

Dálniční stavby Praha, a.s.
Na Bělidle 198/21
150 00 Praha 5

Skanska a.s.
divize Silniční stavitelství
Bohunická 133/50
619 00 Brno

Svaz výrobců cementu České republiky
K Cementárně 1261
153 00 Praha 5-Radotín

Sborník přednášek | BETONOVÉ VOZOVKY 2012 ■ Conference proceedings | CONCRETE PAVEMENTS 2012



Sborník přednášek | Conference proceedings

BETONOVÉ VOZOVKY CONCRETE PAVEMENTS 2012

5. mezinárodní konference | 5th International Conference



SKANSKA

SVAZ VÝROBCŮ
CEMENTU ČR



SKANSKA

SVAZ VÝROBCŮ
CEMENTU ČR

CONCRETE PAVEMENTS

Sborník přednášek | Conference proceedings

BETONOVÉ VOZOVKY
CONCRETE PAVEMENTS

2012

5. mezinárodní konference | 5th International Conference

BETONOVÉ VOZOVKY

Sborník

BETONOVÉ VOZOVKY 2012

5. mezinárodní konference

Kolektiv autorů

Vydavatel: Dálniční stavby Praha, a.s., Skanska a.s., Svaz výrobců cementu ČR

1. vydání

květen 2012

brožované

ISBN 978-80-260-2091-2

OBSAH

1. blok: Finanční vyhodnocení cementobetonových krytů**Zkušenosti s výstavbou cementobetonových krytů v ČR***Ing. Marie Birnbaumová, Ředitelství silnic a dálnic ČR*

7

2. blok: Rekonstrukce dálnice D1**Modernizace dálnice D1 v úseku Mirošovice - Kývalka a použití cementobetonového krytu***Ing. Vratislav Škvor, Pragoprojekt, a.s.*

15

3. blok: Protismykové vlastnosti, tunely**Surface Characteristics of modern Concrete Roads****Charakteristiky současných betonových povrchů***Luc Rens, C.E., FEBELCEM/EUPAVE, Belgie*

25

29

Porovnání protismykových vlastností cementobetonových krytů s různou technologií zdrsnění povrchu*Leoš Nekula, Měření PVV Vyškov*

33

Griffigkeit in Tunnelbauwerke in Österreich – Erfahrungen, Forschungsergebnisse und Verbesserungsmaßnahmen**Drsnost vozovek v rakouských tunelech – zkušenosti, výsledky výzkumu a opatření ke zlepšení***Dipl.-Ing. Dr. Ameneh Schneider, Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie*

53

60

Protismykové vlastnosti cementobetonových krytů v tunelech – realizace, provoz, údržba*Ing. Jiří Šrůtka, Skanska a.s.*

67

4. blok: Technologie**Imperfektionen der Dübelleage – Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Betondecke****Nepřesnosti polohy trnů – vliv na trvanlivost cementobetonového krytu***Dipl.-Ing. Stephan Villaret, Villaret Ingenieurgesellschaft mbH*

79

84

Přesnost nedestruktivního měření polohy kotev a kluzných trnů CB krytů*Ing. Pavel Ševčík*

89

5. blok: Cementobetonové kryty – zkušenosti, opravy**Rastanlagen mit Verkehrsflächen in Betonbauweise****Cementobetonové kryty na dálničních odpočívkách***Dipl.-Ing. Martin Langer, HEILIT+WOERNER Bau GmbH*

95

107

Griffigkeitsverbesserungen von bestehenden Betonfahrbahnen**Zlepšení protismykových vlastností existujících betonových vozovek***Dipl.-Ing. Ralf Alte Teigeler, Otto-Alte Teigeler GmbH, Spezialbau Verkehrsflächen*

119

124

Cost Effective Use of Slipformed Concrete in widening 62 km of the M25 in UK**Cenově efektivní použití cementobetonového krytu pokládaného bezbočnicovou technologií****pro rozšíření 62 km dálnice M25 ve Spojeném království***David Blackburn BSc, ACGI, CEng, FICE, M25 Skanska Balfour Beatty Joint Venture*

129

138

Příspěvek k řešení problematiky alkalicko-křemičité reakce kameniva v betonu*Ing. Tomáš Táborský, Výzkumný ústav maltovin Praha, s.r.o.*

147

6. blok: Zajímavé realizace**Oprava dráhy TWY D na letišti Praha-Ruzyně pomocí technologie „rychlých“ betonů***Ing. Jiří Šrůtka, Skanska a.s.*

153

BETONOVÉ VOZOVKY



1. BLOK

Finanční vyhodnocení
cementobetonových krytů

Zkušenosti s výstavbou cementobetonových krytů v České republice

Ing. Marie Birnbaumová

Ředitelství silnic a dálnic ČR

V příspěvku je uveden přehled výhod a nevýhod cementobetonového a asfaltového krytu z pohledu uživatele a z pohledu správce komunikace. Vždy na dvou sousedících dálničních úsecích jsou porovnány celkové náklady na pořízení, údržbu a opravy vozovek s asfaltovým a cementobetonovým krytem. Tyto sousedící dvojice úseků jsou zatíženy dopravou stejné intenzity, působí na ně stejné klimatické podmínky a byly budovány ve stejné době, tedy s technickými znalostmi na stejné úrovni a se stejným přístupem ke kvalitě práce při výstavbě. Jsou uvedeny některé výsledky měření hluku na různých úsecích s cementobetonovým a asfaltovým krytem.

Koncem šedesátých a začátkem sedmdesátých let byla tehdejší Československá republika jedním z prvních států v Evropě, které začaly budovat cementobetonové kryty v té době nejmodernější technologií betonáží finišerem s kluznými bočnicemi firmy Guntert Zimmermann.

Beton byl pokládán v jedné vrstvě tloušťky 240 mm, spáry se prováděly jako úzké řezané, bez trnů a kotev, jen v některých úsecích v začátku výstavby byla podélná spára vytvářena pomocí vkládané pryžové vložky (od tohoto vytváření podélné spáry bylo brzy upuštěno).

Cementobetonový kryt se v naší republice až na malé výjimky pokládal na asfaltovou mezivrstvu tloušťky 4 cm, pod kterou byla podkladní vrstva ze stabilizace cementem tl. 240 mm. Spáry byly řezány jako úzké, tloušťky 3 mm a ty zůstávaly vzhledem k nedostatku finančních prostředků bez jakéhokoli utěsnění po dobu provozu 20 i více let. Tato technologie výstavby CB krytů v České republice přetrvala až do roku 1993 a teprve od roku 1995 jsme zahájili výstavbu CB krytů technologií dvouvrstvé betonáže, s vkládáním trnů a kotev do spár a s pečlivým utěšňováním spár proti vnikání vody a solanky.

Starou technologií (jednovrstvou betonáží, bez kotev a trnů) je v České republice vybudováno celkem asi 350 km dálniční sítě, některé úseky jsou v provozu již 41 let. V poslední době však jsou podrobeny velké kritice vzhledem k výskytu nepříjemných schůdků na spárách. Málokdo si ovšem uvědomuje, že jsou dávno za svou předpokládanou životností (30 let) a z hlediska společenského přinesly nemalé úspory do naší téměř prázdné státní pokladny.

Hlavní problémy, které se na těchto úsecích vyskytují, jsou

- schůdky na spárách,
- vysoká hlučnost,
- rozpad podélné spáry
- rozpad desek v úsecích, které jsou za hranicí životnosti

Schůdky na spárách vznikají v důsledku pružného uložení na asfaltové mezivrstvě a spár bez kotev a trnů. V některých úsecích na D1 dosahují hodnot až 30 mm, což způsobuje při jízdě velmi nepříjemný hluk a nárazy na vozidlo.

Ještě před 10 lety, kdy Ředitelství silnic a dálnic mělo k dispozici relativně dostatek finančních prostředků na opravy a údržbu, jsme se snažili zajistit co nejrychlejší odstranění kritických nerovností na spárách při přijatelných finančních nákladech. Schůdky jsme odstraňovali zvedáním a podinjektováním desek; schůdky do velikosti 5 mm jsme odstraňovali pouhým zbroušením (šířka broušení byla závislá na velikosti nerovnosti) tak, aby byla zajištěna předepsaná rovnost povrchu pod 4 metrovou latí.

Při opravách schůdků na spárách broušením a zvedáním desek jsme zajišťovali delší trvanlivost takto provedených oprav dodatečným vkládáním trnů do příčných spár. Kolem roku 2003 jsme z důvodu nedostatku finančních prostředků a nutnosti omezit počet uzavírek na D1 museli tento způsob oprav opustit. Úseky, které byly takto opraveny jsou do dnešního dne ve velmi dobrém stavu, což ukazuje, že pokud by Ředitelství silnic a dálnic v tomto záměru pravidelné údržby mohlo pokračovat, vyhnuli bychom se dnešnímu kritickému stavu na D1.

Vysokou hlučnost cementobetonového krytu budovaného technologií betonáže bez kotev a trnů způsobují rovněž schůdky na spárách a hluboká striáž v povrchu, kterou jsme se snažili v začátcích betonáže zajistit co nejlepší protismykové vlastnosti dálničního krytu. Úseky s hlubokou striáží mají dodnes velmi dobré protismykové vlastnosti, ovšem za cenu vysoké hlučnosti.

Poruchy betonu u podélné spáry se vyskytují zejména v těch úsecích, v nichž bylo do betonu použito drobné kamenivo (písek) s vysokým obsahem měkkých živcových zrn, které se v důsledku působení vody, mrazu a rozmrazovacích solí brzy rozpadají. Ke vzniku těchto poruch velmi přispěla skutečnost, že vozovka byla v provozu řadu let bez jakéhokoliv utěsnění spár.

Rozpad desek je fenomén posledních let; konstrukce dálnice D1 nebyla dimenzována na tak silnou intenzitu těžké dopravy, jaká je po ní v současné době vedena. Na stavu povrchu dálnice D1 se podepisuje jednak stárí (překročení její plánované životnosti) a jednak velký nárůst intenzity dopravy; dochází k náhlé destrukci jednotlivých desek, případně některých souvislých krátkých úseků desek.

Velmi často je v České republice stejně jako v zahraničí vedena diskuse o tom, který typ krytu je vhodnější - cementobetonový nebo asfaltový? V této diskusi se samozřejmě promítají zájmy výrobců cementu, asfaltu, ale i zájmy dodavatelů asfaltových a cementobetonových krytů. Ředitelství silnic a dálnic ČR jako investor a provozovatel silniční i dálniční sítě se snaží posuzovat vhodnost jednotlivých krytů vozovek nezájatě, na základě objektivních informací a zkušeností a na základě skutečně vynaložených nákladů, a to jak pořizovacích, tak i nákladů na provoz a údržbu. S účinností od 1. 1. 2010 vstoupil v platnost Metodický pokyn Ministerstva dopravy „Zásady pro hodnocení výhod a nevýhod asfaltových a cementobetonových technologií“, který byl vypracován Centrem dopravního výzkumu, v.v.i.

Tento metodický pokyn uvádí postup při výběru konstrukčního řešení vozovky příslušné silniční komunikace. Při výběru konstrukce vozovky se musí mimo nákladů na realizaci zohlednit především životnost vozovky, plánované dopravní zatížení, geologické vlivy, klimatické vlivy, přednosti, příp. nedostatky každé varianty z hlediska následné údržby, opravy, rekonstrukce apod. Na základě všech těchto údajů je nutno provést komplexní technicko-ekonomické posouzení možných variant řešení pro jejich použití v konkrétních podmínkách, příp. alespoň analýza konstrukčního řešení vozovky, která spočívá v systematickém utřídění výhod a nevýhod posuzovaných variantních řešení.

Výhody a nevýhody asfaltového a cementobetonového krytu lze hodnotit ze dvou různých pohledů, a to jednak z hlediska správce komunikace a jednak z hlediska uživatele komunikace.

Z hlediska správce komunikace jsou:

Hlavními výhodami CB krytu

- Delší životnost bez nutnosti oprav (v případě dodržení kvality při výstavbě!)
- Nižší náklady na provoz a údržbu vozovky
- Menší počet uzavírek po dobu životnosti krytu

Hlavními nevýhodami CB krytu

- Složitější technologie oprav a v důsledku toho i vyšší cena oprav
- Delší doba trvání oprav

Z hlediska uživatele komunikace jsou:

Hlavními výhodami CB krytu

- Větší bezpečnost jízdy (uživatel ocení především za deště, nejsou vytvořeny koleje jako na většině vozovek z asfaltových hutněných vrstev)

Hlavními nevýhodami CB krytu

- Hlučnost
- Schůdky na spárách

Tyto nevýhody se ovšem týkají technologie betonáže v jedné vrstvě, bez kotev a trnů ve spárách.

Protismykové vlastnosti je velmi obtížně hodnotit, problémy dodržet normou stanovené parametry se občas vyskytnou u obou typů krytů, u CB krytů se negativně projevuje rychlejší tempo výstavby; staveništní doprava je z důvodu nedostatku času vedena často po nedostatečně vyzrálém betonu.

Při výběru druhu krytu pro konkrétní stavbu vždy převládá finanční hledisko, a to bohužel často pouze hledisko okamžitě vynaložených nákladů, tedy nákladů na pořízení krytu. Při prokazování dlouhodobých finančních výhod cementobetonových krytů na zatížených komunikacích, tedy především na dálničních úsecích, jsme se snažili provést objektivní srovnání vynaložených finančních nákladů v průběhu celé doby provozu vybraných úseků.

K vyčíslení a zhodnocení finančních nákladů, vynaložených na výstavbu, provoz a údržbu asfaltové a betonové vozovky jsme zvolili dvě dvojice sousedících úseků (vždy jeden úsek s asfaltovým krytem a jeden s cementobetonovým krytem); tyto sousedící dvojice úseků jsou zatíženy dopravou stejné intenzity, působí na ně stejné klimatické podmínky a byly budovány ve stejné době, tedy s technickými znalostmi na stejné úrovni a se stejným přístupem ke kvalitě práce při výstavbě; jedna dvojice se nachází na dálnici D1 Brno – Praha a druhá na dálnici D2, Brno – Bratislava.

Tabulka 1

Celkové náklady D1:

STAVBA V PROVOZU	017 CB KRYT Brno západní přivaděč – V. Bíteš 1972 – 2011 (39 let)	019 ASFALTOVÝ KRYT Brno jih – Brno západní přivaděč 1976 – 2011 (35 let)
Pořizovací náklady (Kč/m ²)	267,13	234,00
Náklady na opravy a údržbu (Kč/m ²)	561,98	965,06
Celkové náklady (Kč/m ²)	829,11 69,1 % z nákladů na asfaltový kryt	1199,06

Při hodnocení těchto dvou sousedních úseků, na něž působí stejné klimatické podmínky a jsou zatíženy dopravou stejné intenzity, dosahují celkové náklady na pořízení, opravy a údržbu cementobetonového krytu pouze 69,1 % z nákladů, vynaložených na asfaltový kryt – úsek s cementobetonovým krytem je přitom v provozu o 4 roky déle než úsek s asfaltovým krytem.

Dopravní intenzita v tomto úseku je vysoká, v současné dosahuje přibližně 15 000 těžkých nákladních vozidel za 24 hodin.

Tabulka 2

Celkové náklady D2:

STAVBA V PROVOZU	023 CB KRYT Hustopeče - Břeclav 1980 – 2011 (31 let)	024 ASFALTOVÝ KRYT Břeclav – hranice ČR/SR 1980 – 2011 (31 let)
Pořizovací náklady (Kč/m ²)	256,04	277,48
Náklady na opravy a údržbu (Kč/m ²)	282,06	1378,82
Celkové náklady (Kč/m ²)	538,10 32,5 % z nákladů na asfaltový kryt	1656,30

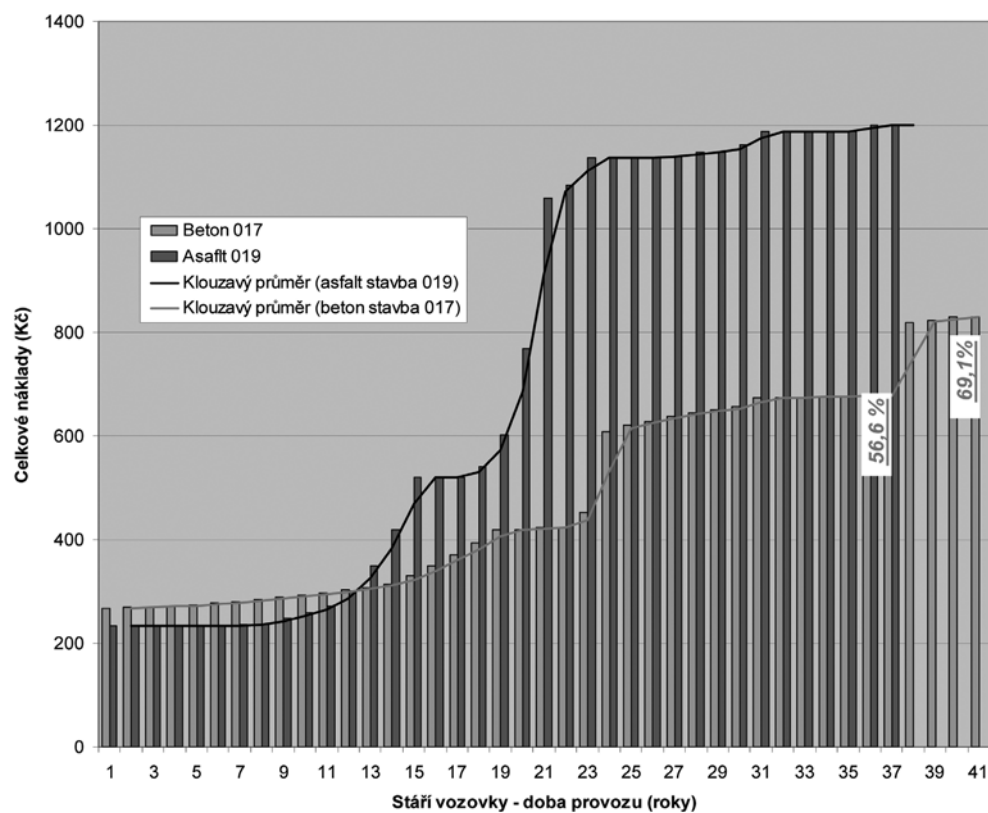
Při hodnocení těchto dvou sousedních úseků, na něž působí stejné klimatické podmínky a jsou zatíženy stejnou dopravní intenzitou, dosahují celkové náklady na pořízení, opravy a údržbu cementobetonového krytu pouze 32,5 % z nákladů, vynaložených na asfaltový kryt.

Dopravní intenzita v tomto úseku není vysoká, dosahuje přibližně 6 000 těžkých nákladních vozidel za 24 hodin.

