASR) má v Německu od šedesátých let 20. století již dlouhou historii. Nicméně, na počátku 21. století se na nově vybudovaných betonových vozovkách začaly objevovat první známky ASR již po pouhých 10 až 15 let provozu. Zdálo se, že tradiční znalosti a metody nemohly těmto rychle se rozšiřujícím poruchám zabránit.

Nejčastěji používané metody pro hodnocení ASR jsou zkoušky na maltových trámečcích a na betonových trámcích. Navzdory jejich širokému použití mají obě metody značné nevýhody. Zkouška na maltových trámečcích má tendenci vykazovat falešné kladné výsledky, což často vede k odmítnutí kameniva, které in situ nevykazuje žádné známky ASR. Na druhou stranu zkouška na betonových trámcích obvykle přináší realističtější výsledky, ale trvá až 9 měsíců. Obě metody jsou součástí německých „Směrnic pro alkálie" a používají se pro obecné aplikace betonu, nejsou však už vhodné pro hodnocení materiálů do betonových vozovek.

V roce 2006 vydal německý silniční úřad standardní postup, jak předejít budoucím poškozením z ASR na betonových vozovkách. V roce 2013 následovala aktualizace a vznikla tak komplexní směrnice pro prevenci škod vlivem ASR, která je závazná pro všechny betonové vozovky v Německu. Tento příspěvek se zabývá podrobnostmi a deseti lety zkušeností s uplatňováním těchto předpisů z pohledu oboru stavby silnic.

ÚVOD

Během několika posledních let byly pro německý trh vyvinuty nové směrnice a technické specifikace, které pomohou při řešení nedostatků současného provádění betonových vozovek. V nedávné minulosti se na počátku 21. století začalo na nově vybudovaných betonových vozovkách objevovat více problémů, konkrétně počáteční projevy alkalicko-křemičité reakce (ASR) v betonu se začaly objevovat již po pouhých 10 až 15 let provozu. Zdálo se, že tradiční znalosti a metody nemohly těmto rychle se rozšiřujícím poškozením vozovek zabránit. Směrnice pro provádění silnic v Německu [1] neobjasňovaly specifika možného poškození betonových vozovek vlivem ASR. V současné době je zhruba 350 km betonových vozovek v Německu podezřelých z ASR. To představuje asi 9 % všech betonových vozovek. Je to obrovské množství, které představuje výzvu z ekonomického i logistického pohledu pro místní dálniční oddělení a státní rezort dopravy.

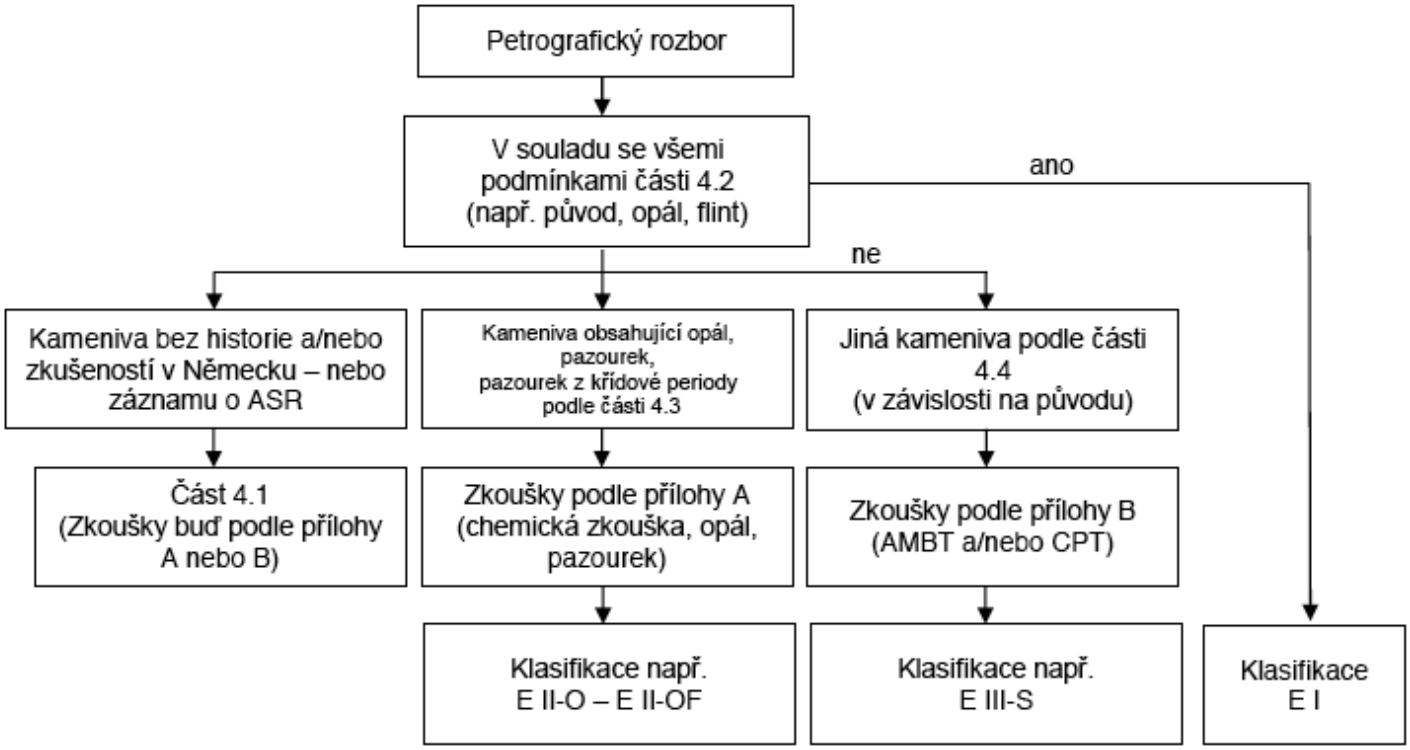
Většina dodnes známých postupů pro ASR tuto problematiku řeší výhradně obecně používanými zkouškami na maltových trámečcích a betonových trámcích. Tyto zkoušky jsou přijatelné pro širokou škálu betonových konstrukcí, tj. mostů a betonových svodidel, avšak neberou do úvahy specifické vlivy působící na betonové vozovky, především pak na dálnicích a letištních. Proto vydal v roce 2006 německý silniční úřad standardní postup [2], popisující jak předejít budoucím poškozením ASR na betonových vozovkách. Jedním z hlavních klíčových faktorů bylo v souvislosti s ASR rozdělení expozičních tříd pro všechny betonové vozovky. Nejenže byla do této nové směrnice převedena takzvaná třída expozice „WS" (vlhkost + externí alkálie + silné dynamické namáhání), ale také byly zavedeny nové zkušební metody a postupy, které lze použít pouze pro betonové vozovky.

Když dnes hovoříme v Německu o ASR, je důležité znát historii tohoto vývoje a pochopit oddělení těchto dvou různých specifikací ASR. Je třeba si uvědomit, že žádná z obou specifikací není ani lepší ani horší než ta druhá. Lze říci, že pokrývají různé obory a rozlišují mezi specifickou expozicí betonu (tj. působení povětrnostních vlivů na beton).

NĚMECKÁ SMĚRNICE PRO ASR

Pro obecné stavby je základem pro veškerou prevenci ASR „Směrnice pro alkálie" - Alkali-Richtlinie [3]. Vzhledem ke své dlouhé historii máme již od šedesátých let minulého století rozsáhlé znalosti o německém trhu. Nejnovější aktualizace této směrnice z roku 2013 dále potvrdila oddělení expozičních tříd a již neobsahuje žádný odkaz na třídu expozice „WS". Schéma 1 znázorňuje stručné shrnutí zkušebních postupů.

Schéma 1) Metoda klasifikace kameniva



Veškeré kamenivo je hodnoceno dle svého zeměpisného původu a petrografického rozboru.
Většina zdrojů kameniva se nemusí na základě historických dat a původu dále testovat. Kameniva, která neprojdou petrografickou zkouškou a/nebo pochází z určitých konkrétních lokalit, se musí dále testovat.

Zkoušky na maltových trámečcích a betonových trámcích jsou nejčastěji používané metody pro hodnocení možné alkalicko-křemičité reaktivity (ASR). I přes své široké využití mají obě metody podstatné nevýhody, a to zejména z pohledu vynaložené práce. Zkouška s maltovými trámečky má tendenci vykazovat falešné pozitivní výsledky expanze, což často vede k vyřazení kameniva, které nevykazuje v terénu žádné známky ASR. Na druhou stranu zkouška na betonových trámcích přináší realističtější výsledky, ale tato zkouška ke zjištění potenciální reaktivnosti kameniva s alkáliemi trvá nejméně jeden, často až dva roky. Největším problémem je skutečnost, že ani jedna ze zkoušek není přímým hodnocením kameniva. Účinek matrice z malty nebo betonu nebo změny jednotlivých materiálů kromě kameniva mohou výsledek ovlivňovat. Jedná se o důležité téma, které vyvolalo v posledních letech obrovskou kritiku, a to zejména ze strany průmyslu kamene.

ASR PERFORMANCE ZKOUŠKA

Podobná situace v Německu existuje pro zkoušky cementobetonových krytů vozovek. Metoda „ASR performance zkoušky“ používaná v Německu pro návrh vozovkové betonové směsi zabere 1 rok před vydáním závěrečné zprávy. Zkouška samotná trvá asi šest měsíců. Nicméně vypadá to, že největší nedorozumění mezi průmyslem, spolkovými úřady a znalci pro ASR týkající se celkového časového rámce je spíše normou než výjimkou. Tabulka 1 stručně shrnuje zkušební postup a časový přibližný rámec pro hodnocení návrhu konkrétní betonové směsi.

Tabulka 1) Doba potřebná pro ASR performance zkoušku (přibližný odhad)

PROVEDENÍ	PERFORMANCE ZKOUŠKA	WS-ZÁKLADNÍ ZKOUŠKA
Návrh směsi, výběr materiálu	*2 týdny*	*2 týdny*
Předběžné zkoušky / maltové trámečky	*2-4 týdny*	*3 měsíce*
Petrografické posouzení	*2 týdny*	*2 týdny*
Performance zkouška	*6-8 měsíců*	*6-8 měsíců (původně)*
Mikroskopie výbrusu	*2 týdny*	*2 týdny*
Závěrečná zpráva	*2 týdny*	*2 týdny*
Celková doba	*11-12 měsíců*	*12-13 měsíců (původně)*

Protože se jedná o hlavní překážku projektů v oblasti infrastruktury, byla do postupu pro betonové vozovky přidána jiná možnost. Místo testování konkrétního návrhu betonové směsi, který je pro každý projekt jedinečný, byla vyvinuta takzvaná WS-základní zkouška („WS-Grundprüfung“). Tabulka 1 ukazuje časový rámec ve srovnání s obecnou ASR performance zkouškou. V podstatě se jedná o stejný postup zkoušky, pokud jde o zátěž alkáliemi, o zkušební cykly a podíly složek jako při ASR performance zkoušce. Nicméně, místo jakéhokoli druhu písku či cementu se použije speciální (středně až mírně reaktivní) písek a cement (s alkalickým ekvivalentem cca Na_2Oeq = 0,8%hm.). Z tohoto důvodu by měl návrh směsi simulovat pessimum testovaného hrubého kameniva. Výhodou takto ověřeného hrubého kameniva je, že u dalších projektů se nebudou muset provádět žádné další dlouhodobé zkoušky a tím existuje možnost zkrátit před zahájením stavby přípravnou fázi. Tři měsíce před zamýšlenou pokládkou cemetobetonového krytu se provede pouze urychlená zkouška na maltových trámečcích (trvající cca 1 měsíc). Jednou z nevýhod je to, že ne veškeré hrubé kamenivo touto zkouškou projde, což by bylo možné s konkrétními druhy písku nebo cementu při použití běžné zkušební metody. Navíc, protože termín dodávky je díky této přísné metodě krátký, dojde tak ještě k horší dostupnosti akceptovatelného kameniva.

Navzdory pokroku a přesnějším výsledkům zkušebnictví z hlediska jistoty určení, zda je navržená betonová směs náchylná k ASR nebo ne, kritici říkají, že výsledky by mohly být příliš konzervativní. A navíc vyřazení velkého počtu zdrojů kameniva nakonec povede k menší konkurenci a v konečném důsledku k vyšším nákladům na stavbu betonových vozovek. Kromě toho je již nyní dostupnost kameniva v některých oblastech problémem. Konkrétně tam, kde poptávka převyšuje nabídku kameniva, které prošlo ASR performance zkouškou. To by mohlo v případě určitých projektů vést k diskutabilním rozhodnutím, kdy se po celé zemi bude kamenivo muset přepravovat jen proto, aby byly dodrženy předpisy. Nicméně, doposud neexistuje žádná přijatelná alternativa, a to obzvláště s přihlédnutím k poruchám, které v minulosti v důsledku ASR vznikly. Náš obor si jednoduše nemůže dovolit další chybu, jinak by mohly být zpochybněny betonové vozovky jako celek.

BETONOVÉ VOZOVKY POŠKOZENÉ ASR

Jedna z oblastí alkalicko-křemičitou reakcí těžce postiženými betonovými vozovkami se nachází přímo ve středu Německa. Většina těchto cementobetonových krytů byla postavena 90’ letech 20. století jako součást projektů znovusjednocení německé infrastruktury. Tyto betonové vozovky nedosáhly zamýšlené životnosti 30 let a více, jak bylo původně plánováno, což dnes představuje značnou zátěž na rozpočty v oblasti infrastruktury a ovlivňuje celkové výdaje na nové betonové silniční projekty. Během posledních 10 let se na těchto vozovkách prováděl jeden z nejvíce uznávaných a ostře sledovaných výzkumných projektů, který zkoumal, jak se vypořádat s vozovkami postiženými ASR. Dnes již s jistotou víme, že žádné z opatření, zmírňujících následky ASR na těchto komunikacích nemá významný dlouhodobý efekt, co se týká zastavení procesu ASR a postupného dalšího zhoršování stavu vozovek. Některá z těchto opatření prokázala počáteční zpomalení reakce, ale pouze po dobu prvních 5 let. V důsledku toho se dnes na většině dálnic postižených ASR provádí pouze krátkodobá sanační řešení, dochází k odřezání postiženého betonu v okolí spáry a zaplnění vzniklého otvoru asfaltovou směsí. Je to metoda omezující rozvoj poruch a jejich značný vliv na jízdní vlastnosti (obrázek 1).



Obrázek 1) Opravy asfaltem vozovek zasažených ASR

Dalším řešením by mohla být asfaltová překrytí. Nicméně možným problémem je tvorba puchýřů na povrchu asfaltu, což ovlivňuje jízdní vlastnosti a trvanlivost úpravy. Nicméně dnes je to jediný slibný způsob, jak prodloužit životnost těchto úseků alespoň o několik let a tak dálniční infrastrukturu postiženou ASR udržet v provozu.

ZÁVĚR

Zdá se, že realizace výše uvedených upřesněných postupů je dnes pravděpodobně jediným možným řešením, protože neexistují jiné alternativní možnosti. Od roku 2006 byl učiněn značný pokrok; seriózní aplikací předpisů na všech projektech nových dálnic by měly být nové případy poškození betonu alkalicko-křemičitou reakcí od roku 2013 [4] eliminovány.

Pro budoucnost je třeba udělat ještě mnohem více. Nelze přijmout skutečnost, že nejsou k dispozici lepší a spolehlivější laboratorní zkušební metody a že kamenivo s uspokojivým chováním in situ (tedy s vyhovující polní performance zkouškou) už nelze používat. Mnoho výsledků zkoušek naznačuje, že zkušební metody jsou příliš tvrdé a výsledky mohou být příliš konzervativní. Navíc vyřazení příliš velkého počtu zdrojů kameniva nakonec povede k menší konkurenci a v konečném důsledku k vyšším finančním nákladům.

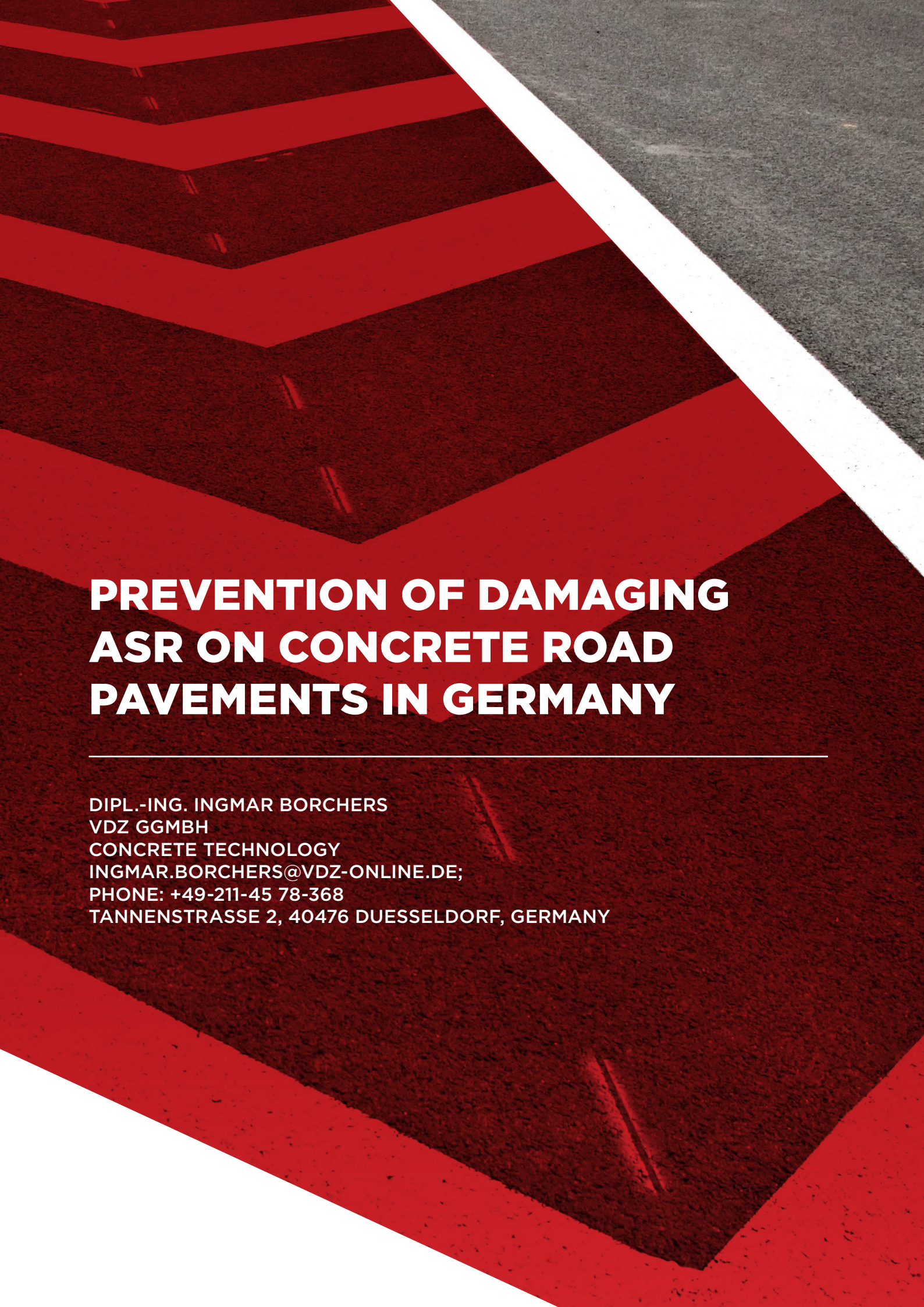
ZDROJE

[1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007): Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, ZTV-Beton-StB 07, Ausgabe 2007, FGSV-Verlag Köln

[2] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 12/2006, Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

[3] DAfStb-Richtlinie, Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ausgabe Oktober 2013

[4] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013, Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)



PREVENTION OF DAMAGING ASR ON CONCRETE ROAD PAVEMENTS IN GERMANY

DIPL.-ING. INGMAR BORCHERS
VDZ GGMBH
CONCRETE TECHNOLOGY
INGMAR.BORCHERS@VDZ-ONLINE.DE;
PHONE: +49-211-45 78-368
TANNENSTRASSE 2, 40476 DUESSELDORF, GERMANY

PREVENTION OF DAMAGING ASR ON CONCRETE ROAD PAVEMENTS IN GERMANY

DIPL.-ING. INGMAR BORCHERS, VDZ GGMBH

The alkali reactivity of concrete mixes for road pavements can be assessed with ASR (alkali-silica reaction) performance tests. This article presents the regulations in Germany to mitigate a damaging ASR in concrete road pavements and the background to the evaluation of the "60°C concrete test with external supply of alkalis" that is applied to test the resistance of concrete mixes against an ASR in concrete roads in Germany. Concrete road pavements that had been damaged to differing extents were classified into damage categories. Drill cores were then taken from them and tested with the 60°C concrete test with external supply of alkalis. The tests were carried out with 3% and 10% sodium chloride (NaCl) solutions. Assessment criteria were derived for both cases. The assessment criteria can be applied equally to ASR performance testing (evaluation of a concrete mixture) and aggregate testing (evaluation of an aggregate).

INTRODUCTION

In Europe, the regulations to prevent damage from an alkali-silica reaction (ASR) in concrete according to EN 206-1 are not harmonised. Therefore, the national regulations in the place of use of the concrete have to be applied. In Germany, in general the "Alkali Guidelines" of the German Committee for Structural Concrete (DAfStb) [1] regulate the preventive measures against damaging ASR in structural elements made of reinforced concrete and pre-stressed concrete in accordance with DIN EN 206-1 and DIN 1045-2 [2, 3]. The latest version of the Alkali Guidelines appeared in 2014 with date of issue October 2013.

In Germany, separate rules apply to concrete road pavements on Federal highways to avoid ASR damage. The Federal Ministry for Transport, Building and Urban Development published the General Circular on Road Construction (ARS) No. 04/2013 in 2013 [4] to supplement the Technical Terms of Delivery for construction materials and material mixtures for base courses with hydraulic binders and concrete pavements (TL Beton-StB 07) [5]. Road pavements in load classes Bk1.8 to Bk100 in accordance with the Directive for standardising the paving of road pavement (RStO) 12 [6] are assigned to moisture class WS. According to ARS
No. 04/2013, the non-reactivity of the aggregates or the concrete compositions for moisture class WS is to be verified with one of the following three methods:

1. Expert report on concrete composition, generally in the form of an **ASR performance test**
2. **WS basic test** of the coarse aggregates with minimum grain sizes d ≥ 2 mm
3. **WS confirmation** testing of the coarse aggregate following successful WS basic test or **mix design assessment** through testing the concrete constituents following successful ASR performance testing

The ASR performance test and the WS aggregate test can be conducted using the methods "60°C concrete test with external alkali supply" [7, 8, 9, 10]. and "alternating climate storage" [11, 12]. Both methods provide comparable results for evaluation of identical concretes [13] and are recognized by the Federal Ministry of Transport and Digital Infrastructure (BMVI) – former BMVBS (Federal Ministry of Transport, Building and Urban Development) - (see Annex to [4]). Since 2005, VDZ has been conducting experiments regarding the 60°C concrete test with external alkali supply with the aim of evaluating aggregates and concretes suitable for practical application. Suitable for practical application means, on the one hand, reliably preventing damage. On the other hand, it must also continue to be possible to build with aggregates and concretes that have verifiably proved successful in practice.

For concrete pavements with minor loads load classes Bk0,3 to Bk1,0 are classified as moisture class WA (concrete element is exposed to extraneous moisture and to external supply of alkalis by de-icing agents). In this moisture class the Alkali Guidelines have to be applied.

ASR-PERFORMANCE TEST ON CONCRETE MIX

An expert report on the resistance to an alkali-silica reaction of a concrete composition of the moisture class WS is generally based on an ASR performance test. VDZ is using the "60°C concrete test with external supply of alkalis" to assess concrete compositions by storing three prisms according to Table 1 for each test solution. The test involves a pre-storage of 28 days and an alternating storage that is repeated every 14 days.

Table 1) Storage in the 60°C concrete prism test with external alkali supply

Storage phase	Storage time	Measurement at end of storage	Climate
Preliminary storage 28 d	1 d	-	in the mould
	6 d	-	(20 ± 2)°C, > 95% r. h.
	14 d	-	(20 ± 2)°C, (65 ± 5)% r. h.
	6 d	-	(60 ± 2)°C, > 98% r. h.
	1 d	zero measurement	(20 ± 2)°C, > 98% r. h.
Alternating storage 14 d rotation 10 repetitions	5 d	-	(60 ± 5)°C in drying cabinet
	2 d	-	(20 ± 2)°C immersed in test solution
	6 d	measurement	(60 ± 2)°C, > 98% r. h.
	1 d	measurement	(20 ± 2)°C, > 98% r. h.

Assessment values to evaluate the results of the 60°C concrete prism tests with external alkali supply are listed in Table 2 for concrete pavements.

Table 2) Assessment values for the resistance to alkali-silica reaction of a concrete composition of the moisture class WS for concrete pavements

Criterion	Test solution	Resistance to alkali-silica reaction	
		sufficient	insufficient
Assessment values for the strain ε_{168} of the concrete prisms after 10 cycles of alternating storage (age 168 days)	10% of sodium chloride solution	$\varepsilon \leq 0.50$ mm/m	$\varepsilon > 0.50$ mm/m
	3% of sodium chloride solution	$\varepsilon \leq 0.30$ mm/m	$\varepsilon > 0.30$ mm/m

WS BASIC TEST

According to ARS No. 04/2013 the suitability of coarse aggregates for concrete belonging to the moisture class WS can be verified by means of "WS basic testing". Such testing firstly involves determining the alkali-reactivity of all fractions of the excavation site to be used in concrete road surfaces by means of the accelerated mortar bar test in accordance with the Alkali Guidelines [10]. This is carried out on three samples to take account of natural deviations. These results are used to determine the mineralogical/petrographical characteristics and to perform testing using the "WS concrete test" for selected fractions. Depending on the concrete composition used, a distinction is made between "WS basic testing" for concrete with a maximum particle size of 8 mm for the fraction to be used (top layer concrete (0/8)) and for concrete with a maximum particle size > 8 mm (top layer concrete (D>8) and bottom layer concrete). The compositions are given in Table 3. All accepted institutes in Germany are using the same WS-standard test-cement CEM I 42,5 N and the WS-standard-test-sand for all the WS basic tests. The test methods and the acceptance criteria are the same as for the ASR-performance-tests (see chapter before).

Table 3) Concrete compositions for WS basic tests

	Top layer concrete (0/8)	Top layer concrete (D>8) and bottom layer concrete
Cement	430 kg/m³ WS-standard test-cement CEM I 42,5 N	360 kg/m³ WS-standard test-cement CEM I 42,5 N
Na_2O-equivalent	0.75 mass % to 0.80 mass-% (current charge 0.76 mass %)	
water	193.5 kg/m³	162.0 kg/m³
water/cement-ratio	0.45	
air void content	5.5 – 6.5 vol.%	4.0 – 5.0 vol.%
0/2 mm	30 vol.% WS-standard-test-sand	
2/8 mm	15 vol.% aggregate to be tested	70 vol.% aggregate to be tested
8/16 mm	25 vol.% aggregate to be tested	-
16/22 mm	30 vol.% aggregate to be tested	

WS CONFIRMATION TESTING

Where an aggregate passes WS basic testing, the aggregate can then be assessed by means of a "WS confirmation test" at short notice and may be used for the construction of road surfaces if there is sufficient conformity with initial values. To verify conformity, accelerated mortar bar tests and mineralogical/petrographical investigations are carried out on current aggregate samples. Suitability can be confirmed either by third-party inspection on a regular basis or in a test carried out once prior to the start of casting the concrete in a specific building project.

The accelerated mortar bar test is to be conducted according to the Alkali-Guidelines. The test method is based on the RILEM method AAR-2.2 [14] and uses a standard ASR-test cement CEM I 32,5 R that is provided by VDZ for all institutes in Germany. In contrast to AAR-2 the prisms are stored for 13 days instead of 14 days in the 1 mass % sodium hydroxide solution. The limit value is 1.00 mm/m (0.10%).

MIX DESIGN ASSESSMENT

Where a concrete passes ASR performance testing, the concrete or the aggregate can then be assessed by means of a "mix design assessment" at short notice and may be used for the construction of road surfaces if there is sufficient conformity with initial values. To verify conformity, accelerated mortar bar tests and mineralogical/ petrographical investigations are carried out on current aggregate samples including also the sand 0/2 mm. Suitability can be confirmed either by third-party inspection on a regular basis or in a test carried out once prior to the start of casting the concrete in a specific building project. All cements for pavements are tested in Germany by a regular based third-party inspection. The alkali content is determined according to the TL Beton-StB 07 [5]. In a mix design assessment the alkali content of the current cement sample will be compared with the cement used in the ASR-performance-test. A period of four to eight weeks is needed for mix design assessment.

INFERENCE OF EVALUATION CRITERIA

For the purpose of inferring evaluation for criteria ASR performance- and WS basic tests, drill cores were removed from concrete road paving in various states of damage. These were halved and the halves subjected to the 60°C concrete test with external alkali exposure using a 3% sodium chloride (NaCl) solution (see Table 4).

Table 4) Storage plan in the 60°C concrete test with external addition of alkalis

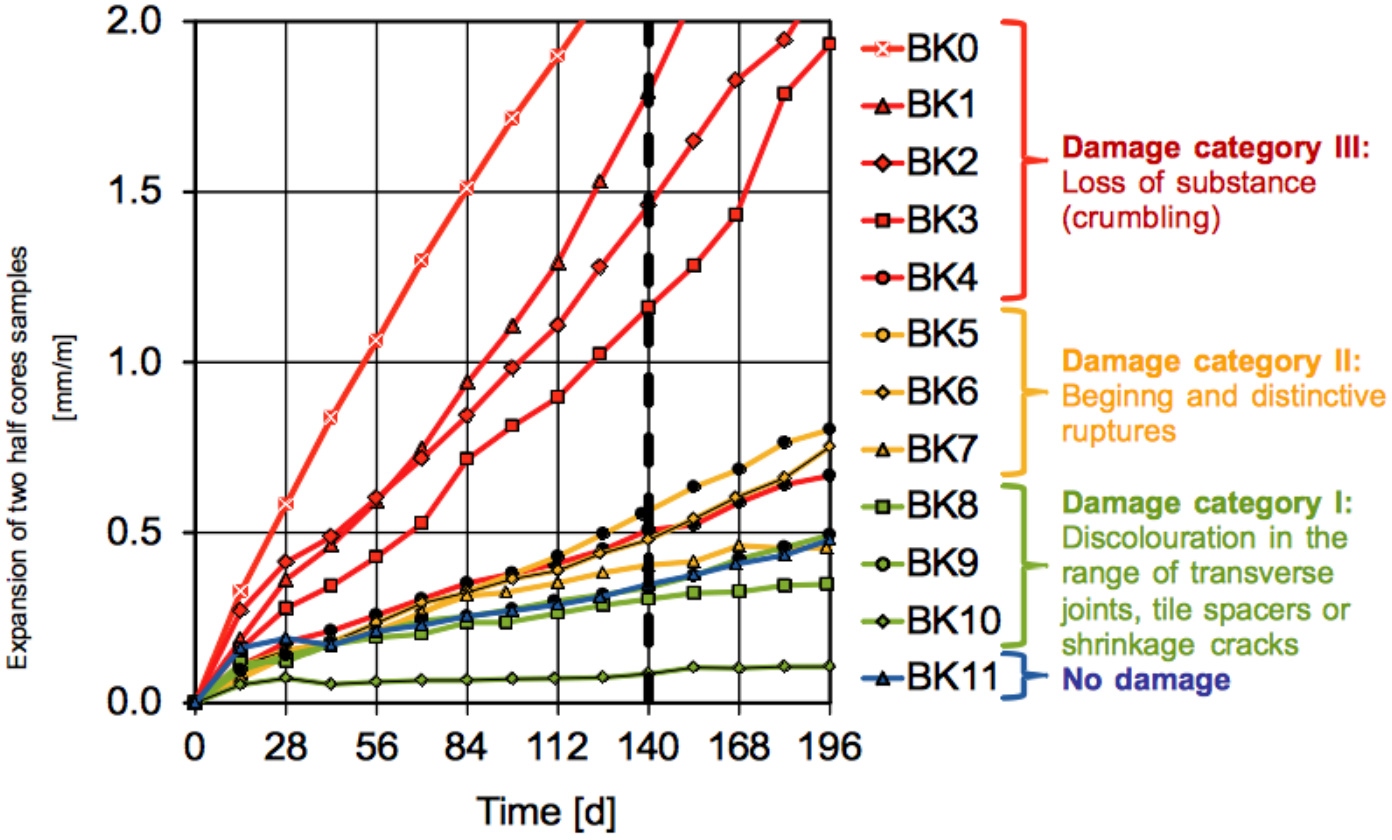
Storage phase	Storage time	Measurement at end of storage	Climate
Sample preparation, attachment of measuring marks	-	-	(20 ± 2)°C, (65 ± 5)% r. h.
Preliminary storage 7d	6 d	-	(60 ± 2)°C, > 98% r. h.
	1 d	zero measurement	(20 ± 2)°C, > 98% r. h.
Alternating storage 14d rotation 10 repetitions	5 d	-	(60 ± 5)°C in drying cabinet
	2 d	-	(20 ± 2)°C immersed in test solution
	6 d	-	(60 ± 2)°C, > 98% r. h.
	1 d	measurement	(20 ± 2)°C, > 98% r. h.

The road pavings were sorted into the damage categories shown in Table 5 according to their damage features. Figure 1 shows the expansions of the drill core halves. The markers have been coloured to correspond to the damage categories of the road pavings. The higher the road paving's damage category, the higher also the residual expansion of the drill core halves. Concretes from undamaged road pavings or from damage category I road pavings displayed, after 10 cycles (140 days), a maximum expansion of 0.3 mm/m. These federal motorway pavings from the inside lane displayed, after 10 to 18 years of intense use, no signs of ASR damage or displayed only slight crocodile cracking not caused by alkali-silica reaction. There were cases of discoloured transverse joints/spacer joints. With larger expansions, it has to be assumed that damage of damage categories II or III will occur in concrete road pavings of moisture class WS after 9 to 15 years.

Table 5) Allocation of the features to damage categories

DAMAGE CATEGORY	DAMAGE FEATURES
I	• Discolouration in the area of the transverse joints / joint intersections (generally starting at the joint intersection) • No cracking beyond shrinkage cracks
II	• Marked discolouration in joint areas • Cracking in the joint intersection areas • Incipient to marked crazing • Possible longitudinal and transverse cracks at the transverse joints • Possible additional longitudinal cracking in vibration channels, but still no loss of substance
III	• Marked discolouration in the joint areas • Very marked cracking (often with discolouration) • Possible edge damage and/or broken corners • Possible loss of substance, e. g. crumbling

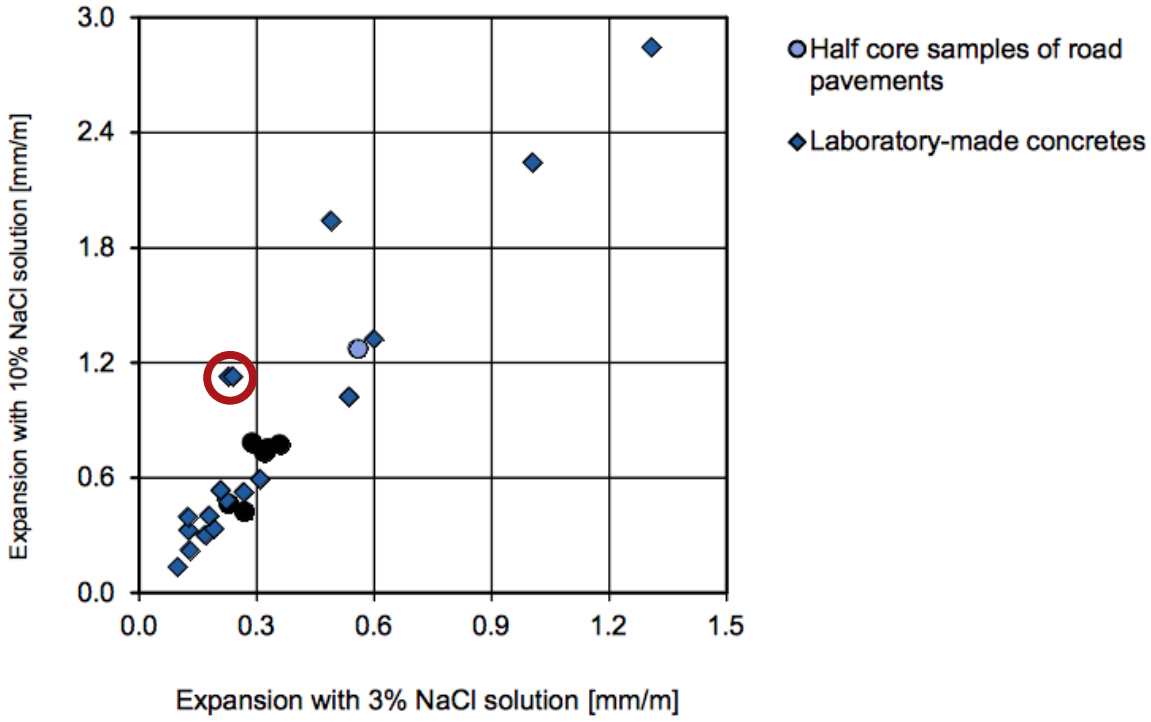
Figure 1) Expansion of half core samples



COMPARISON OF VARIOUS SODIUM CHLORIDE CONCENTRATIONS

Comparison tests with 10% NaCl solution in the 60°C concrete test (current method) showed that in most cases the same evaluation as with 3% NaCl solution would be obtained if an evaluation criterion of 0.60 mm/m after ten cycles was applied
(Figure 2). Two exceptions with a differing evaluation have been highlighted. With 3% NaCl solution and an evaluation criterion for the expansion of 0.30 mm/m, it would appear that transfer to practical conditions works better than the test with 10% NaCl solution and an evaluation criterion of 0.50mm/m after ten cycles (current practice).

Figure 2) Expansion of half core samples of road pavements and laboratory-made concretes



FINAL REMARKS

In order to avoid damage resulting from alkali-silica reactions (ASR) on concrete road pavements in Germany the General Circular on Road Construction (ARS) No. 04/2013 [4] was published by the Federal Ministry for Transport, Building and Urban Development. For German Federal highways the suitability of any coarse aggregate or any concrete mix must be confirmed by an officially recognised expert in accordance with the ARS No. 04/2013. They examine either the alkali-reactivity potential of the coarse aggregate in a standardised concrete mix with the WS basic test or the ASR resistance of a specific concrete mix in an ASR performance test. In both cases the "60°C concrete test with external supply of alkalis" can be applied. The assessment criteria were derived for both cases and were evaluated by testing drill cores from concrete road pavements that had been damaged to differing extents.

SOURCES

[1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb: Richtlinie vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Hrsg., Berlin: Beuth, 2013-10.

[2] DIN EN 206-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Kon-formität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Deutschland: Beuth.

[3] Deutsches Institut für Normung, DIN, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Kon-formität; DIN 1045-2:2008-08; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth, 2008-08. Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: concrete – specification, properties, production and conformity – application rules for DIN EN 206-1

[4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Vermei-dung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013; Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften; Sachgebiet 04.4: Straßenbefestigung; Bauweisen, B. u. S. Bundesministerium f. Verkehr, Hrsg., Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2013. Prevention of a damaging alkali-silica reaction in concrete pavements Download: http://www.bast.de/DE/Strassenbau/Qualitaetsbewertung/Listen/pdf/allgemeines-rundschreiben.pdf?__blob=publicationFile&v=1

[5] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton - TL Beton-StB 07: TL Beton-StB 07; Ausgabe 2007, F. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen und Arbeitsgruppe Betonbauweisen, Hrsg., Köln: FGSV-Verl., 2007.

[6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen: RStO 12. For-schungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Hrsg., Köln, 2012.

[7] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „Experience with ASR test methods: advice on obtaining practical evaluation criteria for performance testing and aggregate testing," Cement International, Bd. 11, Nr. 3, pp. 86-93, 2013.

[8] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren," Straße und Autobahn, Bd. 59, Nr. 5, pp. 272-281, 2008.

[9] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „AKR-Prüfverfahren: Auf dem Weg zur Performance-Prüfung," Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 102, Nr. 8, pp. 528-538, 2007.

[10] E. Siebel, M. Böhm, I. Borchers, C. Müller, J. Bokern und E. Schäfer, „AKR-Prüfverfahren: Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, Teil 1, Teil 2," Beton, Bd. 56, Nr. 12, 1-2, pp. 599-604, 63-71, 2006.

[11] J. Stark, K. Seyfarth und C. Giebson, „Beurteilung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen und AKR-Performance-Prüfung Beton," Internationale Baustofftagung: 16. ibausil: 16; Bd. 2, pp. 399-426, 2006.

[12] J. Stark, E. Freyburg, K. Seyfarth, C. Giebson und D. Erfurt, „70 years of ASR with no end in sight?," Zement-Kalk-Gips, Bd. 63, Nr. 4, 5, pp. 86-95, 55-70, 2010.

[13] C. Müller, I. Borchers, J. Stark, K. Seyfarth und C. Giebson, „Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit von Betonzusammensetzungen - Vergleich von Perfor-mance-Prüfverfahren," Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.): 17. Internationale Baustofftagung: Tagungsbericht (Weimar 23.-26.09.2009). Weimar, 2009, pp. 2-0261-2-0266, 2009.

[14] P. J. Nixon und I. Sims, RILEM Recommendations for the Prevention of Dam-age by Alkali-Aggregate Reactions in New Concrete Structures: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 219-ACS, P. J. Nixon und I. Sims, Hrsg., Dordrecht: Springer, 2015.



PREVENCE POŠKOZENÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ ALKALICKO-KŘEMIČITOU REAKCÍ V NĚMECKU

DIPL.-ING. INGMAR BORCHERS
VDZ GGMBH
CONCRETE TECHNOLOGY
INGMAR.BORCHERS@VDZ-ONLINE.DE;
PHONE: +49-211-45 78-368
TANNENSTRASSE 2, 40476 DUESSELDORF, GERMANY

PREVENCE POŠKOZENÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ ALKALICKO-KŘEMIČITOU REAKCÍ V NĚMECKU

DIPL.-ING. INGMAR BORCHERS, VDZ GGMBH

Reaktivnost s alkáliemi v cementobetonových krytech vozovek může být posuzována pomocí zkoušek na alkalicko-křemičitou reakci (ASR). Tento příspěvek představuje německé směrnice, zaměřené na zmírnění škodlivého vlivu ASR v cementobetonových krytech a rovněž popisuje podklady k hodnocení zkoušky betonu při 60°C s externím doplňováním alkálií, která se provádí při zkoušení odolnosti betonových směsí vůči alkalicko-křemičité reakci pro cementobetonové kryty vozovek v Německu. Cementobetonové kryty, poškozené v různém rozsahu, byly klasifikovány do kategorií poškození. Byly odebrány jádrové vývrty a zkoušeny při 60°C s externím doplňováním alkálií. Zkoušky byly provedeny s 3% a 10% roztokem chloridu sodného NaCl. Pro oba případy byla odvozena hodnotící kritéria, která pro zkoušky alkalicko-křemičité reakce lze aplikovat nejen pro hodnocení složení betonové směsi (ASR-performance zkouška), ale i pro kamenivo.