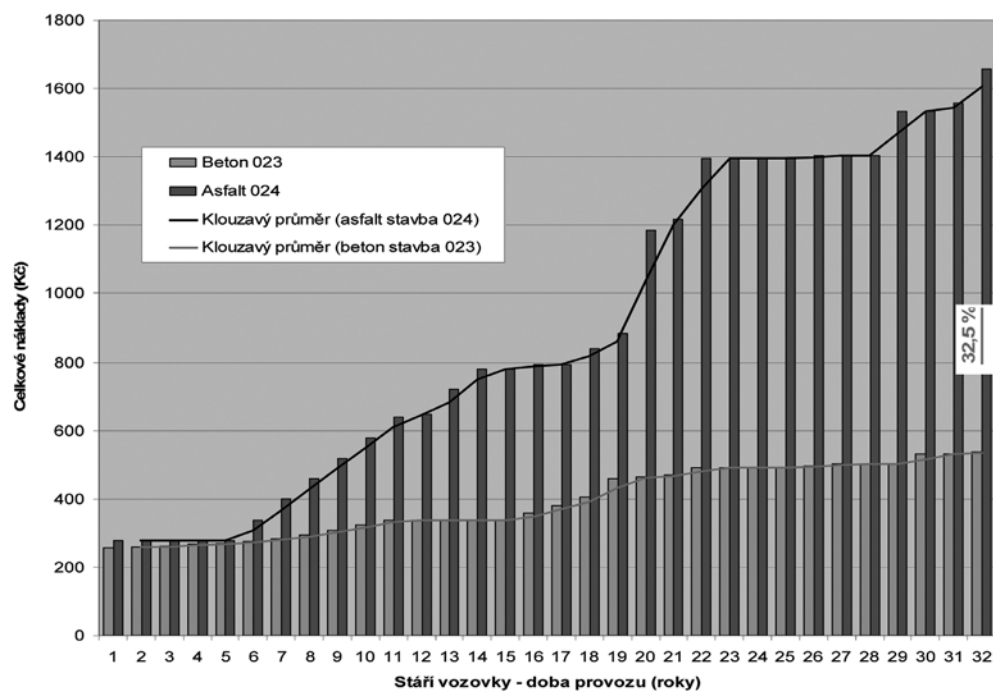
V těchto hodnoceních nejsou započítány náklady uživatele komunikace, vyvolané omezením provozu při údržbě a opravách úseků.

Porovnání celkových ročních nákladů na výstavbu, údržbu a opravy (při započítání i pořizovacích nákladů) je znázorněno v grafech č. 1 a 2.

Graf 1: Porovnání celkových ročních nákladů na výstavbu, opravy a údržbu cementobetonového a asfaltového krytu staveb 017 a 019



Graf 2: Porovnání celkových ročních nákladů na výstavbu, opravy a údržbu cementobetonového a asfaltového krytu staveb 023 a 024



Ke grafu 1:

Při porovnání celkových nákladů, vynaložených na cementobetonový kryt, který je v provozu 41 let s asfaltovou vozovkou, která je v provozu 37 let, dosahují náklady, vynaložené na cementobetonový kryt pouze 69,1 % nákladů, vynaložených na asfaltovou vozovku. Tento graf dokumentuje i správnost předpokladů životnosti asfaltových vozovek. Předpokládá se, že asi po 12 letech musí dojít k výměně obrusné vrstvy. Z grafu je vidět, že jsme skutečně začali po 13 letech provádět obnovu asfaltového krytu výměnou horní (obrusné) vrstvy. Toto rozhodnutí o nejlevnějším řešení, provedení opravy pouze výměnou horní obrusné vrstvy, však nebylo správné a z dlouhodobého hlediska nejlevnější. Po 5 až 6 letech musel být tento úsek museli opraven znovu a oprava musel být provedena do větší hloubky, výměnou obrusné i ložní vrstvy krytu. Asfaltový kryt je v současné době v havarijním stavu, v roce 2012 se plánují opravy v celé délce úseku, výměnou obrusné a ložní vrstvy. Cementobetonový kryt potřebuje nutně řešit problém s výskytem schůdků na spárách, oba kryty jsou tedy na konci své životnosti. Další trend nákladů lze tedy předpokládat bez většího zvětšování rozdílu mezi náklady na jednotlivé kryty.

Ke grafu 2:

Porovnání celkových nákladů pro úsek dálnice D2 vyznívá pro asfaltovou vozovku nepříznivěji, což je způsobeno použitím těžného kameniva do asfaltových směsí, tedy kameniva, které sice vyhovovalo tehdejšími technickým předpisům a normám (dnešním již nevyhovuje), ale způsobuje snadné vyjíždění kolejí v asfaltové vozovce.

Další předpoklad na těchto úsecích je tento: Oba typy krytů dnes již vyžadují větší zásah pro zajištění sjízdnosti; CB kryty z důvodu schůdků na spárách, asfaltové kryty z důvodu rozpadu obrusné a ložní vrstvy a vyjetých kolejí. U obou typů dojde ke strmému nárůstu nákladů.

Ekonomické stanovisko se zohledněním všech nákladů, nejen pořizovacích, vyznívá tedy pro zatížené vozovky, u nichž je velké nebezpečí vyjíždění kolejí, jednoznačně pro volbu cementobetonového krytu.

Z pohledu tohoto tématu, často diskutovaného v ČR, byla zajímavá přednáška Juana Manuela Moralese o porovnání celkových nákladů na údržbu a obnovu cementobetonového a asfaltového krytu na dálnici Sevilla – Cádiz, uveřejněná v rámci mezinárodní konference „Betonové vozovky“, která se konala v Seville 13. až 15. října 2010.

Dálnice AP-4, spojující Seville s Cádizem, byla uvedena do provozu v roce 1971 (je to tedy obdoba naší D1). Asi polovina její délky je tvořena cementobetonovým krytem bez kotev a trnů na cementem stmelené podkladní vrstvě, budovaná technologií v té době běžně používanou (i v ČR); na některých úsecích se špatnou kvalitou podloží, kde se očekávalo sedání, byl položen asfaltový kryt. Významná část původních úseků s cementobetonovým krytem je s velmi nízkými nároky na údržbu stále v provozu. Španělé byli proto na této dálnici schopni provést porovnání celkových nákladů vynaložených na pořízení, provoz a údržbu za téměř čtyřicet let na betonové a na asfaltové vozovce, tedy stejným způsobem, jako jsme postupovali i my.

Na základě konkrétních údajů koncesionářské společnosti o nákladech na údržbu a obnovu vozovek v úseku dálnice Sevilla-Cádiz bylo konstatováno, že náklady na údržbu a obnovu asfaltového krytu jsou 2,27 krát vyšší než na cementobetonový kryt (323 988 €/km vůči 142 476 €/km). Přitom náklady na údržbu cementobetonových krytů zahrnují i tenké asfaltové překrytí ke zlepšení jeho rovnosti (odstranění schůdků na spárách). Španělští odborníci proto došli k závěru, že tato dálnice je jasný důkaz trvanlivosti cementobetonového krytu; pokud je správně navržen a kvalitně proveden, jsou náklady na jeho údržbu výrazně nižší než náklady na údržbu asfaltových krytů.

Hlučnost cementobetonových krytů, která je na starých úsecích předmětem kritiky cestujících veřejnosti, je při zajištění rovnosti na spárách (zabudování kotev a trnů do spár) a úpravě povrchu vlečenou jutou srovnatelná s hlučností, naměřenou na asfaltových krytech, viz tabulka 3.

Tabulka 3

Výsledky měření intenzity hluku:

DRUH KRYTU	Celková hladina hluku (dB) při rychlosti		
	60 km/h	90 km/h	120 km/h
Beton, technologie Dálničních staveb Praha, dvouvrstvý s trny a kotvami, D5 km 102,6; povrchová úprava vlečenou jutou	89,6	96,2	100,4
Beton, technologie Dálničních staveb Praha, dvouvrstvý s trny a kotvami, D5 km 103,6; povrchová úprava vlečenou jutou	88,9	95,6	100,6
Beton, stará technologie bez trnů a kotev, D1 km 228,07; povrchová úprava vlečenou jutou	90,1	96,5	100,8
Beton, stará technologie bez trnů a kotev, D11 km 4,0; velmi hluboká stráž	95,8	100,4	106,0
Asfaltový beton, D5 km 59,6	91,8	97,6	101,2
Asfaltový koberec mastixový, D1 km 13,0	91,5	96,7	99,9
Asfaltový koberec mastixový, D5 km 40,0	92,8	98,5	101,3
Asfaltový koberec mastixový, D8 km 11,0	90,4	96,1	98,9

V tabulce 3 jsou uvedeny výsledky měření hluku na osmi druzích povrchu dálničních vozovek – výsledky měření hladin akustického tlaku bezdezénové pneumatiky při stanovených zkušebních rychlostech, hladiny akustického tlaku jsou pro potřeby porovnání přepočítány na teplotu 200 °C. Kritická difference je 1,1 dB; převyšeli-li difference mezi dvěma povrchy 1,1 dB, pak lze tyto povrchy považovat za akusticky odlišné.

Jak je zřejmé z tabulky, cementobetonový kryt s povrchem, upraveným vlečenou jutou, je z hlediska hlučnosti srovnatelný s asfaltovým krytem. Cementobetonový kryt s povrchem, upraveným kartáči (striáží), je výrazně hlučnější, avšak má mnohem lepší protismykové vlastnosti.

Při dalších betonážích se musíme věnovat vývoji úpravy povrchu CB krytu z hlediska dosažení dobrých a trvanlivých protismykových vlastností a umožnit zavedení nových technologií, jako je beton s obnaženými zrny kameniva (tzv. vymývaný/kartáčovaný beton), použití úpravy povrchu pomocí umělého trávniku, případně jiných technologií, které by však nezvyšovaly nadměrně hlučnost.

Důvodem zhoršení protismykových vlastností povrchu některých nově budovaných CB krytů je pravděpodobně i zrychlené tempo výstavby a omezování objízdných komunikací při výstavbě. Snížení protismykových vlastností je zjišťováno především v úsecích, po nichž je vedena staveništní doprava již v krátké době po betonáži, kdy beton není ještě dokonale vyzrálý, což se týká i krytů v tunelech.

Při vhodné zvoleném kamenivu do betonu, to je kamenivu s dobrou ohladitelností a dobře navrženém složení betonu, jsou dosaženy protismykové vlastnosti povrchu cementobetonového krytu, upraveného jutou, velmi dobré, což dokumentují výsledky měření podélného tření. Na stavbě 3509.2 - obchvat Olomouce, která se uváděla do provozu začátkem října 2003, byly protismykové vlastnosti hodnoceny v celém úseku stupněm 1, jako velmi dobré protismykové vlastnosti. Součinitel podélného tření dosahuje při rychlosti měření 120 km/hod. hodnot 0,41 až 0,46 proti normou požadované hodnotě 0,27. Pokud je použito vhodné kamenivo do betonu (s dobrou ohladitelností), jsou tyto protismykové vlastnosti zachovány po celou dobu životnosti cementobetonového krytu, jak ukazují pravidelná měření provozovaných úseků.

Zavedení dvouvrstvové technologie betonáže s vkládáním trnů a kotev do spár a úpravou povrchu vlečenou jutou i dlouhodobé sledování vynaložených finančních nákladů dokazují, že cementobetonový kryt má své místo při budování silniční a dálniční sítě a je konkurenceschopný s asfaltovými kryty. Při výstavbě silniční a dálniční sítě najdou samozřejmě vždy uplatnění oba druhy krytu; k volbě, který z nich je pro příslušnou stavbu a konkrétní úseky vhodnější, je třeba přistupovat velmi zodpovědně, při rozhodování je třeba zohlednit všechna hlediska (geologické podmínky, klimatické podmínky, intenzitu dopravního zatížení, požadavky na životnost vozovky a další).

Je však třeba urychleně zavést systém hospodaření s vozovkou a dodržovat termíny pravidelné údržby objektů. Pokud by byl zaveden a dodržován systém hospodaření s vozovkou, nedošlo by k tak havarijnímu výskytu schůdků na spárách na D1 a D2.

BETONOVÉ VOZOVKY



2. BLOK

Rekonstrukce dálnice D1

Modernizace dálnice D1 v úseku Mirošovice – Kývalka a použití CB krytu

Ing. Vratislav Škvor

PRAGOPROJEKT, a.s.

spolupracovali:

Ing. Zdeňka Heroldová, Ing. Jiří Hruška

Březen 2012

OBSAH

1. Úvod
2. Historie výstavby dálnice D1 v 60. až 70. letech minulého století
3. Užívání a provoz na dálnici
 3. 1. Zprovoznění dálnice
 3. 2. Dopravní zatížení
4. Idea modernizace dálnice D1
 4. 1. Kategorie D34/120
 4. 2. Kategorie D28/120
5. Konstrukce vozovky dálnice D1 na konci své životnosti
6. Zadání a příprava modernizace v roce 2011
7. Recyklace konstrukčních vrstev vozovky
8. CB kryt
9. Životnost dálnice D1 po modernizaci
10. Závěr

1. Úvod

Dálnice se začala budovat v úseku Praha – Jihlava v roce 1939 a její výstavba pokračovala až do roku 1942, kdy byla zastavena. V letech 1945–48 byla výstavba částečně obnovena a pokračovala až do roku 1950, kdy byla na delší dobu ukončena. Po schválení páteřní sítě českých dálnic v roce 1963 a rozsáhlé projekční a inženýrské přípravě, vč. zhodnocení stavu realizovaných konstrukcí, byla výstavba dálnice D1 v kategorii D 26,5/120 mezi Prahou a Brnem znovu zahájena v roce 1967 a ukončena v roce 1980.

I když na dálnici probíhají cyklické i havarijní opravy vozovky, mostů, odvodnění, svodidel, DZ a dalších součástí vybavení dálnice, mají tyto opravy většinou dočasný efekt, přičemž uzavírky mají pro plynulý provoz na dálnici velice negativní dopad, jsou pro uživatele dálnice negativním prvkem a významně snižují ekonomickou efektivnost dálnice. Z hlediska současného dopravního zatížení s vysokým počtem kamionů je dálnice ve stávajícím technickém stavu na hranici kapacity a bezpečnosti.

Úsek dálnice Praha – Mirošovice (nejstarší úsek) byl již v polovině 90. let modernizován, rozšířen na 6 jízdních pruhů a byla obnovena jeho kvalita, funkčnost, trvanlivost a bezpečnost.

Zbývající úseky mezi MUK Mirošovice - MUK Kývalka, v délce cca 160 km modernizovány nejsou a byly zde provedeny pouze cyklické opravy konstrukce vozovky, případně doplněno další vybavení dálnice (PHS, mytí, telematika). Na zbývajících úsecích se nachází 21 mimoúrovňových křižovatek se 104 dálničními mosty a 43 nadjezdy.

2. Historie výstavby dálnice D1 v 60. až 70. letech minulého století

Výstavba dálnice D1 mezi Prahou a Brnem byla zahájena v 8. 9. 1967, probíhala postupně, po částech byla uváděna do provozu a v celé délce byla uvedena do provozu 8. listopadu 1980. Trasa byla rozdělena na 14 částí a 4 samostatné stavby velkých mostů. Postup výstavby jednotlivých úseků odpovídal dopravnímu zatížení, tj. úseky u Prahy a Brna s nejvyšším DZ byly realizovány jako první, jako poslední byly realizovány úseky na Vysočině s nejnižším DZ. Pro zajímavost uvádím, že IN celé trasy činily 6,47 mld Kč, tj. při cca 13 násobku cen by současná cena mohla činit 84,1 mld, což je cca 420 mil.Kč/km.

3. Užívání a provoz na dálnici

3.1. Zprovoznění dálnice

Úsek Praha – Mirošovice byl zprovozněn 07/1971, byl s CB krytem a byl zde již použit bezbočnicový finišer G-Z.

Úsek V. Meziříčí – Brno byl zprovozněn 12/75 s dílčími zprovozněnými částmi

Úsek Mirošovice – Hořice byl zprovozněn 07/77

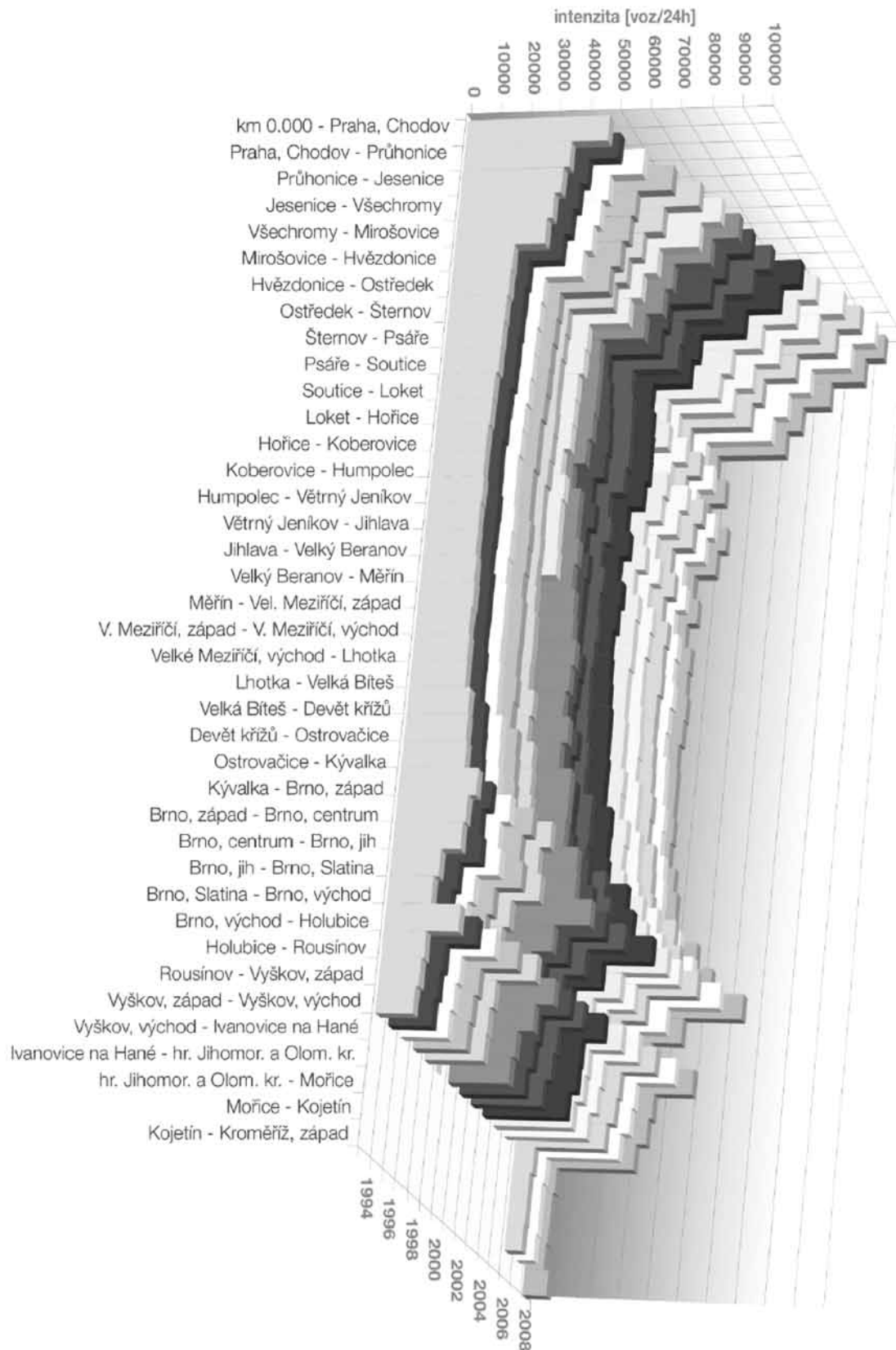
Úsek Řehořov – Měřín byl zprovozněn 11/78

Úsek Hořice – Řehořov byl zprovozněn 11/80

Z uvedeného časového rozpětí je zřejmé, že stáří dálnice se pohybuje od 41 do 32 let a pochopitelně současný stav veškerých konstrukcí odpovídá době jejich užívání, že vozovkové souvrství je po dlouhou dobu namáháno vysokým dopravním zatížením a je na konci své přepokládané životnosti (dle TP 170 činí 25 let), případně dobu životnosti překračuje.