ÚVOD

Protože v Evropě nejsou předpisy pro předcházení poškození betonu v důsledku alkalicko-křemičitých reakcí podle EN 206-1 harmonizované, je třeba se řídit národními předpisy v místě použití. V Německu se obecně používají „Alkali-Richtlinie - Směrnice pro alkálie" Německého výboru pro konstrukční beton (DAfStb) [1], které stanovují preventivní opatření vůči poškození v důsledku ASR u konstrukčních prvků z vyztuženého betonu a předpjatého betonu v souladu s DIN EN 206-1 a DIN 1045-2 [2, 3]. Poslední verze Směrnic pro alkálie vyšla v roce 2014 s datem říjen 2013.

V Německu platí na spolkových dálnicích zvláštní pravidla pro prevenci poškození cementobetonových krytů v důsledku výskytu ASR. Spolkové ministerstvo dopravy, výstavby a městského rozvoje vydalo v roce 2013 Obecný oběžník o výstavbě silnic (ARS) č. 04/2013 [4], kterým se doplňují „Technické podmínky dodávek stavebních materiálů a materiálových směsí pro podkladní vrstvy stmelené hydraulickými pojivy a cementobetonové kryty" (TL Beton-StB 07) [5]. Kryty vozovek s třídou zatížení Bk1.8 až Bk100 (podle „Směrnice pro standardizaci horních staveb vozovek" RStO 12 [6]) se zařazují dopodle vlhkostní třídy WS (pozn. překl.: beton je vystaven vnější vlhkosti, externímu přísunu alkálií z rozmrazovacích prostředků a silnému dynamickému zatížení). Podle ARS č. 04/2013 nereaktivnost kameniva nebo betonu pro vlhkostní třídu WS musí být ověřena jednou ze tří následujících metod:

1. expertní zprávou o složení betonu, zpravidla provedením **ASR performance zkoušky**
2. **WS-základní zkouškou** hrubého kameniva s minimální velikostí zrna d ≥ 2 mm
3. **WS-ověřovací zkouškou** hrubého kameniva, která následuje po úspěšné WS-základní zkoušce nebo **posouzením návrhu složení směsi** provedením zkoušek složek betonu, následující po úspěšné ASR-performance zkoušce.

ASR-performance zkouška a WS zkouška kameniva mohou být provedeny použitím metod „zkoušení betonu při 60°C s externím doplňováním alkálií" [7, 8, 9, 10] a "uložení při střídavých klimatických podmínkách" [11,12]. Obě metody dávají srovnatelné výsledky pro hodnocení identických betonů [13] a jsou uznávané Spolkovým ministerstvem dopravy a digitální infrastruktury (BMVI) – dříve BMVBS (Spolkové ministerstvo dopravy, výstavby a městského rozvoje) - (viz Příloha k [4]).
Od roku 2005 provádí VDZ zkoušky betonu při 60°C s externím doplňováním alkálií s cílem hodnotit kameniva a betony vhodné pro praktické použití. Vhodný pro praktické použití znamená na jedné straně spolehlivě zabránit škodám, na druhé straně musí být nadále možné stavět s kamenivy a betony, které se prokazatelně osvědčily v praxi.

Cementobetonové kryty s nižší třídou zatížení od Bk0,3 do Bk1,0 jsou zařazeny do vlhkostní třídy WA (betonový prvek je vystaven vnější vlhkosti a externímu přísunu alkálií z rozmrazovacích prostředků). Pro tuto vlhkostní třídu je třeba se řídit Směrnicí pro alkálie.

ASR-PERFORMANCE ZKOUŠKA NA BETONU

Expertní zpráva o odolnosti vůči alkalicko-křemičité reakci betonových směsí pro vlhkostní třídu WS obecně vychází z ASR-performance zkoušky. VDZ používá k hodnocení betonových směsí "Zkoušku betonu při 60°C s externím doplňováním alkálií". Zkouška prováděná na třech trámcích zahrnuje počáteční uložení zkušebních těles po dobu 28 dní a poté střídavé uložení, které se opakuje každých 14 dní, viz tabulku 1.

Tabulka 1) Zkouška betonových trámců při 60°C s externím doplňováním alkálií

Uložení	Doba uložení (dny)	Měření na konci uložení	Prostředí
Počáteční 28 dní	1	-	ve formě
	6	-	(20 ± 2)°C, > 95% rel. vlh.
	14	-	(20 ± 2)°C, (65 ± 5)% rel. vlh.
	6	-	(60 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
	1	nulové měření	(20 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
Střídavé 14 dní 10x opakování	5 d	-	(60 ± 5)°C v sušárně
	2 d	-	(20 ± 2)°C ponořeno ve zkušebním roztoku
	6 d	měření	(60 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
	1 d	měření	(20 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.

Hodnoty pro posouzení výsledků pro cementobetonové kryty zkoušek betonových trámců při 60°C s externím doplňováním alkálií jsou uvedeny v Tabulce 2.

Tabulka 2) Hodnocení odolnosti vůči alkalicko-křemičité reakci betonu vlhkostní třídy WS pro cementobetonové kryty

Kritérium	Zkušební roztok	Odolnost vůči alkalicko- křemičité reakci	
		Dostatečná	Nedostatečná
Parametr pro expanzi ε_{168} betonových trámců po 10 cyklech střídavého uložení (stáří 168 dní)	10% roztok NaCl	$\varepsilon \leq 0{,}50$ mm/m	$\varepsilon > 0{,}50$ mm/m
	3% roztok NaCl	$\varepsilon \leq 0{,}30$ mm/m	$\varepsilon > 0{,}30$ mm/m

WS-ZÁKLADNÍ ZKOUŠKA

Podle ARS č. 04/2013 může být vhodnost hrubého kameniva do betonu vlhkostní třídy WS ověřena pomocí " WS-základní zkoušky ". Nejdříve se stanoví reaktivnost s alkáliemi všech frakcí kameniva, určených do cementobetonových krytů vozovek a odebraných z jednoho místa v těžební lokalitě, a to urychlenou dilatometrickou zkouškou rozpínání maltových trámečků podle Směrnice pro alkálie (Alkali-Richtlinie) [10]. Na třech vzorcích se sledují skutečné naměřené délkové změny. Získané výsledky slouží k rozhodnutí pro provedení mineralogického / petrografického rozboru a "WS zkoušky betonu" na zvolených frakcích. V použitém složení betonové směsi existují odlišnosti pro „WS-základní zkoušku" u betonu s maximálním zrnem kameniva 8 mm v použité frakci (horní vrstva betonu (0/8)) a u betonu s maximálním zrnem > 8 mm (horní vrstva betonu (D>8) a beton spodní vrstvy). Složení betonových směsí je uvedeno v tabulce 3. Všechny certifikované instituty v Německu používají stejný WS-standardní zkušební cement CEM I 42,5 N a WS-standardní zkušební písek po účely všech WS-základních zkoušek. Zkušební metody a hodnotící kritéria jsou pro ASR-performance zkoušku stejné (viz předchozí kapitola).

Tabulka 3) Složení betonových směsí pro WS-základní test

	Beton horní vrstvy (0/8)	Beton horní vrstvy (D>8) a beton spodní vrstvy
Cement	430 kg/m³ WS-standardní zkušební cement CEM I 42,5 N	360 kg/m³ WS-standardní zkušební cement CEM I 42,5 N
Na_2O-ekvivalent	0,75 až 0,80 %hm. (obvykle 0,76 %hm.)	
voda	193,5 kg/m³	162,0 kg/m³
v/c	0,45	
obsah vzduchových pórů	5,5 – 6,5 %obj.	4,0 – 5,0 %obj.
0/2 mm	30 %obj. WS-standardní zkušební písek	
2/8 mm	15 %obj. zkoušeného kameniva	70 %obj. zkoušeného kameniva
8/16 mm	25 %obj. zkoušeného kameniva	-
16/22 mm	30 % obj. zkoušeného kameniva	

WS-OVĚŘOVACÍ ZKOUŠKA

Pokud kamenivo úspěšně projde WS-základní zkouškou, může být pak rychle hodnoceno pomocí "WS-ověřovací zkoušky" a pokud se zjistí dostatečná shoda s původními výsledky, může být použito pro stavbu betonových povrchů. Shoda se ověřuje urychlenými dilatometrickými zkouškami maltových trámečků a mineralogicko / petrografickým rozborem aktuálních vzorků kameniva. Vhodnost lze pravidelně potvrzovat buď inspekcí třetí stranou nebo zkouškou, která se provede před zabudováním betonu pro konkrétní stavební projekt.

Urychlené dilatometrické zkoušky na maltových trámečcích se provádí v souladu se Směrnicí pro alkálie. Zkušební metoda vychází z metody RILEM AAR-2.2 [14] a používá se při ní standardní ASR-zkušební cement CEM I 32,5 R, který všem německým institutům dodává VDZ. Na rozdíl od AAR-2 jsou zkušební trámečky uloženy po dobu 13 místo 14 dní v 1 %hm. roztoku hydroxidu sodného. Limitní hodnota expanze je 1,00 mm/m (0,10%).

HODNOCENÍ NÁVRHU SLOŽENÍ SMĚSI

Tam, kde beton úspěšně projde zkouškou ASR, je možné beton nebo kamenivo rychle posoudit pomocí "hodnocení návrhu složení směsi", a lze je použít pro výstavbu krytu vozovky, pokud existuje dostatečná shoda s původními výsledky. Shoda se ověřuje pomocí urychlených dilatometrických zkoušek rozpínání malty na trámečcích a mineralogického / petrografického rozboru na aktuálních vzorcích kameniva včetně písku 0/2 mm. Vhodnost může pravidelně potvrzovat buď inspekce třetí strany, nebo zkouška, která se provede před započetím pokládky betonu při konkrétních stavebních projektech. Zkoušky veškerých cementů pro cementobetonové kryty provádí v Německu pravidelně inspekce třetí strany. Obsah alkálií v cementu je předepsán v TL Beton-StB 07 [5]. Při hodnocení návrhu složení směsi se obsah alkálií aktuálního vzorku cementu srovnává s cementem, použitým při ASR-performance zkoušce. Pro hodnocení návrhu složení betonové směsi je zapotřebí doba čtyři až osm týdnů.

ODVOZENÍ KRITÉRIÍ POUŽITELNÝCH V PRAXI

Pro odvození hodnocení kritérií z výsledků ASR-performance zkoušky a WS-základní zkoušky byly z cementobetonového krytu vozovky v různém stupni poškození odebrány jádrové vývrty. Vývrty byly rozpůleny a poloviny vývrtů byly podrobeny zkoušce betonu při 60°C s vnějším přísunem alkálií použitím 3% roztoku chloridu sodného (NaCl) (viz Tabulka 4).

Tabulka 4) Uložení vzorků při zkoušce betonu při 60°C s vnějším přísunem alkálií

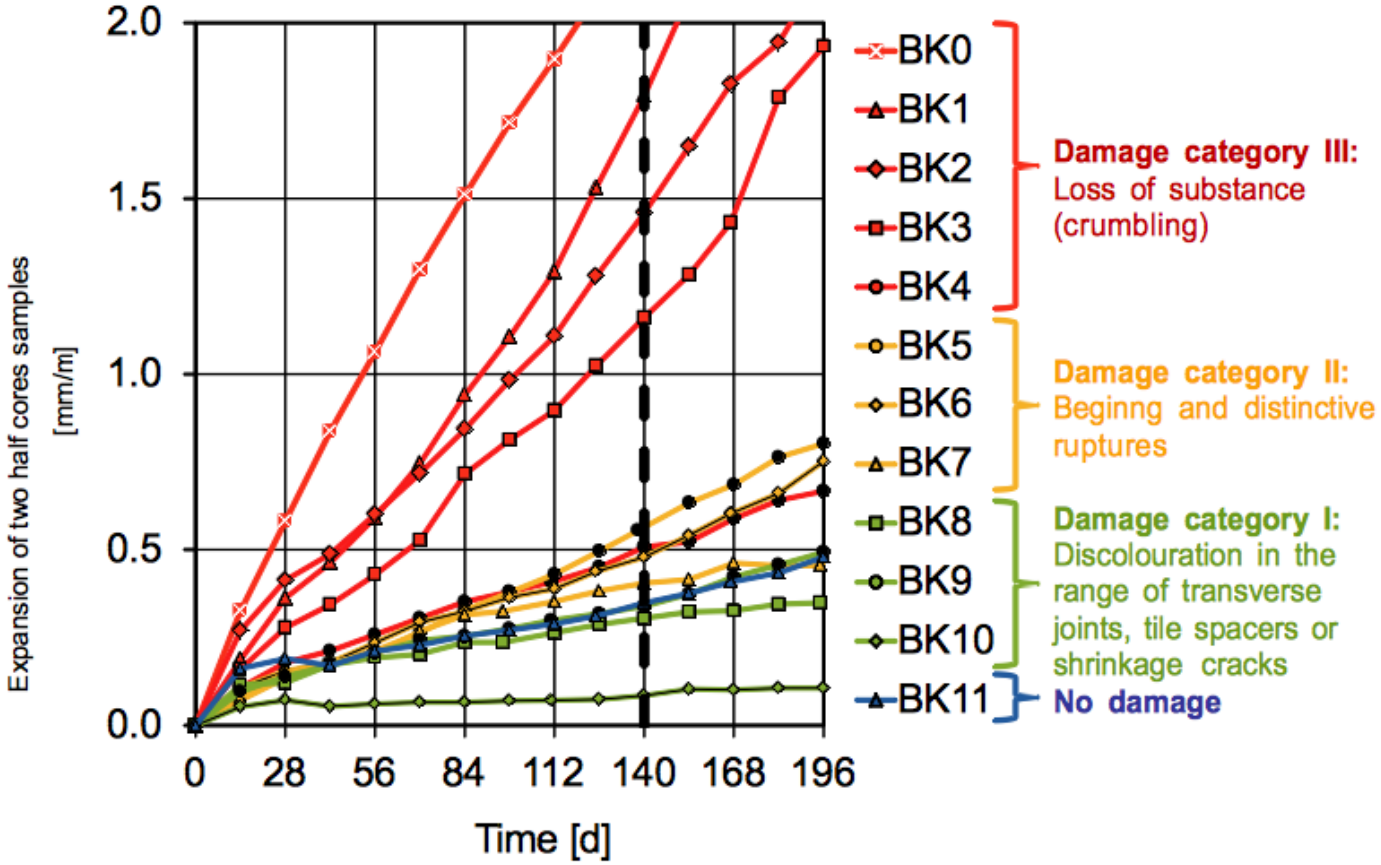
Fáze uložení	Doba uložení (dny)	Měření na konci doby uložení	Prostředí
Příprava vzorků, připevnění značek pro měření	-	-	(20 ± 2)°C (65 ± 5)% rel. vlh.
Úvodní uložení 7 dní	6	-	(60 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
	1	nulové měření	(20 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
Střídavé uložení 14 dní 10x opakování	5 d	-	(60 ± 5)°C v sušárně
	2 d	-	(20 ± 2)°C ponořeno ve zkušebním roztoku
	6 d	-	(60 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.
	1 d	měření	(20 ± 2)°C, > 98% rel. vlh.

Cementobetonové kryty byly roztříděny do kategorií podle typických znaků poškození uvedených v tabulce 5. Obrázek 1 ukazuje expanzi polovin jádrových vývrtů. Značky byly označeny barevně tak, aby odpovídaly kategorii poškození cementobetonových krytů. Čím vyšší je kategorie poškození cementobetonového krytu, tím větší je také zbytková (reziduální) expanze polovin jádrových vývrtů. Betony z nepoškozených krytů nebo z kategorie poškození I vykazovaly po 10 cyklech (140 dní) maximální rozpínání 0,3 mm/m. Tyto cementobetonové kryty na spolkových dálnicích v pruhu pro pomalá vozidla po 10 až 18 letech intenzivního používání nevykazovaly žádné známky poškození ASR nebo vykazovaly pouze mírné projevy síťových trhlin nezapříčiněné alkalicko-křemičitou reakcí. Částečně bylo zabarveno okolí příčných spáry a křížení spár. U vyšších expanzí je třeba předpokládat, že k poruchám v rozsahu kategorie poškození II nebo III dojde u cementobetonových krytů vlhkostní třídy WS po 9 až 15 letech.

Tabulka 5) Rozdělení znaků porušení betonu do kategorií

KATEGORIE POŠKOZENÍ	CHARAKTERISTIKA POŠKOZENÍ
I	• změna barvy v oblasti příčných spár / křížení spár (většinou začíná v místě křížení spár) • žádné trhliny kromě smršťovacích
II	• zřetelné zabarvení v oblasti spár • trhliny v oblasti křížení spár • vznikající až vytvořené síťové trhlinky • případné podélné a příčné trhliny u příčných spár • případné další podélné trhliny ve stopách vibrátorů, zatím bez ztráty materiálu
III	• zřetelné zabarvení v oblasti spár • velmi výrazné trhliny (často se změnou barvy) • případné poškození hran a/nebo ulámané rohy • případná ztráta materiálu, např. drolení, rozpad

Obrázek 1) Expanze polovin jádrových vývrtů

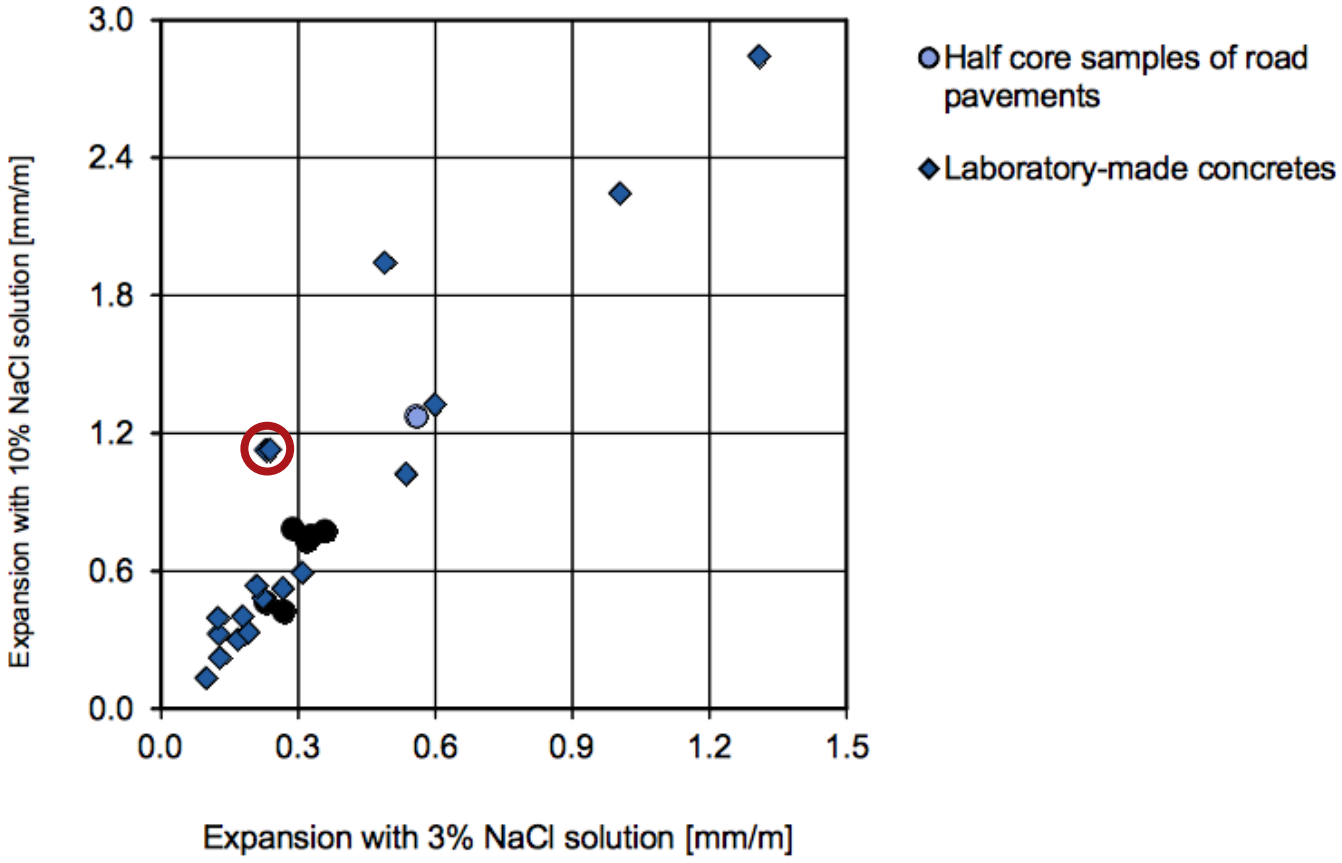


Popis obrázku 1:
Osa Y: Expanze polovin jádrových vývrtů (mm/m)
Osa X: Doba (dny)
Graf: Kategorie poškození III: ztráta materiálu (drolení)
Kategorie poškození II: počínající a výrazné trhliny
Kategorie poškození I: změna barvy v okolí příčných spár, křížení spár nebo smršťovací trhliny bez poškození

POROVNÁNÍ RŮZNÝCH KONCENTRACÍ CHLORIDU SODNÉHO

Srovnávací zkoušky s 10% roztokem NaCl při zkoušce betonu při 60°C (běžná metoda) ukázaly, že ve většině případů se získá stejné hodnocení jako s 3 % roztokem NaCl, pokud se použije hodnotící kritérium 0,60 mm/m po deseti cyklech (obrázek 2). Byly zdůrazněny dvě výjimky s rozdílným hodnocením. Zdá se, že s 3% roztokem NaCl a hodnotícím kritériem rozpínání 0,30 mm/m by fungovalo převedení do praktických podmínek lépe než zkouška s 10 % roztokem NaCl a hodnotícím kritériem 0,50 mm/m po deseti cyklech (běžná praxe).

Obrázek 2) Expanze polovin jádrových vývrtů z cementobetonových krytů a laboratorně připravených betonů



Popis obrázku 2:
Osa Y: Expanze s 10% roztokem NaCl (mm/m)
Osa X: Expanze s 3% roztokem NaCl (mm/m)
Poloviny jádrových vývrtů z cementobetonových krytů
Betony připravené v laboratoři

ZÁVĚREČNÝ KOMENTÁŘ

Spolkové ministerstvo dopravy, výstavby a městského rozvoje vydalo Obecný oběžník pro výstavbu silnic (ARS) č. 04/2013 [4], řešící způsob prevence poruch způsobených alkalicko-křemičitou reakcí v cementobetonových krytech vozovek v Německu. Pro německé spolkové dálnice musí být vhodnost veškerého hrubého kameniva nebo veškerých betonových směsí v souladu s ARS č. 04/2013 potvrzena úředně uznaným znalcem. Zkouší se buď potenciál reaktivnosti hrubého kameniva s alkáliemi ve standardizované betonové směsi pomocí WS-základní zkoušky nebo odolnost konkrétní betonové směsi vůči alkalicko-křemičité reakci pomocí ASR-performance zkoušky. V obou případech je možno provést "zkoušku betonu při 60°C s externím doplňováním alkálií." Hodnotící kritéria byla odvozena pro oba případy a byla číselně ohodnocena pomocí zkoušek jádrových vývrtů odebraných z cementobetonových krytů, které vykazovaly poruchy různého stupně poškození.

ZDROJE

[1] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, DAfStb: Richtlinie vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Hrsg., Berlin: Beuth, 2013-10.

[2] DIN EN 206-1: Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Kon-formität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000. Deutschland: Beuth.

[3] Deutsches Institut für Normung, DIN, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Kon-formität; DIN 1045-2:2008-08; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth, 2008-08. Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: concrete – specification, properties, production and conformity – application rules for DIN EN 206-1

[4] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS): Vermei-dung von Schäden an Fahrbahndecken

aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 04/2013; Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften; Sachgebiet 04.4: Straßenbefestigung; Bauweisen, B. u. S. Bundesministerium f. Verkehr, Hrsg., Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2013. Prevention of a damaging alkali-silica reaction in concrete pavements Download: http://www.bast.de/DE/Strassenbau/Qualitaetsbewertung/Listen/pdf/allgemeines-rundschreiben.pdf?__blob=publicationFile&v=1

[5] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton - TL Beton-StB 07: TL Beton-StB 07; Ausgabe 2007, F. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen und Arbeitsgruppe Betonbauweisen, Hrsg., Köln: FGSV-Verl., 2007.

[6] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen: RStO 12. For-schungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Hrsg., Köln, 2012.

[7] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „Experience with ASR test methods: advice on obtaining practical evaluation criteria for performance testing and aggregate testing," Cement International, Bd. 11, Nr. 3, pp. 86-93, 2013.

[8] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren," Straße und Autobahn, Bd. 59, Nr. 5, pp. 272-281, 2008.

[9] C. Müller, I. Borchers und E. Eickschen, „AKR-Prüfverfahren: Auf dem Weg zur Performance-Prüfung," Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 102, Nr. 8, pp. 528-538, 2007.

[10] E. Siebel, M. Böhm, I. Borchers, C. Müller, J. Bokern und E. Schäfer, „AKR-Prüfverfahren: Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, Teil 1, Teil 2," Beton, Bd. 56, Nr. 12, 1-2, pp. 599-604, 63-71, 2006.

[11] J. Stark, K. Seyfarth und C. Giebson, „Beurteilung der Alkali-Reaktivität von Gesteinskörnungen und AKR-Performance-Prüfung Beton," Internationale Baustofftagung: 16. ibausil: 16; Bd. 2, pp. 399-426, 2006.

[12]J. Stark, E. Freyburg, K. Seyfarth, C. Giebson und D. Erfurt, „70 years of ASR with no end in sight?," Zement-Kalk-Gips, Bd. 63, Nr. 4, 5, pp. 86-95, 55-70, 2010.

[13] C. Müller, I. Borchers, J. Stark, K. Seyfarth und C. Giebson, „Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit von Betonzusammensetzungen - Vergleich von Perfor-mance-Prüfverfahren," Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.): 17. Internationale Baustofftagung: Tagungsbericht (Weimar 23.-26.09.2009). Weimar, 2009, pp. 2-0261-2-0266, 2009.

[14] P. J. Nixon und I. Sims, RILEM Recommendations for the Prevention of Dam-age by Alkali-Aggregate Reactions in New Concrete Structures: State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 219-ACS, P. J. Nixon und I. Sims, Hrsg., Dordrecht: Springer, 2015.



DVOJROČNÉ SKÚSENOSTI S APLIKÁCIOU STN 72 1179: 2014 STANOVENIE A HODNOTENIE ALKALICKEJ ROZPÍNAVOSTI KAMENIVA (ALKALICKO-KREMIČITÁ REAKCIA)

ING. IVETA NAJDENÁ
SLOVENSKÉ ZDRUŽENIE VÝROBCOV KAMENIVA
KANCELARIASZVK@INTAS.SK, 00421 911 925 265
OSLOBODITEĽOV 66, 040 17 KOŠICE

DVOJROČNÉ SKÚSENOSTI S APLIKÁCIOU STN 72 1179: 2014 STANOVENIE A HODNOTENIE ALKALICKEJ ROZPÍNAVOSTI KAMENIVA (ALKALICKO-KREMIČITÁ REAKCIA)

ING. IVETA NAJDENÁ, SLOVENSKÉ ZDRUŽENIE VÝROBCOV KAMENIVA

Nový prístup revidovanej STN 72 1179 k stanoveniu náchylnosti kameniva na alkalicko – kremičitú reakciu. Analýza výsledkov skúšok získaných počas dvojročnej planosti uvedenej normy.

Z HISTÓRIE

Slovenská technická norma STN 72 1179 Stanovenie reaktívnosti kameniva s alkáliami bola - ešte ako československá štátna norma (ČSN), schválená 06. decembra 1967 a nadobudla účinnosť od 01. augusta 1968. Od nadobudnutia účinnosti nebola k nej vypracovaná ani oprava ani zmena. Norma bola od 01. januára 1993 normou STN s pôvodným číslom.

Norma platila pre stanovenie reaktívnosti oxidu kremičitého SiO_2 v kamenive s alkáliami v cementovom betóne, pretože nebezpečenstvo vzniku alkalického rozpínania betónu uloženého vo vlhkom prostredí je podmienené prítomnosťou aktívneho oxidu kremičitého SiO_2 v kamenive (minerály: opál, tridymit, cristobalit, chalcedón alebo kremičité sklo) a zvýšeným obsahom alkálií (oxid sodný - Na_2O a oxid draselný - K_2O) prítomnými v zložkách betónu (v cemente, prímesiach, prísadách, zámesovej vode) alebo vo vode, s ktorou betón príde neskôr do kontaktu. Overenie tejto vlastnosti kameniva sa v zmysle normy vykonávalo dvoma skúškami: chemickou skúškou kameniva a dlhodobou dilatometrickou skúškou rozpínania skúšobných telies zhotovených z malty z daného kameniva a z daného cementu a uložených za predpísaných podmienok. Norma neobsahovala kritériá na vyhodnotenie výsledkov skúšok.

Stanovenie tejto vlastnosti kameniva sa – až na ojedinelé prípady, do roku 2004 nevykonávalo z dôvodu, že v tom období platné výrobkové normy na kamenivo (napr. STN 72 1512: 1992 Hutné kamenivo na stavebné účely. Technické požiadavky) skúšanie tejto vlastnosti nepožadovali. So zavedením európskych výrobkových noriem na kamenivo do sústavy STN v roku 2004 sa situácia zmenila – normy EN 12620: 2002/AC: 2004 Kamenivo do betónu a EN 13139: 2002/AC: 2004 Kamenivo do malty overenie tejto vlastnosti požadovali, ale skúšobná norma neexistovala (práce na norme EN 1744-2 zaoberajúcej sa metódou stanovenia alkalicko-kremičitej reakcie boli pozastavené s tým, že vlastnosť sa má vyhodnotiť podľa ustanovení platných na mieste použitia a výsledky skúšok sa musia deklarovať).

Nakoľko odberatelia kameniva deklarovanie tejto vlastnosti – najmä po negatívnych skúsenostiach s použitím reaktívneho kameniva s alkáliami v Českej republike a v súlade s požiadavkou súvisiacich noriem STN EN 206-1: 2002, čl. 5.2.3.4 Betón Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda (zrušená a nahradená rovnomennou normou STN EN 206: 2015, požiadavka čl. 5.2.3.5) a STN 73 6123: 2010 Stavba vozoviek. Cementobetonové kryty (čl. 4.1.4) vyžadovali, začala sa táto vlastnosť prírodného kameniva (neuhličitanového) intenzívnejšie skúšať aj v podmienkach Slovenskej republiky.

Poznámka:
Uhličitanové kamenivo – kamenivo z karbonátových hornín – t. j. z hornín s vysokým podielom minerálov ako kalcit, aragonit, dolomit, ankerit, siderit a magnezit, sa začalo skúšať podľa STN 72 1160: 1977 Stanovenie alkalickej rozpínavosti prírodného stavebného uhličitanového kameňa.

Kritériá pre vyhodnotenie skúšky boli uvedené v čl. 5.2.3.4 STN EN 206-1/NA: 2009 Betón. Časť 1: Špecifikácia, vlastnosti, výroba a zhoda. Národná príloha (kritériá pre výsledky chemickej aj dilatometrickej skúšky) a od decembra 2015 sú v čl. 5.2.3.5 STN EN 206/NA: 2015. Za takmer 10 rokov testovania prírodného kameniva z lokalít na území SR sa podarilo vytvoriť databázu výsledkov. Aj keď kamenivo z niektorých lokalít na základe výsledkov skúšok (výsledky chemickej skúšky potvrdili prítomnosť reaktívnych foriem oxidu kremičitého SiO_2 v kamenive a výsledky dlhodobej dilatometrickej skúšky boli nevyhovujúce) predstavovali riziko pri použití kameniva ako plniva do malty a betónu, k škodlivej alkalicko-kremičitej reakcii zatiaľ neprišlo..

SÚČASNOSŤ

Od 01 októbra 2014 platí na overovanie tejto vlastnosti kameniva nová norma: STN 72 1179: 2014 Stanovenie a hodnotenie alkalickej rozpínavosti kameniva (alkalicko-kremičitá reakcia). Táto podstatnou mierou mení prístup nielen skúšania ale aj použiteľnosti kameniva.
Revízia uvedenej normy bola - okrem stránky jazykovej a terminologickej, podmienená predovšetkým výrazným nárastom obsahu alkálií v cementoch používaných pri výrobe mált/betónov. Percentuálny obsah alkálií v cemente vyjadrený ako Na_2O ekvivalent (Na_2O eq: $Na_2O + 0{,}658\ K_2O$) sa z hodnoty cca 0,4 až 0,6 % zvýšil používaním nových technológií a alternatívnych zdrojov pri výrobe cementov až na hodnoty 0,8 až 1,1 %, nezanedbateľný je aj vplyv alkálií v používaných prísadách a prímesiach, tieto zložky betónu sa v období vzniku pôvodnej normy pri výrobe betónu takmer vôbec nepoužívali.

Najdôležitejšie zmeny:
a) rozšírenie predmetu skúšania aj o recyklované kamenivo, ktoré je určené ako plnivo do betónu, resp. malty;
b) doplnenie postupov súvisiacich s odberom vzoriek na skúšky, vloženie vzoru záznamu o odbere vzoriek, skúšanie vlastnosti na surovine (nie na frakciách);

c) vloženie novej požiadavky na vykonanie petrografického opisu odobratých vzoriek prírodného kameniva podľa STN EN 932-3, vykonanie röntgenovej difrakčnej analýzy, prípadne termickej analýzy (kvalitatívne a kvantitatívne stanovenie reaktívnych foriem kremeňa), pričom je nutné vykonať všetky skúšobné postupy (petrografický opis kameniva vrátane RTG, prípadne TG-DTA, chemickú a dilatometrickú skúšku) súčasne;
d) stanovenie požiadaviek na cement, ktorý sa má použiť na dilatometrickú skúšku, t. j. zadefinovanie konkrétneho druhu a triedy cementu a požiadavky na stanovenie obsahu alkálií v ňom, ako aj požiadavku na minimálny percentuálny obsah alkálií v tomto cemente vyjadrený ako Na_2O ekvivalent (ďalej len „Na_2O eq“);
e) opis výpočtu množstva a spôsobu dodatočného doplnenia alkálií v cemente, ktorý sa má použiť na dilatometrickú skúšku na hodnotu 1,30 % ± 0,05 % Na_2O eq. formou hydroxidu sodného pridávaného do zámesovej vody použitej na výrobu maltovej zmesi na zhotovenie skúšobných telies;
f) doplnenie spôsobu výpočtu rozpínania, resp. zmrašťovania skúšobných telies - dĺžkovej zmeny Δl, v % ;
g) uvádzanie kritérií na vyhodnotenie výsledkov skúšok a klasifikáciu rizikovosti kameniva (kritérium dilatometrickej skúšky je vztiahnuté na výsledok 6 mesačnej skúšky);
h) zadefinovanie obsahu povinne uvádzaných údajoch v protokoloch o skúškach;
i) poskytnutie návodu na interpretáciu výsledkov vo vzťahu k zistenej náchylnosti kameniva na AKR a uvádzanie opatrení na zmiernenie jej účinkov;
j) stanovenie požiadaviek na výrobcu betónu pri používaní kameniva so strednou a vysokou rizikovosťou;
k) zadefinovanie početnosti vykonávania skúšok podľa tejto normy v závislosti od rizikovosti v kamenivu a objemu ťažby kameniva;
l) súčinnosť výrobcov kameniva, cementu a betónu.

KRITÉRIÁ NA VYHODNOTENIE VÝSLEDKOV SKÚŠOK PODĽA NORMY STN 72 1179

Pri klasifikácii vhodnosti kameniva sa vychádza z posúdenia splnenia kritérií pre výsledky chemickej a dilatometrickej skúšky.

1.Chemická skúška
V prípade splnenia podmienky a) alebo b) možno predpokladať, že kamenivo neobsahuje reaktívne formy kremeňa.

Tabuľka 1) Kritériá na vyhodnotenie výsledkov chemickej skúšky

Skúšobná metóda	Jednotka	Kritériá pre kamenivo, ktoré neobsahuje reaktívne formy SiO_2
Chemická skúška – molárna koncentrácia oxidu kremičitého *S* – úbytok zásaditosti *R*	mmol/l	a) ak $R > 70$, tak musí byť $S < R$ alebo b) ak $R < 70$, tak musí byť $S < 35 + R/2$

2. Dilatometrická skúška
Ak je výsledok dilatometrickej skúšky $\Delta l \leq 0{,}100$ %, možno predpokladať, že kamenivo nie je náchylné na alkalické rozpínanie.
Ak je výsledok dilatometrickej skúšky $\Delta l > 0{,}100$ %, možno predpokladať, že kamenivo je náchylné na alkalické rozpínanie.
Na základe výsledku skúšky sa kamenivo klasifikuje z hľadiska rizikovosti. Výrobca betónu zohľadní vhodnosť kameniva vo väzbe na maximálny obsah Na_2O eq deklarovaného výrobcom cementu v používanom cemente.

PRÍKLAD:

Výsledok dilatometrickej skúšky kameniva po 6 mesiacoch je $\Delta l = 0{,}170$ %. Výrobca betónu bude používať cement CEM II/B-S 32,5 R s obsahom Na_2O eq 0,85. Klasifikácia rizikovosti kameniva pre tento obsah Na_2O eq sa uvádza v tabuľke 2. Pre hodnotu $\Delta l = 0{,}140$ % sa kamenivo klasifikuje ako kamenivo so strednou rizikovosťou.

Tabuľka 2) Klasifikácia rizikovosti kameniva pre cement s Na_2O eq do 0,60

Skúšobná metóda	Jednotka	Rizikovosť kameniva		
		Minimálna	Stredná	Vysoká
Dilatometrická metóda (po 6 mesiacoch)	%	max. 0,150	od 0,151 do 0,200	nad 0,200

Tabuľka 3) Klasifikácia rizikovosti kameniva pre cement s Na_2O eq od 0,61 do 0,90

Skúšobná metóda	Jednotka	Rizikovosť kameniva		
		Minimálna	Stredná	Vysoká
Dilatometrická metóda (po 6 mesiacoch)	%	max. 0,130	od 0,131 do 0,180	nad 0,180

Tabuľka 4) Klasifikácia rizikovosti kameniva pre cement s Na_2O eq nad 0,91

Skúšobná metóda	Jednotka	Rizikovosť kameniva		
		Minimálna	Stredná	Vysoká
Dilatometrická metóda (po 6 mesiacoch)	%	max. 0,100	od 0,101 do 0,150	nad 0,150

VHODNOSŤ KAMENIVA S OHĽADOM NA JEHO POUŽITIE

Pre rozhodnutie o vhodnosti suroviny ako zdroja pre kamenivo do betónu, resp. do malty je potrebné vždy vykonať všetky tri skúšky podľa tejto normy vrátane RTG analýzy, prípadne TG-DTA.
Ak sa na základe výsledkov petrografického opisu potvrdí prítomnosť reaktívnych foriem SiO_2 alebo ak bude výsledok chemickej alebo dilatometrickej skúšky nevyhovujúci, môže sa pri splnení určitých podmienok, ktoré sú špecifikované vo výrobkových normách na betón, použiť na výrobu betónu, resp. malty aj takéto kamenivo.
Výrobca betónu, resp. malty musí v tomto prípade dodržiavať tieto požiadavky:

1) vyžiadať od výrobcu cementu používaného na výrobu betónu s použitím kameniva so strednou a vysokou rizikovosťou podľa tabuľky 2), 3) a 4) výsledky obsahu alkálií v konkrétne používanom cemente 6 po sebe idúcich mesiacoch (predchádzajúce obdobie). Výrobca cementu musí výsledky celkového obsahu alkálií v cemente výrobcovi betónu na požiadanie predkladať aj v nasledujúcom období;
2) pri výrobe betónu s použitím kameniva so strednou alebo vysokou rizikovosťou môže používať prísady s obsahom alkálií do 2 % hmotnosti;
3) pri výrobe betónu vystaveného vlhkému prostrediu a betónu pevnostnej triedy vyššej ako C 12/15 s použitím kameniva so strednou alebo vysokou rizikovosťou nesmie používať recyklovanú vodu;
4) pri výrobe betónu s použitím kameniva so strednou alebo vysokou rizikovosťou musí zabezpečiť zníženie nasiakavosti betónu.

PREHĽAD VÝSLEDKOV SKÚŠOK

V tabuľkách 5 (kamenivo z prírodného ťaženého materiálu /štrkopiesky/) a 6
(kamenivo z prírodného drveného materiálu /materiál z lomov/) sú uvedené vybrané výsledky skúšok, ktoré vykonali skúšobné laboratóriá TSÚS (Technický a skúšobný ústav stavebný, n. o., Bratislava) a QUALIFORM SLOVAKIA s. r. o., Bratislava a ich spolupracujúca osoba Štátny geologický ústav Dionýza Štúra, Bratislava.

Pre ľahšiu orientáciu pri lokalizácii zdroja skúšaného kameniva je na obrázku 1 zobrazené územné členenie Slovenska.