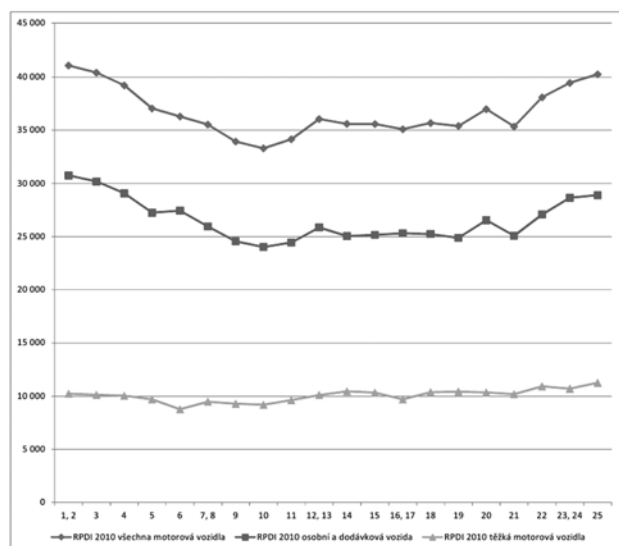
3.2. Dopravní zatížení

Z grafu v příloze převzatého z publikace ŘSD je patrné, že dopravní zatížení vždy dosahovalo vysokých hodnot zejména v příměstských oblastech Prahy a Brna. Po rozšíření úseku do Mirošovic zde intenzity dosahují cca 60 000 až téměř 100 000 vozidel / den. Tyto hodnoty byly potvrzeny jak ze sčítání roku 2005, tak i 2010 (viz graf).

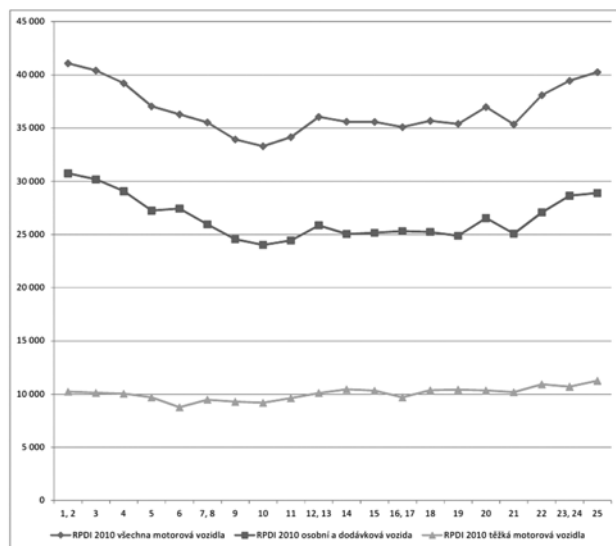


Odhad intenzit na D1 v roce 2010

Kom.	Číslo úseku	Sčítací úsek	TV	O	M	SV	Začátek	Konec
D1		1-8024	18 610	69 414	436	88 460	Spořilov	Chodov
D1		1-8025	17 141	61 859	360	79 360	Chodov	Průhonice
D1		1-8026	17 193	51 210	187	68 590	Průhonice	Modletice
D1		1-8023	16 184	54 163	194	70 541	Modletice	Říčany
D1		1-8027	15 180	58 020	197	73 397	Říčany	Vítechromy
D1		1-8028	13 570	50 027	175	63 772	Vítechromy	Mírošovice
D1	1, 2	1-8030	10 226	30 762	118	41 106	Mírošovice	Hvězdonice
D1	3	1-8040	10 128	30 183	115	40 426	Hvězdonice	Ostředek
D1	4	1-8050	10 045	29 072	114	39 231	Ostředek	Šternov
D1	5	1-8060	9 688	27 259	107	37 054	Šternov	Psáře
D1	6	1-8070	8 770	27 437	89	36 296	Psáře	Soutice
D1	7, 8	1-8080	9 480	25 957	101	35 538	Soutice	Loket
D1	9	1-8089	9 280	24 563	97	33 940	Loket	Hořovice
D1	10	2-8019	9 188	24 023	94	33 305	Hořovice	Kobrovce
D1	11	2-8029	9 620	24 447	100	34 167	Kobrovce	Humpolec
D1	12, 13	5-8019	10 102	25 868	100	36 070	Humpolec	Větrný Jeníkov
D1	14	6-8609	10 455	25 047	99	35 601	Větrný Jeníkov	Jihlava
D1	15	6-8600	10 334	25 165	101	35 600	Jihlava	Velký Beranov
D1	16, 17	6-8610	9 688	25 314	101	35 103	Velký Beranov	Měříň
D1	18	6-8620	10 357	25 246	97	35 700	Měříň	Vel. Meziříčí, západ
D1	19	6-8630	10 422	24 879	99	35 400	Vel. Meziříčí, západ	Vel. Meziříčí, východ
D1	20	6-8640	10 342	26 545	101	36 988	Vel. Meziříčí, východ	Lhotka
D1	21	6-8650	10 176	25 081	100	35 357	Lhotka	Velká Bíteš
D1	22	6-8660	10 919	27 079	110	38 108	Velká Bíteš	Devět křížů
D1	23, 24	6-8670	10 704	28 655	113	39 472	Devět křížů	Ostrovačice
D1	25	6-8680	11 258	28 907	116	40 281	Ostrovačice	Kývalka
D1		6-8690	12 128	33 445	135	45 708	Kývalka	Brno, západ
D1		6-8691	14 258	44 490	166	58 914	Brno, západ	Brno, centrum
D1		6-8692	14 697	50 146	173	65 016	Brno, centrum	Brno, jih



Kom.	Číslo úseku	Sčítací úsek	TV	O	M	SV	Začátek	Konec
D1		1-8024	18 610	69 414	436	88 460	Spořilov	Chodov
D1		1-8025	17 141	61 859	360	79 360	Chodov	Průhonice
D1		1-8026	17 193	51 210	187	68 590	Průhonice	Modletice
D1		1-8023	16 184	54 163	194	70 541	Modletice	Říčany
D1		1-8027	15 180	58 020	197	73 397	Říčany	Vítechromy
D1		1-8028	13 570	50 027	175	63 772	Vítechromy	Mírošovice
D1	1, 2	1-8030	10 226	30 762	118	41 106	Mírošovice	Hvězdonice
D1	3	1-8040	10 128	30 183	115	40 426	Hvězdonice	Ostředek
D1	4	1-8050	10 045	29 072	114	39 231	Ostředek	Šternov
D1	5	1-8060	9 688	27 259	107	37 054	Šternov	Psáře
D1	6	1-8070	8 770	27 437	89	36 296	Psáře	Soutice
D1	7, 8	1-8080	9 480	25 957	101	35 538	Soutice	Loket
D1	9	1-8089	9 280	24 563	97	33 940	Loket	Hořovice
D1	10	2-8019	9 188	24 023	94	33 305	Hořovice	Kobrovce
D1	11	2-8029	9 620	24 447	100	34 167	Kobrovce	Humpolec
D1	12, 13	5-8019	10 102	25 868	100	36 070	Humpolec	Větrný Jeníkov
D1	14	6-8609	10 455	25 047	99	35 601	Větrný Jeníkov	Jihlava
D1	15	6-8600	10 334	25 165	101	35 600	Jihlava	Velký Beranov
D1	16, 17	6-8610	9 688	25 314	101	35 103	Velký Beranov	Měříň
D1	18	6-8620	10 357	25 246	97	35 700	Měříň	Vel. Meziříčí, západ
D1	19	6-8630	10 422	24 879	99	35 400	Vel. Meziříčí, západ	Vel. Meziříčí, východ
D1	20	6-8640	10 342	26 545	101	36 988	Vel. Meziříčí, východ	Lhotka
D1	21	6-8650	10 176	25 081	100	35 357	Lhotka	Velká Bíteš
D1	22	6-8660	10 919	27 079	110	38 108	Velká Bíteš	Devět křížů
D1	23, 24	6-8670	10 704	28 655	113	39 472	Devět křížů	Ostrovačice
D1	25	6-8680	11 258	28 907	116	40 281	Ostrovačice	Kývalka
D1		6-8690	12 128	33 445	135	45 708	Kývalka	Brno, západ
D1		6-8691	14 258	44 490	166	58 914	Brno, západ	Brno, centrum
D1		6-8692	14 697	50 146	173	65 016	Brno, centrum	Brno, jih



Na úsecích, které jsou předmětem modernizace se pohybuje intenzita dopravy mezi cca 35 000 – 42 000 vozidel/den, z toho podíl NV činí cca 26 % tj. 9 188 – 11 250 vozidel /den (sčítání 2010). Nutno poznamenat, že intenzita dopravy oproti roku 2005 klesla. Pro zpracování projektové dokumentace (studie, DSP) byly zpracovány dopravní prognózy pro výhledový rok 2030 a 2040 viz graf). Ve výhledovém roce 2030 jsou očekávané intenzity dopravy cca 50 200 až 62 200 vozidel/den a pro rok 2040 cca 54 000 až 67 000 což je nárůst o cca 43 % až 48 % oproti současnosti.

4. Idea modernizace dálnice D1

Práce na modernizaci dálnice D1 byly zahájeny zadáním a vypracováním studie, která řešila zkapacitnění dálnice z kat. D26,5/120 na kat. D34/120 v celé délce, což odpovídalo kategorizaci silniční a dálniční sítě. S ohledem na problematiku se získáním potřebných pozemků byla následně zpracována studie na modernizaci v kat. D28/120 (rozšíření o 2 x 0,75 m), která nemá takové nároky na výkup pozemků a tato varianta je sledována dosud.

4.1. Kategorie D34/120

Změnou kategorie by došlo k výraznému nárůstu kapacity dálnice a pro potřeby posouzení této varianty byla zpracována pro ŘSD ČR studie „Dálnice D1 Mírošovice – Kývalka, zkapacitnění“ v 09/2007, kde odhad stavebních nákladů v CÚ 2009 činil bez výkupu pozemků cca 32,0 mld. Kč vč. DPH. Ke zpracované studii byla zpracována EIA, ke které bylo vydáno souhlasné stanovisko za podmínek doplnění ekomostí a ochrany vod. Problematikou tohoto řešení jsou nezbytné oboustranné výkupy pozemků v celé délce cca 160 km, jejichž vykoupení je základním předpokladem pro získání SP a realizaci stavby.

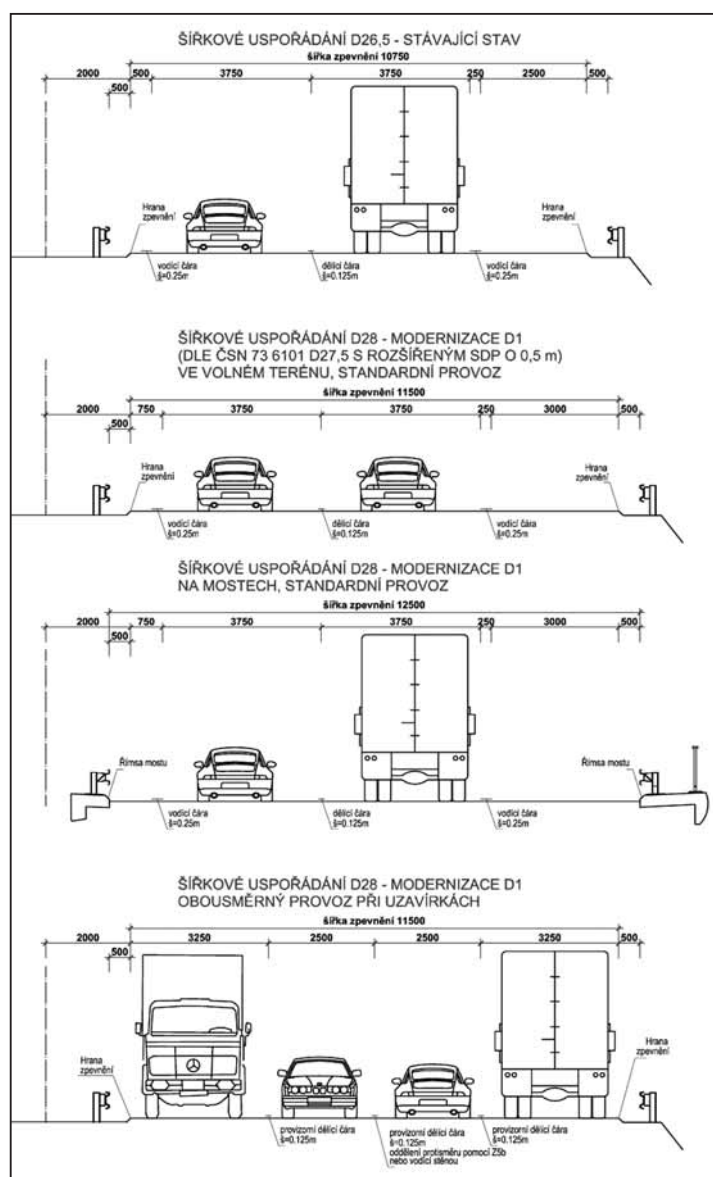
Vyhodnocením obou studií a s přihlédnutím k disponibilním investičním prostředkům, které má MD na dopravní infrastrukturu, MD rozhodlo, že bude dále sledována varianta vycházející ze "Studie komplexních opatření" z 04/2009 s využitím poznatků ze studie „Dálnice D1 Mirošovice – Kývalka, zkapacitnění“ z 10/2007.

4.2. Kategorie D28/120

Modernizace – dálnice je navržena v kategorii D28/120 (šířka jízdního pásu min. 11,5 m) podle vypracované "Studie komplexních opatření" v 04/2009 a její součástí kromě rekonstrukce konstrukce vozovky, jsou i rekonstrukce mostů (rozšíření dálničních, prodloužení nadjezdů na D34)), odvodnění, SOS-DIS a dalších součástí dálnice. Při modernizaci je uvažováno s použitím pozemků v majetku ŘSD ČR.

Navrhované řešení - komplexní rekonstrukce dálnice při současném rozšíření vozovky o 2x0,75 m zvýší zejména bezpečnost provozu na dálnici, výrazně zkvalitní provoz v případě nutných uzavírek (2+2 jízdní pruhy na polovině dálnice) a přispěje ke snížení závažnosti a počtu dopravních nehod. Realizací dojde k úsporám na cestovní čas a provozní náklady všech uživatelů a tím i omezení negativních účinků dopravy na životní prostředí.

Pokud se v budoucnu s ohledem na zvyšující se dopravní zatížení prokáže potřeba rozšíření na kategorii D34 (provoz v šesti jízdních pruzích), bude možno dálnici rozšířit bez zásahu do části konstrukcí realizovaných (např. nadjezdy) v rámci modernizaci dálnice. Schema budoucího uspořádání jsou patrná na obr.



5. Konstrukce vozovky dálnice D1 na konci své životnosti

Konstrukce vozovky dálnice od začátku provozu, kromě dílčích částí nebyla celkově rekonstruována a byly prováděny pouze opravy vozovkových krytů. Z větší části je stávající dálnice s CB krytem, na části ve správě závodu Praha a na mostech asfaltový kryt. Na řadě úseků byl proveden diagnostický průzkum konstrukcí vozovky s příznivým výsledkem. Bylo konstatováno, že podkladní vrstvy (štp, stabilizace) i ostatní konstrukční vrstvy jsou v takové kvalitě, že je lze po úpravě nebo recyklaci využít. Příklad konstrukce stávající vozovky je uveden v příloze.

6. Zadání a příprava modernizace v roce 2011

Modernizace – dálnice bude navržena v kategorii D28/120 (šířka jízdního pásu min. 11,5 m), bude respektovat platné ČSN – EN, kryty vozovek budou provedeny podle druhu stávajícího krytu, tj. kde CB, tak bude CB, kde je AB bude AB. Po širší diskuzi byl přijat závěr, že veškeré kryty budou CB kromě mostů a přechodových částí. Dále běžné dálniční mosty budou rozšířeny dle kategorie, nadjezdy budou rekonstruovány pro možnost realizace kat D34, bude upravena telematika a doprovodné konstrukce, vybourané hmoty vozovek budou recyklovány a použity do konstrukce rozšíření, případně do konstrukce vozovek. Pro přepravu a uskladnění materiálu bude v maximální míře využita stávající dálnice, plochy odpočívák a MUK. Uzavírky budou realizovány tak, aby byl provoz po jedné polovině obousměrně ve 4 jízdních pruzích. Za tímto účelem bude dočasně polovina dálnice provizorně rozšířena. Podle zadání bylo v roce 2011 vypracována DSP pro 5 úseků.

7. Recyklace konstrukčních vrstev vozovky

Jak bylo konstatováno výše, vybourané materiály z konstrukce vozovek jsou kvalitní a lze je využít po úpravě (předrcení) do podkladních vrstev konstrukce vozovek (rozšíření, doplnění), pro zásypy a úpravy podloží. Vybouraný CB kryt je předpoklad, že bude použit do spodní vrstvy dvouvrstvého CB krytu. Vybouraný AB kryt a podkladní vrstvy bude rovněž recyklován pro použití v podkladních vrstvách a na zpevnění provizorních komunikací, ploch nebo bude převeden pro použití na komunikace nižších tříd.

Cílem při modernizaci dálnice je maximálně využít recyklace do konstrukčních vrstev vozovek.

8. CB kryt

CB kryt je navržen jako dvouvrstvý celkové tl. 270 mm. Celková konstrukce vozovky modernizované dálnice je:

V místě stávajícího zpevnění:

CB I	270 mm
Prováděný jako dvouvrstvý	90 mm
S recyklovaným CB krytem	180 mm
Recyklace stabilizace RS 0/32 C8/10 C (na místě) min.	220 mm

Hutnitelný štp. (stávající, v případě obnažení bude provedeno vyrovnaní a přehutnění)	110 mm
Filtrační štp.	150 mm
Celkem	750 mm

V místě rozšíření:

CB I	270 mm
Prováděný jako dvouvrstvý	90 mm
S recyklovaným CB krytem	180 mm
Stabilizace SC 0/32 C8/10	220 mm

Hutnitelný štp. (stávající, v případě obnažení bude ŠDA.)	260 mm
Celkem	750 mm

Detailně je konstrukce zobrazena v příloze.