Obrázok 1) Územné členenie Slovenska



Poznámka k tabuľkám 5) a 6).
**1 Západné Slovensko – územie tvorené územím krajov: Bratislavským, Trnavským, Trenčianskym a Nitrianskym*
**2 Stredné Slovensko – územie tvorené územím krajov: Žilinským a Bansko-bystrickým*
**3 Východné Slovensko – územie tvorené územím krajov: Prešovským a Košickým*

Tabuľka 5) Výsledky skúšok ťaženého kameniva

Lokalizácia	Zdroj kameniva	Chemická skúška (mmol/l)	Dilatometrická skúška (%) po 6 mesiacoch (po 3 mesiacoch)
Západné *1 Slovensko	Naplaveniny rieky Morava	S = 40,74; R = 35,78 R < 70, S < 35 + R/2 40,74 < 52,89	ΔI = 0,074 (ΔI = 0,053)
Západné Slovensko	Naplaveniny rieky Morava (kremenný štrk)	S = 24,20; R = 46,86 R < 70, S < 35 + R/2 24,20 < 58,43	**ΔI = 0,116** (ΔI = 0,084)
Západné Slovensko	Naplaveniny rieky Morava (kremenný štrk)	S = 28,58; R = 49,42 R < 70, S < 35 + R/2 28,48 < 59,71	ΔI = 0,039 (ΔI = 0,038)
Západné Slovensko	Naplaveniny rieky Dunaj	S = 39,41; R = 95,11 R >70, S < R 39,41 < 95,11	ΔI = 0,021 (ΔI = 0,015)
Západné Slovensko	Naplaveniny rieky Dunaj	-	**ΔI = 0,102** (ΔI = 0,060)
Stredné *2 Slovensko	Naplaveniny rieky Váh (kremenný štrk)	S = 9,32; R = 80,94 R >70, S < R 9,32 < 80,94	ΔI = 0,031 (ΔI = 0,024)
Stredné Slovensko	Naplaveniny rieky Váh (kremenný štrk)	S = 9,32; R = 61,14 R < 70, S < 35 + R/2 9,32 < 65,57	ΔI = 0,038 (ΔI = 0,032)
Stredné Slovensko	Naplaveniny rieky Váh (kremenný štrk)	S = 10,55; R = 100,30 R >70, S < R 10,55 < 100,30	ΔI = 0,034 (ΔI = 0,026)
Stredné Slovensko	Naplaveniny rieky Váh (kremenný štrk)	S = 9,44, R = 103,64 R >70, S < R 9,44 < 103,64	ΔI = 0,029 (ΔI = 0,019)
Východné *3 Slovensko	Granodioritový štrk	S = 16,87; R = 107,73 R > 70, S < R 16,87 < 107,73	ΔI = 0,012 (ΔI = 0,013)
Východné Slovensko	Pieskovcový štrk	S = 75,48; R = 135,87 R > 70, S < R 75,48 < 135,87	ΔI = 0,019 (ΔI = 0,013)
Východné Slovensko	Kremenný štrk	S = 20,20; R = 106,99 R > 70, S < R 20,20 < 135,99	ΔI = 0,030 (ΔI = 0,026)

Tabuľka 6) Výsledky skúšok drveného kameniva

Lokalizácia	Zdroj kameniva	Chemická skúška (mmol/l)	Dilatometrická skúška (%) po 6 mesiacoch (po 3 mesiacoch)
Západné Slovensko	Andezit (treťohory)	S = 655,90; R = 157,62 R > 70, S < R **655,90 < 157,62** **nevyhovuje**	**ΔI = 0,307** (ΔI = 0,300)
Západné Slovensko	Paleobazalt (prvohory)	S = 24,64; R = 53,49 R < 70, S < 35 + R/2 24,64 < 61,75	ΔI = 0,049 (ΔI = 0,045)
Stredné Slovensko	Amfibolický-pyroxenický andezit	S = 317,02; R = 277,50 R >70, S < R **317,02 < 277,50** **nevyhovuje**	ΔI = 0,028 (ΔI = 0,020)
Stredné Slovensko	Biotický granit až graodiorit	S = 10,10; R = 33,43 R < 70, S < 35 + R/2 10,10 < 51,72	ΔI = 0,020 (ΔI = 0,017)
Východné Slovensko	Pyroxenický andezit s biotitom	S = 411,03; R = 237,38 R > 70, S < R **411,03 < 237,38** **nevyhovuje**	**ΔI = 0,133** (ΔI = 0,116)
Východné Slovensko	Granodiorit	S = 8,32; R = 60,18 R < 70, S < 35 + R/2 8,32 < 65,09	ΔI = 0,029 (ΔI = 0,017)
Východné Slovensko	Andezit s biotitom	S = 188,14; R = 140,42 R > 70, S < R **188,14 < 140,42** **nevyhovuje**	**ΔI = 0,105** (ΔI = 0,053)
Východné Slovensko	Amfibolický-pyroxenický andezit s biotitom	S = 336,33; R = 264,12 R > 70, S < R **336,33 < 264,12** **nevyhovuje**	**ΔI = 0,117** (ΔI = 0,073)
Východné Slovensko	Paleobazalt	S = 13,43; R = 76,90 R > 70, S < R 13,43 < 76,90	ΔI = 0,029 (ΔI = 0,018)

VYHODNOTENIE

Na základe výsledkov skúšok uvedených vo vyššie uvedených tabuľkách možno konštatovať, že:

a) ťažené kamenivo /sedimenty riek/ len vo dvoch prípadoch preukázalo náchylnosť na alkalicko-kremičitú reakciu (ďalej len „AKR"), raz v prípade naplavenín rieky Morava a raz rieky Dunaj (vždy oblasť západného Slovenska), v oboch prípadoch išlo o kremenný štrk. Hoci výsledky chemickej skúšky zhodne nepotvrdili prítomnosť reaktívnych foriem kremeňa a vyhoveli požiadavke pre kamenivo, ktoré neobsahuje reaktívne formy kremeňa, výsledky dilatometrickej skúšky boli nevyhovujúce. Výsledky (Δl = 0,116 % a Δl = 0,102 %) sú však veľmi blízko k medznej hodnote Δl = 0,100 %. Z porovnania s kritériami uvedenými v tabuľkách 2) až 3) tohoto článku a vo väzbe na obsah alkálií v použitom cemente konkrétneho výrobcu betónu by boli obe kamenivá charakterizované ako minimálne rizikové (podľa tabuľky 1) a 2) a ako stredne rizikové – podľa tabuľky 3).
b) drvené kamenivo pochádzajúce z horniny andezit (andezit s biotitom, pyroxe-nický andezit s biotitom) sa javí ako potenciálne rizikovým zdrojom – výsledky oboch skúšok potvrdili prítomnosť reaktívnych foriem kameniva. Hodnoty predĺženia skúšobných telies sa pohybovali v rozmedzí od Δl = 0,105 % do Δl = 0,133 %, extrémne vysokú hodnotu Δl = 0,307 % dosiahli skúšobné telesá pripravené z andezitu z kameňolomu na západnom Slovensku. Takéto kamenivo aj pri použití cementu s Na_2O eq do 0,60 predstavuje vysokú rizikovosť. Kamenivo z ostatných hornín (paleobazalt /čadič/, granodiorit) nepredstavuje - na základe vykonaných skúšok, z hľadiska jeho použitia ako plniva do betónu, potenciálne nebezpečenstvo porušenia rozpínania betónu v dôsledku AKR.

Pre obe sledované skupiny možno konštatovať rovnakú závislosť- zvyšovanie hodnôt predĺženia Δl od doby trvania skúšky.

ZÁVER

Z výsledkov vykonaných skúšok podľa revidovanej STN 72 1179 vyplýva, že aj na Slovensku sú zdroje kameniva, ktoré môžu predstavovať riziko z hľadiska náchylnosti na expanznú AKR pri jeho použití ako plniva do betónu / malty.
Z hľadiska výrobcov kameniva je nutné uviesť výsledky skúšky vo vyhlásení o parametroch, výrobca betónu musí vo väzbe na používaný druh cementu a hodnotu obsahu alkálií v ňom (hodnota Na_2O eq) alt. zmeniť druh cementu tak, aby sa znížila hodnota Na_2O eq a prijať opatrenia uvedené v bodoch 2) až 4) tohto článku.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

[1] ČSN 72 1512: 1990 Hutné kamenivo pro stavební účely. Technické požadavky (zavedená do sústavy STN ako STN 72 1512: 1993 Hutné kamenivo na stavebné účely. Technické požiadavky)

[2] STN 72 1179: 2014 Stanovenie a hodnotenie alkalickej rozpínavosti kameniva (alkalicko-kremičitá reakcia)



KAMENIVO PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY VOZOVEK

RNDR. VÁCLAV BLÍŽKOVSKÝ
BETOTECH S.R.O., BEROUN
VACLAV.BLIZKOVSKY@BETOTECH.CZ

ING. JAROSLAVA ŠKARKOVÁ
DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA, A.S.
JAROSLAVA.SKARKOVA@DSP.CZ

KAMENIVO PRO CEMENTOBETONOVÉ KRYTY VOZOVEK

RNDR. VÁCLAV BLÍŽKOVSKÝ, BETOTECH S.R.O.
ING. JAROSLAVA ŠKARKOVÁ, DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA, A.S.

Příspěvek je zaměřen na vlastnosti kameniva používaného do vozovkového betonu. Parametry jsou dány českými (evropskými) předpisy. Popsány specifické požadavky pro beton pro cementobetonový kryt s obnaženým kamenivem (vymývaný beton). Specifický přístup k tomuto kamenivu z hlediska výroby a výběru hornin. Diskutován základní předpis pro zkoušení a hodnocení reakce kameniva s alkáliemi TP 137, souvislosti s výzkumy v zahraničí.

1. VÝBĚR KAMENIVA

1.1 Vlastnosti kameniva do vozovkového betonu

Vlastnosti kameniva do betonu pro cementobetonové kryty určují české technické předpisy. Požadavky na kamenivo do vozovkového betonu podle ČSN 73 6123-1 [1] jsou sestaveny v tabulce 1. Splnění požadavků je běžně dosažitelné většinou kamenolomů a pískoven v České republice. Vlastnosti jsou deklarovány v Prohlášeních o vlastnostech jednotlivých provozoven podle normy ČSN EN 12620+A1 [2]. Nejsou zde žádná omezení jak z hlediska jednotlivých horninových typů, tak požadavků na výrobní linky kamenolomů a pískoven. Je však vždy potřeba ověřit shodu požadavků normy s vlastnostmi použitého kameniva deklarovaných v prohlášení o vlastnostech výrobce.

Tabulka 1) Některé požadavky na přírodní kamenivo do betonu pro CB kryty

<table>
<tr><th rowspan="2">Vlastnost</th><th colspan="2" rowspan="2">Kamenivo</th><th rowspan="2">Označení</th><th colspan="2">Požadavky pro cementobetonové kryty</th></tr>
<tr><th>CB I, CB II</th><th>CB III</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Zrnitost</td><td rowspan="2">Drobné
D ≤ 4 mm</td><td></td><td>G_F</td><td colspan="2">G_F 85</td></tr>
<tr><td colspan="4">Toleranci pro deklarovanou typickou zrnitost drobného kameniva viz tabulku 4 ČSN EN 12620+A1</td></tr>
<tr><td>Hrubé</td><td>D/d ≤ 2 nebo
D ≤ 11,2 mm</td><td>G_C</td><td colspan="2">G_C 85/20</td></tr>
<tr><td></td><td>D/d > 2 a
D > 11,2 mm</td><td></td><td colspan="2">G_C 90/15</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Obsah jemných částic</td><td colspan="2">Drobné</td><td rowspan="2">f</td><td colspan="2">f_3</td></tr>
<tr><td colspan="2">Hrubé</td><td colspan="2">$f_{1,5}$</td></tr>
<tr><td>Tvarový index</td><td colspan="2">Hrubé</td><td>SI</td><td colspan="2">SI_{40} 1/</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Odolnost proti drcení součinitel Los Angeles</td><td colspan="2">Hrubé drcené D ≤11,2 mm</td><td rowspan="2">LA</td><td colspan="2">LA_{35}</td></tr>
<tr><td colspan="2">Hrubé drcené D > 11,2 mm</td><td colspan="2">LA_{30}</td></tr>
<tr><td>Ohladitelnost PSV</td><td colspan="2">Hrubé</td><td>PSV</td><td>PSV_{50} 2/</td><td>PSV deklarace</td></tr>
<tr><td>Nasákavost</td><td colspan="2">Hrubé</td><td>WA_{24}</td><td colspan="2">WA_{24} deklarace 3/</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Odolnost proti zmrazování a rozmrazování</td><td colspan="2" rowspan="2">Hrubé</td><td rowspan="2">F</td><td colspan="2">F1 pro drcené kamenivo</td></tr>
<tr><td colspan="2">F2 pro těžené kamenivo</td></tr>
<tr><td>Trvanlivost urychlenou zkouškou Na_2SO_4</td><td colspan="2">Hrubé</td><td>Q_{tn}</td><td colspan="2">max. 8 %
po 5 cyklech</td></tr>
<tr><td>Reaktivnost s alkáliemi</td><td colspan="2">Drobné a hrubé</td><td colspan="3">TP 137</td></tr>
<tr><td>Obsah volné slídy</td><td colspan="2">Drobné</td><td>-</td><td colspan="2">max. 0,5 %</td></tr>
</table>

1/ Pro horní beton cementobetonového krytu se doporučuje SI_{20}
2/ Parametr PSV u dvouvrstvové technologie je povinný pro horní vrstvu betonu
3/ V případě hodnoty nasákavosti >1,0 % musí být provedena zkouška odolnosti proti zmrazování a rozmrazování a výsledek této zkoušky je rozhodující. V případě vyhovující hodnoty nasákavosti se zkouška odolnosti proti zmrazování a rozmrazování neprovádí

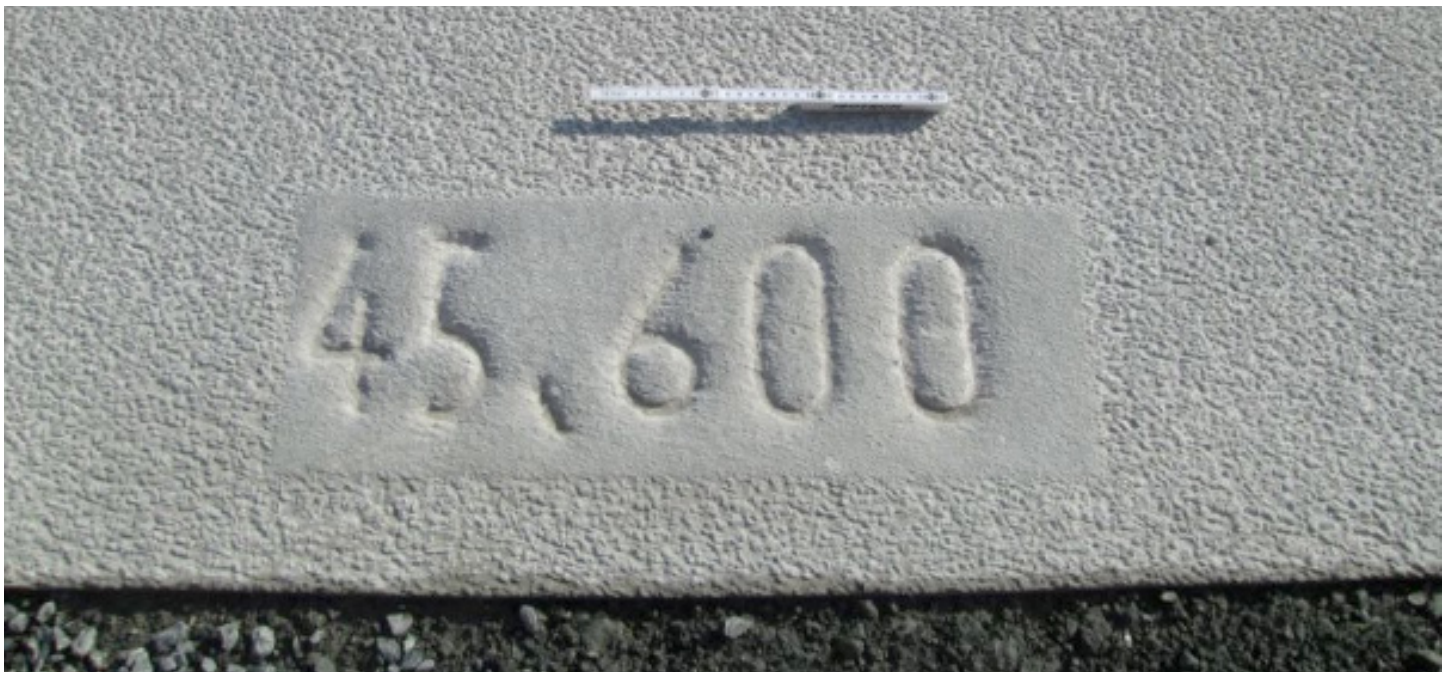
1.2 VLASTNOSTI KAMENIVA DO „VYMÝVANÉHO“ BETONU

Pro zajištění dlouhodobě příznivých protismykových vlastností povrchů betonových vozovek byla zavedena technologie provádění cementobetonových krytů s obnaženým kamenivem. Jedná se převážně o dvouvrstvovou technologii provádění, kde horní vrstva betonu má speciální složení a pojížděný povrch tvoří pouze zrna vysoce kvalitního kameniva přesně definovaných vlastností. Protismykové vlastnosti těchto povrchů (v extravilánu) zcela závisí na vlastnostech použitého kameniva.
Vzhled povrchu cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem (vymývaný-Waschbeton WB, kartáčovaný, „vymetaný“ beton) ukazují obr. 1 a 2.

Obrázek 1) Povrch cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem



Obrázek 2) Detail povrchu, modernizace D1, km 45,600 P



Kamenivo do betonu pro cementobetonový kryt s obnaženým kamenivem (vymývaný beton) je vysoce specifický výrobek s velmi přísnými požadavky na jeho fyzikálně mechanické vlastnosti. Zvýšené požadavky na toto kamenivo jsou uvedeny v tabulce 2.

Tabulka 2) Zvýšené požadavky na kamenivo do betonu pro povrch s obnaženým kamenivem podle ČSN 73 6123-1

Vlastnost	Požadavky pro cementobetonové kryty	
	CB I, CB II	CB III
Zrnitost	G_C 90/15	
Tvarový index	SI_{15}	
Odolnost proti drcení součinitel Los Angeles	LA_{25}	
Odolnost proti ohladitelnosti	PSV ≥ 53	

Standardně se v ČR používá přírodní těžené kamenivo frakce 0/4 nebo 0/2 a přírodní drcené kamenivo frakce 4/8. Pro vymývaný beton je nejdůležitější výběr frakce 4/8. Vždy by se mělo jednat o přírodní drcené kamenivo, protože drsnost povrchu jednotlivých zrn predisponuje protismykové vlastnosti vozovky. S tím souvisí i požadovaná odolnost kameniva proti ohladitelnosti (PSV). Ohladitelnost kameniva je charakteristikou horniny a zpracování suroviny na výrobní lince nemá na její hodnotu prakticky žádný vliv. Určitý vliv má horninová dispozice, kdy některé typy hornin (např. granitoidy, některé ruly, amfibolity, případně čediče) mohou vykazovat nižší hodnoty PSV pod 53. Naproti tomu moravská droba dosahuje velmi vysokých hodnot PSV až 69. Není výjimkou, kdy stejná hornina může mít různou hodnotu ohladitelnosti a to nejen v rámci horninového masivu, ale i např. v rámci jednoho kamenolomu. Souvisí to např. s velikostí zrn jednotlivých horninových minerálů.
V tabulce 3 jsou uvedeny příklady hodnot PSV podle horninových typů:

Tabulka 3) Příklady ohladitelnosti PSV

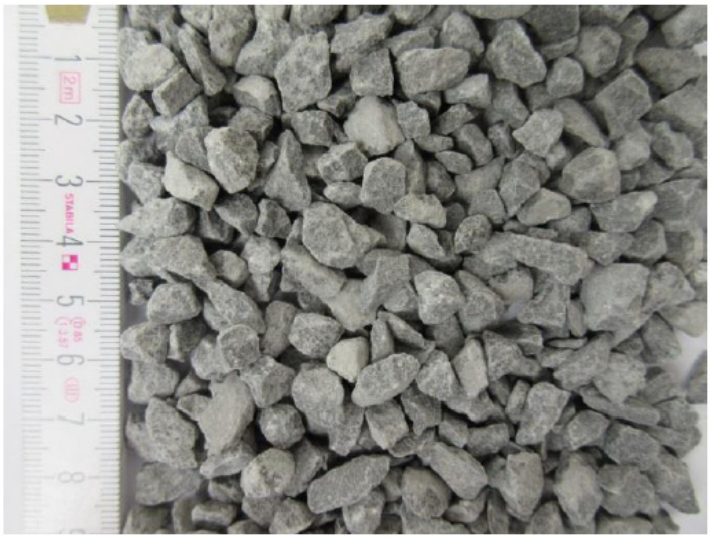
Hornina	Geologický útvar	Hodnota
Granodiorit	Brněnský masiv	51
Ortorula	Bítešská ortorula	51
Amfibolit	Kutnohorské krystalinikum	53
Granit	Moldanubikum – centrální masiv Českomoravské vysočiny	53-54
Pararula	Česká větev moldanubika	54
Syenit	Středočeský pluton	55
Slepenec s drobovým tmelem	Kulm Drahanské vrchoviny	57
Droba	Kulm Nízkého Jeseníku	67-69

Další fyzikálně-mechanické vlastnosti hrubého kameniva do vymývaného betonu jsou otlukovost Los Angeles, nasákavost a mrazuvzdornost. Jsou závislé především na stupni zvětrávání případně alteraci horniny. Čím je hornina „zdravější“, méně navětralá, tím má nižší (lepší) hodnoty výše uvedených vlastností. Intenzita zvětrávání závisí na mnoha faktorech a je jedinečná pro každý kamenolom. V některých lomech postihuje pouze nejsvrchnější část o mocnosti několika málo metrů a jinde zasahuje několik etáží v mocnosti řádově desítek metrů.
Tvarový index je disponován do jisté míry texturou horniny. Vrstevnaté horniny, především zpevněné sedimentární horniny, bývají náchylné k tvorbě plochých a dlouhých zrn. Naproti tomu vyvřelé horniny rozsáhlých masivů mívají lepší dispozici pro dobrý tvarový index.
Hlavní vliv na tvarový index má jednoznačně technická úroveň výrobní linky a dodržování provozní kázně při výrobě. Důležité je interpartikulární drcení, tedy drcení kámen o kámen a ne kámen o ocelové drtící elementy. Dále je důležité, aby drtič pracoval trvale pod závalem a aby doba, kdy nabíhá a končí drcení, byla co nejkratší. Dalším faktorem je index zdrobnění, což znamená, že zmenšování zrn od odstřelu až po velikost zrn 4 – 8 mm je třeba provádět v postupných krocích. Dále je výhodné jistou část již vyrobených zrn znovu předrcovat, čímž se významně zlepšuje hodnota tvarového indexu. Toto má však negativní dopad pro bilanci kamenolomu, protože opakovaným drcením vzniká značný podíl frakce 0/4, která je v kamenolomech těžko prodejná a zatěžuje finančně vyrobenou tunu požadované frakce 4/8. Konečná hodnota tvarového indexu je tedy jednoznačně závislá na technické úrovni výrobní linky.

Obrázek 3) Tvar zrn frakce 4/8 různých hornin



Granodiorit, tvarový index 25



Droba, tvarový index 10

KAMENIVO NEMOJOV

V současné době se pro vymývaný beton nejvíce používá frakce 4/8 z provozovny Nemojov. Kamenolom Nemojov se nachází asi 5 km jihovýchodně od Pelhřimova. Těženou horninou je dvojslídná pararula jednotvárné série české větve moldanubika. Kamenolom je v současné době roztěžen v pěti etážích. Pro betony se těží z etáží č. 3, 4 a 5. Pokud se vyrábí frakce 4/8 pro vymývané betony, je uplatňována selektivní těžba výhradně na páté etáži. Zde je hornina nejzdravější zcela bez vlivu zvětrávacích procesů. Technologická linka je klasická třístupňová, primární drtič čelisťový, sekundární a terciární drtiče jsou kuželové. Pro dosažení lepší hodnoty tvarového indexu se uplatňují vratné okruhy, kdy se část 8/11 a 8/16 vrací zpět do předchozího drtiče a opakovaným předrcením zrn se dosahuje nižšího indexu zdrobnění a tedy lepší tvarové hodnoty. Oba kuželové drtiče pracují trvale zaplněné, tak zvaně pod závalem, čímž dochází k interpartikulárnímu drcení mezi jednotlivými zrny kameniva a ne k drcení zrn o drtící ocelové elementy.
Vzhledem k tomu, že dochází k opakovanému předrcování již hotových frakcí vzrůstá energetická náročnost výroby, dochází k intenzivnějšímu opotřebení drtících elementů a v neposlední řadě narůstá podíl frakce 0/4, která má velmi omezené uplatnění na trhu a značná část jí končí ve výsivkách. Proto bývá prodejní cena frakce 4/8 výrazně vyšší než cena běžných výrobků.
Srovnání výsledků vlastností frakce 4/8 pro vymývané betony s požadavky normy uvádí tabulka 4).

Tabulka 4) Vlastnosti frakce 4/8 Nemojov, hodnoty roku 2016

Parametr	Požadovaná hodnota	Dosahovaná hodnota
Zrnitost $G_c90/15$ – nadsítné (%)	90 až 99	95-99
Zrnitost $G_c90/15$ - podsítné (%)	max. 15	2-6
Tvarový index SI (%)	max. 15	8-15
Otlukovost Los Angeles (%)	max. 25	18
Ohladitelnost PSV	min. 53	54-55
Nasákavost WA_{24} (%)	při >1,0 provedení dodatečných zkoušek	0,6
Mrazuvzdornost (%)	max. 1	0,2

Z hlediska reakce kameniva s alkáliemi vykazuje pararula z Nemojova dlouhodobě nízké hodnoty. U dilatometrické zkoušky dle ASTM C 1260 [3] se pohybuje prodloužení trámečků v rozmezí 0,05-0,06 %, u zkoušky podle ČSN 72 1179 [4] je prodloužení trámečků po šesti měsících kolem 0,02 %.

2. REAKTIVNOST KAMENIVA S ALKÁLIEMI

2.1 REVIDOVANÉ TP 137: DUBEN 2016

Pro zkoušení a hodnocení reaktivnosti kameniva s alkáliemi platí TP 137 [5]. Současně se zohledňují výsledky 14 denní zkoušky podle ASTM C 1260 a 6 měsíční zkoušky podle ČSN 72 1179, zkoušeno na maltových trámečcích. Sumarizace hodnocení rizikovosti kameniva je sestavena v tabulce 5).

Tabulka 5) Rizikovost neuhličitanového kameniva podle čl. 7 TP 137: 2016

bod	zkoušeno podle / expanze (%)			výsledné hodnocení kameniva
	ASTM		ČSN	
1)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	≤ 0,07 nízká	rizikovost nízká
2)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	> 0,07 až 0,1 střední	rizikovost střední
3)	> 0,2 až 0,3 vysoká	nebo	> 0,1 až 0,2 vysoká	rizikovost vysoká
4)	> 0,3 extrémní	nebo	> 0,2 extrémní	rizikovost extrémní nedoporučuje se k použití

Hodnocení rizikovosti reálných výsledků neuhličitanových kameniv z databáze Dálničních staveb Praha, a.s. podle platných TP 137 je zřejmé z tabulek 6 a 7.

Tabulka 6) Rizikovost přírodního těženého kameniva podle TP 137

čl. 7 bod	zkoušeno podle / expanze (%)			čl. 7 výsledné hodnocení	těžené kamenivo	
	ASTM		ČSN		počet lokalit	počet zkoušek
1)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	≤ 0,07 nízká	rizikovost nízká	**16**	**74**
2)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	> 0,07 až 0,1 střední	rizikovost střední	**3**	**3**
3)	> 0,2 až 0,3 vysoká	**nebo**	> 0,1 až 0,2 vysoká	rizikovost vysoká	**3**	**3**
		a	≤ 0,07 nízká		1	1
		a	> 0,07 až 0,1 střední		2	2
		a	> 0,1 až 0,2 vysoká		0	0
4)	> 0,3 extrémní	**nebo**	> 0,2 extrémní	rizikovost extrémní, nedoporučuje se k použití	0	0
		a	≤ 0,07 nízká		0	0
		a	> 0,07 až 0,1 střední		0	0

Z hodnocení rizikovosti přírodního těženého kameniva vyplývá, že téměř 73 % lokalit se řadí do skupiny kameniva s nízkou reaktivností s alkáliemi. Rizikovost střední a vysokou vykazují zkoušené lokality ve stejné míře po téměř 14 % z celkového počtu lokalit, rizikovost extrémní nevykazuje žádná ze sledovaných lokalit.
Hodnocení „rizikovost nízká“ je ve shodě s praktickými zkušenostmi s vozovkovými betony starých úseků dálnice D1 s drobným kamenivem z pískoven Tovačov resp. z Ostrožské Nové Vsi, i když výsledky zkoušek podle ASTM C 1260 tyto lokality řadí mezi středně reaktivní. Zmíněné úseky o stáří 36 až 44 let nejeví v současné době známky porušení betonu alkalicko-křemičitou reakcí.

Tabulka 7) Rizikovost přírodního hrubého drceného kameniva podle TP 137

čl. 7 bod	zkoušeno podle / expanze (%)			čl. 7 výsledné hodnocení	suma drcené kamenivo		jen droby	
	ASTM		ČSN		počet lokalit	počet zkoušek	počet lokalit	počet zkoušek
1)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	≤ 0,07 nízká	rizikovost nízká	37	109	7	20
2)	≤ 0,2 nízká nebo střední	a	> 0,07 až 0,1 střední	rizikovost střední	0	0	0	0
3)	> 0,2 až 0,3 vysoká	nebo	> 0,1 až 0,2 vysoká	rizikovost vysoká	15	44	14	42
		a	≤ 0,07 nízká		10	31	9	29
		a	> 0,07 až 0,1 střední		4	9	4	9
		a	> 0,1 až 0,2 vysoká		1	4	1	4
4)	> 0,3 extrémní	nebo	> 0,2 extrémní	rizikovost extrémní	10	15	8	13
		a	≤ 0,07 nízká		7	9	5	7
		a	> 0,07 až 0,1 střední		3	6	3	6
		a	> 0,2 extrémní		0	0	0	0

Nízkou rizikovost hrubého kameniva vykazuje 60 % sledovaných lokalit, rizikovost střední nevykazuje žádná lokalita, vysokou 24 % a extrémní 16 % lokalit, přičemž vysoce a extrémně rizikové hodnocení přísluší převážně drobám.

Z tabulek 5 a 6 vyplývají dva možné závěry:
• buď je hodnocení podle ASTM příliš přísné
• nebo je hodnocení podle ČSN příliš měkké
To znamená, že hodnocení pouze podle jedné zkoušky nemusí být úplně objektivní. Tuto skutečnost eliminuje současné hodnocení výsledků obou zkušebních metod podle platné TP 137.
Zvláštní postavení mají droby neproduktivního kulmu v oblasti střední a severní Moravy. Tyto horniny vykazují často kombinaci nízké rizikovosti dle ČSN a vysoké rizikovosti dle ASTM. Jak je zřejmé z tabulky 7, spadá do tohoto hodnocení devět z celkového počtu deseti sledovaných kamenolomů. Droby navíc vykazují vynikající protismykové vlastnosti, které výrazně převyšují hodnoty ostatních horninových typů (viz tabulku 3).
Dlouhodobé sledování betonů z hlediska výskytu alkalicko-křemičité reakce a zohlednění praktických zkušeností s konkrétními kamenivy (viz např. výše popsané hodnocení Tovačova a Ostrožské Nové Vsi) je velmi důležité. K tomu je třeba připomenout nutnost jednoznačného průkazu alkalicko-křemičité reakce jako příčiny porušení betonu nejen z kvalitativního, ale i kvantitativního hlediska (např. pomocí indexu DRI).

2.2 ŘEŠENÍ V ZAHRANIČÍ

V souvislosti s důležitostí problematiky, týkající se reakce kameniva s alkáliemi a zničujícími důsledky této reakce, existuje celosvětově celá řada výzkumných prací, zpracovaných zkušebních postupů pro předpověď chování kameniva v alkalickém prostředí betonu i nepřeberné množství materiálů zabývajících se vyloučením či zmírněním důsledků této reakce. Zdůrazňuje se petrografický rozbor, nutnost provádění zkoušek nejen na maltě, ale i na betonu a zejména dlouhodobá praktická zkušenost s chováním betonu v konstrukci.
V následujícím jsou uvedena některá fakta popsaná v literatuře [6]. Protože vedle zkoušek na maltě jsou prováděny dlouhodobé zkoušky na betonových vzorcích, je pro nás zajímavé porovnání výsledků zkoušek na maltě podle ASTM C 1260 s výsledky na betonu podle ASTM C 1293:

POROVNÁNÍ ASTM C 1260 A ASTM C 1293

ASTM C 1260

hodnota expanze (%) po 14 dnech	hodnocení
≤ 0,10	neškodné, nereaktivní
0,10 až ≤ 0,20	neprůkazné (pomalu reaktivní)
> 0,20	reaktivní

1. příliš přísná, kamenivo s dobrými vlastnostmi in situ může vyjít jako reaktivní
2. může odhalit dlouhodobě reaktivní kamenivo
3. selhává odhalit reaktivní žuly a ruly s mikrokrystalickým příp. deformovaným křemenem
4. zvýšení obsahu alkálií v cementu zapříčiňuje pouze malou změnu
5. spolehlivá pro hodnocení efektivity materiálů s vlastnostmi cementu
6. je-li expanze > 0,10%, doporučuje se zkoušku potvrdit (míněno zkouškou na betonu)

ASTM C 1293

Expanze po 1 roce ≥ 0,04% indikuje potencionálně nebezpečné kamenivo

1. více realistická
2. nízké náklady
3. pomalá (1 rok)
4. velmi závislá na podmínkách ošetřování vzorků
5. použití vlhké tkaniny k zabalení každého trámečku a uložení do plastického sáčku dává dobré výsledky
6. zkoušení při 80°C v 1M NaOH vykazuje rychlejší, ale nespolehlivou expanzi
7. zkoušení v 1M NaCl způsobuje kombinaci nejméně dvou expanzních mechanismů
8. doporučuje se zkoušení při 38°C v 1M NaOH

Výsledky jsou v [6] sumarizovány následovně:

ASTM C 1260 by neměla sloužit pro zamítnutí kameniva. Negativní výsledky mají upozornit na potřebu dodatečných zkoušek. Zkouška je velmi prospěšná k rozpoznání nejvíce nebezpečného kameniva za pouhé 2 týdny. Jejím záměrem bylo vytvořit nástroj pro screening kameniva.

Výše uvedené tvrzení je podpořeno výsledky z obr. 3. 3 literatury [6], zpracované do tabulky 8.

Tabulka 8) Porovnání výsledků zkoušek expanze u kameniva Bérubé a Fournier, 1993

ASTM C 1260			**ASTM C 1293**		
maltové trámečky v 1M NaOH při 80°C, % expanze po 14 dnech			**betonové trámce s 1,25 % Na_2O, nad vodou 38°C, % expanze po 1 roce**		
neškodné	**neprůkazné**	**reaktivní**	**neškodné**	**> 0,04%**	
< 0,10 %	**0,10 až < 0,20 %**	**> 0,20 %**	**≤ 0,04 %**	**do 0,10 %**	**> 0,20 %**
		rhyolitický tuf I			rhyolitický tuf I
		křemitá břidlice		křemitá břidlice	
		rhyolitický tuf II, III		rhyolitický tuf II, III	
		lithický písek, štěrk	lithický písek, štěrk		
		andezit	andezit		
		rohovec I, II	rohovec I, II		
		gabro	gabro		
	DROBA I, II		DROBA I, II		
podle OBOU zkoušek bylo nerizikových celkem 10 hornin, např. granitická rula, bazalt, diorit, granit, fonolit, kvarcit, syenit					

2.3 POROVNÁNÍ ZKUŠEBNÍCH POSTUPŮ

Porovnání parametrů a zkušebních podmínek dle ASTM C 1293 s podmínkami zkušebních postupů, používaných v ČR podle TP 137 je zřejmé z tabulky 9.

Tabulka 9) Porovnání podmínek zkoušek a parametry pro hodnocení reaktivnosti kameniva s alkáliemi

zkušební norma	ASTM C 1293		ASTM C 1260			ČSN 72 1179			
materiál	beton		malta			malta			
rozměry (mm)	75 x 75 x 285		25 x 25 x 285			40 x 40 x 160			
obsah Na_2O v záměsové vodě	1,25% nebo 1 M NaOH		uloženo v 1 M NaOH			1,25%			
uložení	nad vodou					nad vodou			
teplota (°C)	38		80			40			
doba uložení	1 rok		14 dní			6 měsíců			
hodnocení reaktivnosti	neškodné	reaktivní	neškod-né	neprů-kazné	reaktivní	nízká	střední	vysoká	extrémní
parametr (%)	≤ 0,04	> 0,04	≤ 0,10	do 0,20	> 0,20	≤ 0,07	> 0,07-0,10	> 0,10 až 0,2	> 0,20

3. ZÁVĚR

Pro výběr vhodného kameniva do vozovkového betonu je důležité soustavně vyhodnocovat časovou řadu výsledků fyzikálně mechanických vlastností kameniva včetně dlouhodobých výsledků reaktivnosti kameniva s alkáliemi. Velmi důležité je sledovat chování použitého kameniva v cementobetonových krytech vozovek, ale i v konstrukčních betonech a to v dlouhodobém časovém horizontu, což může podstatně přispět k výběru vhodného kameniva.

V konkrétních případech se při výběru kameniva doporučuje navštívit výrobny kameniva, provést rekognoskaci těžebních stěn a skládek hotových výrobků a dohodnout s vedoucím výrobny technické detaily výroby, skládkování a hlavně dodávek před zahájením stavby. Zvláštní pozornost je nutné věnovat kamenivu do „vymývaného“ betonu.

Revidovanými TP 137 zvolená cesta současného hodnocení výsledků dvou používaných zkušebních metod je správná. Avšak pro spolehlivější detekci reaktivnosti kameniva s alkáliemi je třeba vybrat a postupně realizovat vhodnou zkušební metodu pro dlouhodobé zkoušky prováděné na betonu. Přestože se zvýší časová i finanční náročnost zkoušek, náklady na tyto zkoušky se vzhledem k dlouhé životnosti a provozuschopnosti betonových vozovek v delším horizontu násobně vrátí. Ukazuje se, že na drobách je provádění zkoušek reaktivnosti kameniva s alkáliemi na betonu zcela nezbytné.

Jednoznačný průkaz alkalicko-křemičité reakce jako příčiny porušení betonu nejen z kvalitativního, ale i kvantitativního hlediska (např. pomocí indexu DRI) je neoddiskutovatelný.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

[1] ČSN EN 12620+A1 Kamenivo do betonu

[2] ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - část 1: Provádění a kontrola shody

[3] ASTM C 1260 Test method for Potential Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar-Test)

[4] ČSN 72 1179 Stanovení reaktivnosti kameniva s alkáliemi

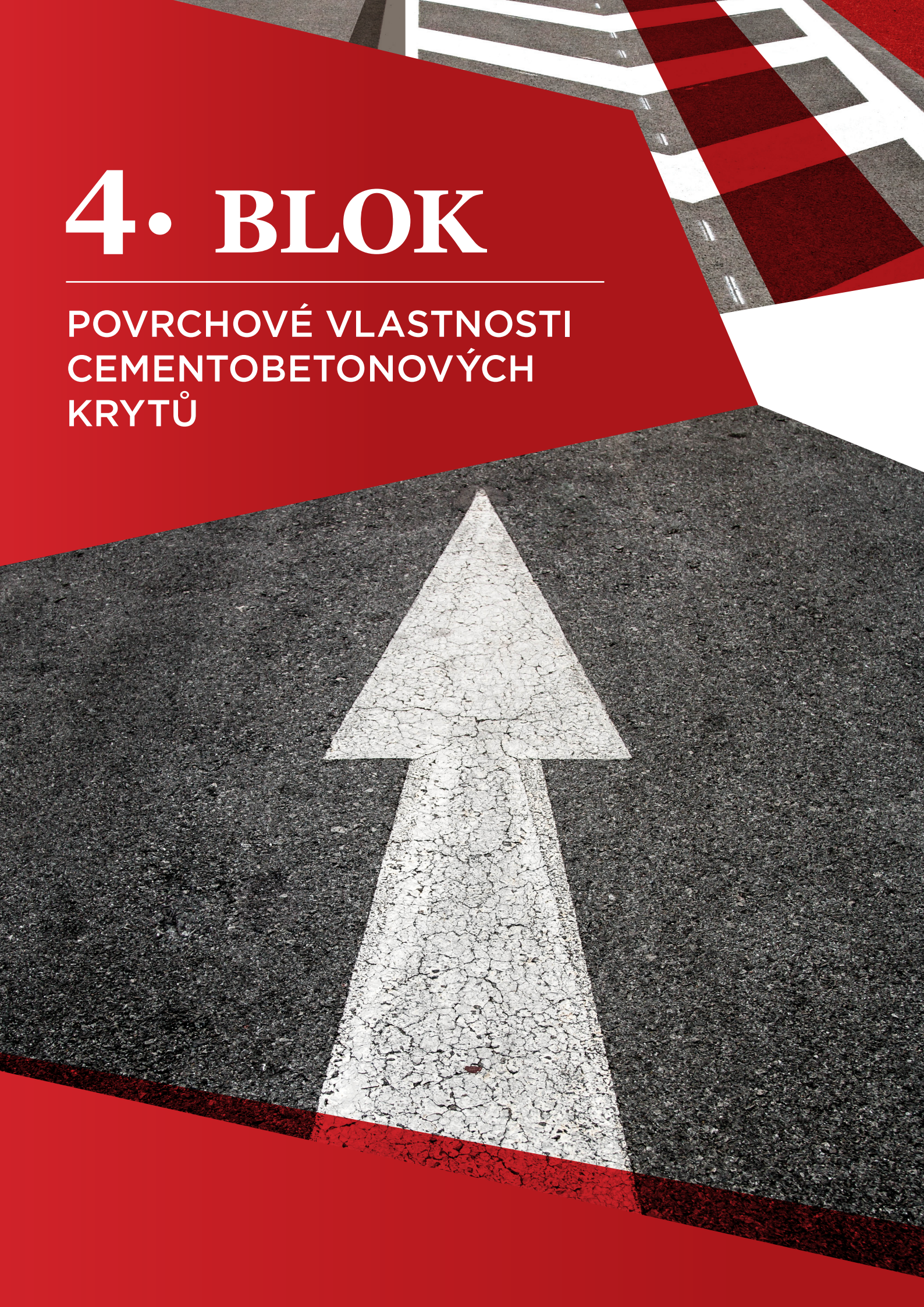
[5] TP 137 Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací

[6] Research Report ICAR-301-1F, W.E.Touma: Alkali-Silica Reaction in Portland Cement Concrete: Testing Methods and Mitigation Alternatives, August 2000

[7] ASTM C 1293 Test method for Concrete Aggregates by Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction

4. BLOK

POVRCHOVÉ VLASTNOSTI CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ





LOW-NOISE CONCRETE PAVEMENTS: THE EUROPEAN STATE OF THE ART AND RECENT DEVELOPMENTS

PROF. ANNE BEELDENS, PHD, ENG.
AB-ROADS, BELGIUM
A.BEELDENS@AB-ROADS.COM
+32 486 91 35 96
BOULEVARD LEOPOLD II, 267
1081 BRUSSELS, BELGIUM

ENG. LUC RENS
FEBELCEM
L.RENS@FEBELCEM.BE

LOW-NOISE CONCRETE PAVEMENTS: THE EUROPIEN STATE OF THE ART AND RECENT DEVELOPMENTS

PROF. ANNE BEELDENS, PHD, ENG., AB-ROADS
ENG. LUC RENS, FEBELCEM

Noise is an important societal issue today because of the nuisance it causes and its negative effect on human health. The European Environmental Noise Directive imposes the EU Member States to make an assessment and mapping of the noise problem and to develop action plans.
Traffic noise forms a major part of the problem and can be abated by the construction of noise barriers and/or low-noise surfaces, the latter being the most efficient solution. Therefore it is the challenge for road authorities to build quieter pavements that will sustain their noise-reduction benefits over time while not compromising on safety, ride quality and durability.
Quiet pavements are characterized by a smooth surface with no bumps or irregularities. They can be either a porous or a dense structure with small aggregates on the surface.
In terms of surface finishing and texture, concrete surfaces have undergone a significant evolution in the past 50 years. Noisy surfaces are no longer used on motorways or trunk roads and those still in service are there thanks to the extraordinary longevity of concrete pavements. The standard surface finishing in Europe is the fine-grained exposed-aggregate concrete, either in a single layer or a double layer concept. Double-layered concrete motorways have been built in several countries, mainly Austria, Germany, Czech Republic, Poland, Belgium and the Netherlands.
Other finishing techniques for concrete pavements are longitudinal tining, micro-milling, diamond grinding and the "Next Generation Concrete Surface", which is an optimised combination of grooving and grinding with very promising results for the future. The first test section has been constructed in Belgium on the N44 with promising results.
In a selection process for the type of pavement or surface, it is important to make a holistic evaluation of the possible options, taking into account not only the noise criterion but also the essential life-cycle performances in terms of safety and durability.
In terms of obtained noise levels, modern concrete pavements are competitive with the stone mastic asphalt surfaces and even outperform them over time.

keywords: concrete pavement, noise, exposed aggregate concrete

INTRODUCTION

Controlling traffic noise has become an increasingly important priority in recent decades. The European Union addressed the general issue of environmental noise in a 2002 European directive known as the "Environmental Noise Directive (END)". The member states were asked to draw up noise maps and to take steps to prevent and mitigate the harmful effects of the noise, with particular focus on busy roads and railways, in densely populated areas, and in proximity to sensitive sites such as hospitals and schools.
Steps have already been taken in various countries including the installation of noise barriers along highways.