9. Životnost dálnice D1 po modernizaci

Životnost dálnice je důležitá jak z ekonomického hlediska, tak i z hlediska trvání její použitelnosti. V našem případě, D1 je za dobou životnosti řady konstrukcí, ekonomika provozu jak pro uživatele, tak i pro provozovatele je nízká, snížila se její bezpečnost. Některé konstrukce svým technickým stavem přímo hrozí zřícením a kryty jsou v takovém stavu, že ohrožují řidiče (výtluky, nerovnosti, koleje, trhliny a pod). Pro přehled uvádím předpokládané životnosti konstrukcí resp. jejich částí na dálnici, z kterých je zřejmé, kde je překročena a kde je ještě zbytková (podle našich předpisů).

kryt z CB (tuhá vozovka) podle TP 170)	25 let
kryt z asfaltu (netuhá)	12 let
ložná z asfaltu	20 let
podkladní vrstvy (tuhá i netuhá)	40 let
zemní těleso	100 let
betonové konstrukce (mosty tunely)	100 let

Podle TKP životnost je uvedena pouze v kap. 18 tab. 18-2, převážně pro konstrukce a konstrukční části betonu

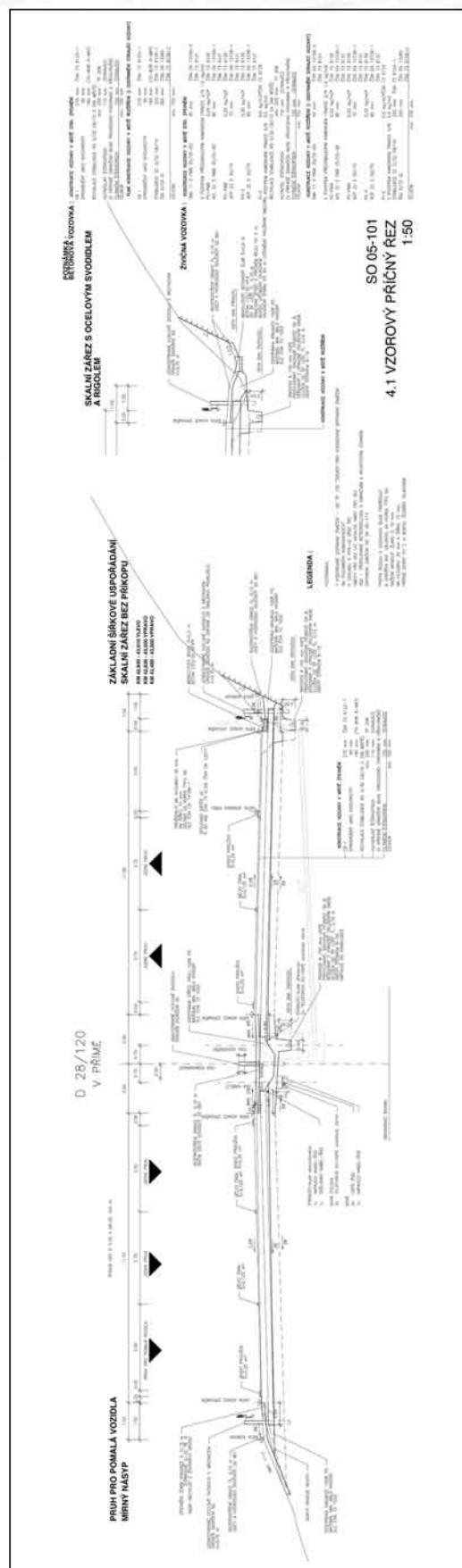
betonové konstrukce (mosty tunely)	100 let pouze části
zpevnění svahů a kuželů okolo mostů	50 let
římsy mostů, chodníky	50 let
vybavení (např. svodidla)	50 let
CB kryt	35 let!!
Odvodnění	50 až 100 let
PHS	35 až 50 let
Základy velkých DZ, portálů	35 let

Podle stavu CB krytu, který se dodnes dochoval a jezdí se po něm by bylo vhodné uvažovat s životností 35 let za předpokladu vyztužení spár. Nedostatečná údržba však u řady konstrukcí způsobila, že nedosahují předpokládané životnosti.

10. Závěr

Modernizace dálnice D1 v úseku Mirošovice – Kývalka jak bylo popsáno, je nezbytná, účelná a cenově přiměřená. Součástí modernizace (rekonstrukce) jsou i mosty, jejichž řešení je individuální podle velikosti, druhu a stavu konstrukce. Velmi příznivá je skutečnost, že cena CB krytu je srovnatelná s asfaltovým krytem, případně nižší, ale má vyšší užitné vlastnosti, vyšší životnost a nižší náklady na údržbu. V případě CB krytu jak je patrné na jeho současném stavu, je životnost 35 let dosažitelná a následně lze životnost prodloužit jednoduchými povrchovými úpravami (zdrsnění, zálivky spár apod.)

Závěrem je nutné si uvědomit, že poruchy na krytu vozovky jsou již takové, že významně ovlivňují bezpečnost provozu (vyjeté koleje, rozpad, schodovitost desk, díry) a snižují možnou rychlost vozidel. Opravy, které na dálnici probíhají neodpovídají potřebě obnovení konstrukce vozovky dálnice na dalších 30 až 35 let a potřebě neustále se zvyšujícího dopravního zatížení. Rovněž i ostatní konstrukce jsou v žalostném stavu (mosty, odvodnění) a jejich obnova nebo odpovídající oprava je nezbytná.



BETONOVÉ VOZOVKY



3. BLOK

Protismykové vlastnosti, tunely

Surface Characteristics of modern Concrete Roads

Luc Rens, C.E.
FEBELCEM/EUPAVE, Belgie

Surface characteristics of modern concrete roads

- Luc Rens
- Engineering Consultant - FEBELCEM
- Managing Director - EUPAVE
- l.rens@febelcem.be



Introduction (1/2)

- **Increasing importance of the quality of the road surface**
 - For road users
 - Safe and comfortable roads
 - For the general public
 - Less hindrance by construction, rehabilitation, repair and maintenance
 - Sustainable approach in design, construction and use of the road
 - For road authorities
 - Responsibility



Introduction (2/2)

- **Bad image of concrete roads**
 - Old (> 30, 40, 50... years)
 - Designed according to other criteria than today
 - Old techniques and equipment
- **Today, high quality concrete surfaces are possible**
 - Adapted designs (dowels, CRCP, ...)
 - New construction techniques and modern equipment
 - New surface finishing methods



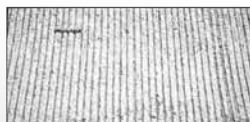
Evaluation of concrete surface textures TRANSVERSE BROOMING/BRUSHING

- **Most commonly applied texture (manually or mechanically)**
- **Simple and inexpensive**
- **Good compromise for noise and skid resistance for secondary roads**



Evaluation of concrete surface textures TRANSVERSE TINING

- **By mechanical device with a metal rake**
- **Transversely or skew**
- **Belgian motorways 1970's**
- **Good water drainage**
- **Very noisy ("whine" sound) : no longer applied**



Evaluation of concrete surface textures LONGITUDINAL TINING

- **Best overall performer in the US**
 - Lowest sound levels
 - Good friction characteristics
- **Importance of the tine pattern**



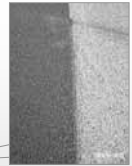
Evaluation of concrete surface textures BURLAP DRAG

- **Moistened coarse burlap**
- **Shallow longitudinal texture**
 - Relatively quiet
 - Possible problems with wet weather friction at high speeds
 - Decrease of friction over time



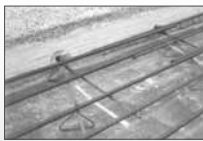
Evaluation of concrete surface textures EXPOSED AGGREGATE CONCRETE (EAC)

- **Set retarder immediately after placing of the concrete followed by washing/brushing away the surface mortar after about 24 hours**
- **Coarse aggregates**
 - Very good skid resistance - very noisy
- **Fine aggregates**
 - Good skid resistance - low noise levels



Evaluation of concrete surface textures POROUS CONCRETE SURFACE

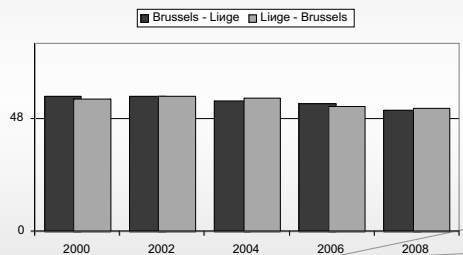
- **Concrete with large void content and high permeability**
- **Absorption of the noise**
- **Same problems as porous asphalt**



CASE STUDIES AND EXAMPLES

Remark : results of skid resistance and noise measurements must not be compared between different cases due to different situations, measurement techniques etc.

Skid resistance - transverse tined surface A3 (E40), in service since 1971

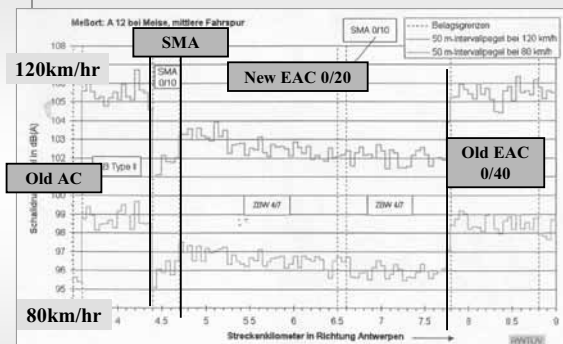


Motorway A12 Meise (Belgium, 2001)

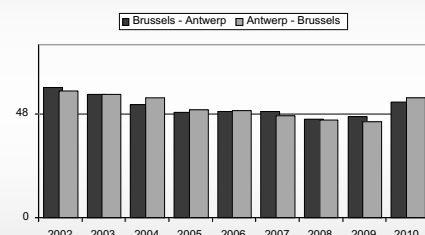


- **1 layer of concrete**
- **Dmax = 20 mm**
- **Fraction 4/6 ≥ 20 % of total aggregates (sand + stones)**
- **Small aggregates appear on the surface after compaction and aggregate exposure**

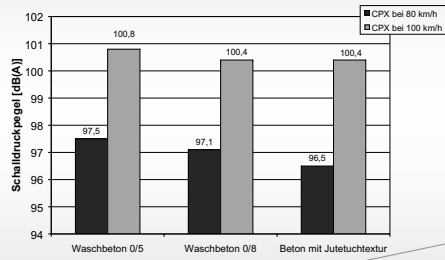
Motorway A12 Meise (Belgium, 2001)



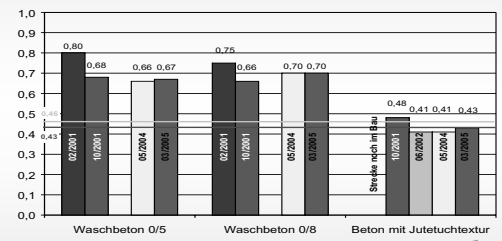
Skid resistance - EAC - A12 (rebuilt in 2001)



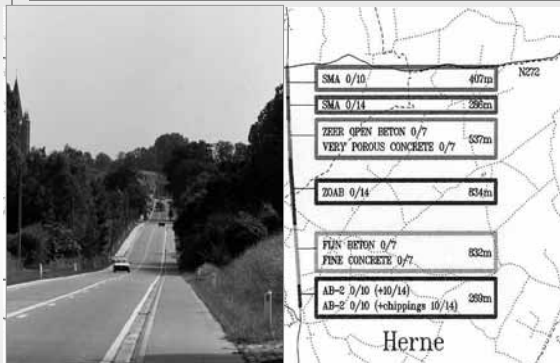
Burlap drag versus fine EAC on German motorway A4 near Aachen



Burlap drag versus fine EAC on German motorway A4 near Aachen



Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces



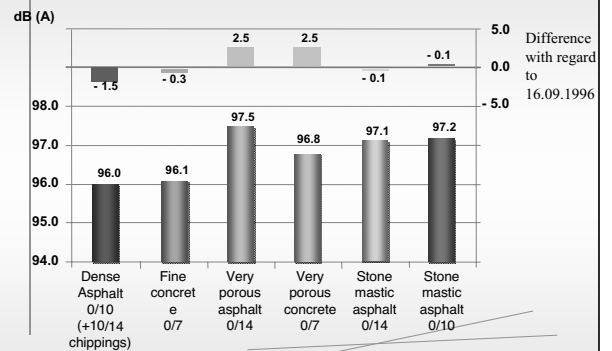
Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces



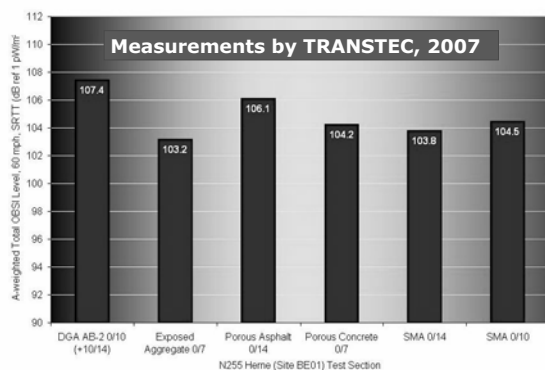
Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces



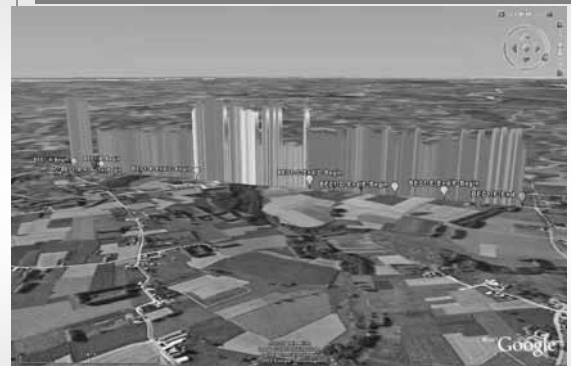
Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces



Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces

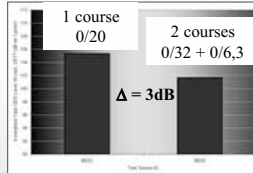
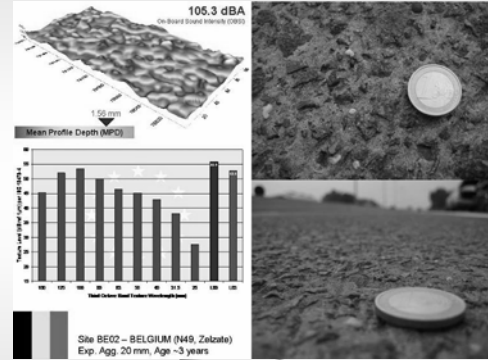
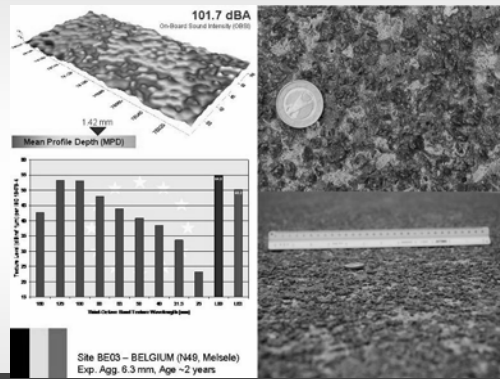


Herne, 1996 - test sections of low noise surfaces



N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007

- **Double layered CRCP**
 - Bottom layer : 0/32 with recycled crushed concrete (60% replacement of virgin aggregates)
 - Top layer : 0/6,3 (no recycling)
- **Measurements by U.S. Team (NITE program)**

**N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007****N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007****E17, GENT - DEINZE, 2011**

- **Improved evenness**
- **Higher fraction 4/6 (≈ 25 % of total aggregates)**
- **Noise level lower than SMA 0/10 !!**

OVERVIEW OF RECENT NOISE MEASUREMENTS (CPX)

- **EAC - 2 layers - 0/6 - 2008 : 101.6**
- **EAC - 1 layer - 0/20 - 2008 : 102.6**
- **EAC - 1 layer - 0/20 - 2009 : 101.8**
- **EAC - 1 layer - 0/20 - 2010 : 100.1**
- **EAC - 1 layer - 0/20 - 2011 : 99.1 - 99.4**
- **SMA 0/10 : 99.3 - 100.7**
- **SMA 0/6 : 96.7**

Conclusion

- The selection of the best type of pavement and surface texture for a given location is a complex problem that requires consideration of several factors that are often competing :
 - **Safety**
 - **Comfort and noise**
 - **Durability (of structure and surface)**
 - **(Life-cycle) Cost,...**
- Adequate design and skilful construction offer the best chances for a high quality surface.
- Today's concrete surfaces, mainly EAC, provide excellent solutions for the combination of all the technical requirements and are applicable for all types of pavements (motorways, trunk roads, secondary roads, tunnel pavements,...)

Thank you for
your kind
attention



Charakteristiky současných betonových povrchů

Luc Rens, C.E.
FEBELCEM/EUPAVE, Belgie

Charakteristiky povrchu moderních cementobetonových krytů

Luc Rens
Technický poradce - FEBELCEM
Generální ředitel - EUPAVE
l.rens@febelcem.be



Úvod (1/2)

- **Zvyšující se důležitost kvality povrchu krytů**
 - Pro uživatele silničních komunikací
 - Bezpečné a pohodlné silnice
 - Pro širokou veřejnost
 - Méně překážek provozu vzniklých v důsledku výstavby, rekonstrukcí, oprav a údržby
 - Trvale udržitelný přístup k projektování, výstavbě a používání silničních komunikací
 - Pro správu pozemních komunikací
 - Zodpovědnost



Úvod (2/2)

- **Špatná pověst cementobetonových krytů**
 - Staré (> 30, 40, 50... roků)
 - Projektované podle kritérií neodpovídajících dnešním potřebám
 - Staré technické postupy a vybavení
- **Dnes je možno zajistit vysokou kvalitu povrchu cementobetonových krytů**
 - Přizpůsobené konstrukce (trny, CRCP, ...)
 - Nové stavební technologie a moderní vybavení
 - Nové technologie úpravy povrchu



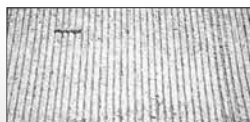
Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - PŘÍČNÉ ZDRSŇOVÁNÍ KARTÁČI

- **Nejčastěji používaná textura povrchu (vytvářená ručně nebo mechanicky)**
- **Jednoduchá a nenákladná**
- **Dobrý kompromis mezi hlučností a protismykovými vlastnostmi u silnic nižších tříd**



Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - PŘÍČNÉ RÝHOVÁNÍ

- **Pomocí mechanického zařízení s kovovým hřeblem**
- **V příčném nebo šikmém směru**
- **Belgické dálnice od 70. let minulého století**
- **Dobré odvádění vody**
- **Velmi hlučné („kvilivý“ zvuk): již se nepoužívá**



Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - PODÉLNÉ RÝHOVÁNÍ

- **Nejuzívanější v USA**
 - Nejnižší hladina hluku
 - Dobré protismykové vlastnosti
- **Důležitost vzoru rýhování**



Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - ZDRSŇOVÁNÍ VLEČENOU HRUBOU TKANINOU

- o Navlhčená hrubá tkanina (juta)
- o Mělká podélná povrchová struktura
 - Relativně tichý povrch
 - Možné problémy s protismykovými vlastnostmi při vysokých rychlostech za mokrého počasí
 - Zhoršování protismykových vlastností v průběhu času



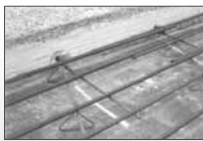
Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - VYMÝVANÝ BETON (EAC)

- o Bezprostředně po položení cementobetonového krytu se nanáší zpomalovač tuhnutí; po asi 24 hodinách následuje vymývání / vykartáčování cementové malty z povrchu
- o Hrubozrnný vymývaný beton
 - Velmi dobré protismykové vlastnosti – velmi hlučný
- o Jemnozrnný vymývaný beton
 - Dobré protismykové vlastnosti – nízká hladina hluku



Vyhodnocení textury povrchu cementobetonových krytů - PORÉZNÍ POVRCH

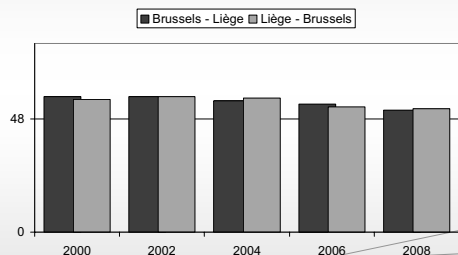
- o Beton s velkým obsahem pórů a vysokou propustností
- o Pohlcování hluku
- o Stejně problémy jako u porézního asfaltu



PŘÍPADOVÉ STUDIE A PŘÍKLADY

Poznámka: výsledky měření protismykových vlastností a hlučnosti, které byly zjištěny v jednotlivých případech, nelze vzájemně porovnávat, a to vzhledem k rozdílným situacím, postupům měření atd.