Figure 1) Examples of noise barriers along highways





However, when it comes to traffic noise, it is more efficient to address the problem at its source by using quieter pavement. That is why the development of alternative types of pavement and surface finishing currently remains highly relevant. The goal is the reduction of the tyre-pavement noise generated by the interaction between tyres and the road surface, which is the primary cause of traffic noise. At the same time, it is also important that other essential characteristics of the road structure and the surface are preserved, for example, the smoothness and skid resistance of the road surface, but also its durability. Finally, it is important for a quiet pavement to remain intact for as long as possible. Durably quieter, in other words, is the goal.

This paper will show that concrete pavements are not as noisy they are often perceived; it will provide examples of techniques to ensure low-noise concrete pavements and will look at case studies and real data showing concrete's performance.

GENERAL INFORMATION ON TRAFFIC NOISE

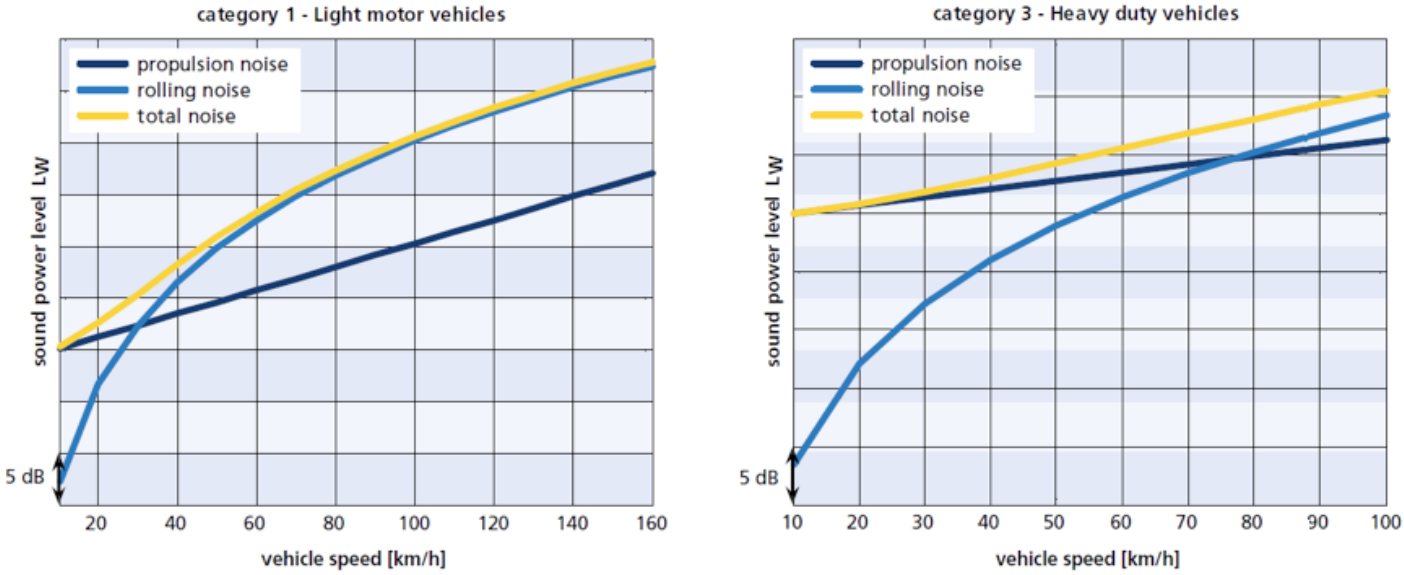
About sound and traffic noise

Traffic noise encompasses sound from various types of sources, which are usually divided into the following categories:

- propulsion: motor, exhaust and other components of the vehicle's drive mechanism;
- interaction tyre-road surface: known as tyre-pavement noise;
- aerodynamic sound: caused by the wind turbulence around the vehicle.

The type of vehicle and its speed play an important role. For passenger cars, the tyre-pavement noise will outweigh the propulsion sound once a speed has been reached of around 30 km/h. For trucks, this level is only reached from approximately 75 km/h due to the greater contribution of propulsion noise. Aerodynamic sound only becomes significant at very high speeds (above 120 km/h). For electric cars, the propulsion sound is almost totally eliminated and the tyre noise will be dominant, also at low speeds.
The graphs below present the total A-weighted level of both the rolling noise and propulsion noise components, as well as the total sound power, as a function of vehicle speed. The curves show the linear relation for propulsion noise and the logarithmic relation for rolling noise. In addition, these relationships have been established for constant speed on a non-sloped surface. In practice this means that in urban areas with mixed traffic and a lot of accelerating/decelerating manoeuvres, the influence of the pavement surface and thus the rolling noise becomes less relevant. Other measures in the field of traffic management such as speed limits and traffic flow control become of higher relevance in those cases.

Figure 2) Propulsion noise, rolling noise and total noise as a function of vehicle speed for light and heavy duty vehicles [1]



INTERACTION TYRE-PAVEMENT

Of course, both the type of tyre and the pavement play a role in their mutual interaction. It should be borne in mind that both elements are not only designed with a low tyre-pavement noise in mind, but first and foremost, for good traffic safety and a favourable price/lifespan ratio. Various mechanisms are involved in the creation of the tyre-pavement noise generated by the interaction of the tyres of a vehicle with the pavement (hammer effect, air pumping, 'stick-slip' - and 'stick-snap'). Moreover, the sound is further increased by the 'horn effect', vibrations and resonance.

HOW IS TRAFFIC NOISE MEASURED?

In Europe, the Statistical Pass By Method or the Close Proximity Method are generally used.
With the Statistical Pass By Method (SPB, ISO 11819-1), the traffic noise is measured from the side of the road for a large quantity of passing vehicles, whereby a distinction can be made between passenger cars and trucks.
With the Close Proximity Method (CPX, ISO/CD 11819-2) it is chiefly the tyre-pavement noise that is measured by attaching a microphone close to the test tyre. These tyres are usually mounted on an acoustically insulated trailer. The type of test tyre that is used will obviously play an important role in determining the results.
In the United States, the On Board Sound Intensity (OBSI) method is often used (Ref. 5), which is somewhat comparable to the CPX. Instead of sound pressure, however, sound intensity is measured by using two microphones which are better able to isolate the tyre-pavement noise for separate measurement.
Since CPX and OBSI measurements take place very close to the tyre, they will result in high values of noise levels.

Obviously, those are not the noise levels to which humans are being exposed in real life. This should be kept in mind when reading the case studies, further on in this paper.

Figure 3) Noise measurement with from left to right : SPB – CPX – OBSI [2];[3];[4]

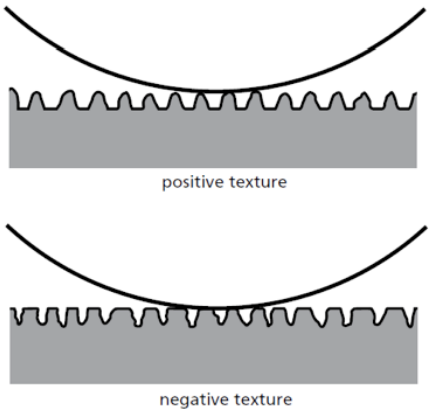


BASIC RULES FOR A QUIET PAVEMENT

The following factors have an influence on the tyre-pavement noise:

- good smoothness of the road with the absence of bumps or irregularities in the surface (which is also called "megatexture")
- a homogenous but non-systematic distribution of small aggregates, up to 10mm on the surface (which is considered as "macrotexture"). The air is able to escape between the gaps in the aggregate. Important note: a perfectly flat surface is not low-noise.
- it is better to have a negative texture than a positive one (see figure below).
- porosity: a maximum content of empty space (up to 20% or more), which enables sound to be absorbed, insofar as the pores remain open at the surface.
- limited stiffness of the surface layer.

Figure 4) positive vs. negative texture



In optimising a quiet pavement surface, if possible, various factors should be taken into account at once. Moreover, no concessions should be made in the durability of the pavement. In addition, a solution with long-term noise performance should be preferred to surfaces deteriorating after few years. Similar to wearing surfaces of porous asphalt, it is possible to build surfaces of porous (or very open) concrete. By leaving out the sand component in the composition, accessible gaps are created between the coarse aggregates. In order to achieve better adhesion between the stones, polymers may be added. Very open concrete is comparable to very open asphalt: there is great potential for noise reduction and water-spray is eliminated. However, there are also downsides: there is a risk of clogging and the surface is prone to ravelling (aggregates coming loose from the surface).

LOW-NOISE EXPOSED AGGREGATE CONCRETE

The technique of aggregate exposure is today the most frequently used surface finishing method on concrete motorways in Europe. It offers a comfortable surface combining a good skid resistance with a low rolling noise.
In the late 1970s, in Belgium, surface finishing by chemically exposed aggregate concrete was introduced. The aim was above all to achieve skid resistance, but tyre-pavement interaction noise was not yet a criterion. The concrete composition consisted of large aggregates (32 to 40 mm) which were exposed on the surface. These were highly noisy pavements and are no longer applied today.

In Austria, the fine exposed aggregate concrete was optimised as the surface layer of a double-layer jointed concrete pavement. The bottom layer (15 to 20 cm thick) may contain larger stones up to 31.5 mm, while for the top layer, (5cm thick) only durable polish-resistant stones with a maximum aggregate size of 6 to 11 mm are used. Since the top layer mixture consists exclusively of small aggregates, these will emerge densely distributed on the surface after compaction of

the concrete and washing out of the surface.

Figure 5) Coarse concrete 0/40 or 0/32, left, based on porphyry aggregates, and right, based on crushed gravel.



The first applications on Austrian highways date back to 1990. Since then, a significant part of the highway network has been constructed in this way.

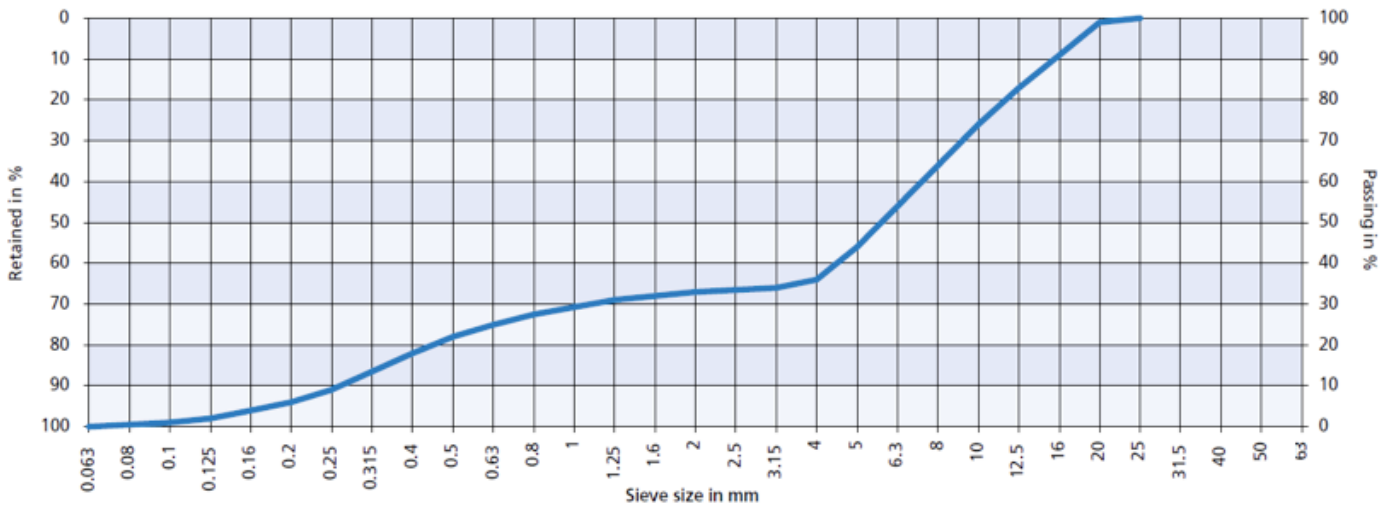
Figure 6) Two slipform pavers laying a double-layered jointed plain concrete pavement on the A1, near Vienna.



In Germany, for many years, the concrete road surfaces were finished with a dragged burlap cloth. This produces a very shallow texture that is effective in terms of tyre-pavement noise but can lead to problems concerning skid resistance. That is why, for the past few years, the technique of double-layer exposed-aggregate concrete has been applied.

In Belgium, a first step in improving the exposed aggregate concrete was the reduction of the maximum aggregate size from 31.5 to 20 mm. Moreover, the proportion of fine aggregate, measuring from 4 to 6.3mm (or 8mm), was increased to a minimum of 20% (or 25%) of the mixture of sand and gravel. In this way, the larger stones sink and the smaller ones rise during the vibration of the concrete. After exposing the aggregates by brushing, the smaller aggregate will lie on the surface and form the proper macro texture for a quiet concrete pavement. The same technique can also be applied for a maximum aggregate size of 14 mm.

Figure 7) Grading curve of a concrete mix with a D_{max} of 20 mm and a higher dose of small aggregates (4 to 8mm) for a low-noise single layered exposed-aggregate concrete pavement.



By further optimising the composition (high content of fine aggregate) and a better application technique (modern slipform pavers), it has been possible to further reduce the tyre-pavement noise of a single-layer solution to approximately 99 dB(A), which brings it into a comparable category as a stone mastic asphalt with aggregates of 10 mm (SMA-C). The average noise level for SMA-C, calculated from a total of 70 measurements, both newer and older pavements, was 99.6 dB(A).
The double-layer process, similar to the Austrian technique but applied for continuously reinforced concrete pavement (CRCP), has also been used in Belgium [7]. Noise measurements show that the noise level drops another 0.5-1 dB(A).

Figure 8) E17 De Pinte – Kruishoutem: single-layer exposed-aggregate concrete 0/20
Noise levels measured with CPX at 80 km/h : 98.5 dB(A) for a truck tyre and 99.1 dB(A) for a passenger car tyre





In 2011, the Flemish Agency for Roads and Traffic acquired a CPX-trailer aiming for a systematic execution of noise measurements on motorways and regional roads. In Wallonia measurements were also done on newly built road sections. The diagram below gives an overview of the results of a series of measurements on concrete roads (CPX with SRTT-tyre for light vehicles at 80 km/h in dB(A); measurements done in 2011-2012, in 2013 for N19g).

Figure 9 - E313 Herentals-Grobbendonk : double-layer exposed-aggregate concrete with top layer 0/6.3. Noise levels measured with CPX act 80 km/h : 98.5 dB(A) for a truck tyre and 98.5 dB(A) for a passenger car tyre

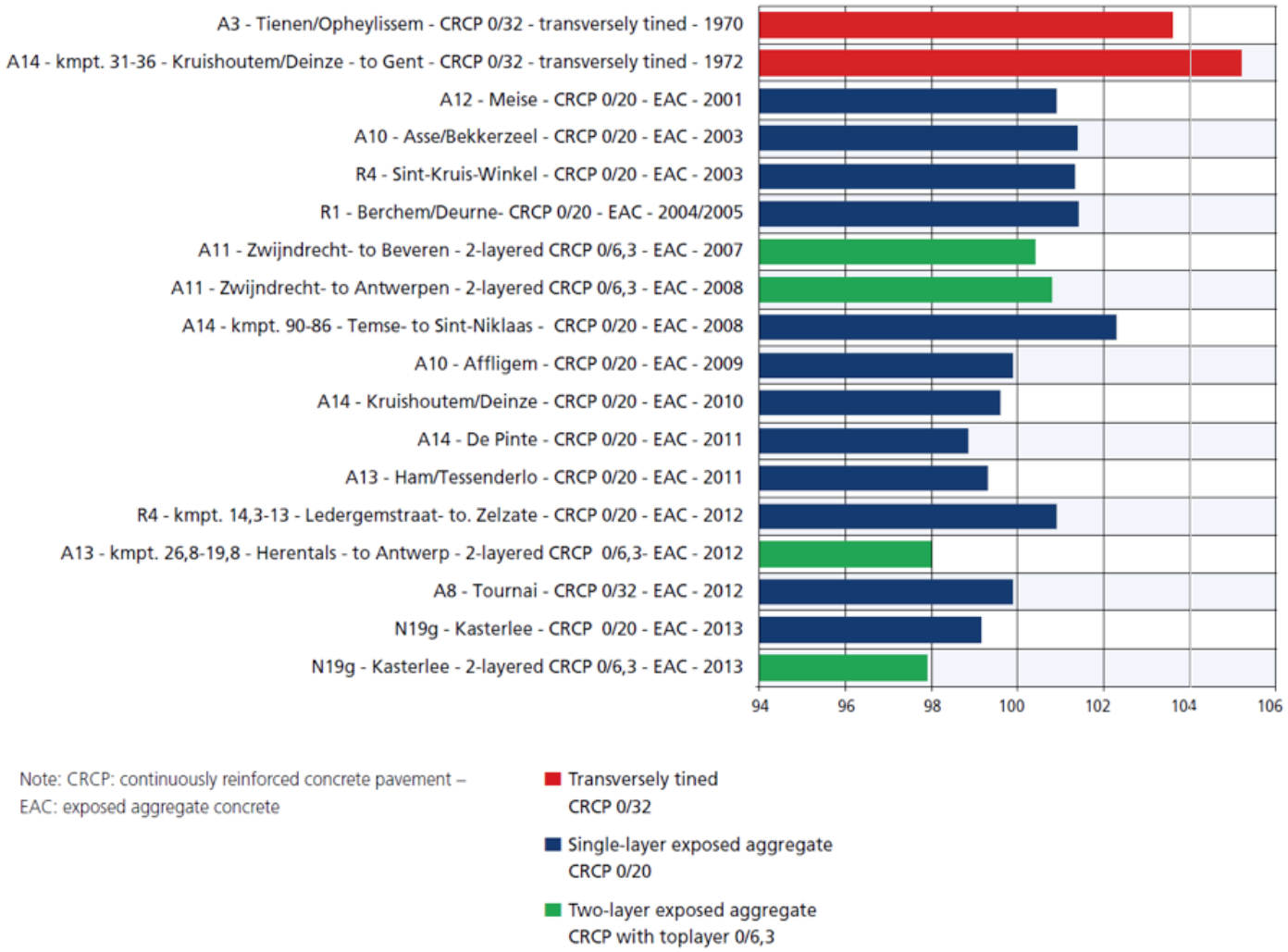




The red bars represent transversely grooved surfaces, the blue are single layered and the green double-layered exposed-aggregate concrete surfaces.

Figure 10) results of noise measurements on Belgian motorways

These measurements show that low-noise concrete surfaces are perfectly possible, both in a single and a double layer



concept. The noise performance of the surface of a double-layered CRCP is equivalent to that of a stone mastic asphalt wearing course. For a SMA with aggregates of 10 mm, the average noise level for newly built pavements (maximum 2 years old - CPX with SRTT-tyre for light vehicles at 80 km/h in dB(A)) amounts to 98.7.
It should be noted that for the different types of exposed aggregate concrete surfaces, the skid resistance requirements were easily met, both for the new and the older ones [3].

OTHER LOW-NOISE SURFACE FINISHING TECHNIQUES

Longitudinal tining

In the U.S.A., other finishing techniques are used as well. In many states, fine longitudinal grooves are applied to the fresh concrete with a comb. This also produces good results in terms of noise and skid resistance, as long as the process is carefully applied. This technique is not being used in Europe.

Figure 11) Longitudinal tining of fresh concrete in Illinois, U.S.

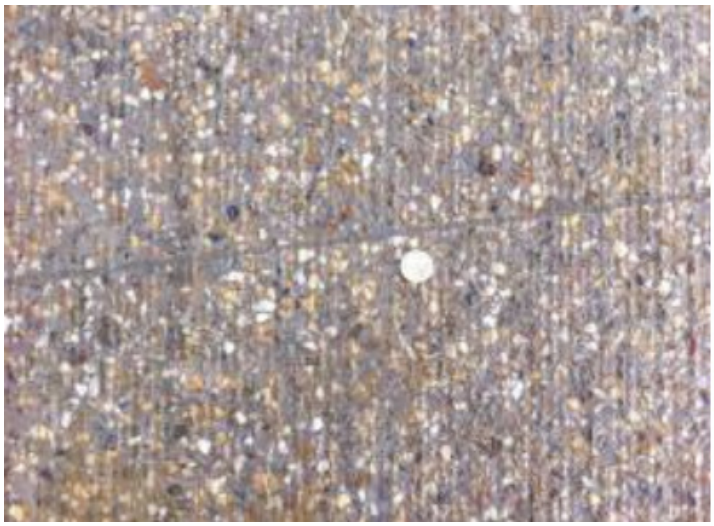




MICRO-MILLING

Micro-milling (or fine milling) is a surface restoration technique using conventional cold mills of which the cutting teeth are more closely spaced on the milling drum.
Although it is mostly used on secondary roads, micro-milling can be an alternative on motorways as well. This was the case in Leon (Spain). Acoustic characteristics have not been measured but based on earlier trial sections in Belgium, the rolling noise level is about 1dB higher compared to a diamond ground surface.

Figure 12) Detail of the micro-milled surface and view of the motorway in Leon, Spain (IECA)





DIAMOND GRINDING

The technique of longitudinal tining of the hardened concrete, known as "diamond grinding" is also often used. This technique has already been used frequently in several countries for the restoration of existing concrete surfaces. This can result in tyre-pavement noise levels that are even lower than for exposed aggregate concrete.
In 2009 a trial section in CRCP was built in Germany, the "Geseke access road" pilot project, in order to investigate the different surface characteristics of the diamond ground texture (Ref. 12). The surface was finished with a longitudinally aligned ground texture whereby two different groove spacing distances (blade spacing 2 mm and 3 mm / blade width 3,2 mm / grinding depth 3mm) were implemented. Measurements with the CPX-trailer revealed excellent results : as low as 94,9 dB(A) for the 2mm texture. Repeated measurements in 2013 showed virtually unchanged noise levels (95,2 dB(A)), confirming the high durability of the ground texture.

Fig. 13) Detail view of the diamond ground surface and texture of the "Geseke access road" in Germany [5]





NEXT GENERATION CONCRETE SURFACE (NGCS)

In the U.S., the International Grooving and Grinding Association (IGGA) has developed a smoother and even quieter surface, so called "Next Generation Concrete Surface" (NGCS). A thin layer of concrete surface is removed through the grinding process and longitudinal grooves are installed. It is described as the quietest non-porous concrete surface.

In Europe there are also plans for trial sections in order to be able to assess the performance of this technique on an existing concrete surface [8].

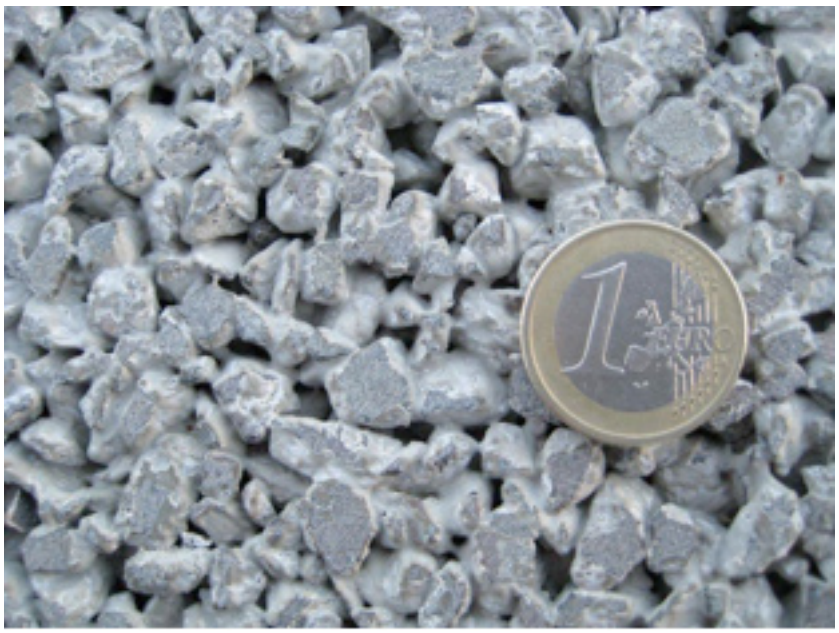
Figure 14) "NGCS" (International Grooving and Grinding Association)



THE POROUS SURFACE OF "MODIESLAB"

"Modieslab" is a modular pavement system, developed in the Netherlands as a part of the Dutch "Roads to the Future" programme [9]. It consists of precast concrete slabs with a base layer in conventional concrete and a surface in double-layered porous concrete. This structure results in extremely low noise levels: 6 dB(A) less than the Dutch reference surface (densely graded asphalt). In addition, the durability of the noise characteristics is very good : only 0.6 dB(A) decrease in noise reduction after 5 years, which is much better than other comparable surfaces.
In 2007, Dr. Robert O. Rasmussen from the Transtec Group (Texas, U.S.) was the leader of a research team that did measurements all over Europe and the United States. His conclusion was clear: "As can be seen, the OBSI level for the porous concrete surface on the Modieslab is very low – just over 96 dBA. This makes it the lowest level of all of the concrete pavement surfaces measured so far by the CP Tech Center team". [6]

Figure 15) Porous surface of Modieslab



THE BELGIAN NGCS

In October 2015, two test tracks are constructed on the N44, a primary road, category 2, in Maldegem, Belgium. The road has been constructed with an exposed aggregate surface. No optimal aggregate distribution was used which made it

a loud surface.

Diamond grinding was applied to obtain a negative texture in which 1 deep groove is followed by 4 shallow grooves. Varying spacers have been used, 1.5 mm and 3,0mm respectively. Blades with 2.8 mm thickness were used.

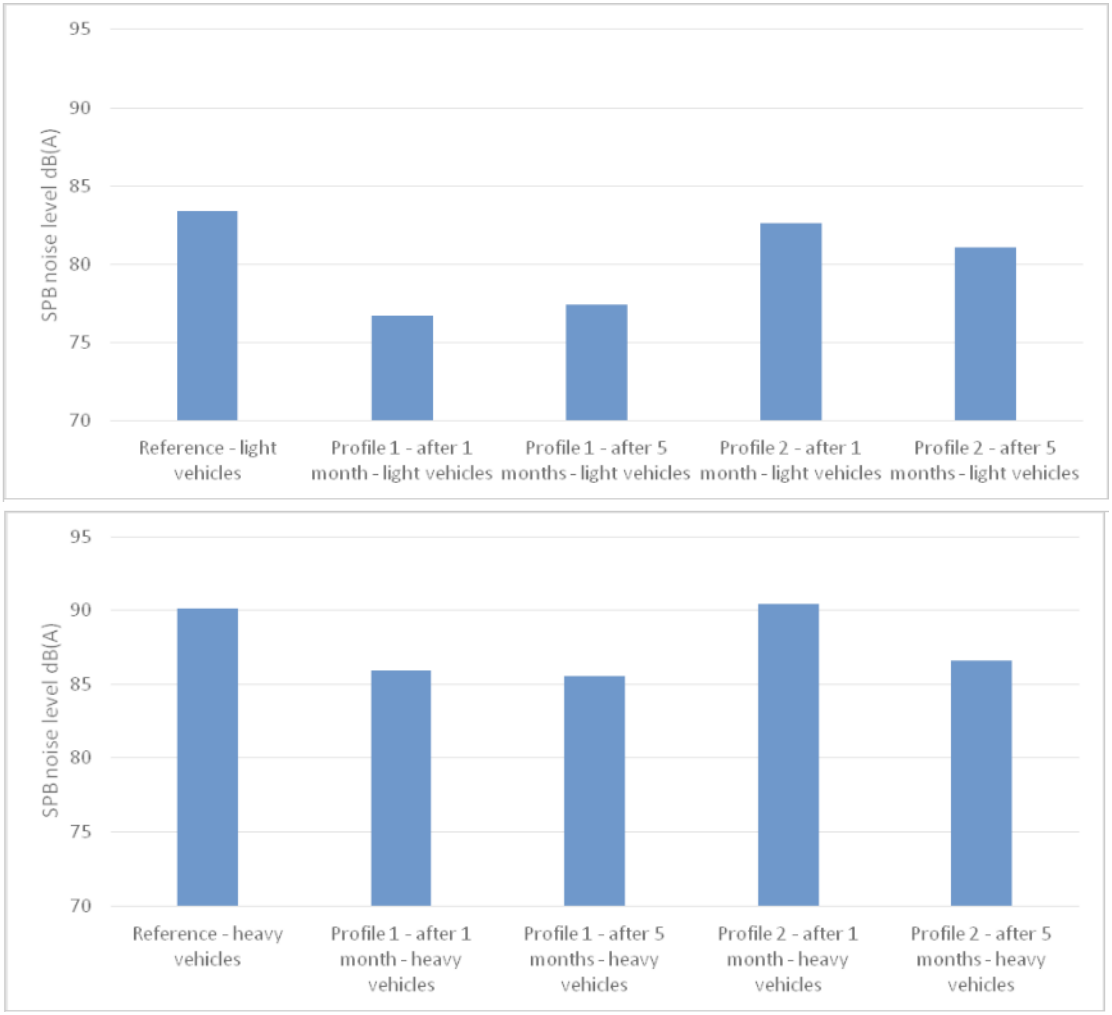
Two types of noise measurements have been done: SPB, for light, medium and heavy vehicles and CPX-measurements at 50 km/h or 80 km/h with a tire for passenger cars or trucks.

Figure 16) Profile 1 (1.5 mm spacer) and Profile 2 (3 mm spacer)



Measurements will be repeated in time. The CPX-results showed a decrease up to 6 dB(A) in the case of Profile 1 for cars. The influence of the texture on the noise level for trucks was less pronounced. Figure 17 presents the results of the SPB-measurement for light vehicles and heavy vehicles.

Figure 17) SPB-noise level for light vehicles (top) and heavy vehicles (bottom) [10]



The reduction in noise level is higher for profile 1 than for profile 2. New measurements after a longer period have to confirm that the noise level remains in time.

CONCLUSIONS

In the past there was hardly any attention paid to noise and traffic noise in particular. Today it has become an important criterion in the design and construction of transport infrastructure.
Modern road surfaces in jointed or continuously reinforced concrete with a fine-grained exposed-aggregate surface are competitive in terms of rolling noise with the dense asphalt surfaces. The durability of the noise level is an extra advantage of concrete pavements.
In urban areas with mixed traffic (passenger cars, buses, vans etc.) driving at variable speed, the contribution of the rolling noise becomes secondary. Traffic management measures may be a better solution to reduce the environmental noise.
The NGCS is a promising technique with important noise reductions confirmed by measurements. The first test trial indicated a noise reduction up to 6 dB(A) in comparison to the existing concrete road surface, for light vehicles, measured with SPB as well as with CPX.
Finally one should keep in mind that noise is not the only design criterion for road pavements. Its relevance should be defined depending on context and environmental conditions. Road safety and the closely linked characteristic of skid resistance remain a priority. In order to make the right choice of pavement, a global evaluation is needed taking into account the durability, the life cycle cost and the surface characteristics.

REFERENCES

1. G. van Blokland, B. Peeters (M+P Consulting engineers, The Netherlands). Modelling the noise emission of road vehicles and results of recent experiments. Paper at the Inter-Noise 2009 Conference, Ottawa, Canada, 23-26 August 2009.

2. M. Haider (Austrian Institute of Technology, Vienna, Austria). Investigation and classification of low-noise concrete roads. Paper at the 11th International Symposium on Concrete Roads, Seville, 13-15 October 2010.

3. M. Briessinck (AWV), L. Rens (FEBELCEM). Oppervlakkenmerken van hedendaagse betonverhardingen (Surface characteristics of today's concrete pavements). Paper at the Belgian Road Congress, Gent, Belgium, September 2009.

4. R.O. Rasmussen (The Transtec Group, U.S.), T.R. Ferragut (TDC Partners), P.D. Wiegand (National Concrete Pavement Technology Center). Comparative measurements of tire/pavement noise in Europe and the United States : NITE II. Paper at the 37th International Congress and Exposition on Noise Control Engineering, Shanghai, China, October 2008.

5. S. Riffel (Heidelberg Cement AG, Leimen, Germany). CRCP with ground texture – Experiences and results of the „Geseke access road" pilot project. Paper at the 12th International Symposium on Concrete Roads, Prague, 23-26 September 2014.

6. R.O. Rasmussen, R.J. Bernhard, U. Sandberg, E.P. Mun. The little book of quieter pavements. The Transtec Group, Report n° FHWA-IF-08-004, July 2007.

7. C. Caestecker (AWV, Belgium). Test sections of noiseless cement concrete pavements. Conclusions, Vilvoorde, Belgium, 1999.

8. L. Scofield (ACPA). Development and implementation of the Next Generation Concrete Surface. Final Report, March 2011.

9. P.E. van Hinthem (Breijn bv.), N. v Deurzen (BetonSon bv.). Denken in modulair bouwen (Thinking in modular construction). Paper at the CROW Infradays, The Netherlands, 2012

10. B. Vanhooreweder (Flemish Road Administration), Next Generation Concrete Surface (NGCS) Eindelijk een duurzaam en stil wegdek? (in Dutch) (http://www.silentroads.nl/sites/default/files/symposium2016_ocw/5_NGCS_barbaravanhooreweder.pdf), Presentation at the Silent Road Symposium, Sterrebeek, 2016.



NÍZKOHLUČNÉ CEMENTOBETONOVÉ KRYTY: SITUACE V EVROPĚ A POSLEDNÍ VÝVOJ

PROF. ANNE BEELDENS, PHD, ENG.
AB-ROADS, BELGIE
A.BEELDENS@AB-ROADS.COM
+32 486 91 35 96
BOULEVARD LEOPOLD II, 267
1081 BRUSSELS, BELGIE

ENG. LUC RENS
FEBELCEM
L.RENS@FEBELCEM.BE

NÍZKOHLUČNÉ CEMENTOBETONOVÉ KRYTY: SITUACE V EVROPĚ A POSLEDNÍ VÝVOJ

PROF. ANNE BEELDENS, PHD, ENG., AB-ROADS
ENG. LUC RENS, FEBELCEM

Hluk je důležitým společenským tématem, protože je nepříjemný a má škodlivý vliv na lidské zdraví. Evropská směrnice o posuzování a regulaci hluku v životním prostředí ukládá členským zemím povinnost posuzovat a mapovat potíže s hlukem a vypracovávat akční plány.
Hluk způsobený dopravou tvoří větší část problému a lze ho snižovat výstavbou protihlukových stěn a / nebo pokládáním nízkohlučných povrchů, které představují neúčinnější řešení. Úkol, který tedy před orgány správy silnic leží, je výstavba tišších krytů vozovek, které si dlouhodobě uchovají sníženou hlučnost, aniž by byla ohrožena bezpečnost, kvalita jízdy a trvanlivost krytu.
Tiché kryty vozovek jsou charakterizovány rovným povrchem bez hrbolů a nerovností. Jejich struktura může být buď porézní, nebo uzavřená s drobným kamenivem na povrchu.
Pokud jde o povrchovou úpravu a texturu, prošly cementobetonové kryty za posledních 50 let významným vývojem. Na dálnicích nebo hlavních silnicích již nejsou hlučné povrchy používány a ty, které ještě stále slouží, jsou zde jenom díky výjimečně dlouhé životnosti cementobetonových krytů. Standardní povrchovou úpravou se v Evropě se stal jemnozrnný vymývaný beton, položený buď v jedné, nebo ve dvou vrstvách. Dvouvrstvové cementobetonové kryty byly na dálnicích postaveny v několika zemích, zvláště v Rakousku, Německu, České republice, Polsku, Belgii a Nizozemí.
Mezi další techniky úpravy cementobetonových krytů patří podélné drážkování, mikrofrézování, broušení diamantovými kotouči a "Betonový povrch příští generace", což znamená optimalizovanou kombinaci drážkování a frézování s velice slibnými výsledky do budoucna. První zkušební úsek byl postaven v Belgii na N44 s nadějnými výsledky.
Při výběru typu krytu vozovky nebo jeho povrchu je důležité provést celkové vyhodnocení nabízejících se možností, přičemž je třeba brát v úvahu nejen kritérium hlučnosti, ale také základní vlastnosti, ovlivňující bezpečnost a trvanlivost během životního cyklu.
Z hlediska úrovně hlučnosti mohou moderní cementobetonové kryty konkurovat mastixovým asfaltovým kobercům a časem je dokonce i překonat.

Klíčová slova: cementobetonový kryt, hluk, vymývaný povrch.

ÚVOD

Potřeba udržet hlučnost pod kontrolou se v posledních desetiletích stává stále důležitější. Evropská unie ošetřila obecný problém hluku ve venkovním prostředí v evropské směrnici z roku 2002, známé jako "Směrnice o hluku ve venkovním prostředí" (Environmental Noise Directive - END). Členské země byly požádány, aby vytvořily hlukové mapy a učinily kroky k prevenci a zmírnění škodlivých účinků hluku, se zvláštním zaměřením na frekventované silnice a železnice v hustě osídlených oblastech a v blízkosti míst jako jsou nemocnice a školy. V několika zemích již byly učiněny některé kroky včetně vybudování protihlukových stěn kolem dálnic.

Obrázek 1) Příklady protihlukových stěn kolem dálnic





Avšak v případě hluku z dopravy je účinnější zaměřit se na zdroj problému tak, že se použije tišší kryt vozovky. Proto v současnosti je vývoj alternativních typů krytů vozovek a jejich povrchových úprav velice významný. Cílem je snížit hluk vznikající při styku pneumatik s povrchem krytu, což je primární zdroj hluku z dopravy. Zároveň je důležité zachovat ostatní základní vlastnosti struktury krytu, například rovnost a protismykové vlastnosti, ale také životnost krytu. U tichého krytu vozovky je také důležité, aby zůstal beze změny co nejdéle. Jinými slovy, cílem je získat trvanlivě tišší povrch.
V tomto příspěvku ukážu, že cementobetonové kryty nejsou tak hlučné, jak bývají často vnímány; uvedu zde příklady

technologií, které zajistí kryt s nízkou hlučností, a podíváme se na případové studie a skutečná data, ilustrující charakteristiky betonu.

OBECNÉ INFORMACE O HLUKU Z DOPRAVY

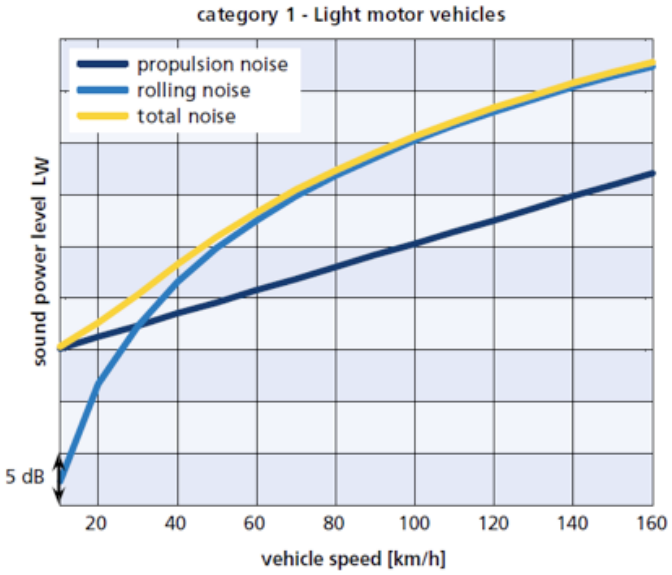
O zvuku a hluku z dopravy

Hluk z dopravy zahrnuje hluk pocházející z nejrůznějších zdrojů, které se obvykle dělí do následujících kategorií:

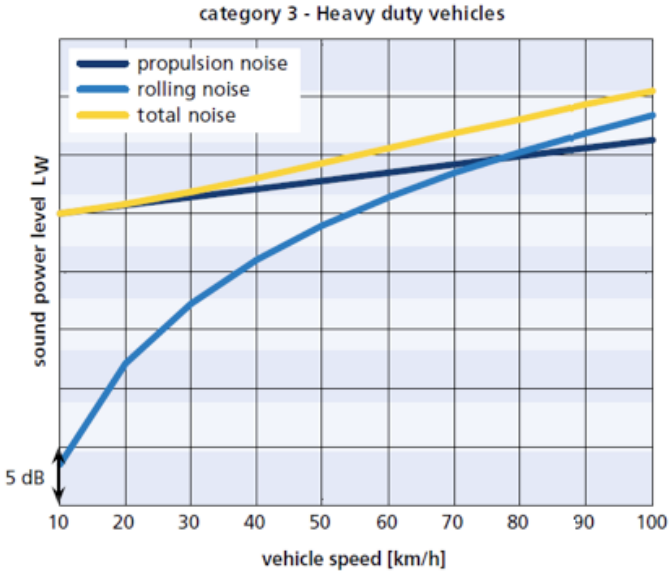
- pohon: motor, výfuk a další součásti pohonného systému vozidla;
- interakce pneumatika – povrch krytu: známý jako hluk způsobený stykem pneumatiky s povrchem krytu vozovky;
- aerodynamický šum: způsobený turbulencí větru kolem vozidla.

Důležitou roli hraje typ vozidla a jeho rychlost. V případě osobních automobilů hluk způsobený stykem pneumatiky s krytem vozovky převáží hluk pohonného systému, jakmile vozidlo dosáhne rychlosti kolem 30 km/h. Kamiony se na tuto úroveň dostanou díky hluku pohonného systému až při dosažení rychlosti přibližně 75 km/h. Aerodynamický šum začíná být významný až při velice vysokých rychlostech (nad 120 km/h). U elektromobilů je hluk pohonného systému téměř zcela eliminován a bude převažovat hluk způsobený stykem pneumatiky s krytem vozovky, a to i při nízkých rychlostech.
Níže uvedené grafy ukazují celkovou váženou úroveň A jak hluku valivého, tak hluku pohonného systému a rovněž celkový akustický výkon v závislosti na rychlosti vozidla. V případě hluku pohonného systému ukazují křivky lineární závislost, zatímco u valivého hluku je závislost logaritmická. Navíc byly tyto závislosti stanoveny pro stálou rychlost na nesvažitém povrchu. V praxi to znamená, že v městských oblastech se smíšenou dopravou a častým zrychlováním/zpomalováním bude vliv povrchu krytu a tedy hluku valení pneumatiky méně významný. V takových případech se významnějšími stávají jiná opatření řízení dopravy, jako omezení rychlosti a řízení dopravního proudu.

Obrázek 2) Hluk pohonného systému, hluk valení pneumatiky a celkový hluk v závislosti na rychlosti lehkých a těžkých vozidel [1]



kategorie 1 – lehká motorová vozidla
hluk pohonného systému
hluk valení pneumatiky
celkový hluk
hladina akustického výkonu LW
rychlost vozidla (km/h)



kategorie 3 – těžká motorová vozidla
hluk pohonného systému
hluk valení pneumatiky
celkový hluk
hladina akustického výkonu LW
rychlost vozidla (km/h)

INTERAKCE PNEUMATIKA – KRYT VOZOVKY

Ve vzájemné interakci pneumatiky a vozovkového krytu hraje samozřejmě roli jak typ pneumatiky, tak krytu. Měli bychom mít na paměti, že obojí je navrženo nejen s ohledem na nízkou hlučnost, ale především s ohledem na dobrou bezpečnost dopravy a výhodný poměr ceny a životnosti. Na vzniku hluku při styku pneumatiky vozidla a krytu vozovky se podílí více mechanismů (kladivový efekt - hammer effect, sání vzduchu - air pumping, efekt stick-slip a stick snap). Zvuk je ještě dále zesílen díky „klaksonovému efektu“, vibracím a rezonanci.

JAK SE HLUK Z DOPRAVY MĚŘÍ?

V Evropě se většinou používá Statistická metoda při průjezdu nebo Metoda těsné blízkosti.
U statistické metody při průjezdu (SPB, ISO 11819-1) se hluk z dopravy měří z jedné strany silnice při velkém množství projíždějících vozidel, a je možné rozlišovat mezi osobními vozidly a nákladními auty.
U Metody těsné blízkosti (CPX, ISO/CD 11819-2) se měří hlavně hluk způsobený stykem pneumatiky s krytem vozovky tak, že se mikrofon upevní do blízkosti testované pneumatiky. Tyto pneumatiky jsou většinou namontované na akusticky izolovaném trajleru. Typ testu, který se použije, se bude zajisté významně podílet na získaných výsledcích.
V USA se často využívá metoda Intenzity hluku v interiéru vozidla (On Board Sound Intensity - OBSI) (Ref. 5), která je určitým způsobem srovnatelná s CPX. Místo akustického tlaku se však měří intenzita zvuku tak, že se použijí dva mikrofony, které dokážou lépe izolovat hluk vznikající při styku pneumatiky s povrchem krytu u odděleného měření.
Vzhledem k tomu, že se měření CPX i OBSI provádí velice blízko pneumatiky, budou hodnoty hladiny hluku vysoké. Je jasné, že se nejedná o úroveň hluku, kterému jsou v běžném životě vystaveni lidé. Toto je třeba mít na paměti při čtení případových studií, které jsou v tomto příspěvku uvedeny dále.

Obrázek 3) Měření hluku zleva doprava: SPB – CPX – OBSI [2];[3];[4]

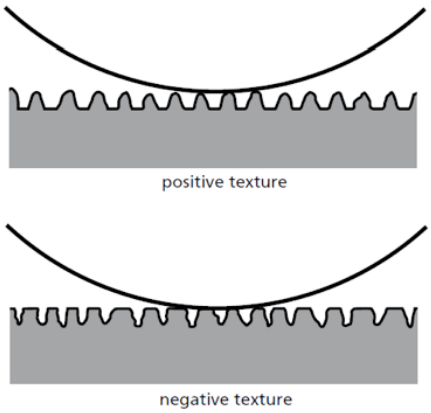


ZÁKLADNÍ PRAVIDLA PRO TICHÝ POVRCH KRYTU

Na hluk způsobený stykem pneumatika – kryt vozovky mají vliv následující faktory:

- Dobrá rovnost povrchu vozovky bez hrbolů nebo nepravidelností na povrchu (které se také říká “megatextura”).
- Homogenní, ale nesystematické rozložení drobného kameniva až do velikosti 10 mm na povrchu (což se považuje za “makrotexturu”). Mezerami mezi kamenivem může unikat vzduch. Důležitá poznámka: dokonale rovný povrch není nízkohlučný.
- Je lepší mít negativní texturu než pozitivní (viz obrázek níže).
- Poréznost: maximální obsah prázdného prostoru (až 20 % nebo více), který umožňuje absorpci zvuku do té míry, do jaké zůstávají póry na povrchu otevřené.
- Omezená tuhost povrchové vrstvy.

Obrázek 4) srovnání pozitivní a negativní textury (nahoře pozitivní, dole negativní textura)



Pokud je to možné, mělo by se při optimalizaci povrchu krytu brát v úvahu několik faktorů najednou. Navíc by se neměly činit žádné ústupky, pokud jde o trvanlivost krytu. A ještě by se měla dávat přednost řešením, která zaručují dlouhodobou sníženou hlučnost před povrchy, které se po několika letech poškodí.
Podobně jako v případě porézních asfaltových krytů vystavených opotřebení, je možné pokládat povrchy z porézního (velice otevřeného) betonu. Tím, že se v receptuře vynechá písek, vznikají otevřené mezery mezi hrubým kamenivem. Aby se dosáhlo lepší adheze mezi kameny, je možno přidat polymery. Velmi otevřený cementobetonový kryt je srovnatelný s velmi otevřeným asfaltovým krytem: je zde velký potenciál ke snížení hlučnosti a kropení vodou není zapotřebí. Avšak má to i své nevýhody: existuje riziko ucpání pórů a povrch má tendenci se drolit (kamenivo se z povrchu uvolňuje).

NÍZKOHLUČNÝ VYMÝVANÝ BETON

Technika vymývání kameniva je v současnosti nejčastěji používaná metoda povrchové úpravy cementobetonových dálničních krytů v Evropě. Nabízí příjemný povrch, kombinující dobré protismykové vlastnosti a nízký hluk od valení pneumatiky.
Na konci sedmdesátých let byla v Belgii zavedena povrchová úprava chemickým vymýváním betonu. Cílem bylo dosáhnout hlavně dobrých protismykových vlastností, ale hluk vznikající při styku pneumatika-kryt vozovky tehdy ještě kritériem nebyl. Beton obsahoval velké kamenivo (32 až 40 mm), které bylo na povrchu obnažené. Byly to vysoce hlučné kryty a v současnosti se už nepoužívají.

V Rakousku byl vymývaný beton optimalizován do podoby povrchové vrstvy vytvářené dvouvrstvovou technologií. Spodní vrstva (tloušťka 15 až 20 cm) může obsahovat větší kamenivo až do velikosti 31,5 mm, zatímco horní vrstva, (tloušťka 5 cm) obsahuje pouze trvanlivé kamenivo, odolné proti ohlazení při maximální velikosti kameniva od 6 do 11 mm. Protože horní vrstva obsahuje výlučně drobné kamenivo, bude toto drobné kamenivo po zhutnění a vymytí betonu hustě rozloženo na povrchu.

Obrázek 5) Hrubý beton 0/40 nebo 0/32, vlevo obsahující porfyrové kamenivo, a vpravo obsahující drcené kamenivo.





První pokládka na rakouských dálnicích byla provedena již v devadesátých letech. Od té doby byla významná část dálniční sítě postavena tímto způsobem.

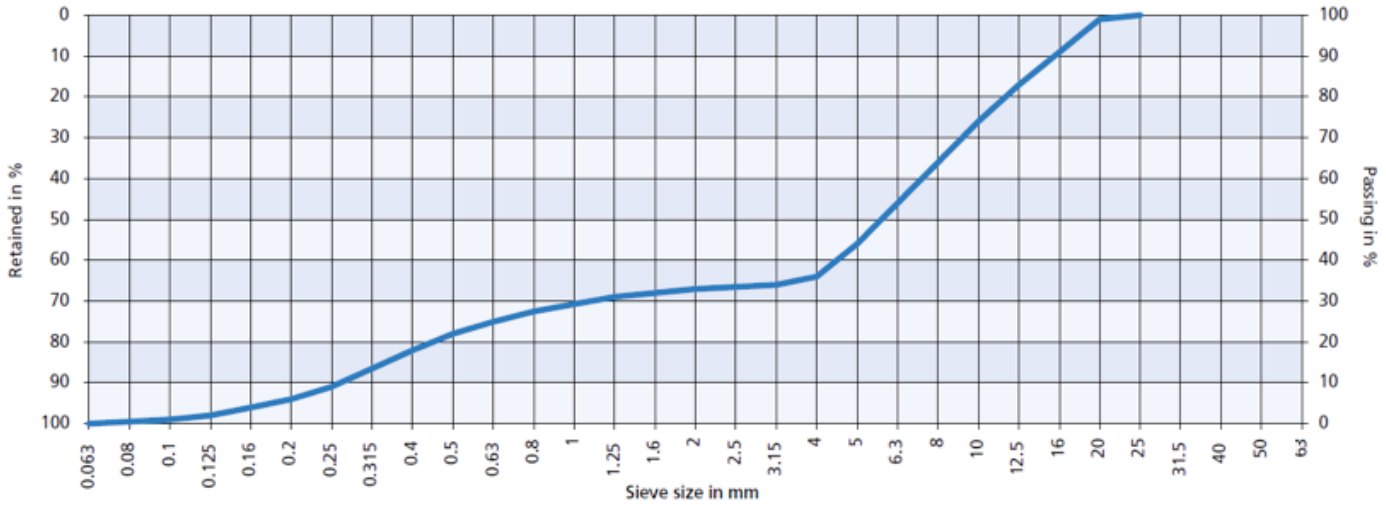
Obrázek 6) Dva finišery s kluznými bočnicemi pokládající dvouvrstvový kryt z prostého betonu na A1, v blízkosti Vídně.



V Německu se mnoho let prováděla povrchová úprava krytů vozovek tažením juty. Získá se tím velice mělká textura, která je účinná pro snížení hluku ze styku pneumatiky a povrchu krytu, ovšem může vést k problémům s protismykovými vlastnostmi. Z tohoto důvodu se v posledních několika letech používá technologie dvouvrstvového vymývaného betonu.

V Belgii bylo prvním krokem k vylepšení vymývaného betonu zmenšení maximální velikosti kameniva z 31,5 na 20 mm. Navíc byl podíl jemného kameniva o velikosti od 4 do 6,3 mm (nebo 8 mm) zvýšen minimálně na 20 % (nebo 25 %) směsi písku a štěrku. Takto se během vibrace betonu větší kameny propadají a menší vystupují na povrch. Po obnažení kameniva kartáčováním zůstane menší kamenivo ležet na povrchu a vytvoří správnou makrotexturu tichého cementobetonového krytu. Stejnou technologii je možné použít také pro kamenivo o velikosti 14 mm.

Obrázek 7) Granulometrická křivka betonu s D_{max} 20 mm a větší dávkou drobného kameniva (4 až 8 mm) u nízkohlučného krytu vozovky z jednovrstvového vymývaného betonu.



Popis grafu: zbytek na sítě v % Velikost síta v mm Propad sítem v %

Díky další optimalizaci složení (vysoký obsah jemného kameniva) a lepší technologii pokládky (moderní finišery s kluznými bočnicemi) bylo možné dále snížit hlučnost na styku pneumatiky a krytu u jednovrstvových krytů na přibližně 99 dB(A), čímž se dostáváme do kategorie srovnatelné s asfaltovým mastixovým kobercem s kamenivem o velikosti 10 mm (SMA-C). Průměrná úroveň hluku u SMA-C, vypočtená z celkového počtu 70 měření, provedených jak u novějších tak i starších krytů, byla 99,6 dB(A).
Dvouvrstvová technologie, podobná jako technologie rakouská, ovšem použitá u spojitě vyztuženého cementobetonového krytu (CRCP), byla také použita v Belgii [7]. Měření hluku ukazují, že úroveň hluku klesla o další 0,5-1 dB(A).

Obrázek 8) E17 De Pinte – Kruishoutem: jednovrstvový vymývaný beton 0/20 úroveň hluku měřena pomocí CPX při 80 km/h: 98,5 dB(A) pro pneumatiku nákladního vozidla, a 99,1 dB(A) pro pneumatiku osobního vozidla





V roce 2011 získala Vlámská silniční a dopravní agentura trajler CPX s cílem systematicky provádět měření na dálnicích a regionálních komunikacích. Ve Valonsku byla měření provedena také na nově postavených silničních úsecích. Níže uvedený graf ukazuje přehled výsledků série měření provedených na cementobetonových krytech (CPX se SRTT - pneumatika pro lehká vozidla při 80 km/h v dB(A); měření provedena v letech 2011-2012, v 2013 u N19g).

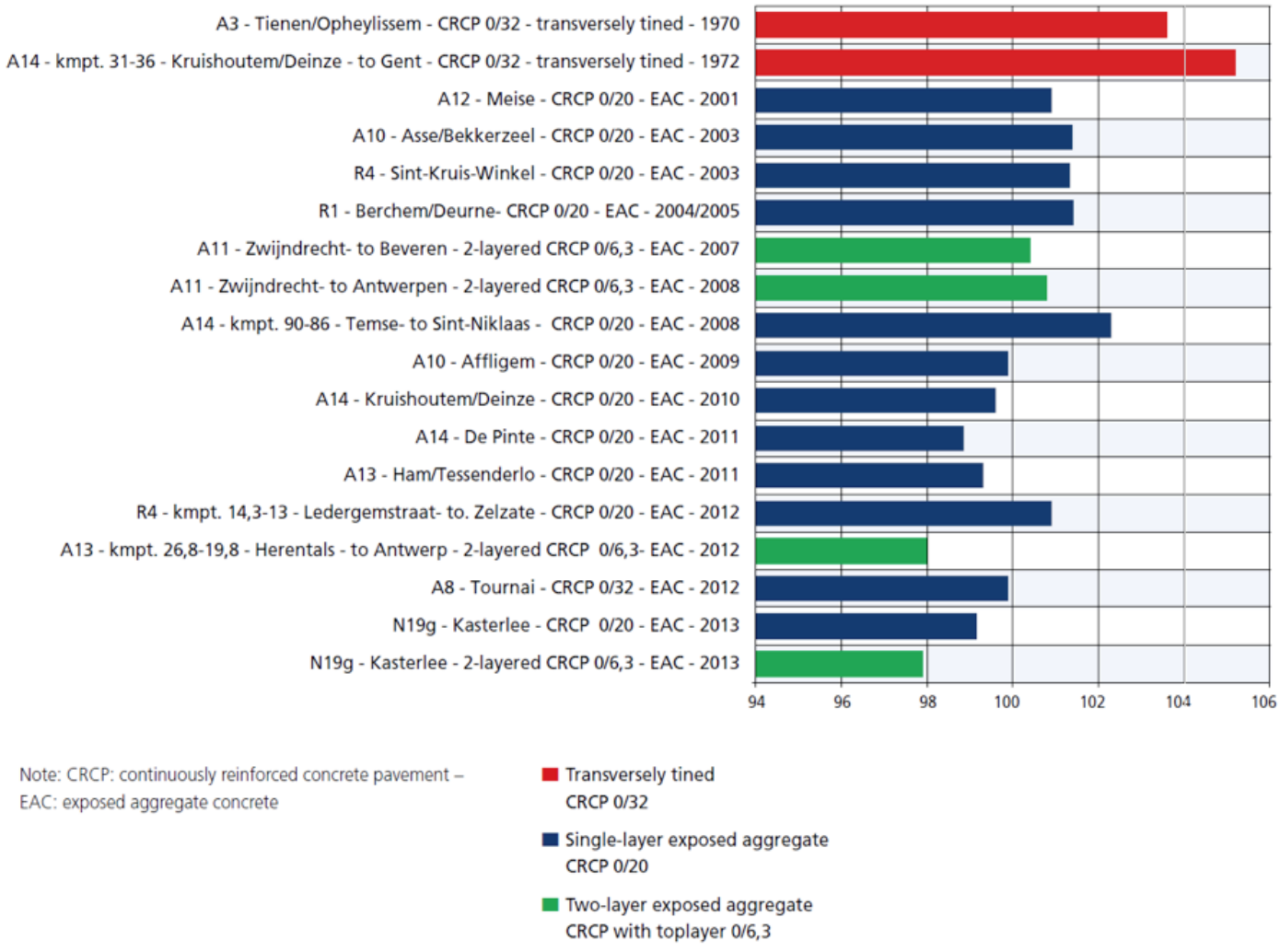
Obrázek 9 - E313 Herentals-Grobbendonk: dvouvrstvový vymývaný beton s horní vrstvou 0/6,3. Úroveň hluku měřena pomocí CPX při 80 km/h: 98,5 dB(A) u pneumatiky nákladního vozidla a 98,5 dB(A) u pneumatiky osobního vozidla





Červené sloupce představují příčně drážkované povrchy, modré představují jednovrstvový povrch, a zelené dvouvrstvový povrch vymývaného betonu.

Obrázek 10) Výsledky měření hluku na belgických dálnicích



Popis grafu:
Poznámka: CRCP – spojitě vyztužený cementobetonový kryt
EAC: vymývaný beton
červená: příčně drážkovaný spojitě vyztužený cementobetonový kryt 0/32
modrá: jednovrstvový vymývaný spojitě vyztužený cementobetonový kryt 0/20
zelená: dvouvrstvový vymývaný spojitě vyztužený cementobetonový kryt 0/6,3

Uvedená měření ukazují, že nízkohlučné cementobetonové kryty jsou skutečně možné, a to jak jedno tak i dvouvrstvové. Úroveň hlučnosti dvouvrstvového spojitě vyztuženého cementobetonového krytu je stejná jako úroveň hlučnosti obrusné vrstvy z asfaltového mastixového koberce. U asfaltového mastixového koberce s kamenivem 10 mm je v případě nově položených krytů průměrná úroveň hluku 98,7 (maximálně 2 roky staré - CPX s SRTT - pneumatika pro lehká vozidla při 80 km/h v dB(A)).
Měli bychom se také zmínit, že u různých typů krytů z vymývaného betonu bylo snadné dosáhnout požadovaných protismykových vlastností, a to jak u povrchů nových tak i starších [3].

DALŠÍ TECHNOLOGIE NÍZKOHLUČNÝCH POVRCHOVÝCH ÚPRAV

Podélné drážkování
V USA se rovněž používají další technologie. V mnoha státech se v čerstvém betonu vytvářejí pomocí hřebene jemné podélné drážky. Pokud je postup proveden pečlivě, získají se touto úpravou rovněž dobré výsledky, pokud se týká hlučnosti a protismykových vlastností. Tato technologie se v Evropě nepoužívá.

Obrázek 11) Podélné drážkování v čerstvém betonu v Illinois, USA

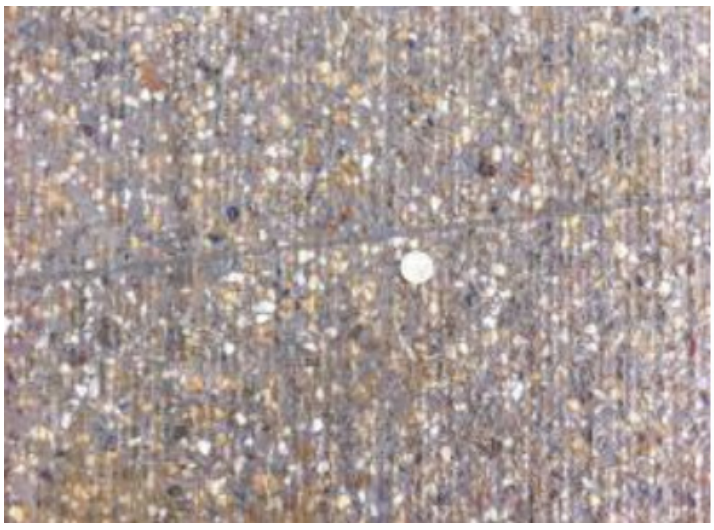




MIKROFRÉZOVÁNÍ

Mikrofrézování (nebo jemné frézování) je způsob opravy povrchu, při kterém se používají běžné frézovací válce pro frézování za studena, jejichž řezací zuby jsou na válci blíže u sebe.
Přestože se mikrofrézování používá většinou na silnicích druhé třídy, může se stát alternativní volbou i na dálnicích, jako například ve španělském Leonu. Akustické vlastnosti měřeny nebyly, ale podle výsledků zkušebních úseků v Belgii byla úroveň hluku valení pneumatiky přibližně o 1dB vyšší ve srovnání s povrchem broušeným diamantovým kotoučem.

Obrázek 12) Detail mikrofrézovaného povrchu a pohled na dálnici v Leonu ve Španělsku (IECA)





BROUŠENÍ DIAMANTOVÝM KOTOUČEM

Technologie podélného drážkování ztvrdlého betonu, známá jako “broušení diamantovým kotoučem”, se také často používá. Tato technologie se v několika zemích často využívá k opravě povrchů stávajících cementobetonových krytů. Takto je možné dosáhnout úrovně hluku na styku pneumatika - vozovkový kryt, která je dokonce nižší než v případě vymývaného betonu.
V roce 2009 byl v Německu postaven zkušební úsek spojitě vyztuženého cementobetonového krytu, známý jako pilotní projekt “Příjezdová komunikace Geseke”, s cílem prozkoumat různé vlastnosti povrchu textury získané broušením

diamantovým kotoučem (Ref. 12). Texturu povrchu tvořily vybroušené podélné drážky se dvěma různými rozestupy (vzdálenost břitů 2 mm a 3 mm / šířka břitu 3,2 mm / brusná hloubka 3 mm). Měření pomocí CPX-trajleru vykázala vynikající výsledky: nízkou hodnotu 94,9 dB(A) u textury 2 mm. Opakovaná měření v roce 2013 ukázala téměř nezměněné úrovně hluku (95,2 dB(A)), čímž se potvrdila trvanlivost broušené textury.

Obr. 13) Detailní pohled na diamantem broušený povrch a texturu "Příjezdové komunikace Geseke" v Německu [5]





Betonový povrch příští generace (Next Generation Concrete Surface - NGCS)
V USA vyvinula mezinárodní asociace IGGA (International Grooving and Grinding Association) hladší a dokonce i tišší povrch, takzvaný "Betonový povrch příští generace" (NGCS). Broušením se odstraní tenká vrstva povrchu cementobetonového krytu a provede se podélné drážkování. Popisuje se jako nejtišší neporézní betonový povrch. V Evropě také existují plány na provedení zkušebních úseků, aby byly ověřeny vlastnosti této technologie na již položeném cementobetonovém krytu [8].

Obrázek 14) "NGCS" (Mezinárodní asociace pro drážkování a broušení)

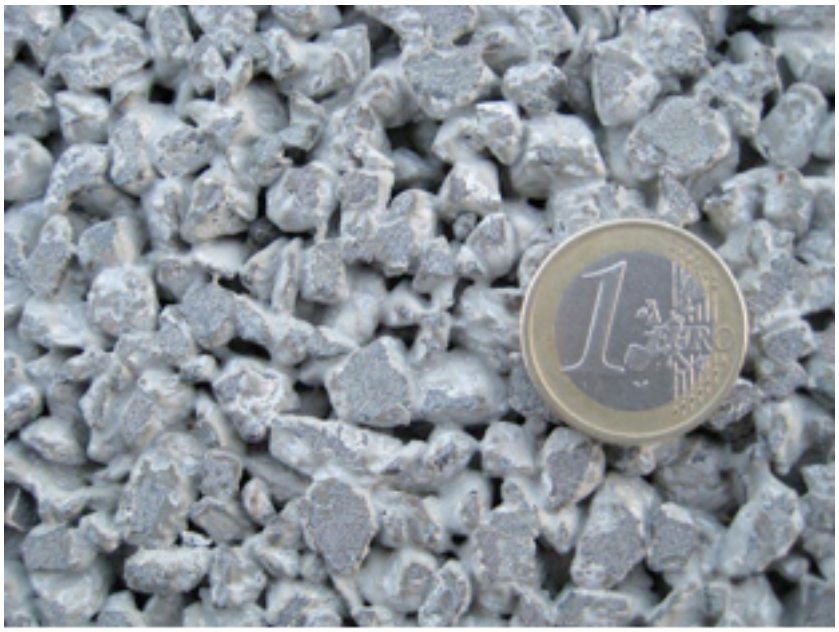


PORÉZNÍ POVRCH "MODIESLAB"

"Modieslab" je modulární systém betonových desek, vyvinutý v Holandsku v rámci programu "Silnice budoucnosti" [9]. Skládá se z prefabrikovaných betonových desek se základní vrstvou z tradičního betonu a povrchu z dvouvrstvového porézního betonu. Tato konstrukce dosahuje extrémně nízké úrovně hluku: o 6 dB(A) méně než bylo dosaženo na referenčním holandském povrchu (asfaltový kryt s dobře odstupňovanou zrnitostí). Navíc je trvanlivost protihlukových vlastností velice dobrá: po pěti letech dojde ke zhoršení hlučnosti pouze o 0,6 dB(A), což je mnohem lepší než u jiných srovnatelných povrchů.
V roce 2007 Dr. Robert O. Rasmussen z Transtec Group (Texas, U.S.) vedl výzkumný tým, který prováděl měření po celé Evropě a ve Spojených státech. Jeho závěr byl jasný: "Jak je vidět, úroveň intenzity hluku v interiéru vozidla (metoda

OBSI) je v případě porézního betonového povrchu Modieslab velice nízká – něco přes 96 dBA. To je nejnižší úroveň ze všech betonových povrchů, které zatím tým CP Tech Center měřil". [6]

Obrázek 15) Porézní povrch desky Modieslab



BELGICKÉ POVRCHY CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ PŘÍŠTÍ GENERACE

V říjnu 2015 byly postaveny dva zkušební úseky na N44, silnici první třídy, kategorie 2, v Maldegem v Belgii. Silnice byla postavena s cementobetonovým krytem s povrchem z vymývaného betonu. Nebylo použito žádné optimální rozložení kameniva, díky čemuž byl povrch hlučný.

Použilo se broušení diamantovým válcem, aby se získala negativní textura, ve které jednu hlubokou drážku střídají 4 mělké. Použily se distanční podložky 1,5 mm a 3,0 mm. Použily se nože o tloušťce 2,8 mm.

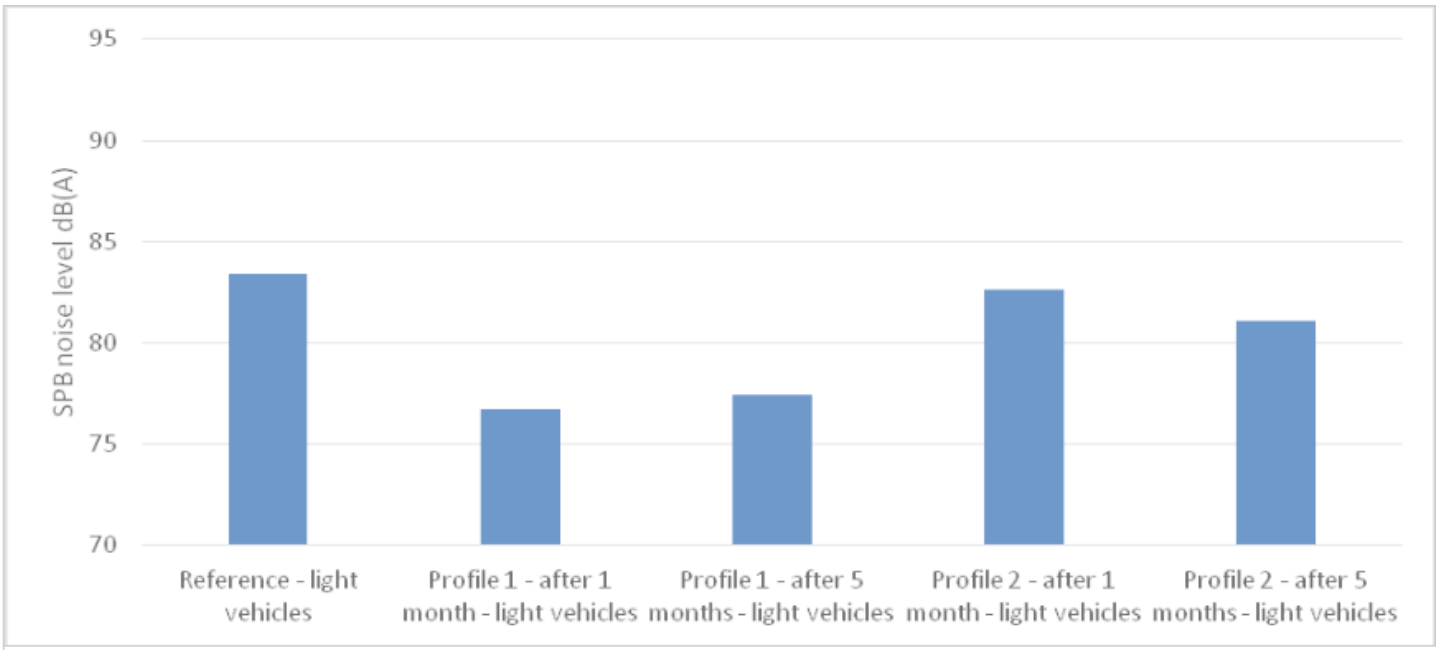
Provedly se dva typy měření hluku: SPB, pro lehká, středně těžká a těžká vozidla, a CPX při rychlosti 50 km/h nebo 80 km/h u pneumatiky osobních nebo nákladních vozidel.

Obrázek 16) Profil 1 (1,5 mm distanční podložka) a Profil 2 (3 mm distanční podložka)



Časem se budou měření opakovat. Výsledky CPX ukázaly snížení až 6 dB(A) v případě Profilu 1 u osobních automobilů. Vliv textury na úroveň hluku u nákladních vozidel byl méně výrazný. Obrázek 17 představuje výsledky měření SPB u lehkých a těžkých vozidel.

Obrázek 17) SPB-úroveň hluku u lehkých vozidel (nahoře) a těžkých vozidel (dole) [10]



Popis grafu:
Osa y: Úroveň hluku SPB dB (A)
Osa x: Reference – lehká vozidla
Profil 1 – po 1 měsíci – lehká vozidla
Profil 1 – po 5 měsících – lehká vozidla
Profil 2 – po 1 měsíci – lehká vozidla
Profil 2 – po 5 měsících – lehká vozidla



Popis grafu:
Osa y: Úroveň hluku SPB dB (A)
Osa x: Reference – těžká vozidla
Profil 1 – po 1 měsíci – těžká vozidla
Profil 1 – po 5 měsících – těžká vozidla
Profil 2 – po 1 měsíci – těžká vozidla
Profil 2 – po 5 měsících – těžká vozidla

Snížení úrovně hluku je vyšší u profilu 1 než u profilu 2. Nové měření po delší době musí potvrdit, že úroveň hluku zůstává v čase stejná.

ZÁVĚRY

V minulosti se hluku a zvláště hluku z dopravy nevěnovala téměř žádná pozornost. Dnes se hluk stal významným kritériem při navrhování a stavbách dopravní infrastruktury.
Moderní cementobetonové kryty se spárami nebo spojitě vyztužené s povrchem z vymývaného betonu z jemného kameniva jsou, pokud jde o vznikající hluk valení pneumatiky, srovnatelné s uzavřenými asfaltovými povrchy. Trvanlivost úrovně hluku je výhodou navíc, kterou cementobetonové kryty mají.
V městských oblastech se smíšenou dopravou (osobní vozidla, autobusy, dodávky, atd.) s proměnlivou rychlostí je hluk vznikající valením pneumatiky sekundární. Opatření v oblasti řízení dopravy mohou poskytnout lepší řešení ke snížení hluku v životním prostředí.
„Betonový povrch příští generace“ je slibná technologie s významným snížením hluku, což je potvrzeno měřeními. První testování ukázalo snížení hluku až 6 dB(A) ve srovnání s existujícími povrchy cementobetonových krytů v případě lehkých vozidel, při měřeních prováděných metodou SPB i CPX.
Nakonec je třeba pamatovat na to, že hluk není jediným kritériem pro navrhování krytů vozovek. Důležitost hlučnosti by měla být definována v závislosti na kontextu a podmínkách životního prostředí. Bezpečnost silnice a s tím úzce spojené protismykové vlastnosti zůstávají prioritou. Aby byla volba krytu provedena správně, je třeba provést celkové hodnocení, při kterém se bude brát v úvahu trvanlivost, náklady na životní cyklus a vlastnosti povrchu.

ODKAZY

1. G. van Blokland, B. Peeters (M+P Consulting engineers, Nizozemí). Modelling the noise emission of road vehicles and results of recent experiments. Příspěvek na konferenci Inter-Noise 2009 Conference, Ottawa, Canada, 23-26 August 2009.

2. M. Haider (Austrian Institute of Technology, Vienna, Austria). Investigation and classification of low-noise concrete roads. Příspěvek na 11th International Symposium on Concrete Roads, Seville, 13-15 October 2010.

3. M. Briessinck (AWV), L. Rens (FEBELCEM). Oppervlakkenmerken van hedendaagse betonverhardingen (Surface characteristics of today's concrete pavements). Příspěvek na Belgian Road Congress, Gent, Belgium, September 2009.

4. R.O. Rasmussen (The Transtec Group, U.S.), T.R. Ferragut (TDC Partners), P.D. Wiegand (National Concrete Pavement Technology Center). Comparative measurements of tire/pavement noise in Europe and the United States : NITE II. Příspěvek na 37th International Congress and Exposition on Noise Control Engineering, Šanghaj, Čína, říjen 2008.

5. S. Riffel (Heidelberg Cement AG, Leimen, Germany). CRCP with ground texture – Experiences and results of the „Geseke access road“ pilot project. Příspěvek na 12th International Symposium on Concrete Roads, Praha, 23.-26. září 2014.

6. R.O. Rasmussen, R.J. Bernhard, U. Sandberg, E.P. Mun. The little book of quieter pavements. The Transtec Group, Zpráva č. FHWA-IF-08-004, červenec 2007.

7. C. Caestecker (AWV, Belgium). Test sections of noiseless cement concrete pavements. Conclusions, Vilvoorde, Belgie, 1999.

8. L. Scofield (ACPA). Development and implementation of the Next Generation Concrete Surface. Závěrečná zpráva, březen 2011.

9. P.E. van Hinthem (Breijn bv.), N. v Deurzen (BetonSon bv.). Denken in modulair bouwen (Thinking in modular construction). Příspěvek na CROW Infradays, Nizozemí, 2012

10. B. Vanhooreweder (Flemish Road Administration), Next Generation Concrete Surface (NGCS) Eindelijk een duurzaam en stil wegdek? (v holandštině) (http://www.silentroads.nl/sites/default/files/symposium2016_ocw/5_NGCS_barbaravanhooreweder.pdf), Prezentace na Silent Road Symposium, Sterrebeek, 2016.



DOSAVADNÍ ZKUŠENOSTI S POUŽITÍM CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU S OBNAŽENÝM KAMENIVEM NA MODERNIZACI A OPRAVÁCH DÁLNIC D1 A D2 Z HLEDISKA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ

LEOŠ NEKULA
MĚŘENÍ PVV – LEOŠ NEKULA
HYBEŠOVA 36, VYŠKOV
MOB.: +420 603 473 054
E-MAIL: L.NEKULA@SEZNAM.CZ

DOSAVADNÍ ZKUŠENOSTI S POUŽITÍM CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU S OBNAŽENÝM KAMENIVEM NA MODERNIZACI A OPRAVÁCH DÁLNIC D1 A D2 Z HLEDISKA PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ

LEOŠ NEKULA, MĚŘENÍ PVV

Od položení prvního pojížděného pokusného úseku dálnice s cementobetonovým krytem s obnaženým kamenivem uplynuly již čtyři roky. Od té doby se tato technologie běžně používá na nově budovaných i na opravovaných úsecích dálnic. V článku jsou popsány zkušenosti z měření protismykových vlastností tohoto povrchu vozovky na dosud položených úsecích při modernizaci dálnice D1 a při opravách dálnic D1 a D2. Článek je také doplněn o výsledky měření cementobetonového krytu s obnaženým kamenivem na nejdéle sledovaném úseku rakouské dálnice A5 Schrick – Eibesbrunn.

ÚVOD

Již od počátku výstavby dálnic v České republice převažovaly cementobetonové kryty (dále CBK). Nejstarší úsek od Prahy po Mirošovice z roku 1971 je již vyměněný za asfaltový povrch, ale druhý nejstarší úsek Brno – Kývalka z roku 1972 slouží dodnes. Následovaly další úseky dálnic D1, D 2, D 5, D 11 a Pražského okruhu R1 (D0). V průběhu času se používaly různé technologie úpravy povrchu CBK, což mělo rozhodující vliv na kvalitu a životnost protismykových vlastností povrchu vozovky. Jsou úseky CBK staré více jak 40 let, které z hlediska protismykových vlastností stále splňují požadavek na provozní způsobilost, ale jsou také úseky, které po několika měsících provozu jsou již hodnoceny jako nevyhovující nebo havarijní stav. Obecně platí, že čím novější úsek CBK, tím rychlejší ztráta protismykových vlastností povrchu vozovky. Proto bylo, na základě zkušeností z pokusných úseků, rozhodnuto při současné modernizaci dálnice D1 a při rekonstrukcích ostatních dálnic používat technologii CBK s obnaženým kamenivem, která také bývá nazývána jako vymývaný nebo vymetený beton. Tato technologie se již delší dobu používá například v Rakousku nebo Německu.

TRADIČNÍ ÚPRAVY POVRCHU CBK

Od začátku výstavby dálnic až do začátku 90-tých let minulého století se povrch nového CBK upravoval příčnou striáží. Tato úprava povrchu CBK vytvořila velmi dobrou mikrotexturu i makrotexturu, a tím i velmi dobré protismykové vlastnosti povrchu vozovky. Příčné rýhování povrchu CBK také plnilo drenážní funkci a rychle odvádělo z povrchu vozovky srážkovou vodu. Protismykové vlastnosti CBK s povrchem upraveným příčnou striáží byly hodnoceny klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré, na některých úsecích i po dobu delší než 40 let.
S postupným nástupem sledování hlukových emisí byla od roku 1992 příliš hlučná úprava příčnou striáží nahrazena technologií úpravy povrchu CBK taženou jutou. Tažená juta vytváří na povrchu CBK dobrou mikrotexturu, ale většinou nevyhovující makrotexturu (obrázek 1). Navíc podélné rýhování znesnadňuje odtok srážkové vody, takže oproti úpravě příčnou striáží je na povrchu CBK vyšší vrstva vody, která zvyšuje nebezpečí smyku nebo aquaplaningu. První úseky dálnic s povrchem CBK upraveným taženou jutou měly ještě dobré hodnocení protismykových vlastností, většinou i po delší době provozu hodnocení neklesalo pod požadovaný klasifikační stupeň 3 – vyhovující. S postupem času a se zhoršující se kvalitou betonů, hlavně jejich odolnosti proti otěru, se povrch CBK upravený taženou jutou rychle vyhlazuje a jeho protismykové vlastnosti klesají až do hodnocení klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav (obrázek 2). V posledních letech se ztráta makrotextury i mikrotextury povrchů CBK zrychlila natolik, že nevyhovujícího hodnocení dosahovaly již po několika měsících provozu.

Obrázek 1) Povrch CBK upravený taženou jutou



Obrázek 2) Povrch CBK upravený taženou jutou po 5 letech provozu



Proto byly podniknuty pokusy zlepšit povrchovou úpravu při pokládce CBK. Byly vyzkoušeny další technologie, jako například větší gramáž tažené juty, kokosová geotextilie, umělý trávník nebo příčné drážkování s negativní texturou. I když některé technologie vytvořily na novém povrchu CBK velmi dobrou makrotexturu i mikrotexturu, a počáteční protismykové vlastnosti byly hodnoceny klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré, tak jejich životnost byla velmi krátká, během několika měsíců, maximálně do 1 roku, došlo k rychlému vyhlazení a poklesu hodnocení protismykových vlastností povrchu vozovky až na klasifikační stupně 4 – nevyhovující nebo 5 – havarijní stav. Příčinou je zhoršující se kvalita betonů, hlavně jejich odolnost proti ohlazení.