Protismykové vlastnosti – příčně rýhovaný povrch - A3 (E40), v provozu od roku 1971

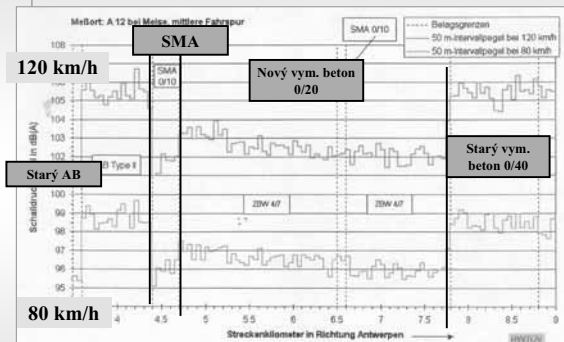


Dálnice A12 Meise (Belgie, 2001)

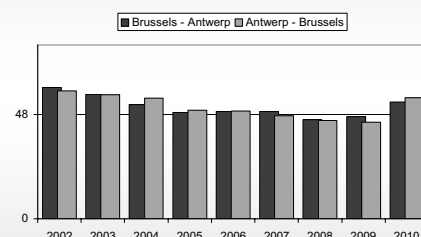


- o 1 vrstva betonu
- o $D_{max} = 20 \text{ mm}$
- o Frakce 4/6 $\geq 20 \%$ celkového objemu plniva (písek + kamenivo)
- o Po ztuhnutí a vymytí betonu se na povrchu objeví drobná frakce kameniva

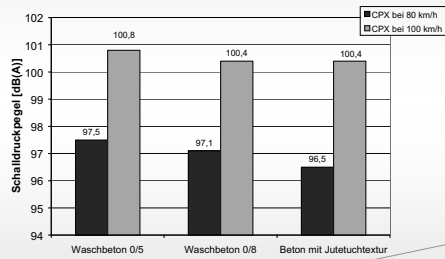
Dálnice A12 Meise (Belgie, 2001)



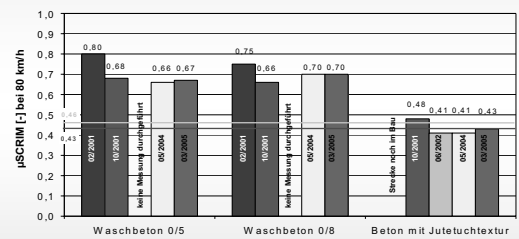
Protismykové vlastnosti – vymývaný beton – A12 (rekonstrukce v roce 2001)



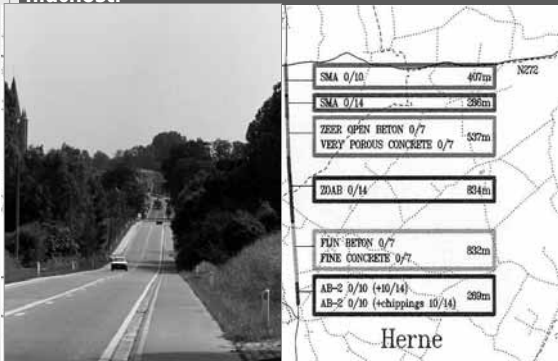
Porovnání povrchu CB kryty zdrsňeného hrubou tkaninou a jemného vymývaného betonu na německé dálnici A4 v blízkosti Cách



Porovnání povrchu zdrsňeného hrubou tkaninou a jemného vymývaného betonu na německé dálnici A4 v blízkosti Căh



Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností



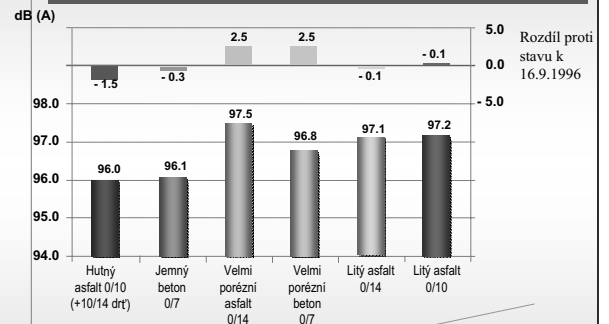
Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností



Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností



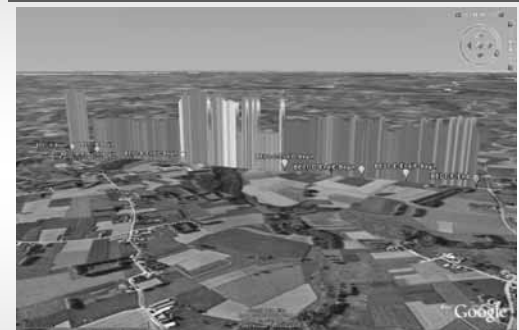
Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností



Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností

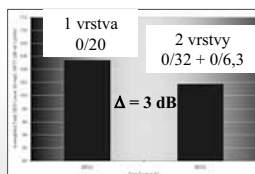


Herne, 1996 - zkušební úseky s povrchy s nízkou hlučností

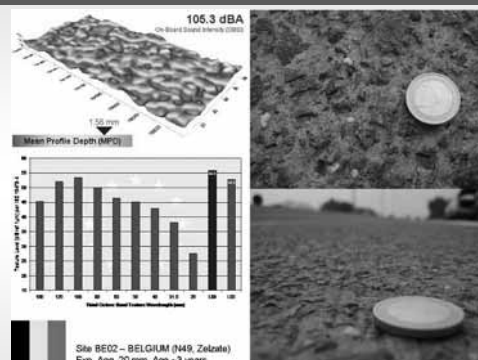


N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007

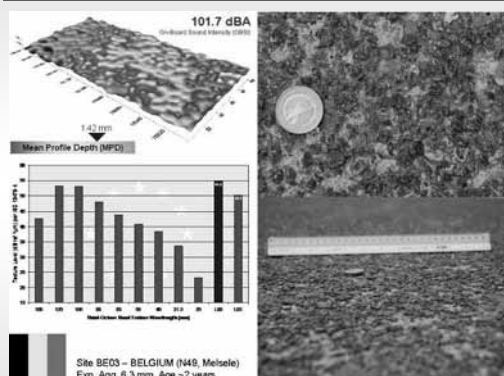
- **Spojité vyztužený cementobetonový kryt, pokládáný ve dvou vrstvách**
 - Spodní vrstva: 0/32 s obsahem recyklovaného drceného betonu (60% náhrada za přírodní plnivo)
 - Horní vrstva: 0/6,3 (bez recyklátu)
- **Měření prováděná americkým týmem (program NITE)**



N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007



N49/E34 ZWIJNDRECHT, 2007



E17, GENT – DEINZE, 2011



- **Lepší rovnost**
- **Vyšší podíl frakce 4/6 (≈ 25 % celkového objemu plniva)**
- **Hladina hluku nižší než SMA 0/10 !!**

PŘEHLED NEJNOVĚJŠÍCH VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ HLUČNOSTI (CPX)

○ Vymývaný beton – 2 vrstvy – 0/6 – 2008 :	101.6
○ Vymývaný beton – 1 vrstva – 0/20 – 2008 :	102.6
○ Vymývaný beton – 1 vrstva – 0/20 – 2009 :	101.8
○ Vymývaný beton – 1 vrstva – 0/20 – 2010 :	100.1
○ Vymývaný beton – 1 vrstva – 0/20 – 2011 :	99.1 – 99.4
○ SMA 0/10 :	99.3 – 100.7
○ SMA 0/6 :	96.7

Závěr

- Výběr nejvhodnějšího typu krytu a jeho struktury pro danou lokalitu představuje složitý problém, který vyžaduje zvážit řadu často protichůdných faktorů:
 - Bezpečnost
 - Jízdní komfort a hlučnost
 - Životnost (konstrukce i povrchu)
 - Náklady připadající na celý cyklus životnosti, ...
- Předpokladem pro dosažení vysoké kvality krytu jsou odpovídající projektová příprava a kvalifikované provádění výstavby.
- Dnešní cementobetonové kryty, především kryty s povrchem z vymývaného betonu, představují vynikající řešení pro kombinaci všech technických požadavků a jsou použitelné pro všechny druhy komunikací (dálnice, meziměstské silnice, silnice nižších tříd, vozovky v tunelech ...)

Děkuji za vaši
laskavou
pozornost



Porovnání protismykových vlastností cementobetonových krytů s různou technologií zdrsnění povrchu

Leoš Nekula

Měření PVV Vyškov

Úvod

Více jak 30 let byly cementobetonové kryty (dále CBK) považovány z hlediska protismykových vlastností vozovek (dále PVV) za nejodolnější, s takřka neomezenou životností. Při zpracování metodického pokynu „Zásady pro použití ohrubných vrstev vozovek z hlediska PVV“ z roku 2006 vycházela pro povrch CBK zdrsňený příčnou striáží životnost z hlediska PVV značně přesahující životnost stavební. S přechodem na zdrsňování povrchu CBK vlečenou jutou sice životnost z hlediska PVV klesala, ale stále se řadila mezi úpravy s nejdelší životností. V posledních letech ale dochází k dramatické změně, kdy povrchy CBK zdrsňované taženou jutou mají životnost z hlediska PVV stále kratší a není výjimkou, že nevyhovující hodnocení PVV má povrch ještě před uvedením do provozu. Proto se začaly objevovat pokusy o jiné úpravy povrchů CBK, které by opět zajistily dlouhodobou životnost PVV.

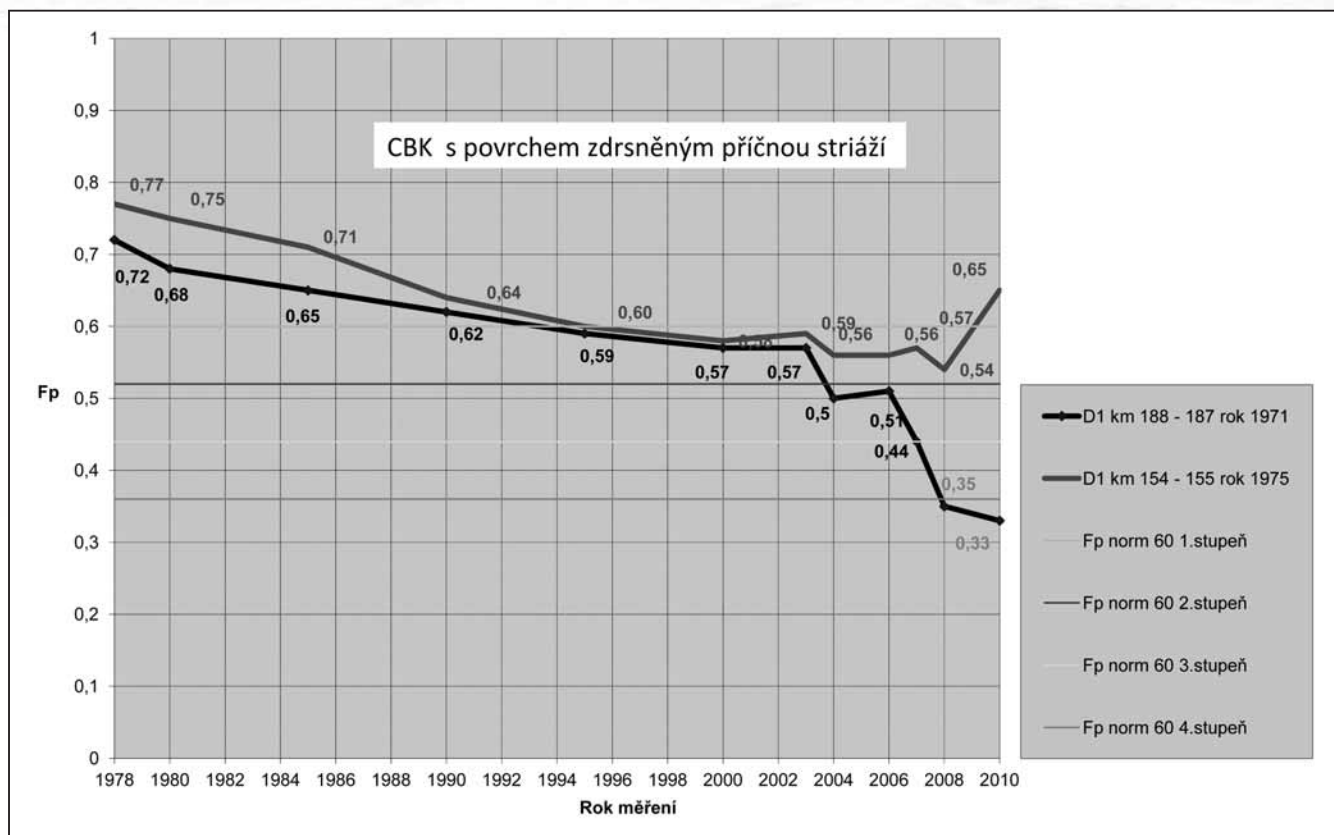
Problematikou PVV povrchů CBK se zabýval také výzkumný projekt MD ČR [1] a v současnosti pokračuje v řešení nových technologií zdrsňování povrchů CBK projekt TAČR [2]. Řešitelem obou projektů je Vysoké učení technické v Brně – Fakulta stavební – Ústav pozemních komunikací a autor článku je spoluřešitelem.

CBK s povrchem zdrsňeným příčnou striáží

Úprava povrchů CBK příčnou striáží se v České republice používala od počátku výstavby dálnic až do začátku 90-tých let minulého století. Příčná striáž vytvářela velmi dobrou makrotexturu a usnadňovala odtok srážkové vody. Nevýhodou příčné striáže je vyšší hlučnost. PVV se na dálnicích začaly měřit od roku 1978 a z tohoto roku jsou také první výsledky naměřené na CBK s povrchem zdrsňeným příčnou striáží. To znamená, že na nejstarším úseku dálnice D1 s CBK Brno, západ – Velká Bíteš byl v té době již 6 let provoz. Z pohledu dnešního hodnocení PVV by naměřené hodnoty součinitele tření F_p byly klasifikovány stupněm 1 a splňovaly by požadavek pro přejímku povrchu pro uvedení úseku do provozu. Jak je vidět z diagramu změny součinitele tření v čase na obrázku 1, vydržely hodnoty součinitele tření v klasifikaci 1 až do roku 1995. Zlomovým okamžikem byl v roce 2008 vstup do schengenského prostoru. Zvýšením intenzity dopravy hlavně přetížených těžkých nákladních vozidel došlo k rychlejšímu otěru cementopískové vrstvy a na povrchu CBK se obnažilo hrubé kamenivo (viz obrázek 2). O dalším vývoji PVV tak rozhodovala ohladitelnost kameniva použitého v CBK. Zatímco na úseku dálnice D1 km 154 – 155 (v diagramu fialová křivka) je použito kamenivo s dobrou odolností proti ohlazení a PVV jsou až do současnosti v klasifikaci 2, tak na úseku dálnice D1 km 188 – 187 (v diagramu černá křivka) je kamenivo s nevyhovující ohladitelností (vápenec) a PVV jsou hodnoceny stupněm 5. Vyhlazení povrchu je dobře viditelné na obrázku 2.

CBK s povrchem zdrsňeným příčnou striáží v úsecích, kde je použito kvalitní hrubé kamenivo, nebo na úsecích kde cementopísková vrstva ještě není obroušena, je sice CBK již většinou za koncem své stavební životnosti, ale hodnocení PVV je stále vyhovující. Povrchy mají většinou dobrou makrotexturu a stále velmi dobře odvádí srážkovou vodu. Rozdíl mezi vrstvou vody na povrchu CBK s příčnou striáží a CBK s povrchem zdrsňeným vlečenou jutou je patrný na první pohled.

Z hlediska PVV je zdrsnění povrchu CBK příčnou striáží vhodnou technologií. Pro její další použití by však musel být vyřešen problém s hlučností takto zdrsňovaného povrchu CBK.



Obrázek 1 – Diagram změny součinitele tření F_p v čase, CBK příčná stráž



Obrázek 2 – Obnažení a vyhlazení hrubého kameniva na povrchu CBK

CBK s povrchem zdrsňným vlečenou jutou

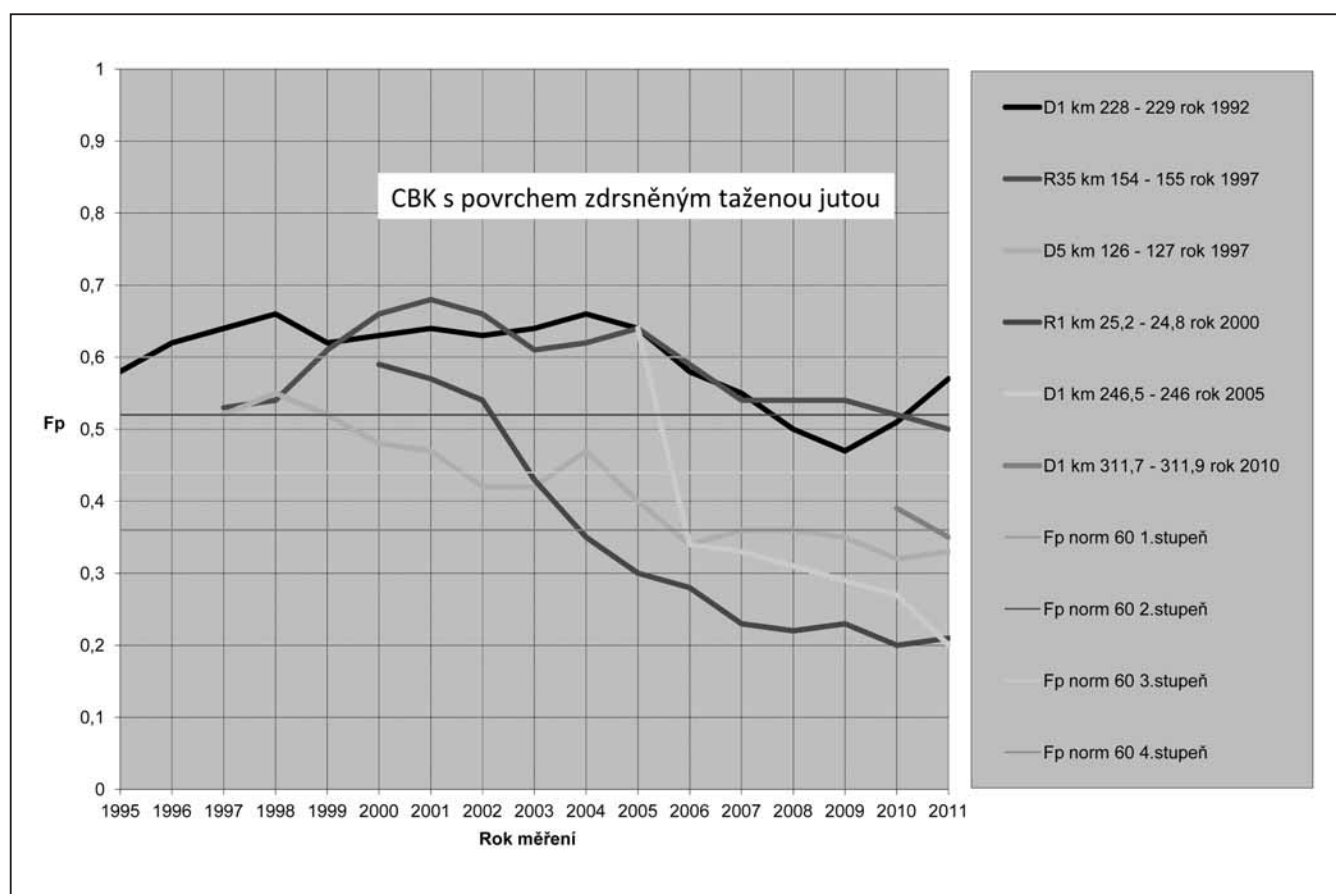
Vlečená juta na úpravu povrchů CBK se v České republice začala postupně používat od roku 1992. Zavedení této technologie zdrsňování povrchu CBK si vynutila zejména velká hlučnost povrchů s příčnou stráží, kdy s rostoucí intenzitou dopravy hlukové emise překračovaly hygienické limity.