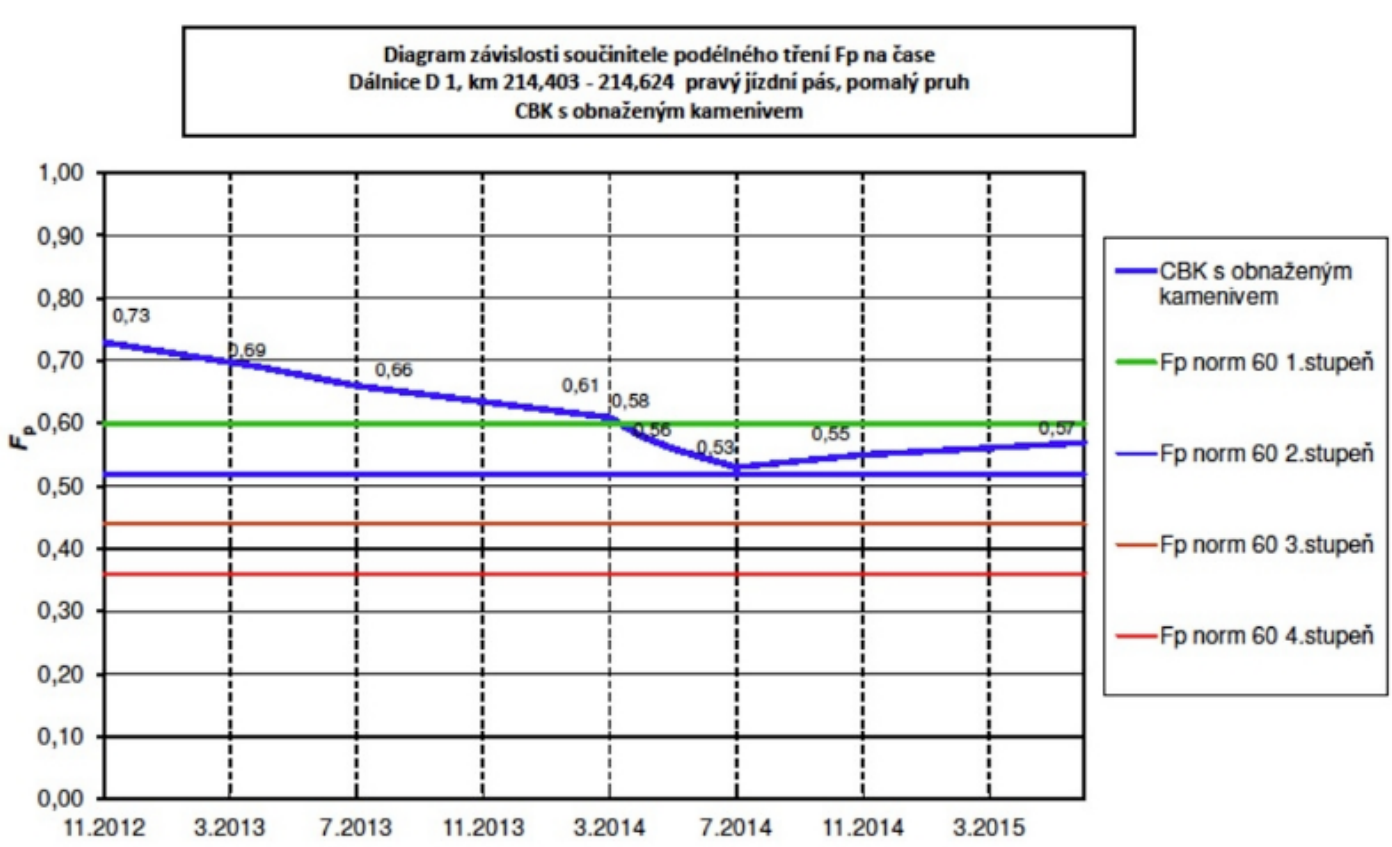
CBK S OBNAŽENÝM KAMENIVEM

Na základě zahraničních zkušeností bylo v roce 2009 rozhodnuto poprvé vyzkoušet technologii úpravy povrchu CBK obnažením struktury kameniva. První úsek CBK s obnaženým kamenivem v celé šířce komunikace byl položený v květnu 2012 na rychlostní silnici R 1 „Pražský okruh“. Úsek ale zatím není pojížděný, takže mohly být zjištěny pouze protismykové vlastnosti nového povrchu CBK s obnaženým kamenivem bez možnosti sledovat jeho životnost po zatížení provozem. První měření po důkladném očištění povrchu CBK prokázalo hodnocení klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré protismykové vlastnosti.
První pojížděný pokusný úsek CBK s obnaženým kamenivem byl položen koncem října 2012 v rámci opravy dálnice D 1 v úseku Holubice – Rousínov (obrázek 3). Pokusný úsek je dlouhý 221 m a jeho protismykové vlastnosti byly poprvé měřeny 11 dní po uvedení úseku do provozu. Hodnocení naměřeného součinitele tření Fp = 0,73 bylo vysoko v klasifikačním stupni 1 – velmi dobré protismykové vlastnosti. Na úseku je prováděno pravidelné měření a po 3 letech provozu jsou protismykové vlastnosti v zatíženějším pomalém pruhu hodnoceny klasifikačním stupněm 2 – dobré s tím, že počáteční pokles hodnot součinitele tření Fp se již zastavil a je předpoklad, že úroveň hodnocení protismykových vlastností z dosud posledního měření v prosinci 2015 bude nyní nějakou dobu zachována (graf 1). O tom, jak se bude životnost CBK s obnaženým kamenivem dále vyvíjet rozhodne kvalita ohladitelnosti obnaženého hrubého kameniva.

Obrázek 3) Povrch CBK s obnaženým kamenivem



Graf 1) Diagram závislosti součinitele tření Fp na čase povrchu CBK s obnaženým kamenivem

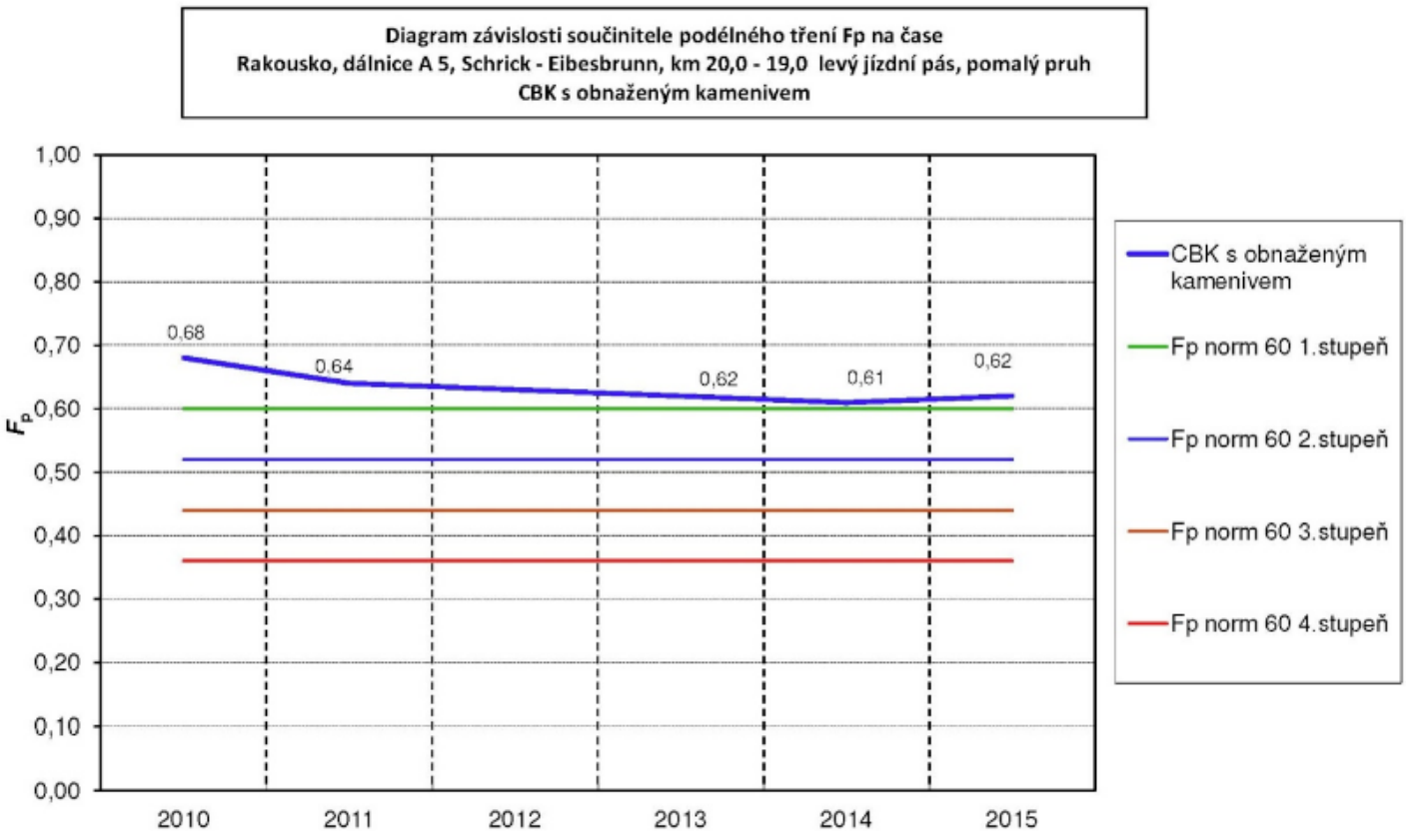


Protože oba provedené úseky prokázaly zvládnutí náročné technologie obnažení kameniva, a pojížděný úsek ukázal i velmi dobré protismykové vlastnosti, bylo rozhodnuto technologii úpravy povrchu CBK obnažením kameniva používat pro následující modernizaci a rekonstrukce dálnic D1 a D2.
Měření protismykových vlastností povrchu CBK s obnaženým kamenivem na všech dosud vybudovaných úsecích dálnic prokázalo hodnocení klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré protismykové vlastnosti, což trvá i po více jak dvou letech provozu.

ZÁVĚR

Nelze zatím hodnotit technologii úpravy povrchu CBK obnažením kameniva z hlediska životnosti protismykových vlastností. V rámci ověřování této technologie jsou dlouhodobě měřeny protismykové vlastnosti na úsecích rakouské dálnice A5 Vídeň – Schrick. V grafu 2 je diagram závislosti součinitele tření Fp na čase úseku dálnice A5 ve staničení km 20 – 21 v zatíženějším pomalém pruhu. Vývoj prokazuje dlouhodobou vysokou úroveň hodnocení protismykových vlastností, i po 5 letech stále klasifikačním stupněm 1 – velmi dobré, což je hodnota požadovaná pro přejímku nového povrchu.

Graf 2) Diagram závislosti součinitele tření Fp na čase povrchu CBK s obnaženým kamenivem na úseku rakouské dálnice A 5



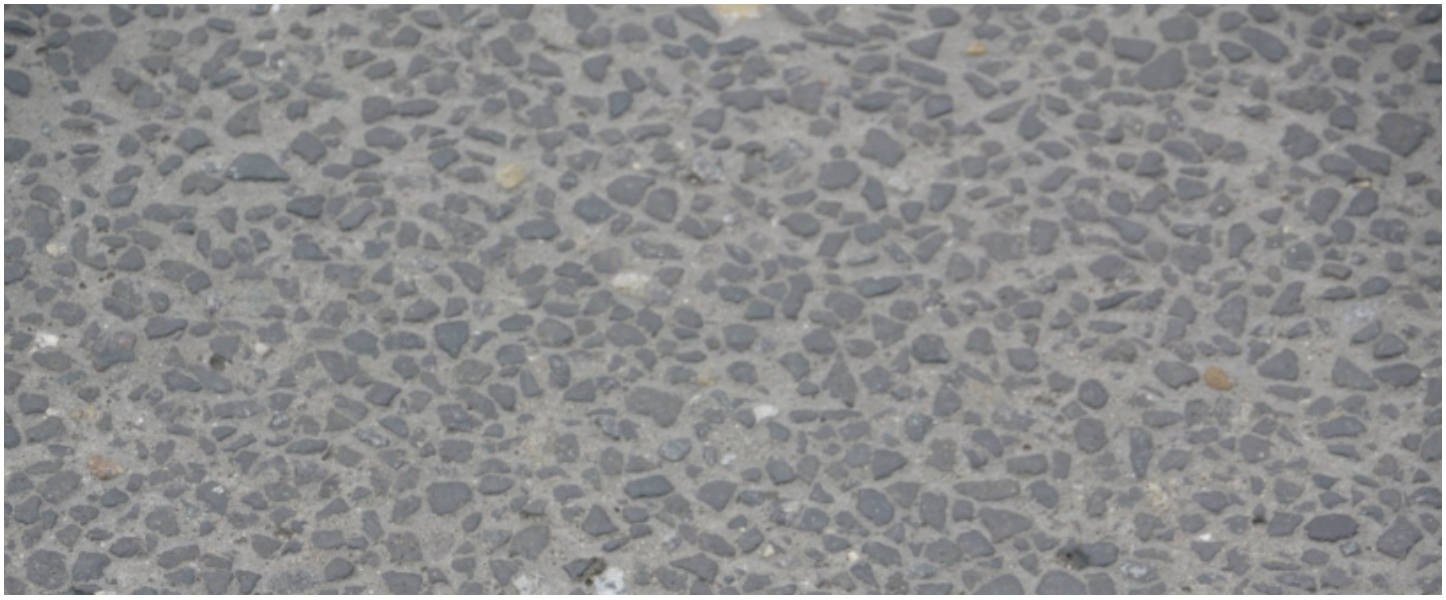
Technologie úpravy CBK obnažením kameniva má však i svá úskalí. Prvním je nedostatečné vymetení povrchové malty a tím neobnažení hrubého kameniva, jak je vidět na obrázku 4. Nedostatečné vymetení způsobí, že na povrchu CBK zůstane vyhlazená cementová malta, která je velmi kluzká s hodnocením protismykových vlastností až klasifikačním stupněm 5 – havarijní stav. Tato situace nastala zatím jen u jednoho rekonstruovaného úseku dálnice D 1 a bylo nutné místa s nevymetenou maltou otryskat paprskem tlakové vody tak, aby byla malta odstraněna a obnaženo hrubé kamenivo. Po opravě byly na povrchu CBK znovu změřeny protismykové vlastnosti a jejich hodnocení již bylo stejné jako u úseků provedených bez závad.

Obrázek 4) Povrch CBK s obnaženým kamenivem s nedostatečně vymetenou povrchovou maltou



Druhým úskalím této technologie je požadavek na kvalitu hrubého kameniva. Protože se při pokládce CBK kamenivo obnaží, jsou požadavky na jeho kvalitu stejné jako u asfaltových povrchů. U CBK jsou požadavky na ohladitelnost hrubého kameniva snad ještě vyšší, protože se CBK používají na nejvíce zatížené komunikace dálnic. Na obrázku 5 je ukázka staršího CBK s obnaženým kamenivem v Rakousku na vídeňském městském okruhu. Na okruhu je v CBK použito čedičové, vápencové a dokonce i těžené kamenivo. Protismykové vlastnosti na těchto površích CBK jsou hodnoceny hluboko v klasifikačním stupni 5 – havarijní stav, a místy jsou srovnatelné s náledím. Podle údajů rakouské policie jsou za mokra na městském okruhu četné dopravní nehody.

Obrázek 5) Povrch CBK s obnaženým kamenivem s malou odolností proti ohlazení (čedič)



Z dosavadních poznatků v Rakousku a Německu, kde se technologie úpravy povrchu CBK obnažením struktury kameniva používá již déle jak 15 let, vyplývá, že při použití kvalitního kameniva s dobrou ohladitelností mohou být dlouhodobě velmi dobré protismykové vlastnosti.
Technologie úpravy povrchu CBK obnažením kameniva byla v letošním roce poprvé také provedena v tunelech Radejčín a Prackovice na dálnici D8. Použití této technologie může vyřešit letitý problém extrémně kluzkých povrchů CBK upravených taženou jutou v dálničních tunelech. Extrémní kluzkost je v tunelech dána nejen vyhlazením povrchu CBK, ale také znečištěním mastnými nečistotami. Ke znečištění vyhlazeného povrchu CBK s nulovou makrotexturou stačí jen minimální množství mastných nečistot a ani čištění povrchu havarijní stav protismykových vlastností nezlepší. Povrch CBK s obnaženým kamenivem má naopak velmi dobrou makrotexturu, do které se mastné nečistoty zatlačují a vyčnívající vrcholky zrn kameniva stále zajišťují požadované hodnocení protismykových vlastností. V momentě, kdy se makrotextura mastnými nečistotami zaplní, je nutné provést očištění povrchu například horkou vodou s detergentem nebo paprskem tlakové vody, a tím obnovit protismykové vlastnosti povrchu CBK na stejné hodnocení, jaké je běžné mimo tunel na stejném povrchu CBK. Periodicita odstranění mastných nečistot bude záležet na intenzitě provozu a bude se muset stanovit pro každý tunel zvlášť.



VYUŽITÍ LABORATORNÍ ZKOUŠKY STANOVENÍ SOUČINITELE TŘENÍ PO OHLAZOVÁNÍ PRO PREDIKCI PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ PŘI NÁVRHU CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU S OBNAŽENÝM KAMENIVEM

NG. PAVLA NEKULOVÁ
ING. JAROSLAVA DAŠKOVÁ, PH.D.
VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ,
FAKULTA STAVEBNÍ, BRNO
NEKULOVA.P@FCE.VUTBR.CZ,
DASKOVA.J@FCE.VUTBR.CZ

LEOŠ NEKULA
MĚŘENÍ PVV, VYŠKOV
L.NEKULA@SEZNAM.CZ

VYUŽITÍ LABORATORNÍ ZKOUŠKY STANOVENÍ SOUČINITELE TŘENÍ PO OHLAZOVÁNÍ PRO PREDIKCI PROTISMYKOVÝCH VLASTNOSTÍ PŘI NÁVRHU CEMENTOBETONOVÉHO KRYTU S OBNAŽENÝM KAMENIVEM - *ING. PAVLA NEKULOVÁ, ING. JAROSLAVA DAŠKOVÁ, PH.D., VUT V BRNĚ, LEOŠ NEKULA, MĚŘENÍ PVV*

Příspěvek se zabývá zkušební metodou stanovení součinitele tření po ohlazení, která je popsána v normě ČSN EN 12697-49. Tato norma je sice součástí řady norem pro zkoušení asfaltových směsí, ale výsledky uvedené v článku dokazují, že je využitelná i pro cementobetonové kryty. V rámci výzkumných projektů TA02030479 a TA01031562 byly dlouhodobě měřeny protismykové vlastnosti povrchu vozovky na vybraných úsecích s cementobetonovým krytem s různou úpravou povrchu. Z úseků byly také odebírány vývrty, na kterých se prováděla zkouška stanovení součinitele tření po ohlazení. Výsledky vývoje součinitele podélného tření F_p měřeného na vozovce byly srovnány s laboratorní predikcí protismykových vlastností – součinitelem tření po ohlazování μ_{FAP}. Byl stanoven přepočetní vztah mezi součinitelem tření F_p a součinitelem tření po ohlazení μ_{FAP} a také vztah mezi skutečným dopravním zatížením na měřených úsecích a jeho laboratorní simulací pomocí cyklů ohlazování.

ÚVOD

Význam kvality protismykových vlastností povrchu vozovky na bezpečnost provozu byl již několikrát prokázán [1][2]. Proto je tento parametr stále častěji sledován jak na nových vozovkách, tak na již provozovaných. Především na dálnicích bývá požadováno měření protismykových vlastností povrchu vozovky i na konci záruční doby. Na úsecích s vysokým dopravním zatížením nákladními vozidly bývá obtížné dodržet požadovanou kvalitu povrchu vozovky na konci záruční doby, proto by bylo výhodné ověřit životnost protismykových vlastností povrchu vozovky už při jejím návrhu, což umožňuje laboratorní zařízení pro měření součinitele tření po ohlazení.

STANOVENÍ SOUČINITELE TŘENÍ PO OHLAZENÍ

Zařízení pro stanovení součinitele tření po ohlazení a postup zkoušky je popsán v normě ČSN EN 12697-49 Asfaltové směsi – Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka – Část 49: Stanovení součinitele tření po ohlazení [3]. Podle normy je zkouška sice určena pro asfaltové směsi, ale v praxi byla ověřena její využitelnost i pro cementobetonové kryty a pro zkoušení ohladitelnosti kameniva.

Zkouška se skládá ze dvou fází – ohlazování povrchu vzorku a měření součinitele tření, které se střídají až do dosažení potřebného ohlazení povrchu. Zkoušeny mohou být vývrty z vozovky o průměru 225 mm (obrázek 1) nebo vzorky připravené v laboratoři. Většina dat prezentovaných v článku byla změřena na zařízení Wehner/Schulze TU ve Vídni (obrázek 2).

Obrázek 1) Vývrty z betonové vozovky s povrchem s obnaženým kamenivem



Obrázek 2) Zařízení Wehner/Schulze TU ve Vídni, ohlazovací hlava (vpravo nahoře), měřicí hlava (vpravo dole)



U vývrtů z cementobetonových krytů je zkouška obvykle zahajována procesem ohlazování, protože nový povrch má obvykle velmi vysoký součinitel tření a mohlo by dojít k poškození kluzných patek na měřicí hlavě. Ohlazování je prováděno pomocí tří komolých pryžových kuželíků, které přejíždějí po povrchu vzorku. Současně je na vzorek dávkována směs křemenné moučky a vody. Jeden cyklus ohlazování obvykle znamená 90 000 pojezdů kuželíky, ale lze zvolit i jiný postup.

Po ohlazení následuje měření součinitele tření povrchu vzorku, které je prováděno pomocí hlavy se třemi kluznými patkami daných vlastností. Hlava je roztočena tak, aby ve stopě patek bylo dosaženo rychlosti 100 km/h a poté je spuštěna na povrch vzorku se statickým zatížením 253 N. Hlava není již dále roztáčena a je brzděna třením vznikajícím mezi povrchem vzorku a kluznými patkami. Po celou dobu brzdění je snímán součinitel tření, ale podle normy je výsledkem jeho hodnota při rychlosti 60 km/h označovaná jako μ_m. Před každým měřením na vzorku a znovu po měření je ověřena funkce zařízení zjištěním součinitele tření povrchu kontrolní skleněné desky. Tyto hodnoty slouží také ke korekci μ_m podle rovnice:

$$\mu_{FAP}=\mu_m-\mu_{km}+\mu_{ref}$$

kde: μ_{FAP} je korigovaný součinitel tření pro jednotlivé měření,
μ_m součinitel tření při rychlosti 60 km/h,
μ_{km} průměr z hodnot součinitele tření naměřených na referenčním povrchu před a po měření na vzorku,
μ_{ref} známá hodnota součinitele tření na referenčním povrchu.

Výsledkem zkoušky je graf závislosti součinitele tření na počtu pojezdů kuželíky.

VZTAH MEZI LABORATORNÍ PREDIKCÍ SOUČINITELE TŘENÍ A MĚŘENÍM NA VOZOVCE

Protismykové vlastnosti povrchu vozovky jsou charakterizovány součinitelem podélného tření F_p, který je zjišťován

přímo za provozu dynamickými měřicími zařízeními. Vlastnosti těchto měřicích zařízení jsou samozřejmě odlišné od laboratorního systému pro zjištění součinitele tření po ohlazení, např. různý přítlak na měřicí kolo/hlavu, jiný materiál měřicí pneumatiky/kluzných patek atd. Proto není možné přímo srovnávat hodnoty získané v laboratoři a na vozovce. V rámci výzkumného projektu byl stanoven přepočetní vztah mezi μFAP a Fp, aby bylo možné laboratorní predikci součinitele tření uplatnit v praxi.

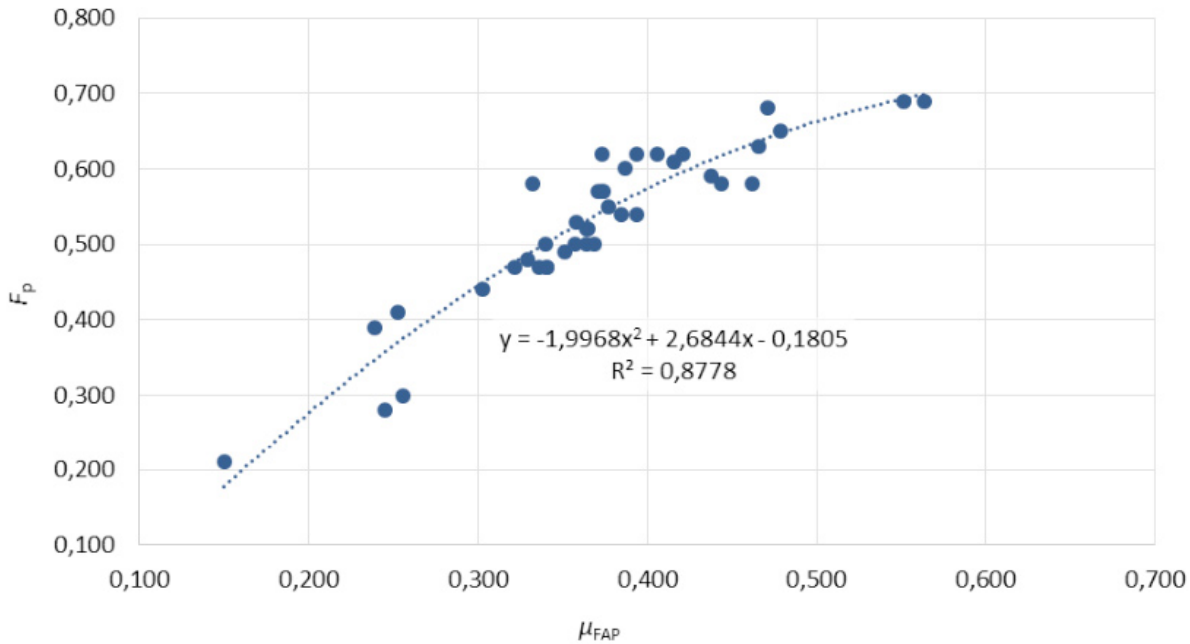
Pro stanovení vztahu mezi měřeními na vozovce a v laboratoři bylo odebráno celkem 36 vývrtů z vozovek s různým povrchem (ACO, SMA, CB kryt s obnaženým kamenivem). Tyto typy povrchů je možné vzájemně srovnávat, protože mají podobné vlastnosti – textura povrchu je ve všech směrech stejná a protismykové vlastnosti jsou nejvíce ovlivněny obnaženým hrubým kamenivem. Betonové vozovky s povrchem texturovaným v jednom směru (příčná striáž, tažená juta atd.) musely být ze srovnání vyřazeny. Pneumatika měřicího zařízení vždy přejíždí kolmo nebo podélně vůči vytvořené textuře, zatímco laboratorní měřicí hlava rotuje, a proto je její pohyb vzhledem k textuře odlišný (obrázek 3). V grafu 1 je uvedeno srovnání součinitele tření μFAP měřeného na neohlazených vývrtech z vozovek a součinitele podélného tření Fp zjištěného přímo na vozovkách dynamickým měřicím zařízením TRT. Body v grafu byly proloženy polynomem 2. stupně. Původně byl používán lineární vztah, ale odběrem vývrtů z vozovek s nižší kvalitou protismykových vlastností povrchu byla prokázána jeho nepřesnost. Výsledkem srovnání je následující rovnice:

$$Fp=-1{,}9968*\mu^2_{FAP}+2{,}6844*\mu_{FAP}-0{,}1805$$

Obrázek 3) Vývrt z betonové vozovky s povrchem upraveným jutou a vyznačenou stopou kluzných patek

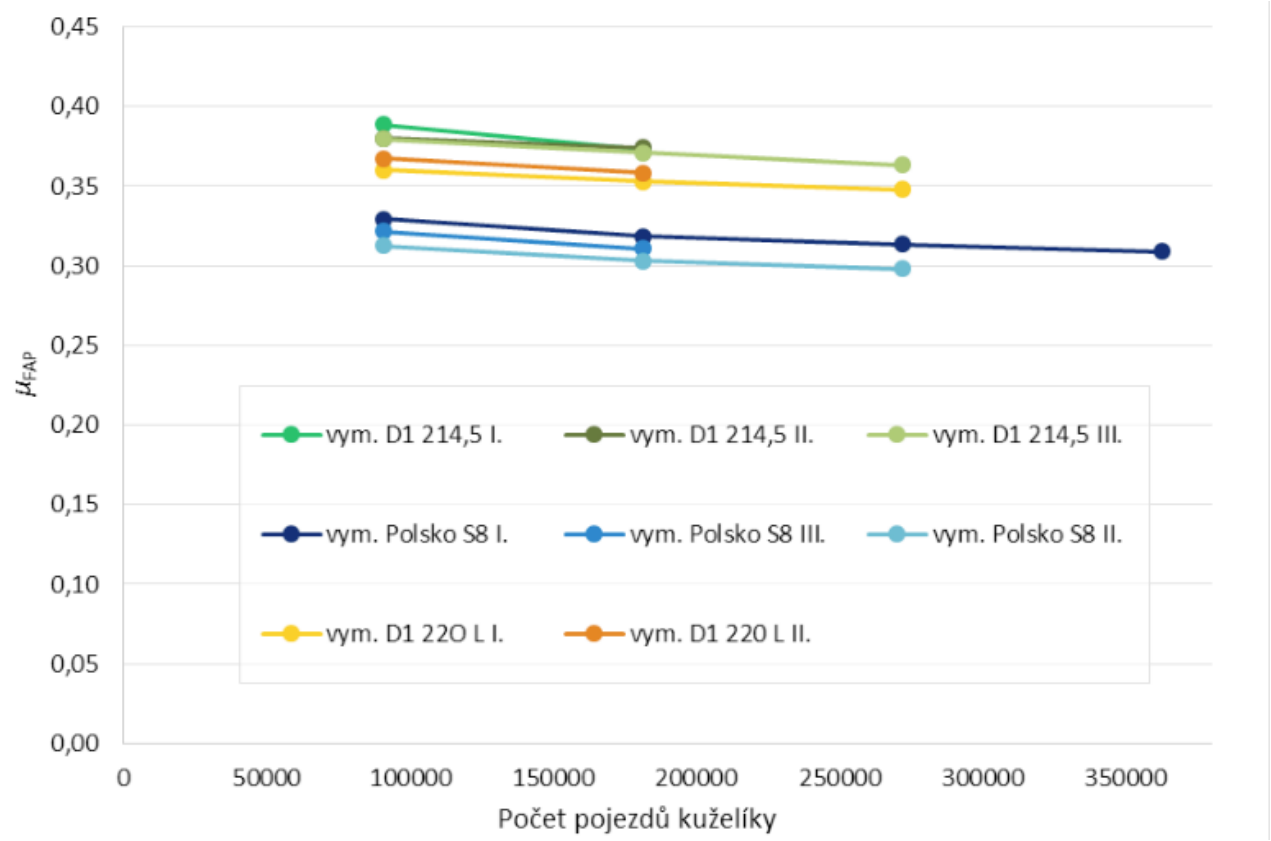


Graf 1) Vztah mezi hodnotami μ_{FAP} a F_p

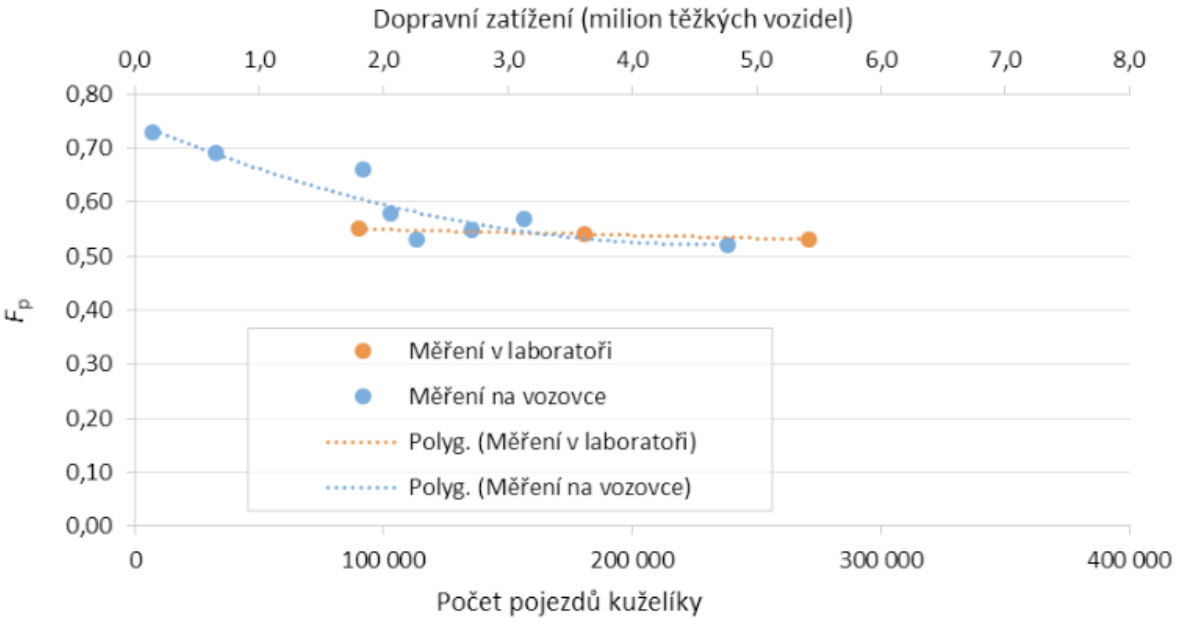


Z betonových vozovek s povrchem s obnaženým kamenivem bylo odebráno celkem osm vývrtů a ty byly ohlazeny v laboratoři. Vývoj součinitele tření jejich povrchu v závislosti na počtu pojezdů ohlazovacími kuželíky je zobrazen v grafu 2. Ve vozovce na dálnici D1 bylo použito kamenivo rula (PSV 55), zatímco na polské silnici S8 granodiorit (PSV přibližně 51). Vyšší hodnota součinitele tření povrchu vývrtů z dálnice D1 tedy odpovídá použitému kamenivu. Vývrty z dálnice D1 z km 214,5 byly také použity pro srovnání predikce součinitele tření v laboratoři s reálným vývojem součinitele podélného tření měřeného pravidelně přímo na vozovce. Hodnoty μFAP byly přepočteny na Fp pomocí vztahu z grafu 1. Vzájemné srovnání vývoje obou součinitelů tření je uvedeno v grafu 3. Hodnoty jsou vztaženy jak k počtu pojezdů kuželíky, tak k dopravnímu zatížení na úseku dálnice. Z grafu je zjevné, že křivky nemají úplně stejný průběh. Součinitel tření povrchu vývrtu nemohl být změřen před ohlazením, protože by došlo k poškození kluzných patek. Také řada měření na vozovce zatím není dostatečně dlouhá (poslední měření bylo v červnu 2016). Přesto dává laboratorní měření přibližnou představu o vývoji kvality protismykových vlastností povrchu vozovky.

Graf 2) Vývoj součinitele tření po ohlazení μ_{FAP} u vývrtů z betonových vozovek

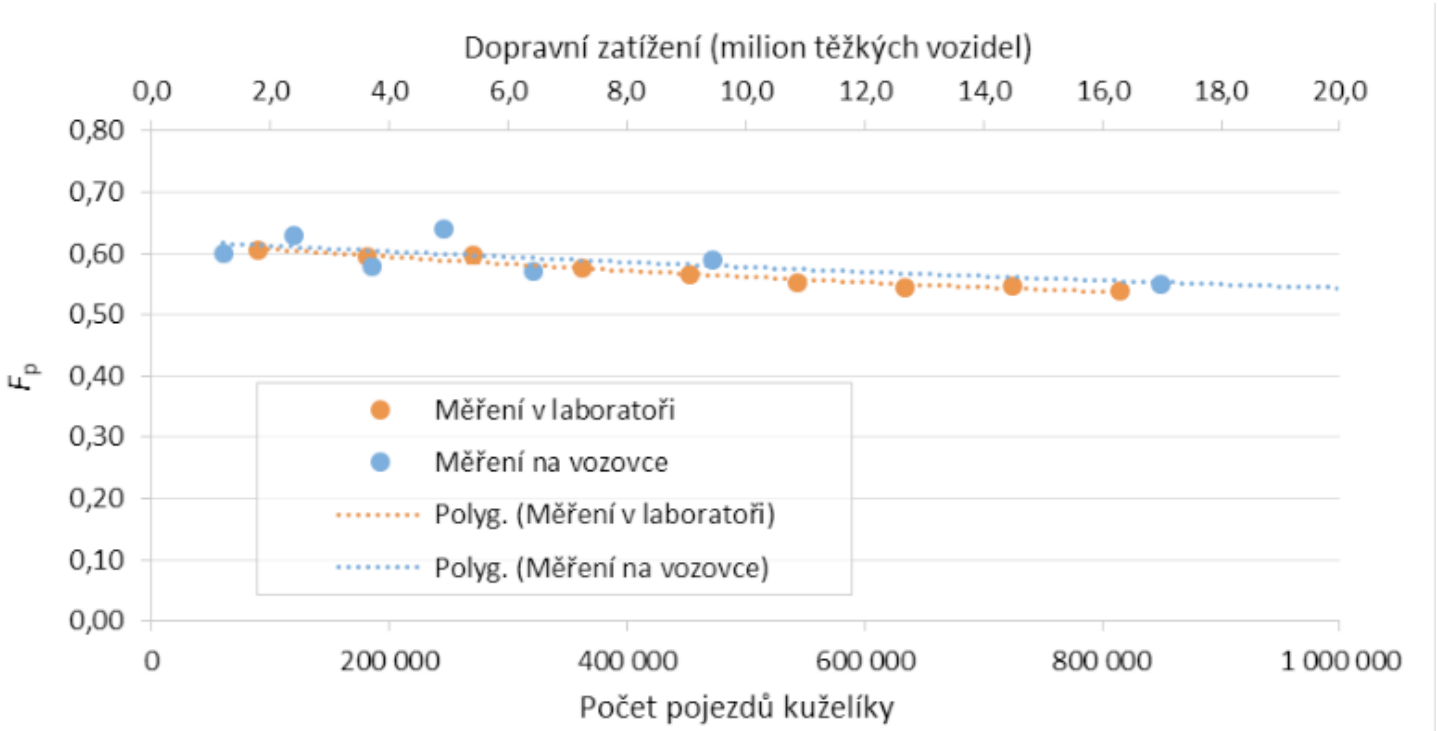


Graf 3) Srovnání laboratorní predikce součinitele tření s daty získanými přímo na vozovce

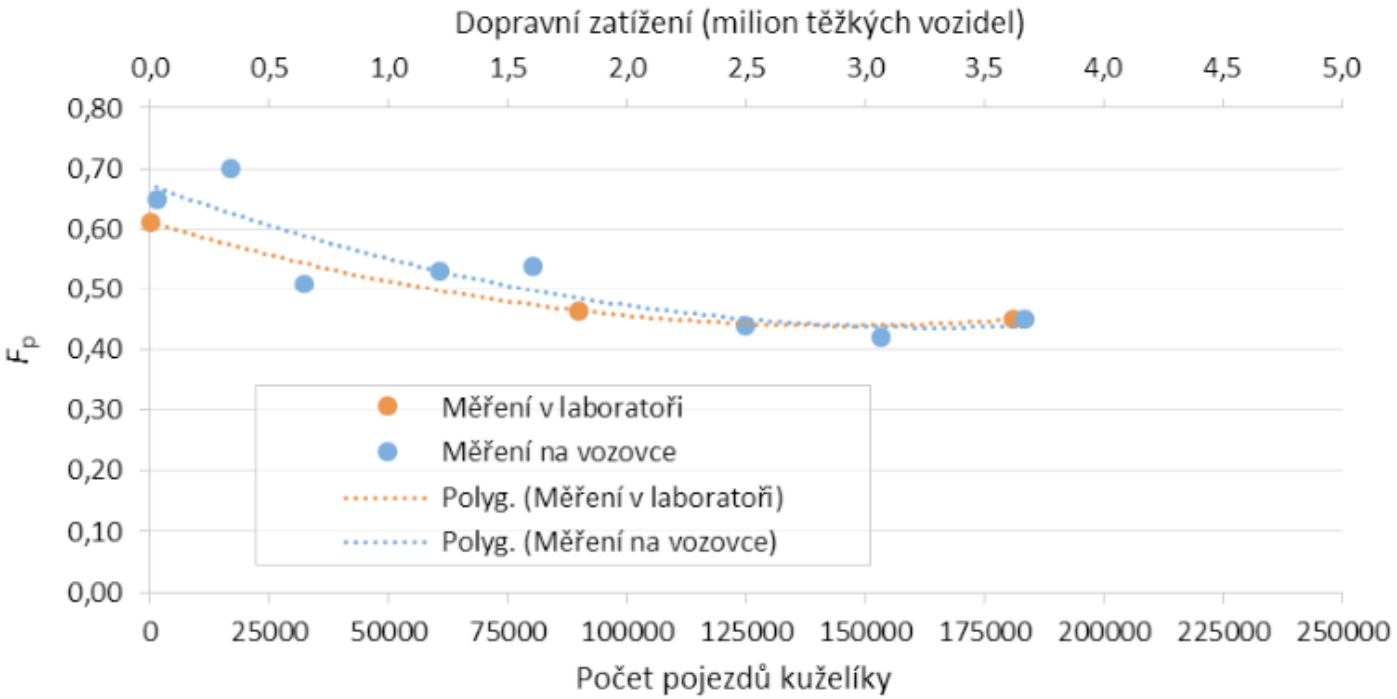


Vývoj součinitele tření byl sledován také na asfaltových vozovkách, pro které bylo k dispozici větší množství dat. Ukázky srovnání laboratorní predikce a skutečného vývoje součinitele tření na vozovce jsou v grafech 4 a 5.