První měřený úsek CBK s úpravou taženou jutou je na dálnici D1 v km 228,074 – 229,074. PVV na tomto úseku byly po celou dobu sledování, což je 19 let, hodnoceny klasifikačními stupni 1 – 2, což s velkou rezervou splňuje požadavek pro provoz (klasifikační stupeň 3 – 4). Na obrázku 3 jsou v diagramu výsledky měření znázorněny černou křivkou. Druhý nejstarší sledovaný úsek s úpravou povrchu CBK vlečenou jutou je na R35 km 154 – 155 z roku 1997 (fialová křivka). Také tento dlouhodobě sledovaný úsek má stále dobré PVV, v současnosti hodnocené na pomezí klasifikačních stupňů 2 – 3.

K zásadní změně v kvalitě PVV na úsecích s CBK úpravou taženou jutou došlo v období po roce 2000, kdy se životnost PVV nových povrchů z hlediska PVV stále zkracuje, což je vidět na diagramu v obrázku 3. Již některé krátké úseky dálnice D5 mezi Plzní a Rozvadovem z roku 1996 a 1997 měly rychlejší pokles hodnocení PVV (zelená křivka), ale v roce 2000 do provozu uvedený úsek okruhu kolem Prahy R1 v úseku Třebonice – Řepy ve svém pomalém pruhu (část km 25,2 – 24,8 v diagramu vyznačena modrou křivkou) vykázal velmi rychlý pokles hodnot součinitele tření, kdy hodnocení PVV kleslo do klasifikačního stupně 5 již za 4 roky. Stejným tempem klesá hodnocení PVV na i nových úsecích dálnic D1 a D11.

Zarážející jsou výsledky měření na dálnici D1 v km 246,5 – 246,0 (žlutá křivka), kdy za 1 rok došlo k poklesu hodnocení PVV z klasifikačního stupně 1 na klasifikační stupeň 5. Po 5 letech provozu je úsek velmi kluzký (obrázek 4), za mokra se blíží podmínkám zimního provozu při námraze nebo náledí.

Poslední úsek dálnice D1 km 311,7 – 311,9 (červená křivka) z roku 2010 měl ještě před uvedením do provozu hodnocení klasifikačním stupněm 4 a krátce po uvedení do provozu klasifikačním stupněm 5 a musel být roce 2011 opraven otryskáním povrchu.



Obrázek 3 – Diagram změny součinitele tření F_p v čase, CBK vlečená juta



Obrázek 4 – Povrch CBK s úpravou vlečenou jutou po 4 letech provozu

CBK s vymývaným povrchem

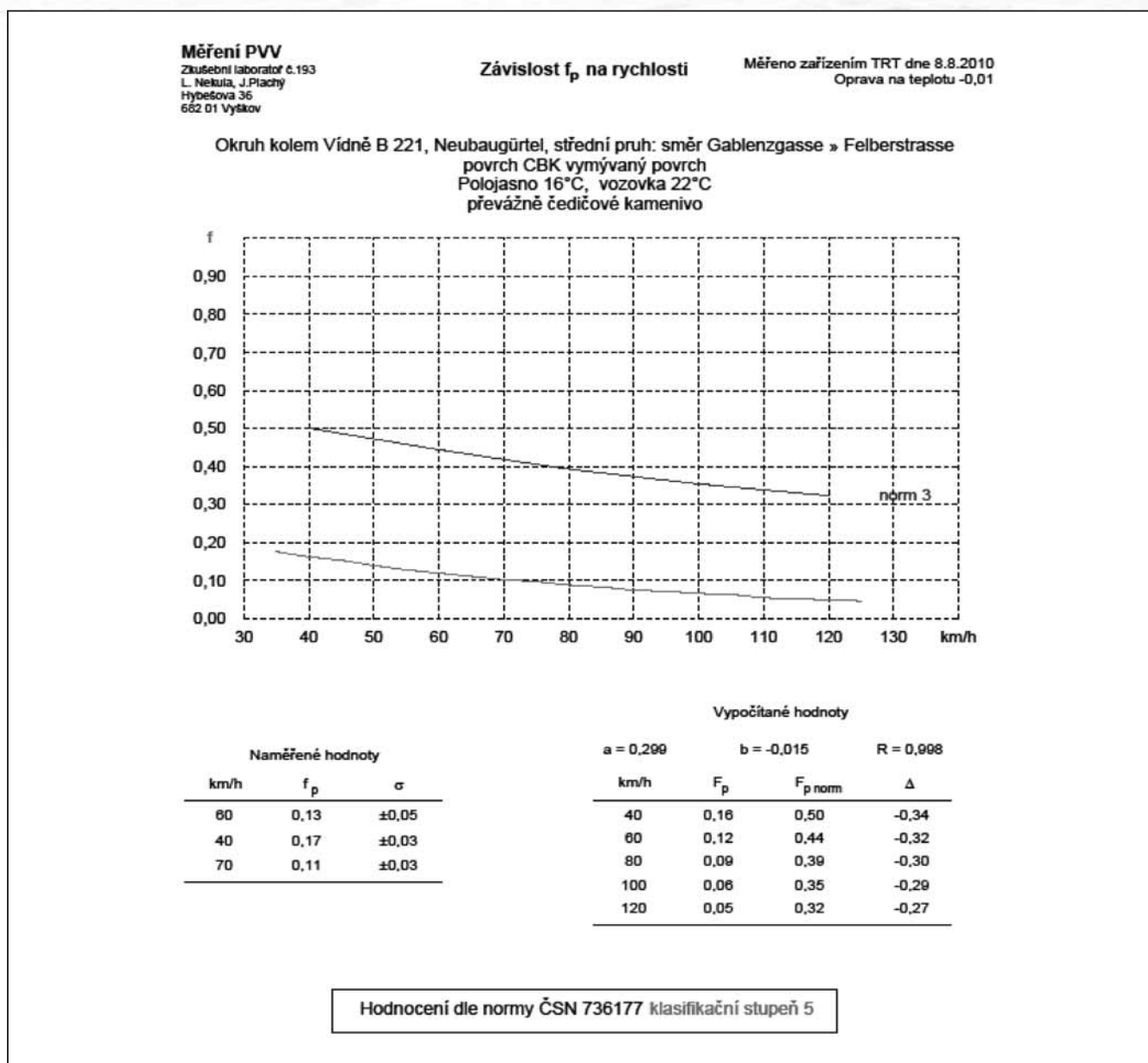
Technologie vymývání povrchu CBK se zatím v ČR nepoužívá, ale například v Rakousku a Německu je využita prakticky na všech nových stavbách dálnic. Také nově budované dálnice v Polsku mají vymývaný povrch CBK. V ČR byl vytvořen pouze zkušební úsek na dálnici D1, odpočívka Stříbrnice. Protože ale tato odpočívka není provozovaná, nelze zde sledovat změny PVV.

Proto byly PVV technologie úpravy povrchů CBK vymýváním v rámci řešení výzkumných projektů měřeny na městském okruhu ve Vídni, na rakouské dálnici A5 Vídeň – Mikulov v úseku Schrick - Eibesbrunn a na polské dálnici A2 Frankfurt nad Odrou – Nowy Tomyśl.

Okruh kolem Vídně, silnice B221 byl vybrán ze dvou důvodů. Jednak jde o jeden z nejstarších vymývaných povrchů CBK, ale hlavně se jedná o negativní příklad, kdy PVV vymývaného povrchu CBK jsou hodnoceny klasifikačním stupněm 5. Pro ukázkou je vybrán úsek ulice Neubaugürtel, kde bylo použito hrubé kamenivo s nevyhovující ohladitelností (viz obrázek 5). Na vídeňském městském okruhu sice není dopravní zatížení TNV, ale intenzivní provoz převážně osobních aut stačil na vyhlazení povrchu CBK a naměřené hodnoty součinitele podélného tření jsou na úrovni náledí s klasifikací hluboko pod hranicí stupně 5 (viz obrázek 6). Na ostatních úsecích městského okruhu ve Vídni je použito také vápencové kamenivo a dokonce i těžené kamenivo. Proto na celém okruhu jsou PVV hodnoceny jako nevyhovující nebo havarijní. Podle údajů vídeňské policie je na městském okruhu za mokra zvýšený počet řetězových dopravních z nedobrzdní před světelně řízenými křižovatkami.



Obrázek 5 – Čedičové kamenivo s nevyhovujícím PSV na vídeňském městském okruhu



Obrázek 6 – PVV vymývaného povrchu CBK s čedičovým kamenivem

Dalším příkladem použití technologie vymývaného povrchu CBK je v roce 2010 do provozu uvedená rakouská dálnice A 5 v úseku Schrick – Eibesbrunn. Měření PVV bylo provedeno krátce po uvedení do provozu a po roce provozu. Na obrázku 7 je měřený úsek v km 16 s detailem povrchu, na kterém je vidět velmi dobrá makrotextura a obnažená kamenná zrna, která po krátké době provozu nebyla zatím ohlazená. První měření prokázalo velmi dobré PVV, vysoko překračující požadavky na hodnocení klasifikačním stupněm 1. Měření ale také již ukázalo určitý rozdíl hodnot součinitele tření v rychlém pruhu (0,72) (viz obrázek 8) a pomalém pruhu (0,68) (viz obrázek 9).

Měření PVV na dálnici A5 v roce 2011 (viz obrázek 10 a 11) ukázalo mírný vzestup hodnot součinitele tření v rychlém pruhu (0,72 – 0,75), kde je intenzita provozu nízká a poměrně značný pokles hodnot součinitele tření v pomalém pruhu (0,68 – 0,62), kde je intenzita provozu zvláště TNV podstatně vyšší. Nicméně hodnocení PVV je stále klasifikačním stupněm 1. O životnosti vymývaného povrchu CBK tak rozhodne PSV použitého kameniva. Pokud je kamenivo kvalitní, s velmi dobrou odolností proti ohlazení, lze předpokládat dlouhodobě dobré hodnocení PVV.

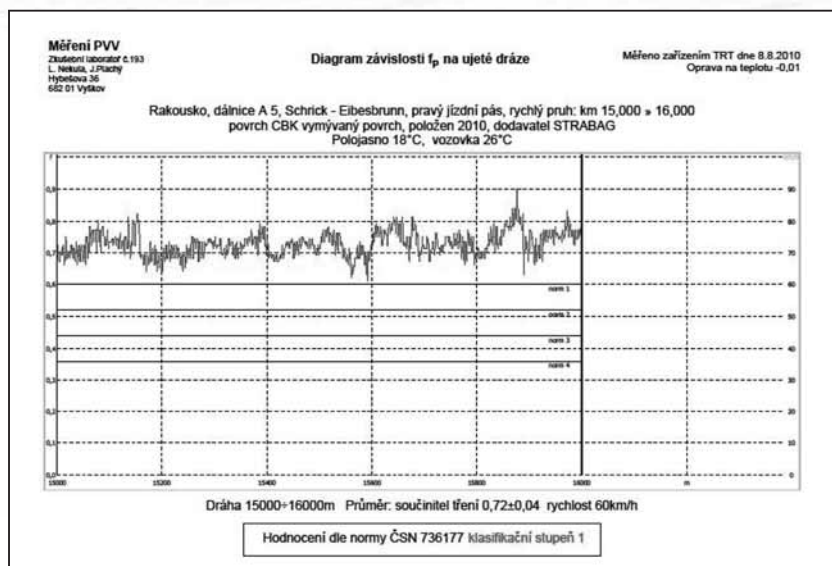
V listopadu 2011 proběhlo také měření na stavbě dálnice A2, Frankfurt nad Odrou – Nowy Tomyśl, s použitou technologií vymývaného povrchu CBK. PVV byly měřeny na již projížděné části dálnice A 2 v km 3,375 – 16,986 a dále 3 úseky na ještě nepojížděné dálnici v km 52 – 55 (viz obrázek 12), 63 – 66 a 80 – 83, pravý a levý jízdní pás, pomalý pruh.

Na diagramu závislosti součinitele tření na ujeté dráze (viz obrázek 13), z pojižděného úseku dálnice A2, je patrná mírná nehomogenita naměřených hodnot součinitele tření, s místními poklesy do hodnocení klasifikačním stupněm 2. Jako celek však úsek vykazuje velmi dobré PVV, místní poklesy mohly být způsobeny znečištěním pojižděné dálnice, což bude ověřeno dalším měřením v roce 2012.

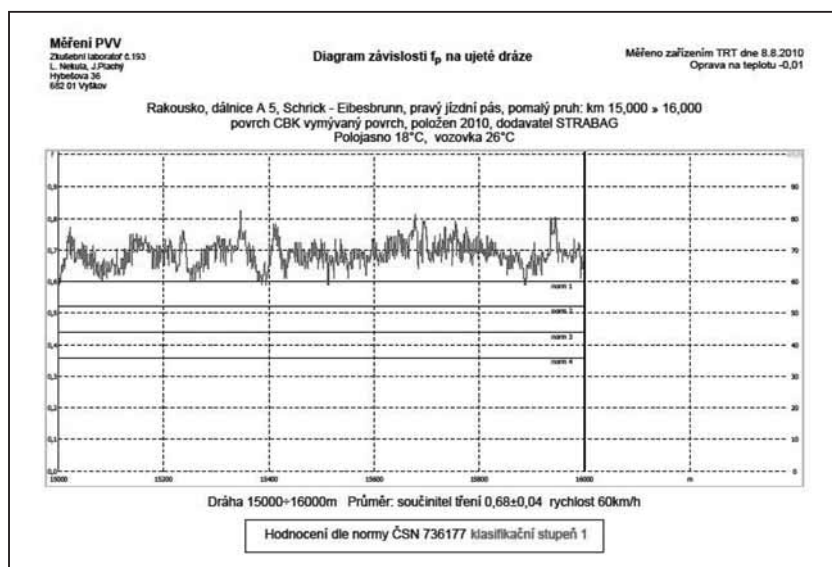
Na nepojižděné části dálnice A2 byly vybrány úseky, kde byl použit cementový beton z různých betonárek. PVV vymývaného povrchu CBK jsou převážně hodnoceny klasifikačním stupněm 1 (viz obrázek 14 a 15). Vymývaný povrch byl homogenní, s velmi dobrou makrotexturou (viz obrázek 12). Jak ale ukazuje diagram závislosti součinitele tření na ujeté dráze z km 63 – 64 (viz obrázek 16), vyskytly se i úseky, kde povrch CBK nebyl vymytý, povrch neměl žádnou makrotexturu a minimální mikrotexturu (viz obrázek 17). O nehomogenosti úseku svědčí vysoká směrodatná odchylka ($\pm 0,13$), rozptyl hodnot součinitele tření je od 0,28 do 0,82. Je však nutné upozornit, že měření probíhalo za teplot povrchu vozovky kolem 0°C a nelze vyloučit místy namrzání kroupené vody na podchlazený povrch CBK. Ale hlavní příčinou zřejmě budou technologické závady při pokládce CBK, kdy nedošlo k vymytí povrchu. Skutečný stav po uvedení do provozu bude znám po kontrolním měření PVV v roce 2012.



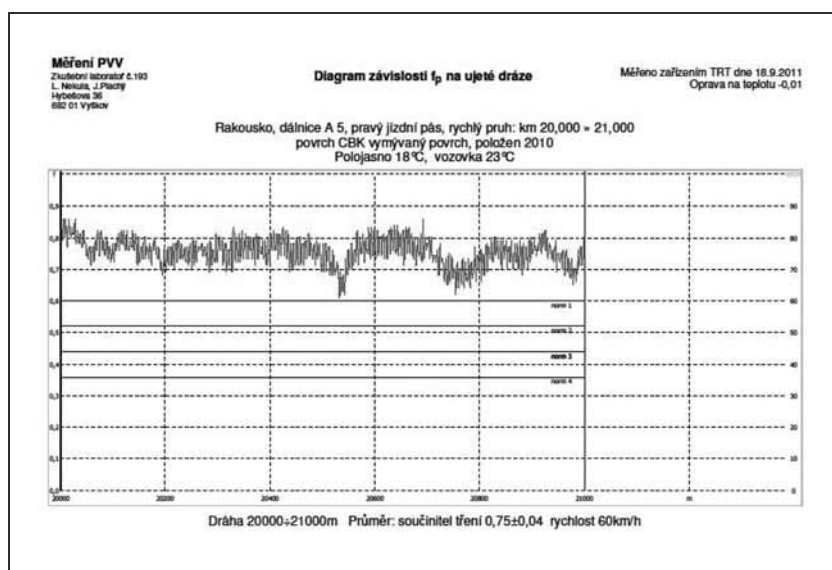
Obrázek 7 – Rakouská dálnice A5, km 16,0



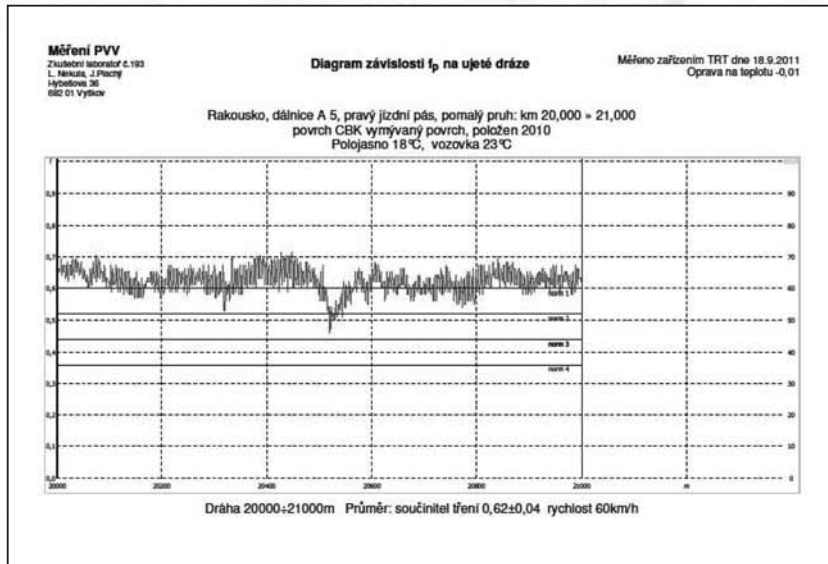
Obrázek 8 – PVV vymývaného CBK na dálnici A5 v roce 2010 – rychlý pruh