Graf 4) Srovnání laboratorní predikce součinitele tření s daty získanými přímo na vozovce (SMA 11, kamenivo droba)



Graf 5) Srovnání laboratorní predikce součinitele tření s daty získanými přímo na vozovce (ACO 16, kamenivo žula)



Z vzájemného srovnání vývoje součinitele tření v laboratoři a na vozovce byl také odvozen vztah mezi počtem pojezdů kuželíky a dopravním zatížením:

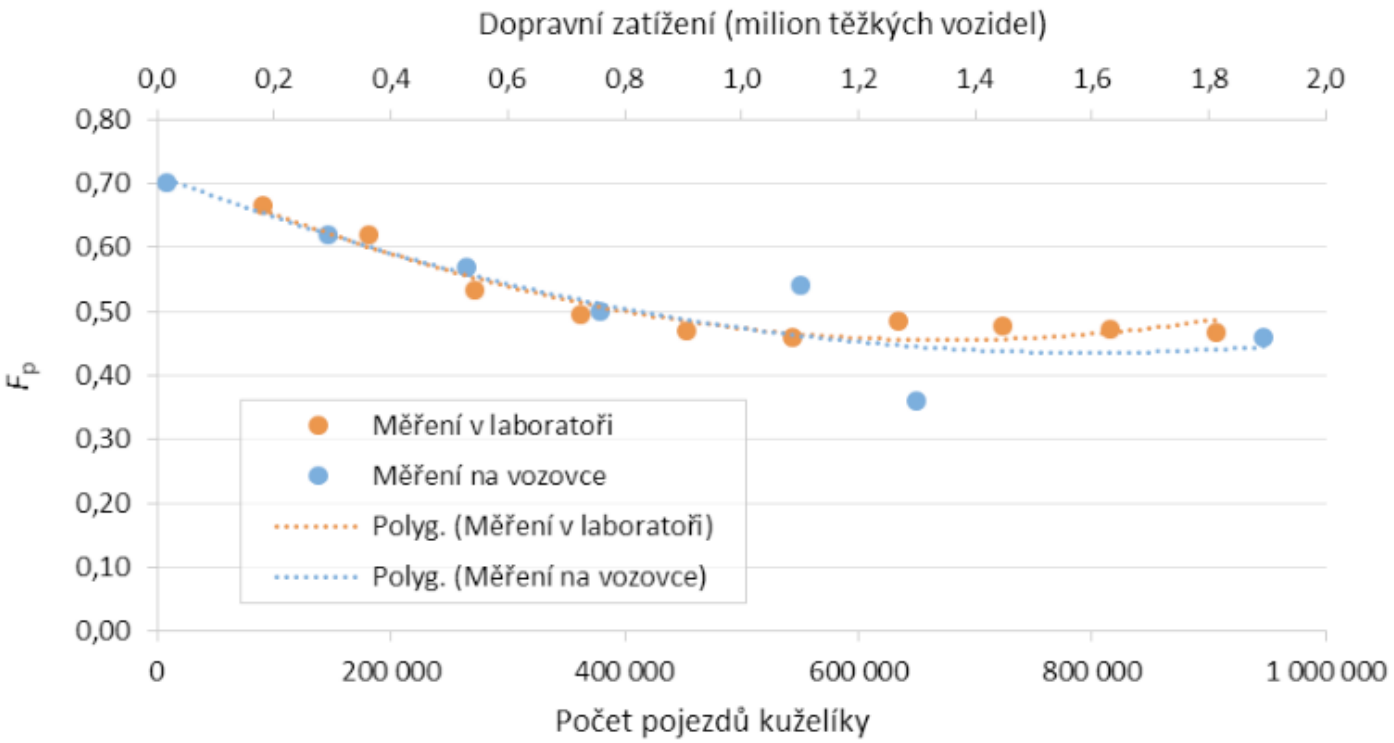
N=k*HV

kde: N je počet pojezdů kuželíky,
HV dopravní zatížení vyjádřeno jako počet těžkých vozidel,
k koeficient odvozený z porovnání laboratorních dat s měřením na vozovce, k = 0,05.

Součinitel tření byl dlouhodobě sledován také na betonových vozovkách texturovaných pomocí juty. I když laboratorní

predikce protismykových vlastností je velmi blízká skutečnému vývoji na vozovce, tak z grafu 6 je patrné, že vztah mezi počtem pojezdů kuželíky a dopravním zatížením je zcela odlišný od předchozích srovnání.

Graf 6) Srovnání laboratorní predikce součinitele tření s daty získanými přímo na vozovce (CB kryt, tažená juta)



ZÁVĚR

Výsledky prezentované v článku potvrzují souvislost mezi laboratorní predikcí součinitele tření a skutečným vývojem součinitele podélného tření povrchu vozovky dlouhodobě měřeného dynamickým měřicím zařízením. Byl stanoven vztah mezi μFAP a Fp a také mezi počtem pojezdů ohlazovacích kuželíků a skutečným dopravním zatížením. Výsledek srovnání se blíží závěrům zahraničního výzkumu [4] [5]. Rozdíl je daný odlišným měřicím zařízením použitým ke sledování součinitele tření na vozovce a také jiným přístupem k vyhodnocení dopravního zatížení. Proto je nutné provést toto srovnání zvlášť pro každé měřicí zařízení a metodiku sčítání dopravy.

V rámci projektů byly zkoušeny především vývrty z vozovek. Příprava laboratorních vzorků pro návrh betonových vozovek je obtížnější než u asfaltových směsí, ale není nemožná. Na Technické univerzitě ve Vídni probíhá výzkum, jehož předmětem je právě výroba laboratorních vzorků s povrchem s obnaženým kamenivem. Nezbytná je spolupráce se zhotovitelem kvůli přesnému postupu při výrobě zkušebních vzorků. V laboratoři VUT v Brně byly vyráběny pouze vzorky texturované tažením juty. Vývoj součinitele tření jejich povrchu odpovídal měřením součinitele tření po ohlazení na vývrtech z vozovek s obdobnou povrchovou úpravou.

PODĚKOVÁNÍ

Tento výsledek byl získán za finančního přispění Technologické agentury ČR, projekty TA02030479 [6] a TA01031562 [7].

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

[1] Kudrna, J., Halásková, J., Mališ, L.. Vliv protismykových vlastností povrchů vozovek na nehodovost. AV '07, Konference Asfaltové Vozovky 2007, 27. - 28. listopadu 2007, České Budějovice, 2007. ISBN 9788090392502, ISSN 978-80-903925-0-2.

[2] Kudrna, J., Dašková, J., Nekula, L., Mališ, L., Urbanec, K. Snížení dopravní nehodovosti v ČR je úspěchem nebo neúspěchem? Silnice Železnice. Ostrava: KONSTRUKCE Media, s.r.o., 2011, roč. 6, č. 2, s. 37-45. ISSN: 1801- 822X.

[3] ČSN EN 12697-49 Asfaltové směsi – Zkušební metody pro asfaltové směsi za horka – Část 49: Stanovení součinitele tření po ohlazení. Srpen 2014.

[4] Do, M. T., Kane, M., Cerezo, V. Laboratory test methods for polishing asphalt surfaces and predicting their skid resistance. TRB 92nd Annual Meeting (Transportation Research Board), Leden 2013, Francie. 16 s.

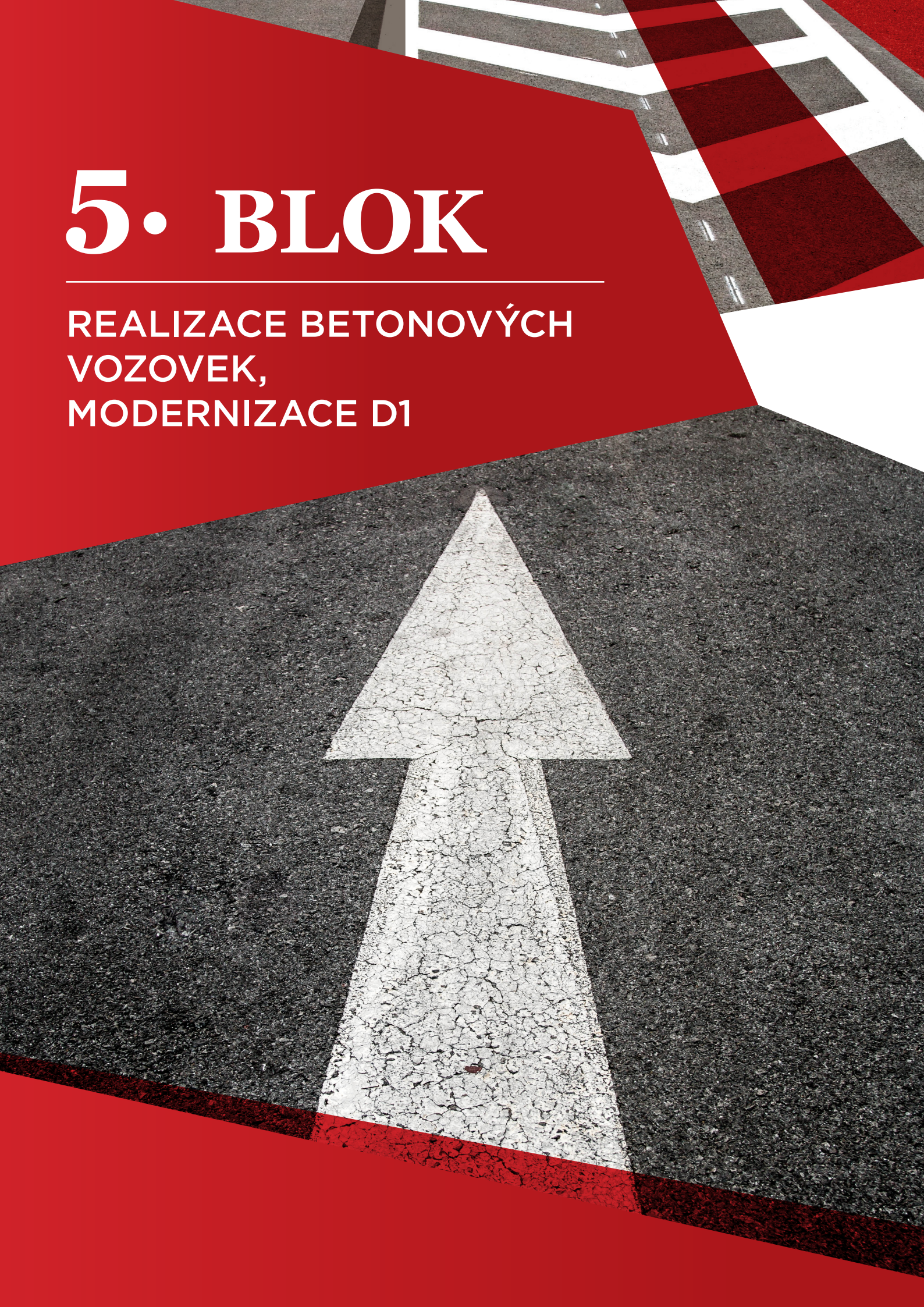
[5] Do, M. T., Tang, Z., Kane, M., de Larrard, F. Laboratory Test Method for The Prediction of the Evolution of Road Skid-Resistance with Traffic. 6th Symposium on Pavement Surface Characteristics, Portoroz, Slovenia. Říjen 20-22 2008.

[6] TA02030479 Zavedení zrychlené laboratorní metody podle prEN 12697-49 k měření protismykových vlastností povrchu vozovek a jejich vývoje v závislosti na dopravním zatížení pro snížení nehodovosti a prodloužení životnosti obrusných vrstev. Poskytovatel: Technologická agentura České republiky (TA ČR), Hlavní příjemce: Vysoké učení technické v Brně/Fakulta stavební, Spoluřešitelé: Consultest s.r.o., Měření PVV – Leoš Nekula, Pragoprojekt a.s. Období řešení projektu: 2012 – 2016.

[7] TA01031562 Technologie úprav povrchu cementobetonových krytů pro zvýšení bezpečnosti a snížení hlučnosti silničního provozu. Poskytovatel: Technologická agentura České republiky (TA ČR), Hlavní příjemce: Vysoké učení technické v Brně/Fakulta stavební, Spoluřešitelé: Consultest s.r.o., Skanska a.s., Měření PVV – Leoš Nekula. Období řešení projektu: 2011 – 2014.

5· BLOK

REALIZACE BETONOVÝCH VOZOVEK, MODERNIZACE D1





ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY CBK V RÁMCI MODERNIZACE D1 A REKONSTRUKCE D2

ING. BOHUSLAV SLÁNSKÝ, PH.D., SKANSKA A.S.
ING. IVO HEJTMAN, HBH PROJEKT SPOL. S R.O.

ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY CBK V RÁMCI MODERNIZACE D1 A REKONSTRUKCE D2

ING. BOHUSLAV SLÁNSKÝ, PH.D., SKANSKA A.S.
ING. IVO HEJTMAN, HBH PROJEKT SPOL. S R.O.

V posledních několika letech se ve velkém měřítku rozběhla modernizace páteřní dálnice D1 mezi Prahou a Brnem a současně rekonstrukce úseků dálnice D2 mezi Brnem a státní hranicí ČR/SR a D1 mezi Brnem a Vyškovem. Tyto typy staveb mají jistě svá technická a organizační specifika částečně rozdílná od novostaveb dálnic s cementobetonovým krytem. Převládá názor, že je zde rozdílný i přístup investora a různých projektových organizací odrážející jejich zkušenosti a individuální přístup. Zkušenosti z výstavby několika úseků těchto staveb by měly v tomto článku vyústit v jednotnější přístup s cílem používání osvědčených postupů a detailů k zajištění co nejdelší životnosti a minimalizaci chyb.

1. ÚVOD

Vozovky s cementobetonovým krytem nacházejí samozřejmě své uplatnění i při modernizaci dálnice D1 mezi Prahou a Brnem a při rekonstrukcích dálnice D2 mezi Brnem a státní hranicí ČR/SR směrem na Bratislavu a také dálnice D1 mezi Brnem a Vyškovem. Cílem tohoto materiálu je jednak zmapovat jednotnost či nejednotnost přístupu při přípravě, projektování a realizaci těchto projektů a dále zhodnotit technická řešení s ohledem na jejich užitné vlastnosti, dlouhodobé chování, životnost a technologii provádění. V některých oblastech také dáváme námět na sjednocení technického řešení nebo detailů a zavedení a používání jednotných předpisů.

2. PRŮZKUM A ZÍSKÁNÍ PODKLADŮ

Abychom mohli seriozně zmapovat situaci a vycházet z rozumně velkého vzorku informací, vyzvali jsme hlavní zhotovitele a projektové organizace k poskytnutí informací o jejich přístupech k technickým řešením, za což jim touto cestou děkujeme. S některými z vás jsme také určité přístupy konzultovali, abychom získali informace o používaných zdrojích, předpisech, vzorech a postupech, případně získali argumenty pro uplatňovaná řešení. Podařilo se nám shromáždit základní informace z pěti úseků modernizace D1 Mirošovice – Kývalka a pěti úseků rekonstrukce D2 Brno – Bratislava, resp. D1 Brno – Ostrava. Níže je v tabulce uveden jejich seznam. U většiny staveb jsme se snažili zachytit i případný vývoj technických řešení v jednotlivých stupních projektové dokumentace (DZS a RDS) a při realizaci.

Pro vůbec technické zvládnutí tak široké problematiky jsme se zaměřili pouze na vybrané a nejvíce diskutované okruhy a to:
- Spárořez (rozměry desek) a tloušťka CB vozovky
- Spáry v CB vozovce, těsnění, dilatační spáry
- Ukončení CB vozovky a navázání na AB vozovku

Tabulka 1) Přehled staveb zahrnutých do vyhodnocení

D1 MODERNIZACE - ÚSEK 05, EXIT 41 ŠTERNOV - EXIT 49 PSÁŘE
D1 MODERNIZACE - ÚSEK 09, EXIT 66 Loket - EXIT 75 Hořice
D1 MODERNIZACE - ÚSEK 14, EXIT 104 Větrný Jeníkov - EXIT 112 Jihlava
D1 MODERNIZACE - ÚSEK 21, EXIT 153 Lhotka - EXIT 162 Velká Bíteš
D1 MODERNIZACE - ÚSEK 25, EXIT 178 Ostrovačice - EXIT 182 Kývalka
Rekonstrukce CB vozovky D1 km 48,590-56,119 vpravo
Rekonstrukce CB vozovky D2 km 19,2-24,4 vpravo
Rekonstrukce CB vozovky D2 km 24,3-18,4 vlevo
Rekonstrukce CB vozovky D2 km 28,4 - 42,7 vpravo
Rekonstrukce CB vozovky R35 Nemilany - Přáslavice

Zároveň jsme si zrekapitulovali používané předpisy, technické normy, vzory, ze kterých se vychází při přípravě a realizaci projektů s vozovkami s cementobetonovým krytem. Jejich výčet je uveden v seznamu použité literatury. Zde jsme se mimo jiné snažili i o zhodnocení, zda si ve vybraných oblastech používané předpisy výrazně neodporují, případně jak velkou volnost nechávají při projektování a realizaci.

3. ANALÝZA A VYHODNOCENÍ PODKLADŮ

Po analýze a vyhodnocení sebraných informací o projektech jsme dospěli k průběžnému závěru, že očekávaná roztříštěnost technických řešení se nepotvrdila a většina případů je řešena velmi podobně. Samozřejmě úroveň projektové dokumentace může být rozdílná s ohledem na zkušenosti projektanta a projektové organizace. Je to dáno jednak snahou o sjednocení zaužívaných a ověřených technických řešení přímo ze strany investora, tedy ŘSD ČR prostřednictvím

rezortních případně interních předpisů, ať už závazných či doporučených, s obecnou platností (Technické podmínky, vzorové listy) či závazné jen pro určitou typově společnou skupinu projektů (např. Výkresy opakovaných řešení pro projekty modernizace D1 Mirošovice – Kývalka), které jsou nakonec s výhodou využívány i pro ostatní projekty, zejména pro rekonstrukce. Dá se tedy konstatovat, že existuje poměrně široká škála užitečných podkladů, které lze pro projektování a realizaci projektů rekonstrukcí dálnic s vozovkou s cementobetonovým krytem použít. Nicméně na základě zkušeností z modernizace dálnice D1 a z dalších staveb by bylo nanejvýš vhodné používané předpisy nadále doplňovat a zpřesňovat.

4. ZHODNOCENÍ JEDNOTLIVÝCH TECHNICKÝCH ŘEŠENÍ

Přesto, že se nenaplnila obava z roztříštěnosti technických řešení, dovolíme si zde shrnout používané detaily a okomentovat je s ohledem na jejich užitné vlastnosti, životnost a technologické konsekvence. Je přeci známo, že užitné vlastnosti celého díla jsou mnohdy určovány technickým řešením detailů a kvalitou jejich provedení.

V dnešní době je již samozřejmostí použití dvouvrstvové technologie pokládky CB krytu (čerstvé do čerstvého) s povrchem s obnaženým kamenivem. Horní vrstva se navrhuje nominálně 50mm. I když u tohoto typu povrchu neplatí podmínka min. tloušťky horní vrstvy 50mm. Vysoké požadavky na vlastnosti použitého kameniva vedou k vysokým nákladům na horní vrstvu, což by mohlo směřovat ke zmenšení její tloušťky, a to by nebylo úplně vhodné z důvodu rizika provibrování velkých zrn kameniva ze spodní vrstvy.

Jak je známo, typ vozovky s nevyztuženým cementobetonovým krytem, který je v podstatě jediným typem CB vozovky používaným na našich dálnicích, vyžaduje vytvoření pravidelného rastru spár pro snížení napětí od objemových změn betonu (smršťování, rovnoměrné a nerovnoměrné změny teplot, apod.). Je to daň, která se projevuje diskontinuitou vozovky a tudíž je potřeba spárám věnovat velkou pozornost jednak při jejich rozmístění, vytvoření a utěsnění.

4.1. UMÍSTĚNÍ SPÁR VE VOZOVCE - SPÁROŘEZ

Rozmístění spár v cementobetonové vozovce musí jednak splňovat geometrické zásady, které vychází empiricky z principů dimenzování tuhých vozovek a dále šířkové uspořádání jízdních pruhů na dálnici, aby nedocházelo ke kolizi s vodorovným dopravním značením (VDZ).

Konkrétně je tedy vzdálenost příčných spár dána tloušťkou CB vozovky (<25-násobek), což by při běžně používaných tloušťkách CB krytu 220-300 mm vycházelo 5,5-7,5m. V praxi se ovšem používají menší vzdálenosti 4-6 m (dle TKP 6 min. 3 m), což je z hlediska namáhání desek a tedy životnosti vozovky příznivější, čemuž odpovídá i v předpisech omezení maximální délky desek na 6,0 m.

Umístění podélných spár respektuje předepsané vzdálenosti od vodorovného dopravního značení (>100mm) a zároveň musí splňovat limit poměru stran cementobetonových desek (<1,5). Dále je potřeba brát v úvahu technologické možnosti rozmístění kluzných trnů v příčných spárách, kde je modul 250 mm přičemž v místě podélné spáry se 1 ks vynechává – z čehož vyplývá, že vzdálenost podélných spár střední (středních) desek musí mít modul 0,25m.

Rozmístění podélných spár ve vazbě na jízdní pruhy a vodorovné dopravní značení je jedna z diskutovaných oblastí, i když existují v podstatě jen dvě základní šířková uspořádání dálnice:
- D 26,5 s šířkou vozovkové desky 10,75 m (0,50+2x3,75+0,25+2,50) s možností uspořádání 2+1 v jednom jízdním pásu při uzavírce poloviny dálnice
- D 27,5 s šířkou vozovkové desky 11,50 m (0,75+2x3,75+0,25+3,00) s možností uspořádání 2+2 v jednom jízdním pásu při uzavírce poloviny dálnice

Šířkové uspořádání D 27,5 se pro stavby modernizace D1 pak modifikuje na 0,50+2x3,75+0,25+3,25 m, aby se pro D 26,5 a D 27,5 sjednotily podvarianty:
- S odbočovacím nebo připojovacím pruhem (0,50+2x3,75+0,25+3,50+0,50) – profil II (šířka vozovky 12,0 m)
- S pruhem pro pomalá vozidla (0,50+3,50+3,75+0,25+3,50+0,50) – profil III (šířka vozovky 11,75 m)
- S připojovacím pruhem na navazujícím na pruh pro pomalá vozidla (0,50+3,50+3,75+0,25+3,50+0,50) – profil IV (šířka vozovky 11,75 m)
- S odbočovacím nebo připojovacím pruhem vedle pruhu pro pomalá vozidla (0,50+3,50+3,75+0,25+3,50+3,50+0,50) – profil V (šířka vozovky 15,25 m)

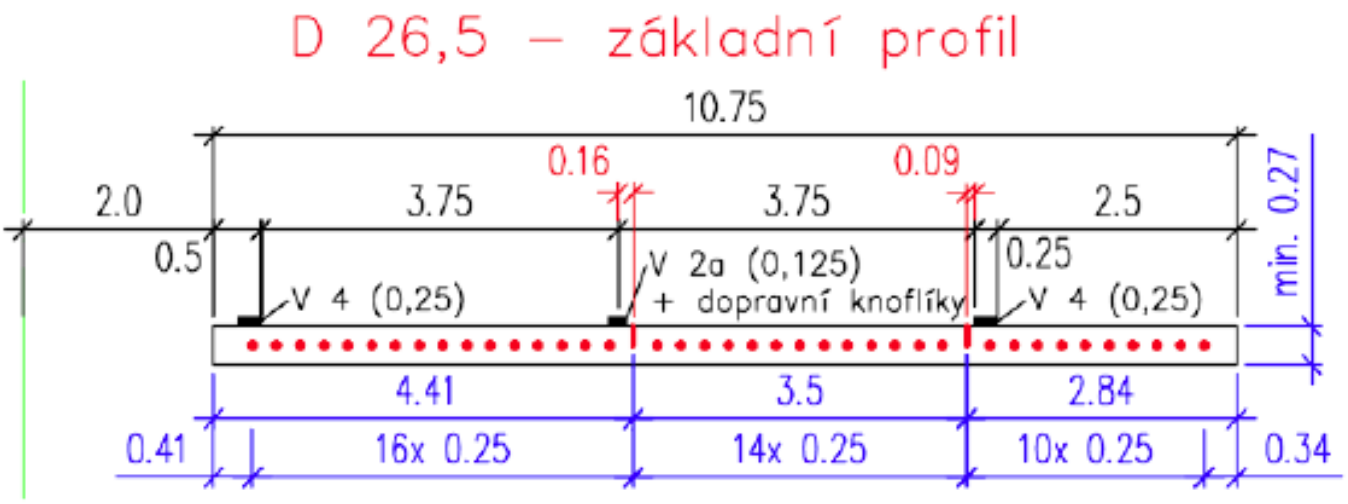
Z hlediska šířky vozovkové desky máme tedy základní šířku 10,75 m, resp. 11,50 m a dále 11,75 m, 12,0 m, příp. 15,25 m. Časté změny šířky vozovkové desky způsobují komplikace při pokládce CB vozovky – je nutné přestavit (přemontovat) šířku bezbočnicového finišeru, což může představovat až několik dnů zdržení na jednu změnu šířky, které je při rekonstrukcích dálnice v uzavírkách krajně nežádoucí. Nabízí se sjednocení šířky vozovkové desky při uspořádání D 27,5 ve volné trase na 12,0 m rozšířením odstavného pruhu o 0,5 m na úkor nezpevněné krajnice (bez rozšíření dálničního tělesa). Vyvolané zvýšení nákladů by přitom nebylo až tak velké (odhad cca 3-5%). Samostatně přibetonované pruhy při změně šířky navíc neumožňují použití dvouvrstvové technologie pokládky CB krytu. To vede k použití směsi pro spodní vrstvu na celou tloušťku, což vylučuje aplikaci obnaženého kameniva na povrchu a použití spíše negativní striáže. Použití směsi pro horní vrstvu pro celou tloušťku není úplně ideální s ohledem na riziko vzniku trhlin z důvodu obsahu pouze malých zrn

kameniva (frakce 4-8). Použití směsi s maximálním zrnem kameniva 11 mm by tuto situaci zlepšilo, přičemž se dá ještě provést vymetení povrchu s obnaženým kamenivem.

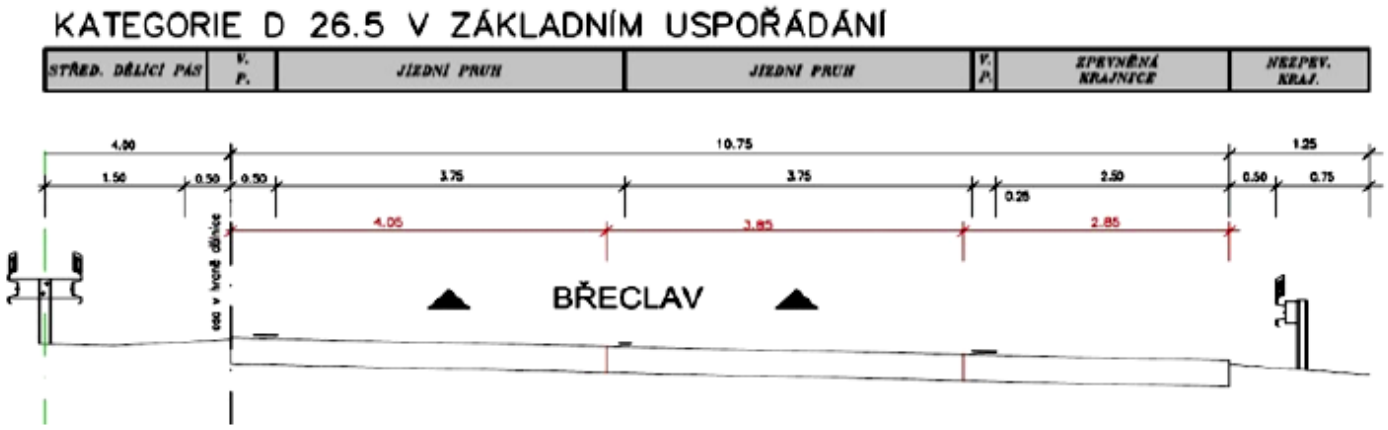
Zavedením všech limitů (vzdálenost od dopravního značení, dodržení poměru stran desek CBK, vzdálenost příčných spár v návaznosti na tloušťku desky a max. délku, rozmístění kluzných trnů, celková šířka vozovky atd.) se oblast možných řešení pro umístění podélných spár velice zužuje. A to v podstatě na dvě varianty:

a) obě podélné spáry uvnitř (na okrajích) pomalého jízdního pruhu (PJP) – pro D 26,5: 4,40+3,50+2,85 m, pro D 27,5: 4,40+3,50+3,60 m
b) levá spára v rychlém jízdním pruhu (RJP) a pravá spára v PJP – pro D 26,5: 4,05+3,75+2,95 m, pro D 27,5: 4,05+3,75+3,70 m

Obr. 1 – Příklad spárořezu pro základní profil D 26,5 var a)



Obr. 2 – Příklad spárořezu pro základní profil D 26,5 var b)



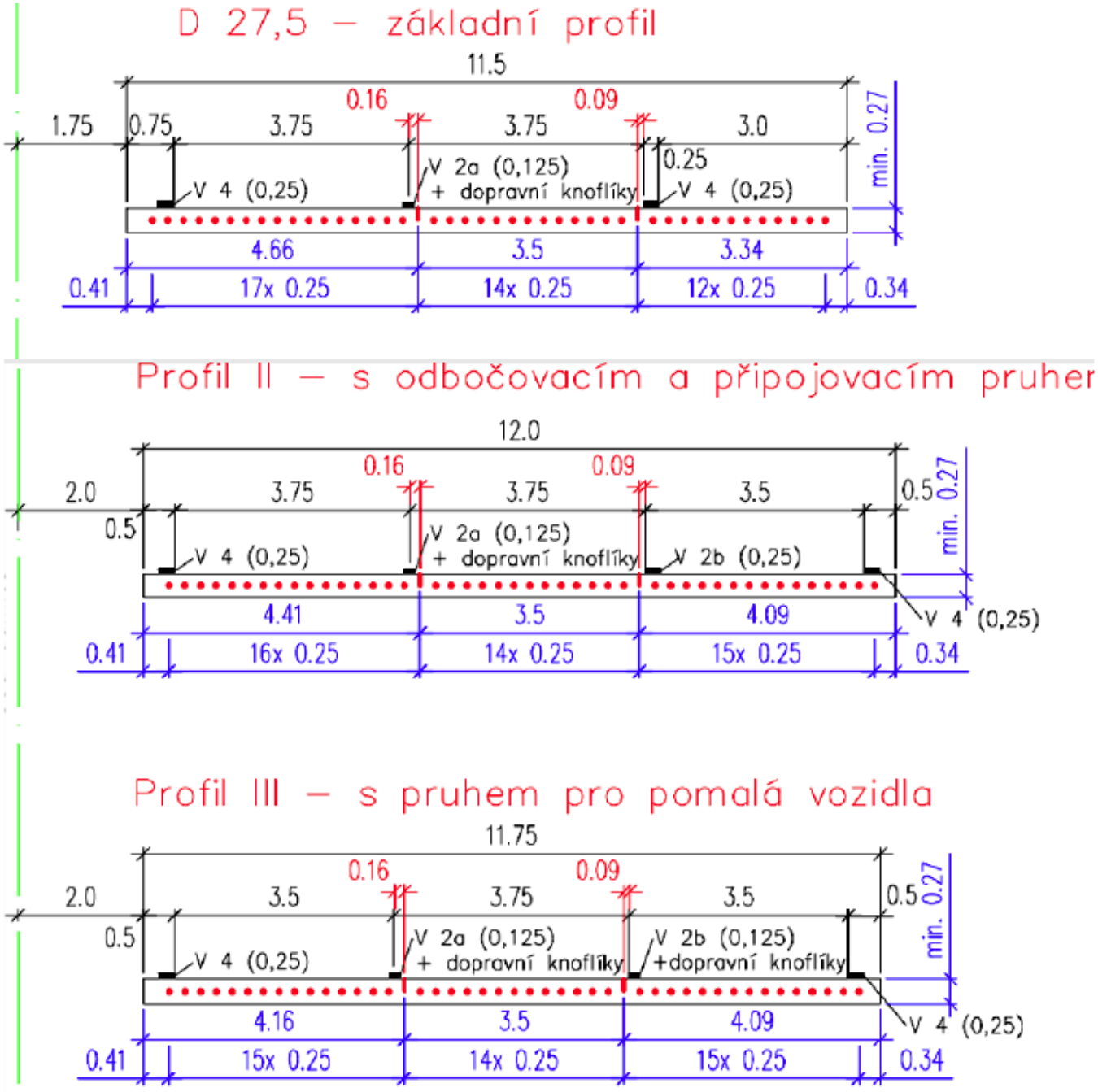
Var. a) má proti var. b) tu výhodu, že při opravě CB desek v PJP, může být zachován provoz v RJP s požadovanou bezpečnostní vzdáleností 1,0 m (3,25+1,0=4,25 m) a zároveň není při případné opravě poškozeno VDZ. Nevýhodou je zvětšený poměr stran vozovkových desek v PJP (při vzdálenosti příčných spár 5,0 m se blíží k limitnímu poměru 1,5), což vyvolává v pruhu nejvíce zatíženém těžkými nákladními vozidly (TNV) zvětšená namáhání a tím snížení životnosti a zvýšení rizika vzniku příčných trhlin. Drobný nedostatek je nedodržení min. vzdálenosti podélných spár od VDZ (90 mm místo 100 mm), ale při dodržení předepsaných tolerancí polohy podélných spár a VDZ by i tak nemělo dojít k jejich kolizi. Takže pokud se rozhodneme pro var. a), vědomě snižujeme životnost, ale zároveň vytváříme lepší podmínky pro případnou opravu. U var. b) je tomu právě naopak: zvyšujeme životnost, ale komplikujeme případnou opravu, která však má menší pravděpodobnost vzniku.

Při změně na šířkové uspořádání s připojovacím nebo odbočovacím pruhem dojde pouze k rozšíření pravé krajní desky o 0,5 m a obě podélné spáry zůstávají průběžné.

Při změně na šířkové uspořádání s pruhem pro pomalá vozidla, kde se RJP mění z 3,75 na 3,50 m, se musí skokem obě

podélné spáry odsunout směrem ke středu dálnice o 250 mm.

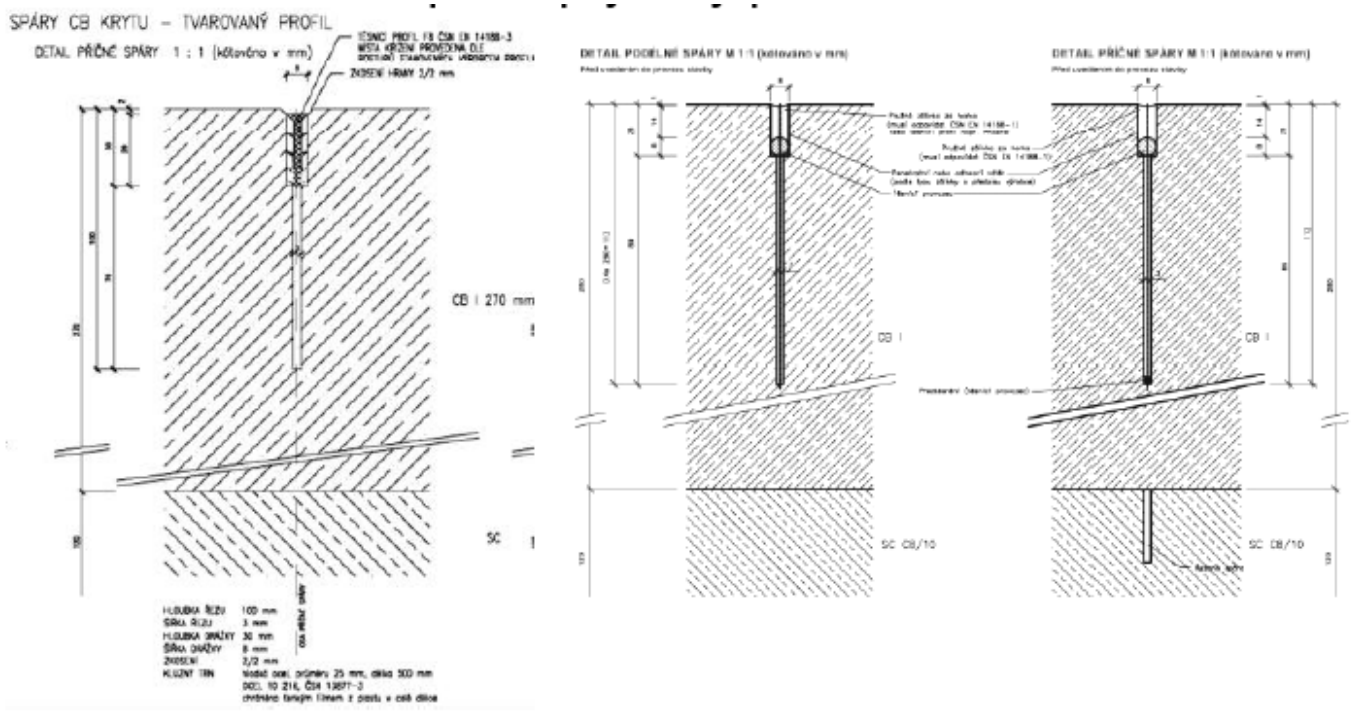
Obr. 3 – Příklad spárořezu pro D 27,5



4.2. SPÁRY, TĚSNĚNÍ SPÁR

Kromě umístění spár je velmi důležité jejich provedení a utěsnění. Spáry se provádí jako řezané diamantovými kotouči a to ve dvou fázích. V první fázi se provádí základní řez cca do 1/3 tloušťky desky v přesně daném časovém intervalu po položení CB krytu tak, aby nedošlo k vytvoření divokých trhlin vlivem smršťování betonu a betonová deska dopraskla v předem nařezané spáře. Ve druhé fázi se pak vytváří komůrka pro kvalitní utěsnění spáry, které zabraňuje pronikání vody (a především chemických rozmrazovacích látek) do prostoru spáry a do podloží, což by způsobovalo degradaci betonu a snižovalo životnost celé vozovky. Jako těsnění se používají buď pryžové tvarované profily nebo zálivkové hmoty za horka (příp. za studena) nebo i jejich kombinace. Životnost obou materiálů je omezená a je proto potřeba počítat s jejich výměnou několikrát po dobu životnosti vozovky. Realizace a specielně výměna pryžových profilů je výrazně jednodušší a rychlejší (pouze mechanická), ale vyžaduje provádění celé šířky jízdního pásu najednou. Naproti tomu výměna zálivek za horka je výrazně složitější (zejména dokonalé vyčištění spáry, aby nová zálivka dobře přilnula) a tím i časově náročnější, lze ji ovšem realizovat i při částečné uzavírce jízdního pásu.

Obr. 4 – Těsnění spár – pryžový profil a zálivka za horka



V některých případech se předepisuje zkosení hran 1-3 mm (doporučené), což zvyšuje hlučnost vozovky (spáry pro zálivky jsou ještě o 2 mm širší) a navíc u technologie s obnaženým kamenivem s makrotexturou povrchu 2-4 mm je vůbec diskutabilní jeho provedení. Zkosení by mělo zabránit vydrolování hran spáry, v povrchu s obnaženým kamenivem však spíše dochází k jeho vydrolování při vytváření zkosení.

Při rekonstrukcích, kdy je ponechána, případně pouze vyspravena stávající stmelená podkladní vrstva je potřeba zajistit, aby se řízené či neřízené existující trhliny neprokopírovaly do nové CB vozovky prostřednictvím vhodné separační vrstvy (geotextilie).

Samozřejmostí je umístění kluzných trnů v příčných spárách a kotev v podélných spárách pro zajištění spolupůsobení sousedních vozovkových desek. Kluzné trny se osazují do příčných spár po celé šířce v osové vzdálenosti 250 mm i když se připouští u méně zatížených jízdních pruhů větší vzdálenosti. Rovnoměrné rozdělení trnů po celé délce příčné spáry se provádí s ohledem na změnu intenzity provozu v jednotlivých pruzích při rekonstrukcích a opravách – je to opatření, které s malým nárůstem nákladů zvyšuje životnost vozovky jako celku.

4.3. DRENÁŽE SPÁR

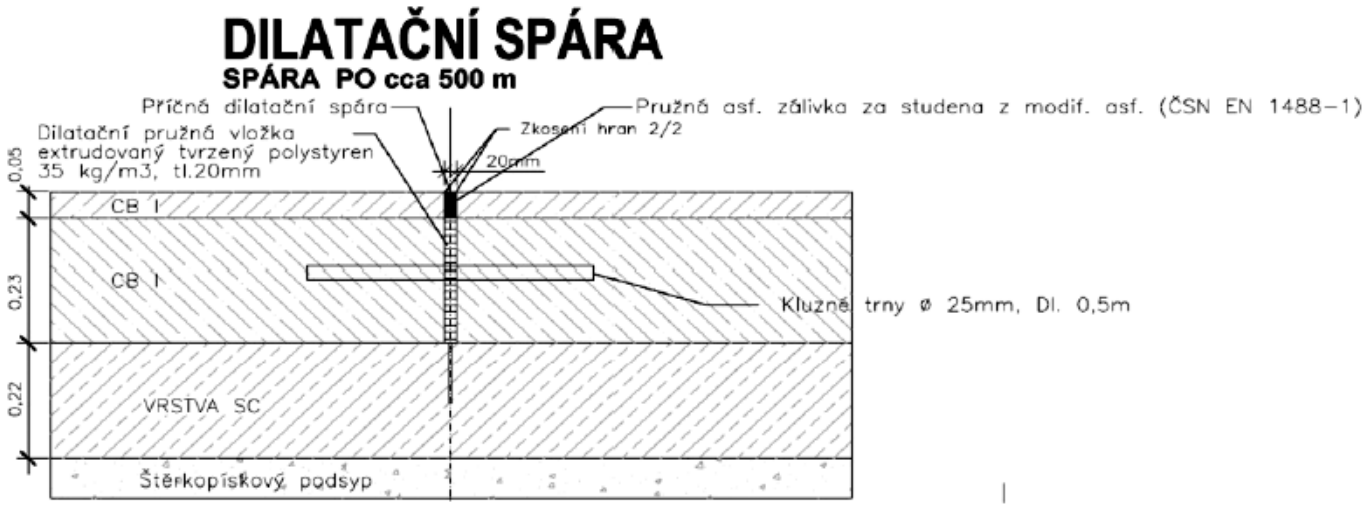
U většiny staveb se stmelenou podkladní vrstvou se v poslední době začínají používat příčné drény z geokompozitu umístěné pod příčnými spárami k odvedení vody, která by se dostala do spár porušeným těsněním. Tyto drény začínají u výše položené podélné spáry (podle příčného sklonu vozovky) a končí za hranou vozovky v její nižší části, případně za odvodňovacím rigolem. Je to řešení převzaté ze zahraničí, kde se používá asfaltová (nepropustná, nenasákavá) membrána přímo pod CB krytem. Je to jistě dobře míněná pojistka pro případ, že by nedošlo včas k výměně poškozených těsnění spár, i když se v našich podmínkách používá nasákavá podkladní vrstva stmelená hydraulickými pojivy. Je však potřeba zajistit spolehlivý odtok vody (kupříkladu i podélným drénem), aby se voda v geokompozitním pásku naopak nezdržovala a nemohla v zimě zamrznout a poškodit tak vozovku svým rozpínáním. Další diskutabilní otázkou je zafixování jejich polohy na podkladní vrstvě (musí se osadit dopředu a to do osy budoucí příčné spáry), přičemž před finišerem je při pokládce velký pohyb nákladních automobilů a tedy hrozí velké riziko jejich poškození. Vzhledem k tomu, že se jedná o nové řešení, bude navýsost vhodné sledovat a vyhodnotit po určité době jeho funkčnost.