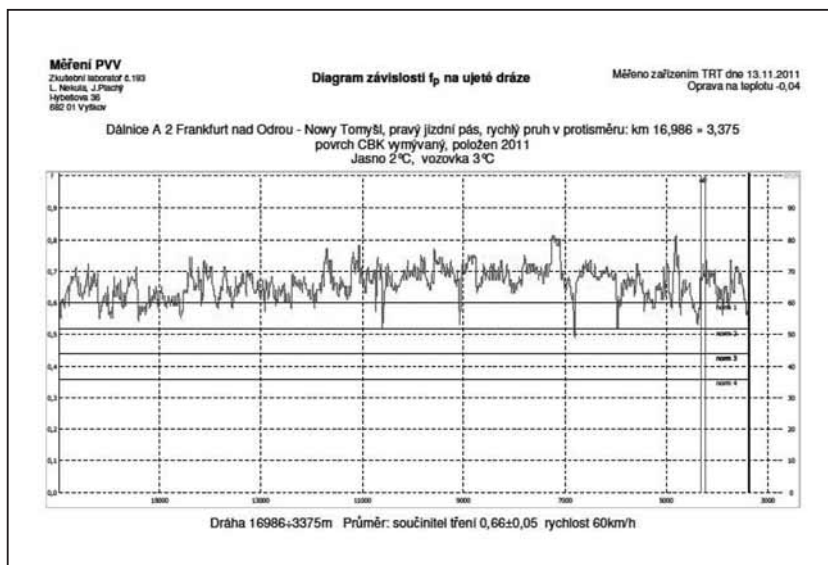
Obrázek 9 – PVV vymývaného CBK na dálnici A5 v roce 2010 – pomalý pruh



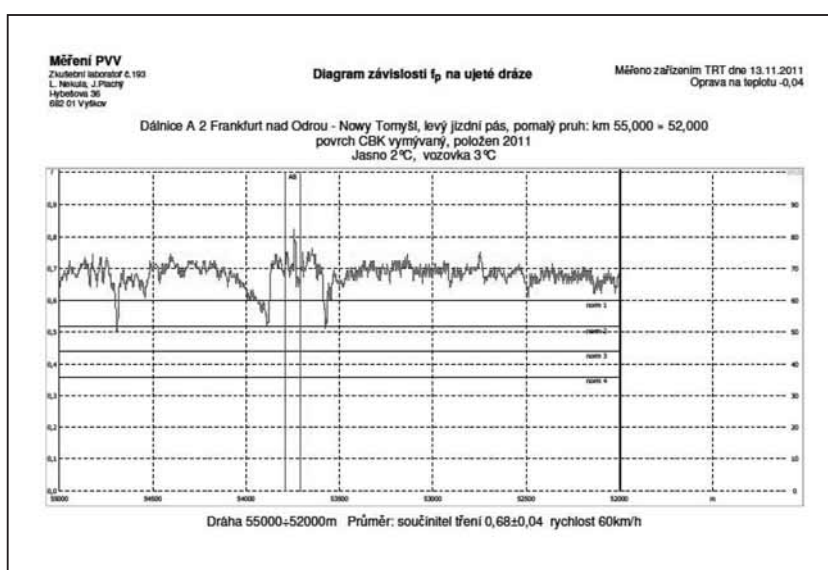
Obrázek 10 – PVV vymývaného CBK na dálnici A5 v roce 2011 – rychlý pruh



Obrázek 11 – PVV vymývaného CBK na dálnici A5 v roce 2011 – pomalý pruh



Obrázek 13 – PVV vymývaného CBK na polské dálnici A2 v roce 2011 (pojízdná část)



Obrázek 14 – PVV vymývaného CBK na polské dálnici A2 v roce 2011 (nepojízdná část)



Obrázek 12 – Polská dálnice A2, nepojížděná část, km 53 – 52

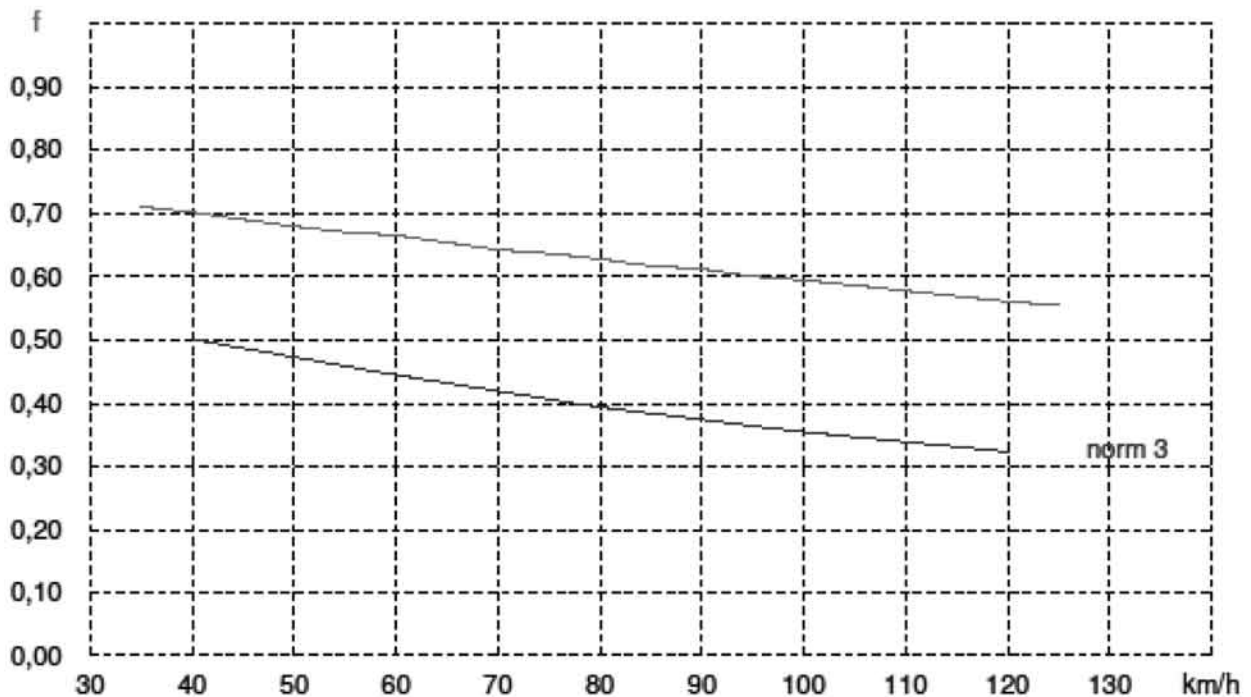
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
682 01 Vyskov

Závislost f_p na rychlosti

Měřeno zařízením TRT dne 13.11.2011
Oprava na teplotu -0,04

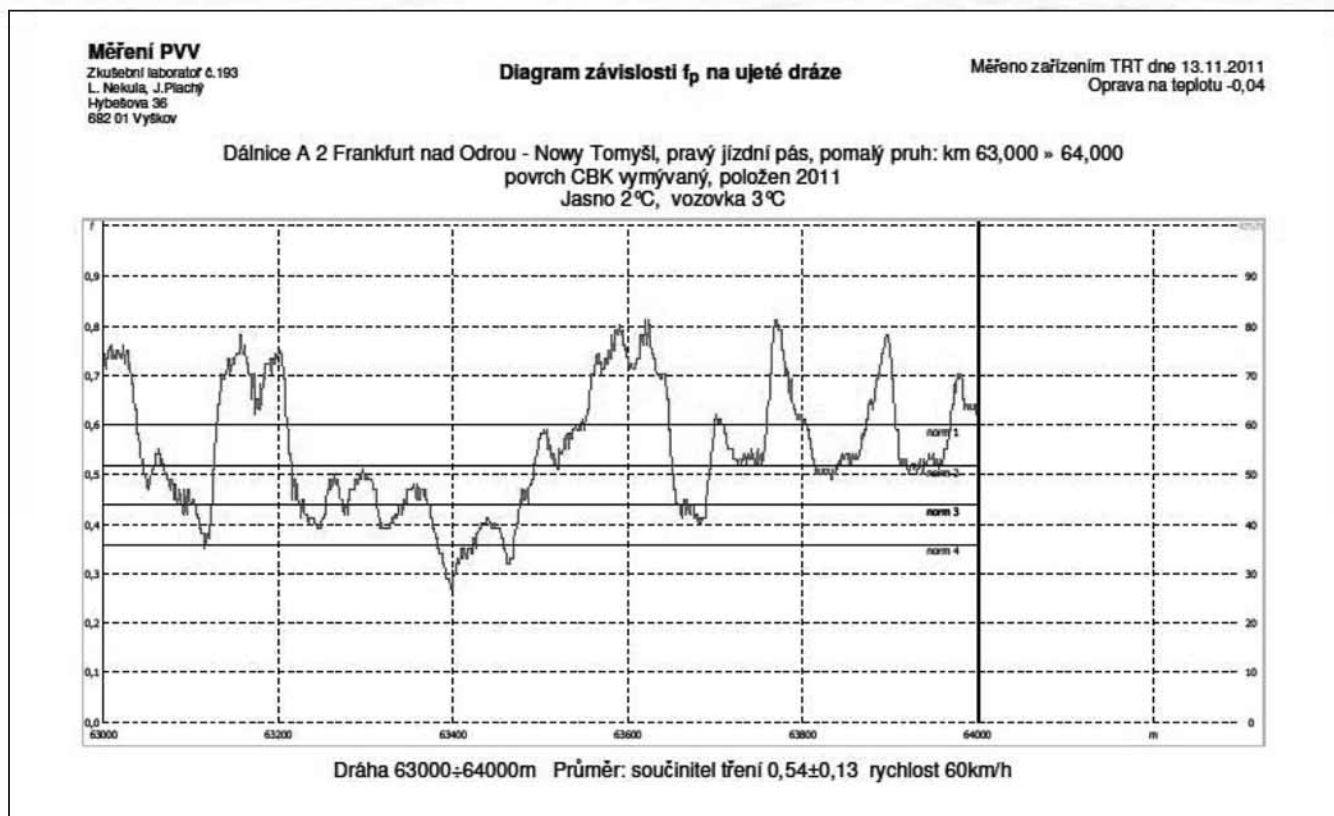
Dálnice A 2 Frankfurt nad Odrou - Nowy Tomyśl, levý jízdní pás, pomalý pruh: km 53,000 » 52,000
povrch CBK vymývaný, položen 2011
Jasno 2 °C, vozovka 3 °C



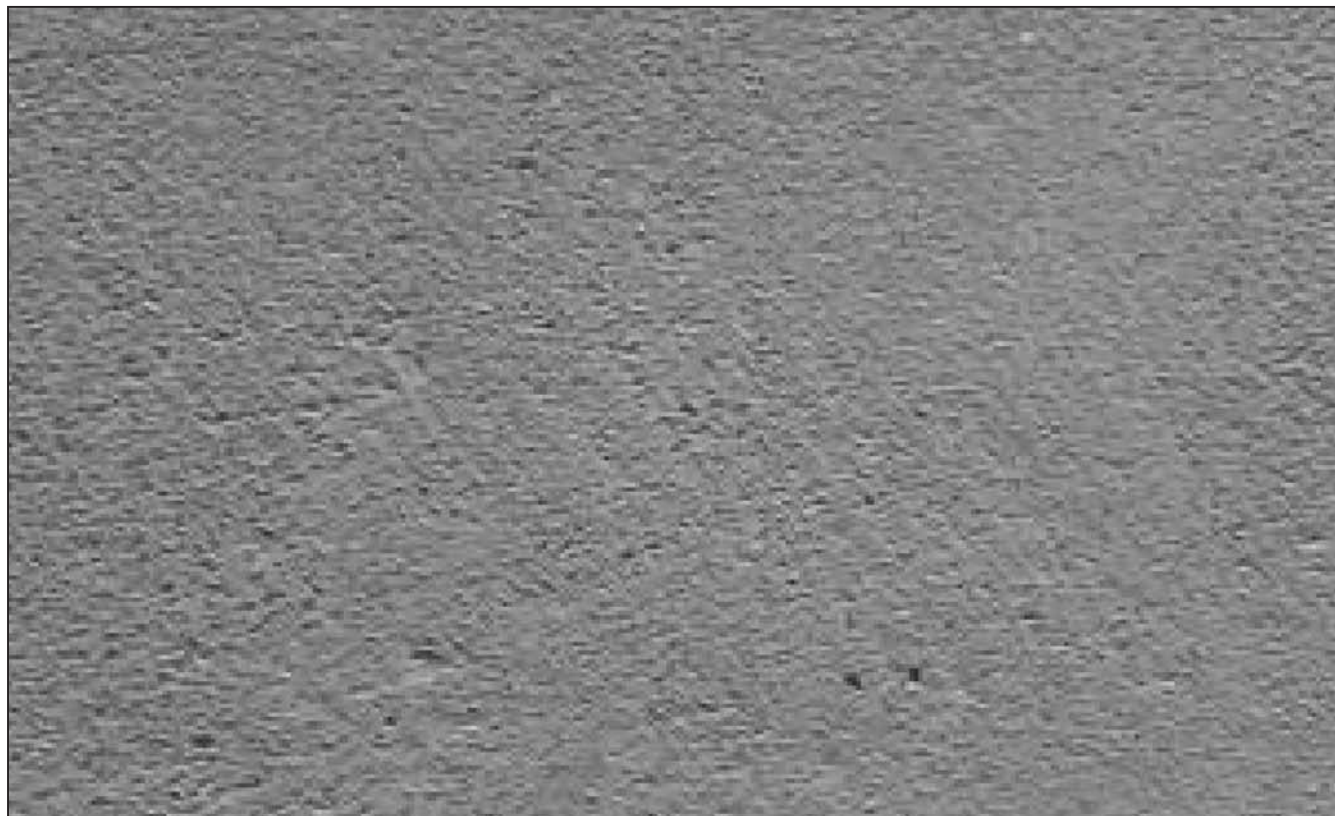
Naměřené hodnoty			Vypočítané hodnoty			
km/h	f_p	σ	$a = 0,780$	$b = -0,003$	$R = 0,969$	
			km/h	F_p	$F_p \text{ norm}$	Δ
60	0,71	$\pm 0,03$	40	0,70	0,50	0,20
80	0,66	$\pm 0,02$	60	0,66	0,44	0,22
100	0,62	$\pm 0,02$	80	0,63	0,39	0,24
120	0,61	$\pm 0,02$	100	0,59	0,35	0,24
			120	0,56	0,32	0,24

Hodnocení dle normy ČSN 736177 klasifikační stupeň 1

Obrázek 15 – PVV vymývaného CBK na polské dálnici A2 v roce 2011 (nepojížděná část)



Obrázek 16 – PVV nevymytého povrchu CBK na polské dálnici A2 v roce 2011 (nepojížděná část km 63 – 64)



Obrázek 17 – Polská dálnice A2, nepojížděná část, km 63 – 64, nevymytý povrch CBK

CBK s povrchem upraveným technologií příčného drážkování s negativní texturou

V rámci řešení výzkumného projektu CG923-038-910 „Zlepšení trvanlivosti protismykových vlastností nově položených i opravených povrchů cementobetonových krytů vozovek s vysokým dopravním zatížením“ se podařilo na provozované rychlostní silnici R1, okruh kolem Prahy realizovat pokusný úsek, na kterém se kombinuje technologie zdrsnění povrchu CBK taženou jutou s příčným drážkováním s negativní texturou (viz obrázek 18 a 19).

První měření PVV v roce 2010 prokázalo velké zlepšení hodnocení PVV oproti úpravě povrchu CBK vlečenou jutou, jak je vidět na diagramu závislosti součinitele tření na ujeté dráze (viz obrázek 20).

Hodnocení povrchu CB před a za pokusným úsekem, kde je povrch CBK zdrsněn jen vlečenou jutou, je v úrovni klasifikačního stupně 2 – 4, zatímco pokusný úsek se pohybuje vysoko nad požadavkem klasifikačního stupně 1.

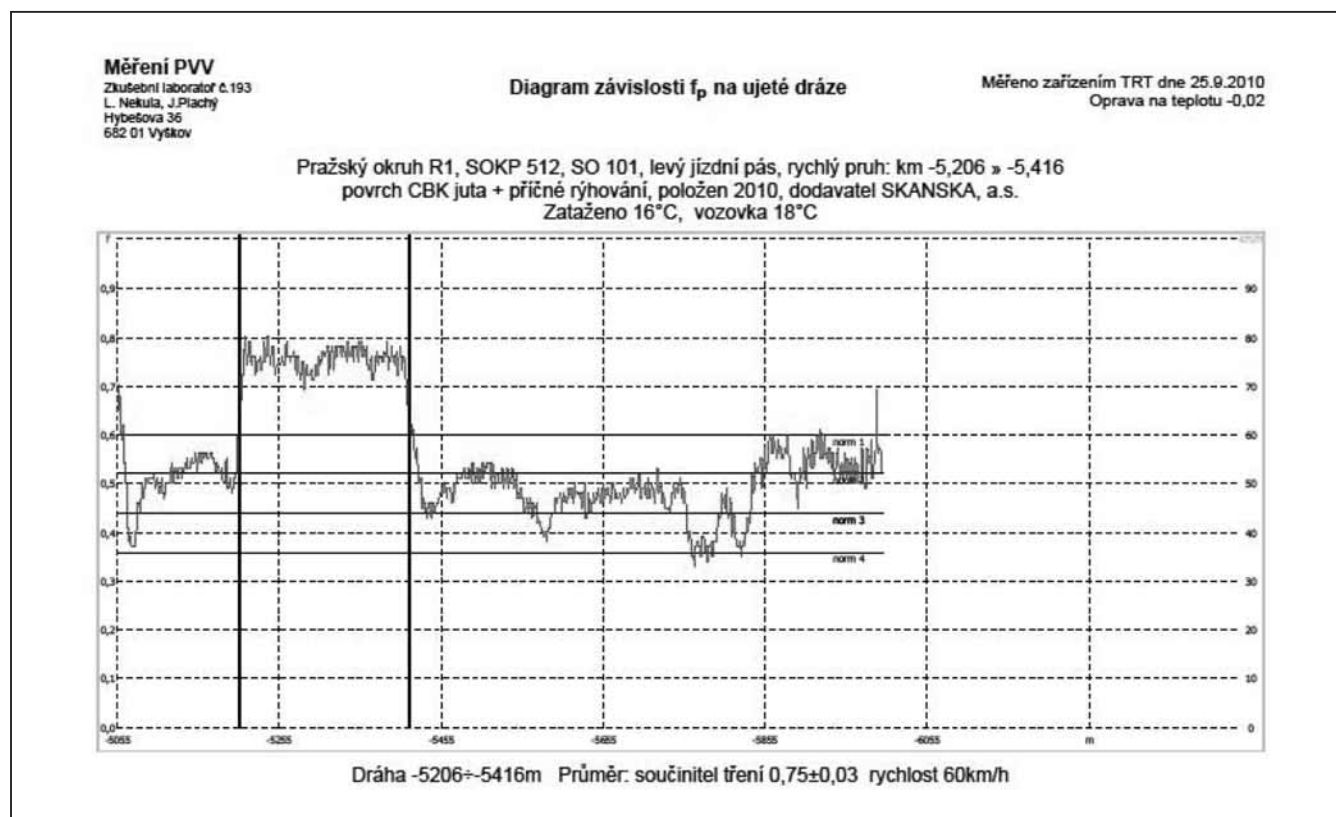
V roce 2011 proběhla na pokusném úseku dvě kontrolní měření. Po roce provozu došlo v pomalém pruhu k velkému úbytku cementopískové malty (viz obrázek 21) a tím k podstatnému zhoršení jak makrotextury (původní MTD 0,76 klasifikační stupeň 1 – po roce provozu MTD 0,44 klasifikační stupeň 4), tak i hodnocení PVV. Proto při posledním kontrolním měření PVV byly pro porovnání měřeny jak rychlý a pomalý jízdní pruh, tak i nepojížděný povrch kraje rychlého pruhu. Na diagramech závislosti součinitele tření na ujeté dráze (viz obrázek 22) i na diagramech závislosti součinitele tření na měřící rychlosti (viz obrázek 23, 24 a 25) je vidět velký pokles hodnot součinitele tření v závislosti na intenzitě dopravy TNV (nepojížděný kraj pruhu 0,82, rychlý pruh 0,66 a pomalý pruh 0,51). To znamená, že po roce provozu došlo v pomalém pruhu k poklesu hodnocení PVV z klasifikačního stupně 1 na stupeň 3. Nejvíc zarážející je rychlost úbytku cementopískové vrstvy s vytvořenou negativní texturou povrchu CBK, kdy na příčných drážkách je průměrný úbytek asi 2 mm za necelý rok provozu (viz obrázek 21).