4.4. DILATAČNÍ SPÁRY

V některých projektech se uplatňují doporučené dilatační (prostorové) spáry cca po 500 m pro zabránění zvedání desek při velkých kladných změnách teploty. Tento jev se v našich podmínkách vyskytuje sice zřídka, ale vyskytuje. Je samozřejmě způsoben kombinací vlivů. Už při brzkém smršťování betonu dochází k dopraskнutí a rozevření asi jen každé třetí spáry, ostatní dopraskнou později a otvírají se tudíž méně. Ve větším podélném spádu komunikace mají desky tendenci postupně se posouvat směrem dolů vlivem dynamiky provozu a brzdných sil. V zahraničí se objevily také studie, které upozorňují na to, že se do rozevírajících se spár dostávají částice z podkladní vrstvy a mohou pak pohyb ve spáře zablokovat. Riziko všech těchto jevů a jejich kombinací samozřejmě minimalizují dilatační spáry, měly by se

ovšem umísťovat s ohledem na technologické možnosti vždy v předpokládané pracovní spáře. Může se ukázat, že použití drenážního geokompozitu případně separační geotextilie by mohlo mít pozitivní vedlejší účinek v zabránění pronikání částic materiálu podkladní vrstvy do spáry v CB vozovce. Samozřejmě přikotvení jednotlivých CB desek do podkladu, jak je navrhováno například na mostech, by zabránilo jakémukoliv jejich pohybu a navíc by zajistilo rovnoměrné otvírání spár, čímž by se zvýšila i životnost těsnění.

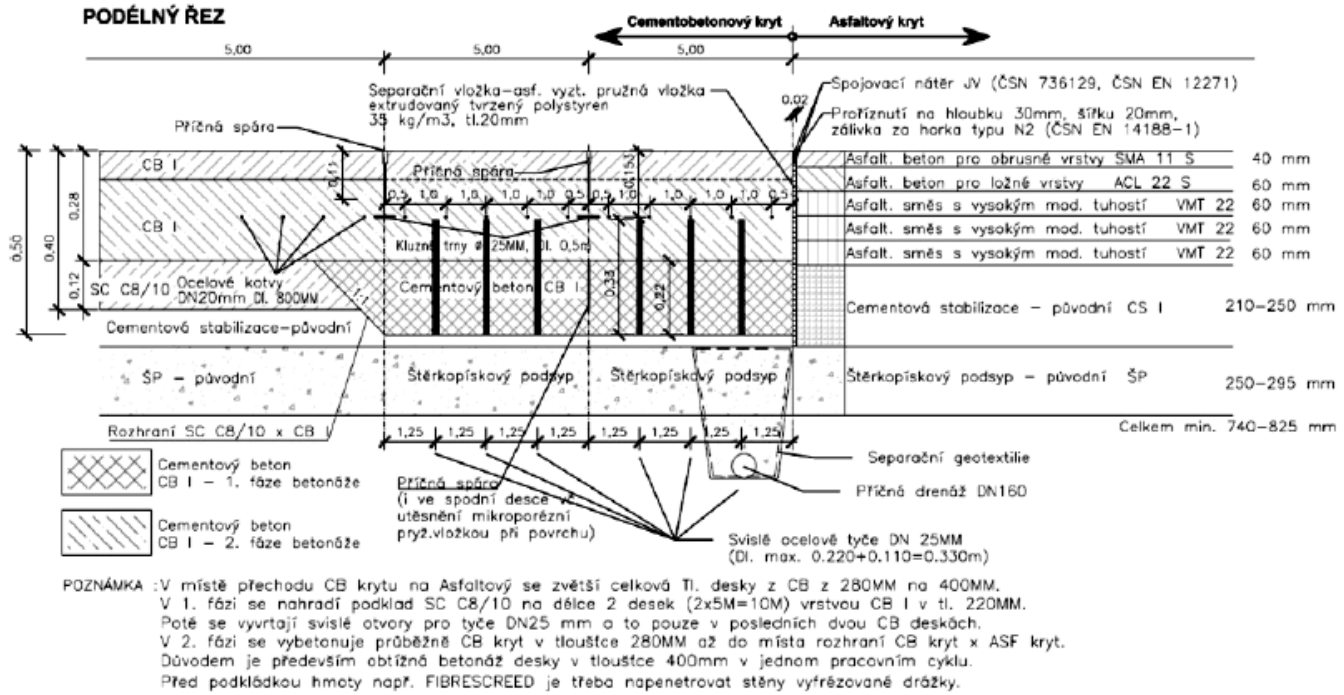
Obr. 5 – Dilatační (prostorová) spára



4.5. UKONČENÍ CB VOZOVKY

Vzhledem k tomu, že se stále provádí na mostech a jejich přechodových oblastech vozovka s AB krytem, je potřeba vyřešit přechod mezi CB a AB krytem, což je nutné provést tak, aby byl konec CB vozovky zajištěn proti podélnému případně svislému posunu. Nejčastěji se používá zesílení dvou posledních desek na 1,5-násobek s náběhem ve třetí desce. Je to jednoduché řešení, ale je nutné brát v úvahu, že se většinou provádí ve dvou vrstvách a proto je potřeba počítat s ocelovými kotvami propojujícími obě vrstvy pro zabránění delaminace. Konec přechodu ve třetí desce by pak měl končit tloušťkou min. 50 mm (ne do nuly). Zároveň se musí vlastní přechod opatřit na povrhu pružným materiálem a vlastní spáru mezi CB a AB řešit jako dilatační, tedy se separační pružnou vložkou. Takto je konec CB krytu poměrně masivně zabezpečen proti posunu, nabízí se však otázka, zda by neměla být přilehlá část AB vozovky rovněž zesílena např. protažením spodní vrstvy betonového zesílení i pod asfaltovou vozovku opět na délku cca 10-15 m. Přes všechna tato opatření se na přechodu mezi CB a AB krytem vyskytují časté poruchy a také kvalitní zpracování asfaltových hutněných vrstev v krátkém úseku mezi CB krytem a mostním závěrem je z technologického hlediska velmi problematické. Ideálním řešením je použít vozovku s CB krytem i na mostě. Při tomto řešení je samozřejmě potřeba vzít v úvahu specifické chování CB vozovky na mostě a tomu přizpůsobit její návrh a zejména detaily. Toto řešení dále výrazně snižuje riziko vzniku dopravních nehod z důvodu rozdílných povrchových (protismykových) vlastností CB a AB krytu.

Obr. 6 – Ukončení CB vozovky a přechod na AB



POZNÁMKA :V místě přechodu CB krytu na Asfaltový se zvětší celková Tl. desky z CB z 280MM na 400MM.
V 1. fázi se nahradí podklad SC C8/10 na délce 2 desek (2x5M=10M) vrstvou CB I v tl. 220MM.
Poté se vyvrtají svislé otvory pro tyče DN25 mm a to pouze v posledních dvou CB deskách.
V 2. fázi se vybetonuje průběžně CB kryt v tloušťce 280MM až do místa rozhraní CB kryt x ASF kryt.
Důvodem je především obtížná betonáž desky v tloušťce 400mm v jednom pracovním cyklu.
Před podkládkou hmoty např. FIBRESCREED je třeba napenetrovat stěny vyfrézované drážky.

4.6. OSTATNÍ

Je samozřejmostí řešení odvodnění vozovky odvodňovacími rigoly na nižším okraji vozovky. Zkušenosti z provozu dálnic v zimě však ukazují, že by bylo vhodné umisťovat odvodnění i ve středním dělícím pásu (SDP). Bariéry sněhu v SDP totiž přes den kdy je teplota nad bodem mrazu odtávají a voda stéká příčně po povrchu vozovky. V noci pak když teplota poklesne pod bod mrazu, voda zamrzne a vytváří se tak náhlé hladké plochy s velkým rizikem smyku a tedy závažných dopravních nehod.

Součástí modernizace a rekonstrukce je většinou i výměna záchytného systému. Myslím, že bychom se mohli podívat do sousedních vyspělých zemí a přemýšlet o použití středových svodidel z betonu. Ať už ve variantě New Jersey nebo Step barrier má betonové svodidlo vyšší úroveň zadržení, nižší pořizovací náklady, vyšší životnost a nižší náklady na údržbu a obnovu při haváriích. Navíc riziko těžkých hromadných nehod, kdy kamion projede do protisměru je u betonových svodidel výrazně nižší.

V neposlední řadě je potřeba vnímat i legislativní náležitosti spojené s výstavbou. Jak je známo, je pro realizaci CBK potřeba mobilní betonárna s velkým výkonem, přičemž její provozování podléhá schválení jako zdroje středního znečištění na základě zjišťovacího řízení EIA, které je velmi časově náročné. Je tedy vhodné tuto záležitost vyřešit rovnou při projektové přípravě stavby.

5. ZÁVĚR A DOPORUČENÍ

Závěrem lze říci, že se pozitivně projevuje snaha investora silnic a dálnic o sjednocení osvědčených technických řešení jednak pravidelnou aktualizací obecně platných předpisů vydávaných Ministerstvem dopravy (MD) a dále zejména vydáváním podpůrných předpisů s obecnou či specifickou platností pro skupinu projektů (Požadavky na provedení a kvalitu – PPK, Výkresy opakovaných řešení, Provozní směrnice – PS, Schémata přechodných značení apod.), které vhodně doplňují obecné předpisy a technické normy. Praktické by bylo ještě doplnit Vzorové listy VL 1 – Vozovky a krajnice o detaily CB vozovek a zapracovat v grafické formě technická řešení definovaná jak obecnými předpisy Ministerstva dopravy, tak podpůrnými předpisy ŘSD. Rovněž se ukazuje, že investor se také zajímá o nová řešení a podporuje pilotní projekty pro jejich ověření v provozu. Nová řešení, která byla většinou převzata ze zahraničí, a ne vždy odpovídají stejným podmínkám je ovšem potřeba pravidelně sledovat, vyhodnocovat jejich funkčnost a v případě problémů je modifikovat či změnit.

6. POUŽITÁ LITERATURA

[1] ČSN 73 6123-1 Stavba vozovek - Cementobetonové kryty - Část 1: Provádění a kontrola shody

[2]ČSN EN 13 877-1 Cementobetonové kryty - Část 1: Materiály

[3]ČSN EN 13 877-2 Cementobetonové kryty - Část 2: Funkční požadavky

[4]ČSN EN 13 877-3 Cementobetonové kryty - Část 3: Specifikace pro kluzné trny

[5]ČSN EN 14188-1 Zálivky a vložky do spár - Část 1: Specifikace pro zálivky za horka

[6]ČSN EN 14188-2 Zálivky a vložky do spár - Část 2: Specifikace pro zálivky za studena

[7]ČSN EN 14188-3 Zálivky a vložky do spár - Část 3: Specifikace pro těsnící profily do spár

[8]ČSN EN 14188-4 Zálivky a vložky do spár - Část 4: Specifikace pro adhezní nátěry pro zálivky spár

[9]TKP 6 – Cementobetonový kryt

[10] TP 62 Katalog poruch vozovek s cementobetonovým krytem

[11] TP 92 Navrhování údržby a oprav vozovek s cementobetonovým krytem

[12] TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací

[13] TP 212 Vozovky s cementobetonovým krytem na mostech pozemních komunikací

[14] Vzorové listy staveb pozemních komunikací VL 1 – Vozovky a krajnice

[15] PPK – VZ Požadavky na provedení a kvalitu stálého vodorovného značení a dopravních knoflíků na dálnicích a silnicích I.tř. ve správě ŘSD ČR

[16] Výkresy opakovaných řešení R 64 – Vzory značení na D a R, vzorové profily VZ

[17] Výkresy opakovaných řešení R 92 – Sárořez CB vozovky



NĚKTERÉ PROBLÉMY JEDNOVRSTVOVĚ PROVÁDĚNÝCH ČÁSTÍ CB KRYTŮ POVRCHŮ S OBNAŽENÝM KAMENIVEM

ING. JIŘÍ KOVÁŘ
DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA A.S.
JIRI.KOVAR@DSP.CZ; 00420 602 464 036; DSP A.S., NA BĚLIDLE 21, PRAHA 5

NĚKTERÉ PROBLÉMY JEDNOVRSTVOVĚ PROVÁDĚNÝCH ČÁSTÍ CB KRYTŮ POVRCHŮ S OBNAŽENÝM KAMENIVEM

ING. JIŘÍ KOVÁŘ, DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA, A.S.

Při provádění CB krytů dálničních vozovek s povrchem s obnaženým kamenivem (dále WB) se v praxi objevuje nutnost provedení části díla jednovrstvovou technologií, obdobně jako tomu bylo i u dříve používaných povrchových úprav (vlečená juta, příčná striáž).
Tématem příspěvku je přehled hlavních problémů s tímto spojených a otázka na závěr o vhodnosti či nevhodnosti.

HLAVNÍ OKRUHY PROBLÉMŮ

Rozdělil jsem do tří hlavních kategorií – časové, technické a technologické.
Časové a technické problémy jsou obdobné pro WB i ostatní technologie
Technologické jsou hlavně pro WB. Vychází hlavně z použití směsi určené pro horní vrstvu CB krytu při dvouvrstvové technologii, v případě jednovrstvové technologie pro celou tloušťku desky.

Tabulka 1 – rozdělení hlavních problémů

DRUH	POPIS	JUTA, STRIÁŽ	WB
Časové	• prodloužení času pro zhotovení celé vozovky • zdržení následných technologií	XX	XXX
Technické	• práce na již hotových částech CB krytu • doprava strojů a materiálů • velké množství pracovních spár příčných i podélných a problémy z toho vznikající	XX	XXX
Technologické	• nutnost použít jemnou směs pro celou tl. desky	X	XXXX

PROBLÉMY ČASOVÉ

Značné prodloužení času nutného pro zhotovení celého CB krytu. Práce na dvouvrstvové technologii hlavní trasy jsou většinou řádově rychlejší a efektivnější než práce na částech, jež se musí následně dokončovat jednovrstvově.
Většinou to potom také přináší časové problémy pro následné technologie CBK (provádění spár) i další následné práce stavby (krajnice, odvodnění, VDZ,...).
Oproti tradičním technologiím je provádění WB citlivější na povětrnostní vlivy (srážky, silnější vítr, vysoké teploty, nerovnoměrné oslunění,...).

Tabulka 2 – Příklad z praxe - počet směn pokládek a výkony CBK na D1 ú 5,9,14,21 s rozdělením na dvou a jednovrstvovou technologii

ÚSEK	DVOUVRSTVOVÝ CBK	JEDNOVRSTVOVÝ CBK	CELKEM CBK
5	150 300 m^2 35 směn	5 200 m^2 15 směn	155 500 m^2 50 směn
9	216 700 m^2 44 směn	7 500 m^2 13 směn	224 200 m^2 57 směn
14	176 700 m^2 39 směn	6 900 m^2 18 směn	183 600 m^2 57 směn
21	183 000 m^2 35 směn	11 500 m^2 17 směn	194 500m^2 52 směn
Celkem	726 700 m^2 153 směn	31 100 m^2 63 směn	
	Cca 4 800 m^2/směnu	Cca 500 m^2/směnu	

Obrázek 1
Další práce již druhý den po provedení CBK



Obrázek 2
Čekání další technologie



PROBLÉMY TECHNICKÉ

Většinou je třeba provádět práce z již dříve zhotoveného CB krytu, což nese riziko poškození tohoto povrchu nutnými pojezdy strojů.

Často je problematický i transport strojů i materiálů na pracoviště.

Nutně vznikají pracovní spáry v poměrně velkém rozsahu příčné i podélné.
To s sebou nese nutnost řešit provádění těchto spár, odřezávání, kotvení, těsnění.

Dále je zde riziko vzniku nerovností na podélných i příčných napojeních a poškození navazujících hran při provádění prací.

Oproti tradičním technologiím (juta, striáž) je WB náchylnější na poškození a jsou zde větší problémy při provádění pracovních spár (dohlazování a následné obnažení povrchu).

Obrázek 3
Příprava jednovrstvového CBK



Obrázek 4
Připravená plocha



Obrázek 5
Betonáž



Obrázek 6
Betonáž



PROBLÉMY TECHNOLOGICKÉ

Hlavním znakem jednovrstvově prováděné technologie je skutečnost, že je nutno pro celou tloušťku CBK použít jednu směs.

U tradičních technologií nevznikají větší problémy, je potřeba hlavně vytvořit dostatečné množství malty na povrchu pro provedení finální povrchové úpravy.

U technologie s obnaženým kamenivem je pro zachování jednotného povrchu a vlastností celé vozovky nutno použít obdobnou směs jako pro horní vrstvu hlavní trasy prováděné dvouvrstvově. Je tedy třeba provést celou tloušťku desky z betonu s větším množstvím cementu a kameniva malých frakcí o max. velikosti 8 (11) mm.

Ne vždy jsou jednovrstvové části správně navržené a proveditelné (sklony, spárořez, materiály,...).

To s sebou nese extrémně velké nároky na návrh směsi a jejích vlastností a následně i správné provedení.

Přesto je zde značné riziko vzniku problémů.

Obrázek 7
Příčné vlasové trhliny CBK



Obrázek 8
Vývrt v místě trhliny



ZÁVĚR A OTÁZKA

Při zohlednění výše popsaných problémů u CBK s povrchem s obnaženým kamenivem se snažit minimalizovat použití jednovrstvové technologie jen tam, kde je to nezbytně nutné.

Tedy tam, kde je skutečně potřebná a využije se hlavní výhoda povrchů s obnaženým kamenivem oproti tradičním technologiím – výborné a trvalé protismykové vlastnosti.

Obrázek 9 A
Odstavný záliv – povrch WB



Obrázek 10 A
Přejezd SDP – povrch WB



Obrázek 9 B
Odstavný záliv – povrch příčná striáž



Obrázek 10 B
Přejezd SDP – povrch příčná striáž



Tam, kde se tato technologie navrhne a použije, respektovat základní zásady již v návrhu a projektovém řešení. Zohlednit i to, že tato technologie je vzhledem k požadavkům na vstupní materiály i provedení dražší než technologie tradiční.

OTÁZKA NA ZÁVĚR:
Jak pak nejlépe tyto části provést?

Odpověď hledá každý zhotovitel, a protože se jedná o poměrně novou technologii, není odpověď jednoduchá.

Obrázek 11



SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

Fotografie vlastní



KONTROLA KVALITY PŘI PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ

ING. JAROSLAV ŠMOLÍK
ING. ONDŘEJ MAŠEK
TPA ČR, S.R.O.
VRBENSKÁ 1821/31
CZ - 370 06 ČESKÉ BUDĚJOVICE

KONTROLA KVALITY PŘI PROVÁDĚNÍ CEMENTOBETONOVÝCH KRYTŮ

ING. ONDŘEJ MAŠEK, ING. JAROSLAV ŠMOLÍK

V letech 2013 až 2015 proběhla modernizace prvních čtyř úseků dálnice D1. Zvýšené požadavky na protismykové vlastnosti vozovky jsou zajištěny povrchem cementového betonu z obnaženého kameniva. Pokládka cementobetonového krytu probíhala ve dvacetičtyřhodinovém režimu. Kontrolu kvality zajišťovala akreditovaná laboratoř TPA ČR, s.r.o.

Naše nejstarší dálnice, spojnice největších měst v České republice Prahy a Brna, nejvytíženější komunikace, dálnice D1 již překračovala před začátkem modernizace na mnoha úsecích svoji životnost. Na trase dálnice bylo možné nalézt nadměrné množství závažných poruch. Lokální opravy prováděné po mnoho let již přestávaly stačit. Z mnoha navrhovaných způsobů modernizace nakonec zvítězila pokládka nového CB krytu. Z důvodu mnoha oprav po dobu provozu dálnice a s tím spojenou obtížnou identifikací všech použitých materiálů a tudíž strachu z možného výskytu alkalicko-křemičité reakce Ředitelství silnic a dálnic České republiky zamítlo znovupoužití stávajícího betonu jako recyklovaného kameniva do nového CB krytu.

Kategorijní šířka dálnice 26,5m způsobovala časté dopravní kolony v čase oprav, při případných dopravních nehodách, kdy při uzavření jednoho jízdního pásu nebylo možné pokračovat v provozu 2 + 2 jízdní pruhy. Toto byl jeden z důvodů rozšíření modernizované dálnice D1 na kategorijní šířku 28m při zachování návrhové rychlosti 120 km/h. Rozšíření dálnice umožní v případě oprav svedení dopravy do jednoho jízdního pásu s režimem dopravy 2 + 2 jízdní pruhy.

Obrázek 1)



U komunikace dosahující intenzit devadesáti tisíc vozidel u Prahy a šedesáti tisíc vozidel u Brna bylo nutné co nejméně omezit provoz během modernizace. Nejprve byl dočasně rozšířen jeden jízdní pás, na který byl převeden provoz v režimu 2+2 jízdní pruhy, druhý jízdní pás byl následně modernizován. Po jeho dokončení byl sveden provoz na hotovou stranu dálnice, kdy práce pokračovaly na druhé polovině.

I přes provoz 2 +2 jízdní pruhy jsme byli svědky mnohých dopravních kolon, často zapříčiněných neukázněností řidičů. Velmi důležité bylo nalezení či vytvoření příjezdových tras pro stavbu dálnice, které nebyly ovlivňovány případnými kolonami na dálnici.

Obrázek 2)



Modernizace zahrnuje (převzato z webových stránek ŘSD [2]):
• opravu konstrukce vozovky
• úpravu odbočovacích a připojovacích pruhů a přejezdů středního dělícího pásu
• rozšíření dálničních mostů a nadjezdů
• opravu kanalizace a její doplnění o bezpečnostní prvky
• výměnu svodidel v celém úseku
• opravu a modernizaci stávajícího systému tísňového volání SOS
• doplnění telematických zařízení
• výměnu veškerých kabelových vedení ve středním dělícím pásu (SDP) a doplnění protihlukových opatření

Technologie dvouvrstvého cementobetonového krytu s povrchem z obnaženého kameniva byla zvolena z důvodu zlepšení protismykových vlastností, které se v posledních letech v České republice časem užívání výrazně zhoršovaly. Cementobetonový kryt byl položen jako nevyztužený, dvouvrstvový (spodní a horní beton tzv. „čerstvé na čerstvé“), s příčnými spárami vyztuženými kluznými trny a podélnými spárami vyztuženými kotvami. Spodní kladená vrstva tloušťky 220 mm je tvořena čtyřmi frakcemi kameniva, horní vrstva tloušťky 50 mm je složena ze dvou frakcí kameniva.
Technologie CB krytu na dálnici D1
• Cementobetonový kryt s povrchem z obnaženého kameniva
• Nevyztužený, dvouvrstvý (spodní a horní beton tzv. „čerstvé na čerstvé“)
• Příčné spáry vyztužené kluznými trny
• Podélné spáry vyztužené kotvami
• Spodní kladená vrstva:
    • 4 frakční, Dmax 32mm
    • tloušťka 220 mm
    • pokládka: finišer Walter-Heilit typu GFO 08 (resp. 10) s kluznými bočnicemi, ponornými vibrátory, automatickým osazením kluzných trnů a ručním vkládáním kotev
• Horní kladená vrstva:
    • 2 frakční, Dmax 8mm
    • tloušťka 50 mm
    • pokládka: finišer Walter-Heilit typu GFO 07 (resp. 09) s kluznými bočnicemi, ponornými vibrátory a hladící posuvnou lištou.

Jedním z důvodů rozdělení 161,59 kilometrů modernizace dálnice D1 na jedenadvacet mezikřižovatkových úseků je možnost vytvoření objízdných tras.

První etapa modernizace probíhala od roku 2013 do roku 2015 na čtyřech úsecích 05 Šternov - Psáře, 09 Loket - Hořice, 14 Větrný Jeníkov - Jihlava a 21 Lhotka - Velká Bíteš.

Během těchto čtyř etap bylo položeno přes 200 000 m^3 betonu CB I firmami Dálniční stavby Praha, a.s., Strabag, a.s. a Heilit Woerner Polsko na ploše téměř 810 00 m^2.

Firmy, až na výjimky technologických pauz a nepřízeň počasí, pokládaly CB kryt nepřetržitě 24 hodin.

Tabulka 1)

ÚDAJE O CEMENTOBETONOVÉM KRYTU				
Označení úseku	**ÚSEK 05**	**ÚSEK 09**	**ÚSEK 14**	**ÚSEK 21**
Objednatel	Eurovia CS, a.s.	Sdružení CPI pro D1 – vedoucí účastník sdružení COLAS CZ, a.s.	Sdružení CPI pro D1 – vedoucí účastník sdružení COLAS CZ, a.s.	Sdružení D1 Lhotka–Velká Bíteš, vedoucí sdružení OHL ŽS, a.s.
Zhotovitel CB I	STRABAG, a.s.	STRABAG, a.s.	Dálniční stavby Praha, a.s.	Dálniční stavby Praha, a.s.
Plocha CB krytu	170 334 m^2	238 045 m^2	189 872 m^2	212 571 m^2
Objem betonu CB I	42 250 m^3	60 800 m^3	51 200 m^3	52 800 m^3
Celkem CB I	207 300 m^3			
Pokládka CB krytu	STRABAG, a.s., Heilit + Woerner PL		Dálniční stavby Praha, a.s., Heilit + Woerner PL	
Výroba betonu	Frischbeton, s.r.o. (OB), Heilit + Woerner Bau GmbH (UB)		Českomoravský beton, a.s. (OB), Heilit + Woerner Bau GmbH (UB)	Heilit + Woerner Bau GmbH (OB, UB)
Zajištění kvality	TPA ČR, s r.o., TPA Sp. z o.o. (PL)			
Zahájení betonáže	19.5.2014	10.6.2014	21.5.2014	18.8.2014
Ukončení betonáže	10.11.2014	21.10.2014	7.8.2015	20.7.2015

Dodávku betonu pro všechny tyto úseky zajišťovalo celkem 5 betonáren, horní beton z hlediska přesnosti dávkování výhradně šaržové betonárny, spodní beton převážně betonárny kontinuální. Poloha betonáren musela být pečlivě volena, aby bylo zajištěno průkazními zkouškami stanovených devadesát minut pro přepravu a následné uložení betonu do konstrukce.

Tabulka 2)

Název	Typ	Výkon m^3/hod	Beton	Úsek	Umístění
BHS Modulmix 200	Kontinuální	200	Spodní	05 a 09	Exit 66 - Loket
BHS Modulmix 200	Kontinuální	200	Spodní	14	Bílý Kámen
EUROMIX 2000	Šaržová	80	Horní	05 a 09	Exit 66 - Loket
STETTER M2	Šaržová	93	Horní	14	Jihlava
Lintec CC 3000D	Šaržová	240	Spodní a horní	21	Ořechov

Obrázek 3 - 7) Betonárny



KONTROLA KVALITY

V průběhu první etapy modernizace dálnice D1 zajišťovala kontrolu kvality cementobetonového krytu na všech realizovaných úsecích v letech 2014 a 2015 akreditovaná laboratoř TPA ČR, s.r.o. Kontrolní zkoušky se prováděly v souladu s ČSN 73 6123-1 a TKP kapitola 6 v místě výroby betonu na všech pěti použitých betonárnách (kontrola vstupních materiálů, čerstvého a ztvrdlého betonu) a současně v místě pokládky (kontrola čerstvého a ztvrdlého betonu). Laboratoř zároveň zajišťovala přejímací zkoušky hotové vozovky (zkoušky ztvrdlého betonu na vývrtech, rovinatost povrchu vozovky měřená planografem a latí). Zkoušky zajišťovalo nepřetržitě 24 hodin denně celkem 12 zkušebních techniků a na výrobu a pokládku cementového betonu dohlíželi dva technologové. Celkem bylo v průběhu pokládky cementobetonového krytu čtyř úseků provedeno 433 zkoušek vlastností kameniva (zrnitost, tvarový index), 4 665 zkoušek čerstvého betonu (konzistence, obsah vzduchu, teplota a objemová hmotnost) a 2 133 zkoušek ztvrdlého betonu (objemová hmotnost, pevnost v tlaku). Na hotové vozovce pak bylo provedeno 338 jádrových vývrtů pro zkoušky ztvrdlého betonu (homogenita krytu, tloušťka krytu, pevnost v tlaku a odolnost povrchu betonu proti působení vody chemických rozmrazovacích látek). Ostatní zkoušky hotové vozovky (protismykové vlastnosti, podélná rovinatost IRI, geodetické zaměření) prováděly externí organizace.

Tabulka 3) Počet zkoušek při realizaci úseků 05, 06, 14 a 21

	Zkouška	Počet
CEMENTOBETONOVÝ KRYT	Vlastnosti kameniva (zrnitost, tvarový index)	433
	Čerstvý beton (konzistence, obsah vzduchu, teplota, obj. hmotnost)	4665
	Ztvrdlý beton (pevnost v tlaku, objemová hmotnost)	2133
	Jádrové vývrty	338

KONTROLA POLOHY KLUZNÝCH TRNŮ JEJICH OBNAŽENÍM PO POLOŽENÍ ČERSTVÉHO BETONU

Při této kontrole dochází k zásadnímu porušení homogenity strojně položené části vozovky. Její ruční oprava pak nemůže zajistit původní vlastnosti hotové vozovky (homogenita) a má zásadní vliv zejména na povrchové vlastnosti (protismykové vlastnosti, odolnost proti posypovým solím a rovinatost vozovky). Zejména u této technologie (povrch betonu z obnaženého kameniva) by bylo dobré tuto zkoušku omezit na minimum, případně zvolit jiný postup (kontrola polohy kluzných trnů před položením horní vrstvy betonu).

Obrázek 8) Kontrola polohy kluzných trnů



KONTROLA POVRCHOVÝCH VLASTNOSTÍ VOZOVKY

Zvýšené požadavky na protismykové vlastnosti vozovky jsou zajištěny povrchem betonu z obnaženého kameniva. Tato technologie byla použita poprvé v České republice na dálnici v jízdních pruzích v roce 2012. Pro budoucí kontrolu a vývoj povrchových vlastností vozovky jsme provedli na Modernizaci dálnice D1 zkoušky makrotextury ve zvýšené četnosti na své náklady. Zkoušky jsme uskutečnili na všech čtyřech úsecích v jednom jízdním pásu, vždy v rychlém a pomalém jízdním pruhu, v profilech po sto metrech. Takto bude možné sledovat vývoj v příštích letech při jakémkoliv omezení či uzavírce na dálnici. Celkem jsme provedli 579 měření. Hodnota makrotextury se pohybovala v průměru 1163.

Obrázek 9) Vymetání



Výsledná kvalita povrchových vlastností závisí na mnoha faktorech, na vhodném návrhu směsi, odpovídajících parametrech vstupních materiálů, plynulé pokládce, správném vymetení a dalších. Pro správné vymetení jsou nepostradatelní zkušení pracovníci a přesné dávkování postřiku zpomalovače tuhnutí v závislosti na klimatických podmínkách.

Obrázek 10) Kontrola množství postřiku



KOMUNIKACE

Pro kvalitně provedený cementobetonový kryt je důležitá dynamická spolupráce mezi stavbou a betonárnou. Je potřeba rychle reagovat na jakékoliv změny, ať na změny klimatické, změny vstupních materiálů či jiné. Ne vždy ale dobře provedená práce zaručí skvělý výsledek... (viz. Obrázek č. 11)

Obrázek 11) Znehodnocení desky cementobetonového krytu



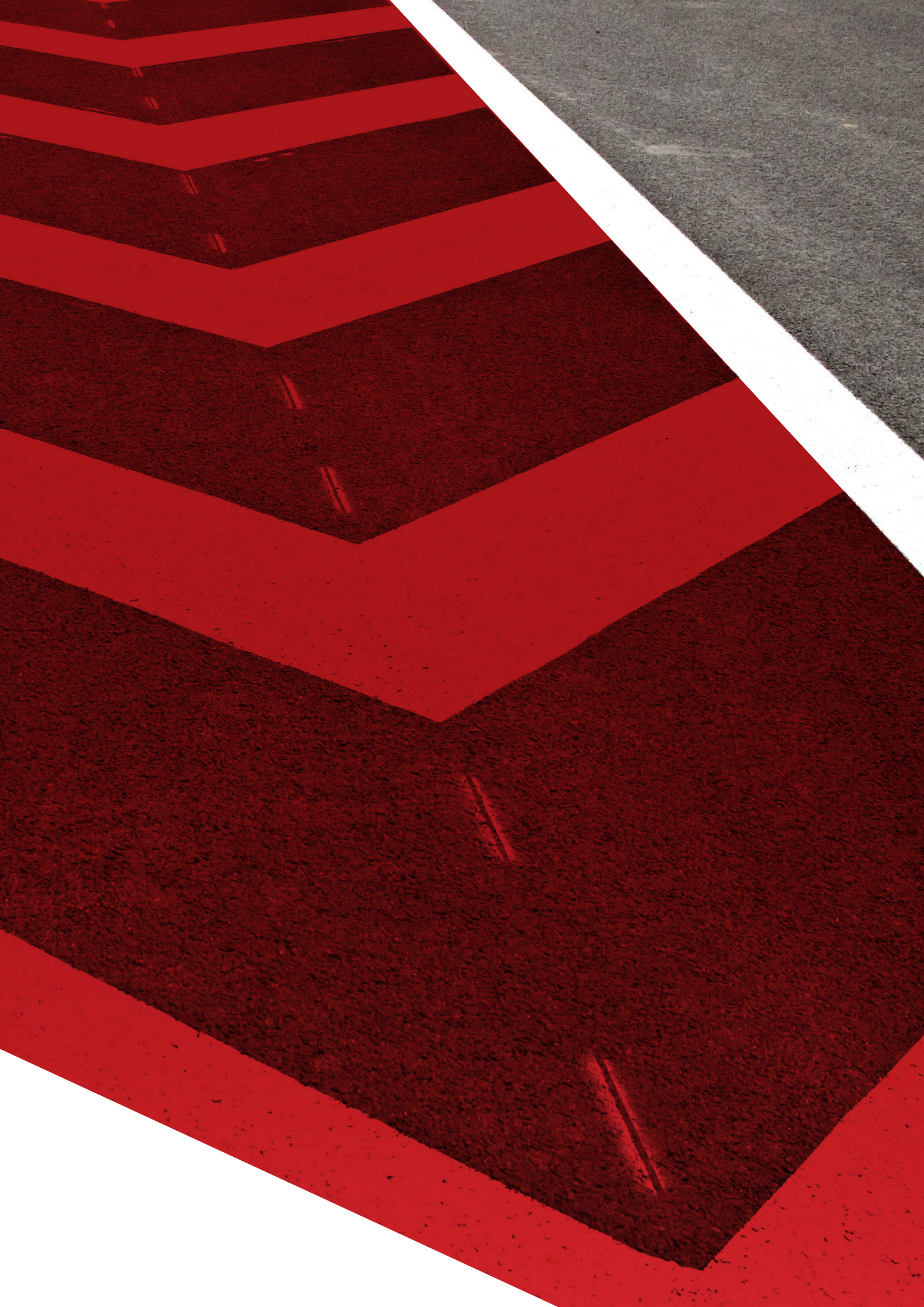
ZÁVĚR

Na dosud realizovaných úsecích se prokázalo podstatné zlepšení povrchových vlastností vozovky při použití betonu s povrchem z obnaženého kameniva oproti jiným, doposud používaným povrchovým úpravám (příčně vlečenými kartáči, umělým trávníkem nebo vlečenou jutou).
Beton s povrchem z obnaženého kameniva má své veliké výhody, ale neodpouští a neskryje chyby při výrobě nebo pokládce betonu.

SEZNAM POUŽITÝCH PODKLADŮ

[1] Ing. Šmolík Jaroslav, Ing. Mašek Ondřej: Silniční obzor, 6/2015

[2] http://www.novad1.cz/







TEAMS WORK.



Protože jen týmová práce vede k úspěchu.
Naše společnost je součástí stavebního koncernu STRABAG. Zkušené týmy našich odborníků se specializují především na realizaci povrchu komunikací a ploch pomocí cementobetonové technologie. Spolehnout se na nás můžete při výstavbě projektu jakékoliv velikosti. Vždy jsme připraveni najít řešení na míru Vašich náročných požadavků a odevzdat stavební dílo v maximální kvalitě. Opíráme se o kvalitní profesionální tým pro přípravu stavby, zpracování nabídky i realizaci projektu.

www.dsp.cz

DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA

Dálniční stavby Praha, a.s., Na Bělidle 198/21, 150 00 Praha 5, Tel. +420 222 868 225, dsp@dsp.cz

MORE CONNECTED

BUILDING BETTER CITIES



LAFARGE
Building better cities™

člen skupiny
LafargeHolcim



BETON

TECHNOLOGIE • KONSTRUKCE • SANACE

ČASOPIS O SOUČASNÉM BETONOVÉM STAVITELSTVÍ

64 až 88 plnobarevných stran
6 čísel ročně
Náklad 3 000 výtisků

ODBORNÉ ČLÁNKY A NOVÉ INFORMACE O

- betonu – materiálu nabízejícím široké možnosti využití pro estetické ztvárnění interiérů a exteriérů stavebních objektů
- betonu jako ekologickém a recyklovatelném stavebním materiálu s jedinečnými mechanickými a fyzikálně-chemickými vlastnostmi
- rozvoji technické i technologické úrovně a kvality betonového stavitelství v ČR, EU a dalších zemích

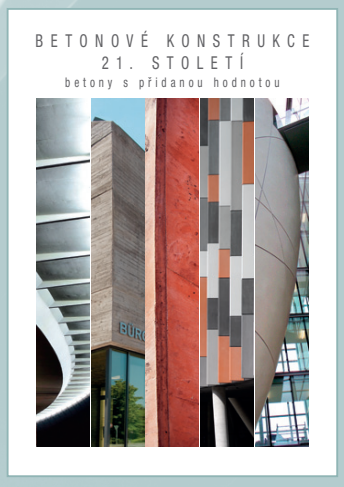




ČASOPIS PRO

architekty ▮ stavební inženýry v projekci i stavební výrobě ▮ studenty univerzit a odborných škol ▮ pracovníky výzkumných a zkušebních pracovišť, státní správy a samosprávy, investorských organizací, grantových agentur, developerských společností ad.









PRAVIDELNÉ RUBRIKY

Stavební konstrukce ▮ Sanace a rekonstrukce ▮ Materiály a technologie ▮ Věda a výzkum ▮ Normy – jakost – certifikace ▮ Software ▮ Historie ▮ Poruchy betonových konstrukcí ▮ Aktuality (kalendář tuzemských a zahraničních betonářských akcí)

MOŽNOSTI FIREMNÍ PREZENTACE

Plošná inzerce ▮ Vkládaná inzerce ▮ PR články



www.betontks.cz

redakce:
+420 602 839 429
redakce@betontks.cz

předplatné:
+420 737 258 403
predplatne@betontks.cz

EUROVIA VINCI





NA SPOLEČNÉ CESTĚ

Pracujeme s moderní technikou, máme zkušené pracovníky, nikdy nepřekročíme pravidla bezpečnosti při práci. Známe každý region v ČR, jsme vaši sousedé. Jsme jedničkou v dopravním stavitelství, ke každému projektu přistupujeme s odpovědností a pokorou. Pracujeme na tom, aby jméno EUROVIA CS bylo zárukou kvalitní, včasné a spolehlivě odvedené práce. Přesvědčit se můžete osobně nebo na našem Facebooku.

www.eurovia.cz

Cementobetonové kryty

Bezpečné a s dlouhou životností pro silně zatížené dálnice, letiště, průmyslové a odstavné plochy

Jsme tradičním zhotovitelem technologie bezbočnicové pokládky cementobetonových krytů vozovek a dalších silničních betonových prvků (svodidla, žlaby, rigoly, obrubníky). Zabýváme se také vývojem a inovacemi s cílem prodloužení jejich životnosti a zlepšení jejich užitných vlastností.

Skanska a.s., závod Technologie, oblast Betonové vozovky,
náměstí Míru 709, 686 25 Uherské Hradiště

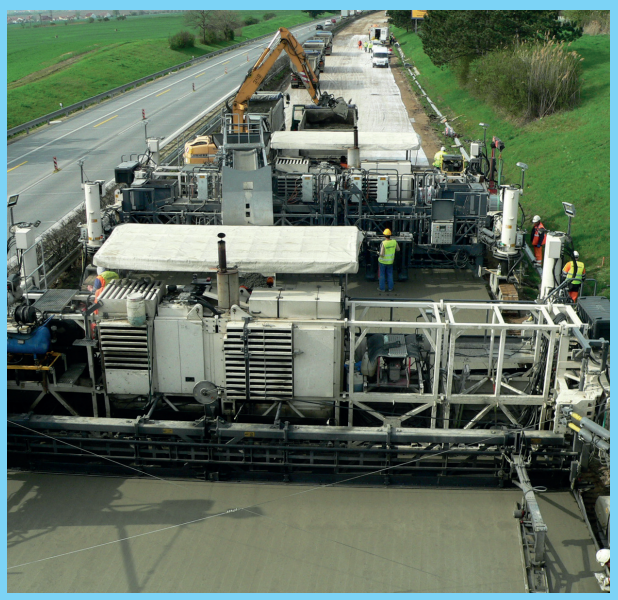
















SKANSKA

www.skanska.cz









Umění spolupráce

Kvalita, přesnost a důslednost v každém detailu.
Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí.
Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení.
Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

1 | 2 | 3 | 4

1/ Modernizace dálnice D1
2/ Finišer Wirtgen SP 1600
3/ Finišer Guntert & Zimmerman S 1500
4/ Supermobilní betonárna SBM EUROMIX 3000

www.metrostav.cz

METROSTAV

45
1971—2016



PEVNÉ SPOJENÍ S BUDOUCNOSTÍ

Portlandský cement

pro cementobetonové kryty vozovek CEM I 42,5 R (sc)

Cement CEM I 42,5 R (sc) se nejčastěji používá do betonů pro stavbu silnic, dálnic a odstavných ploch, pro letištní plochy, železniční pražce, injektáže hloubkových vrtů a velkoplošné betonáže. K jeho charakteristickým vlastnostem patří vysoká pevnost v tlaku i v tahu za ohybu, trvanlivost a objemová stálost.

www.cmcem.cz

ČESKOMORAVSKÝ CEMENT
HEIDELBERGCEMENT Group

Válcovaný beton

Dnes postavíme a zítra jezdíte



Válcovaný beton (RCC) je inovativní řešení pro stavbu vozovek, které kombinuje dlouhodobou životnost a pevnost betonu se snadností pokládání asfaltu. Válcovaný beton je rychlý na výstavbu a stojí méně než konvenční materiály na vozovky.

- Rychlá technologie výstavby
- Trvanlivost – dlouhá životnost s minimální údržbou
- Vysoká mrazuvzdornost
- Odolnost vůči vyjíždění kolejí

CEMEX poskytuje kompletní realizaci vozovek z válcovaného betonu a současně poskytuje i další služby spojené s výstavbou komunikací – vypracování projektu na míru, zajištění projektové dokumentace pro stavební povolení, optimalizace návrhu složení vozovky a další související práce.

Zjistit více na www.cemex.cz/valcovany-beton.aspx

CEMPAVE

CEMEX



BETONOVÉ VOZOVKY
CONCRETE ROADS
2016

DSP DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA
SKANSKA
SVAZ VÝROBCŮ CEMENTU ČR
metrostav
EUROVIA VINCI