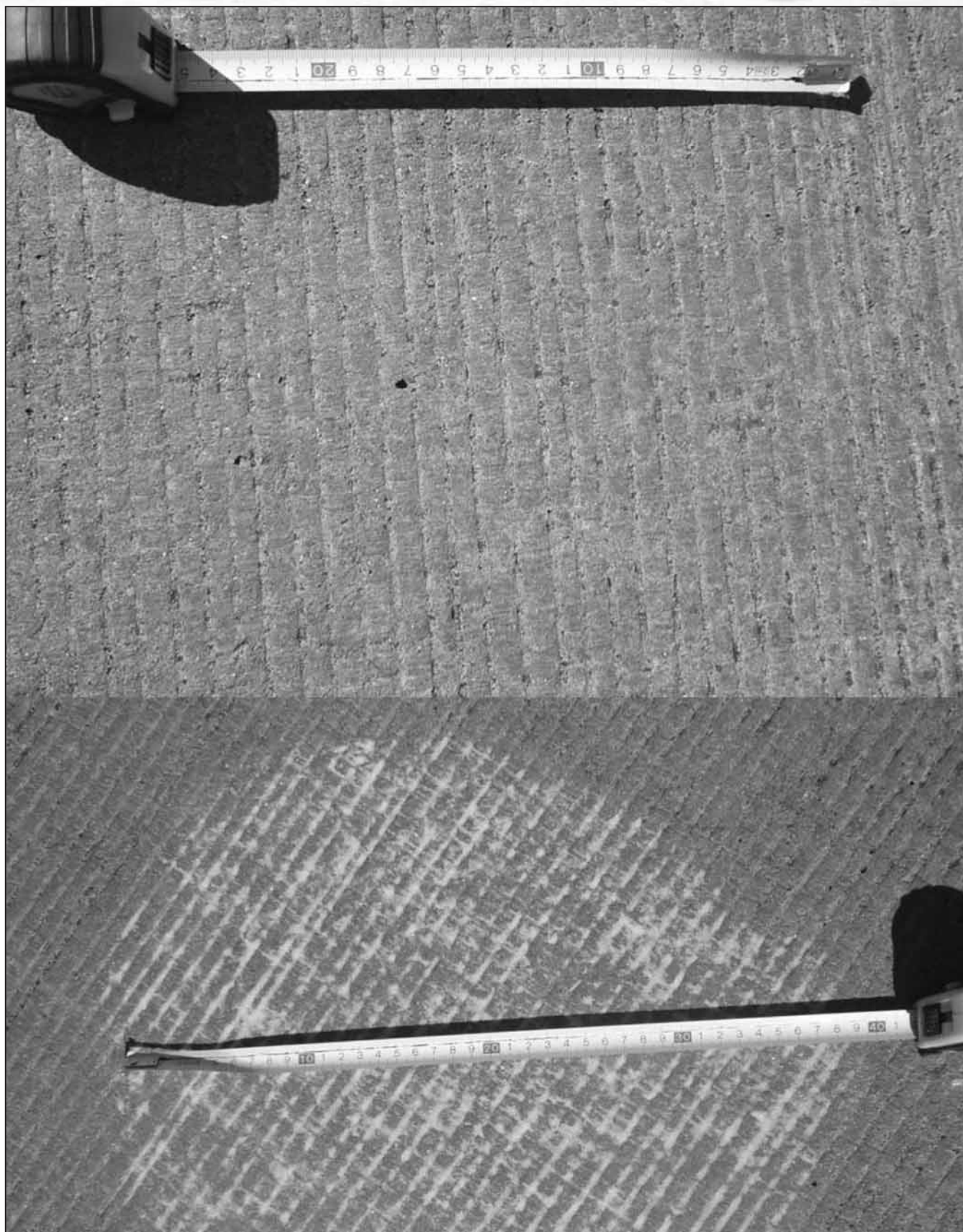
Obrázek 18 – Rychlostní silnice R1, km 77,440 – 77,656, pokusný úsek zdrsnění vlečenou jutou a příčným drážkováním



Obrázek 19 – Rychlostní silnice R1, km 77,440 – 77,656, detail příčné negativní textury



Obrázek 20 – Rychlostní silnice R1, km 77,440 – 77,656, PVV úseku zdrsněného vlečenou jutou a příčným drážkováním (mezi kurzory)



Obrázek 21 – Rychlostní silnice R1, km 77,440 – 77,656, CBK s příčným drážkováním po roce provozu v pomalém pruhu

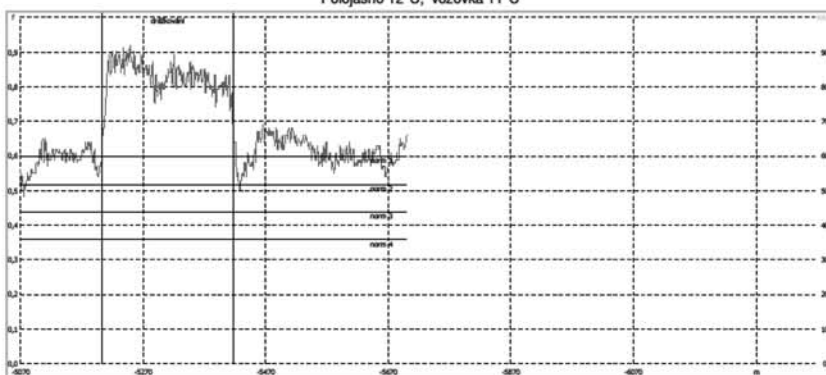
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
662 01 Vytiskov

Diagram závislosti f_p na ujeté dráze

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,03

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, nepojížděný kraj rychlého pruhu:
povrch CBK, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 12°C, vozovka 11°C



Dráha -5203÷-5417m Průměr: součinitel tření 0,82±0,05 rychlost 60km/h

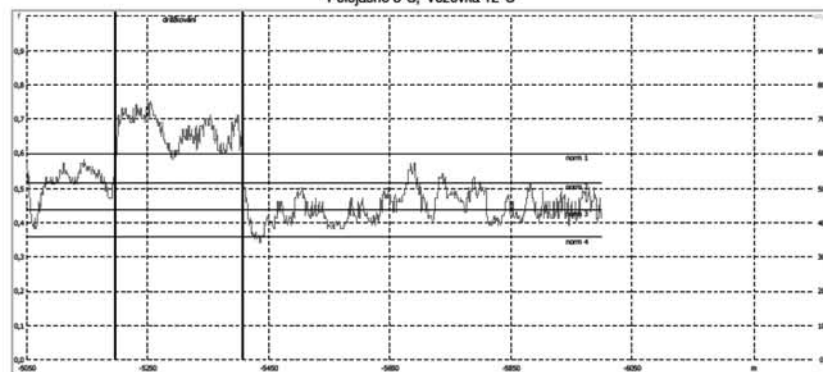
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
662 01 Vytiskov

Diagram závislosti f_p na ujeté dráze

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,02

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, rychlý pruh:
povrch CBK s příčným drážkováním, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 8°C, vozovka 12°C



Dráha -5197÷-5407m Průměr: součinitel tření 0,66±0,04 rychlost 60km/h

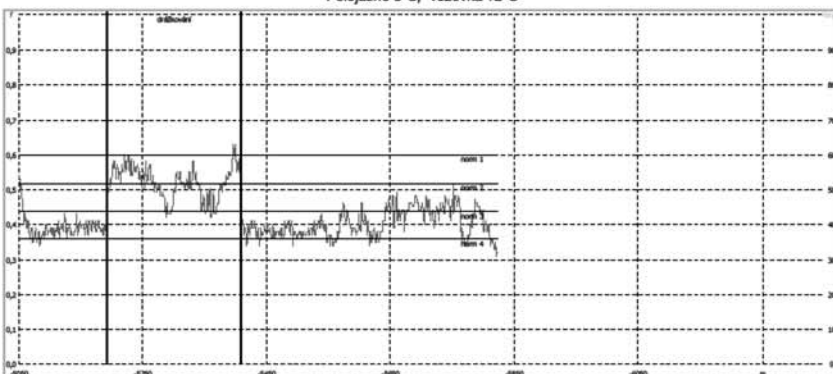
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
662 01 Vytiskov

Diagram závislosti f_p na ujeté dráze

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,02

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, pomalý pruh:
povrch CBK s příčným drážkováním, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 8°C, vozovka 12°C



Dráha -5193÷-5409m Průměr: součinitel tření 0,51±0,05 rychlost 60km/h

Obrázek 22 – PVV na úseku CBK s příčným drážkováním (mezi kurzory), po roce provozu na nepojížděném povrchu a v rychlém a pomalém pruhu

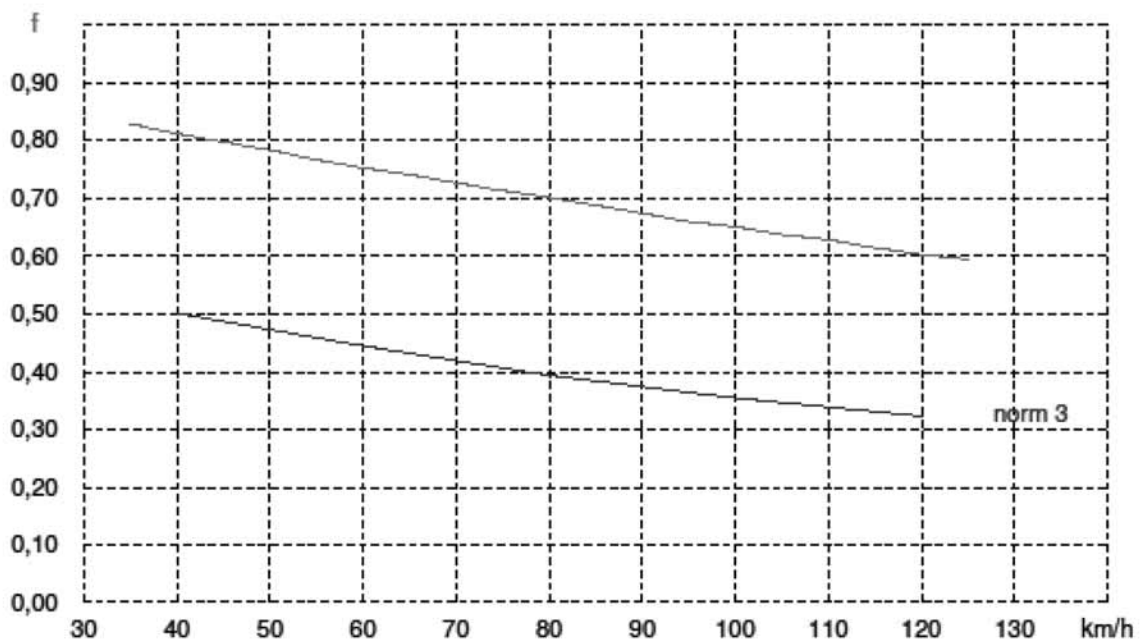
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
682 01 Vyškov

Závislost f_p na rychlosti

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,03

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, nepojížděný kraj rychlého pruhu: km - 5,209 » - 5,416
povrch CBKs drážkováním, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 12 °C, vozovka 11 °C



Naměřené hodnoty

km/h	f_p	σ
60	0,78	$\pm 0,03$
80	0,73	$\pm 0,03$
100	0,68	$\pm 0,03$
120	0,63	$\pm 0,03$

Vypočítané hodnoty

$a = 0,940$ $b = -0,004$ $R = 0,999$

km/h	F_p	$F_{p \text{ norm}}$	Δ
40	0,81	0,50	0,31
60	0,75	0,44	0,31
80	0,70	0,39	0,31
100	0,65	0,35	0,30
120	0,60	0,32	0,28

Hodnocení dle normy ČSN 736177 klasifikační stupeň 1

Obrázek 23 – PVV na úseku CBK s příčným drážkováním, po roce provozu na nepojížděném povrchu

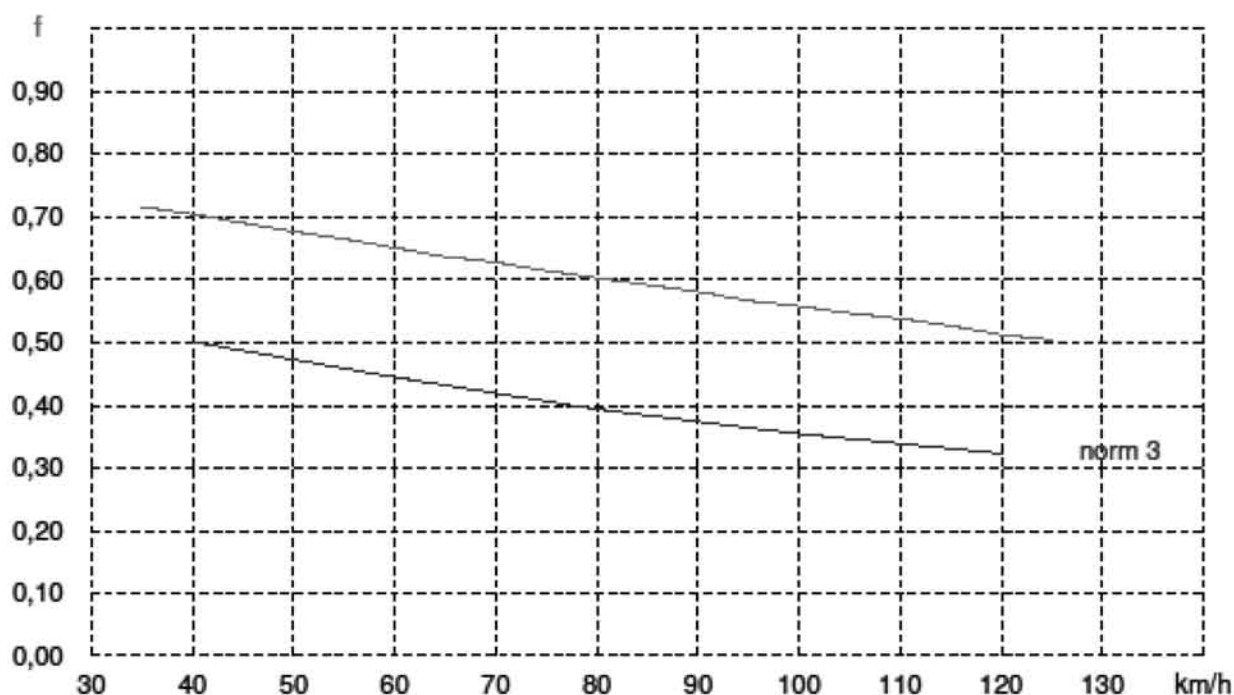
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 36
682 01 Vyškov

Závislost f_p na rychlosti

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,02

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, rychlý pruh: km - 5,209 » - 5,416
povrch CBK s drážkováním, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 8°C, vozovka 12°C

**Vypočítané hodnoty**

Naměřené hodnoty			a = 0,823 b = -0,004 R = 0,987			
km/h	f_p	σ	km/h	F_p	$F_p \text{ norm}$	Δ
60	0,68	$\pm 0,04$	40	0,70	0,50	0,20
80	0,61	$\pm 0,04$	60	0,65	0,44	0,21
100	0,57	$\pm 0,03$	80	0,60	0,39	0,21
120	0,54	$\pm 0,03$	100	0,56	0,35	0,21
			120	0,51	0,32	0,19

Hodnocení dle normy ČSN 736177 klasifikační stupeň 1

Obrázek 24 – PVV na úseku CBK s příčným drážkováním po roce provozu v rychlém pruhu

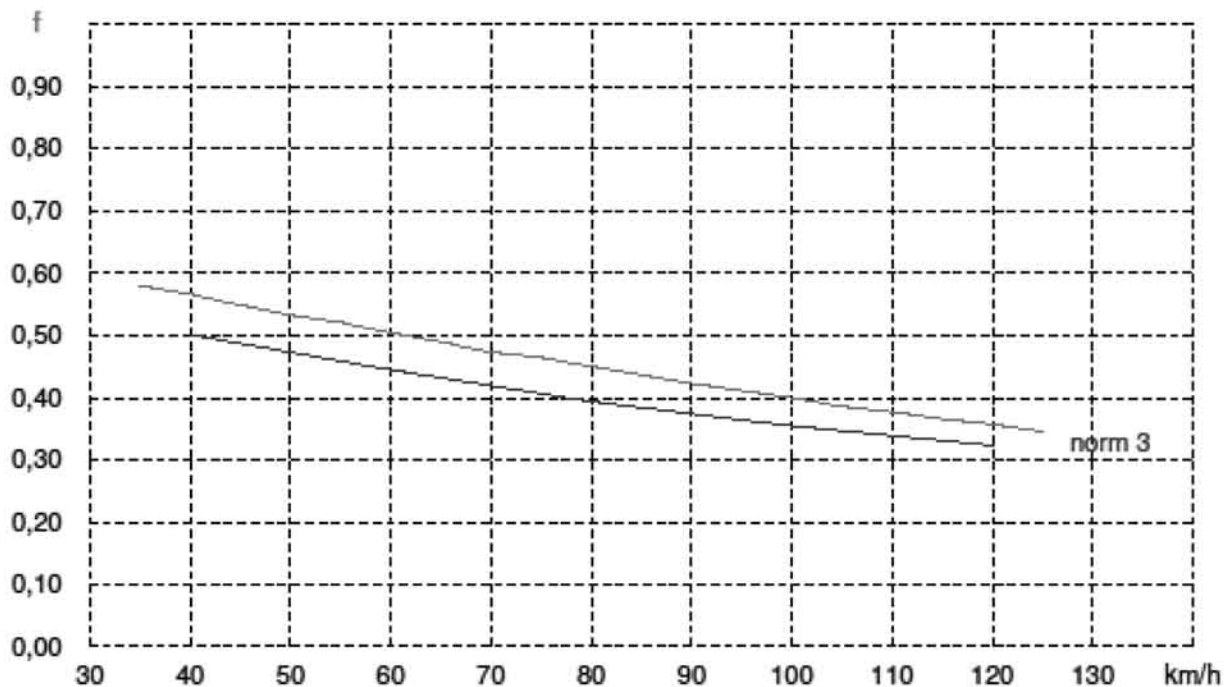
Měření PVV

Zkušební laboratoř č. 193
L. Nekula, J. Plachý
Hybešova 38
682 01 Vyskov

Závislost f_p na rychlosti

Měřeno zařízením TRT dne 16.10.2011
Oprava na teplotu -0,02

Pražský okruh R1, SOKP 512, SO 101, levý jízdní pás, pomalý pruh: km - 5,209 » - 5,416
povrch CBK s drážkováním, položen 2010, dodavatel SKANSKA a.s.
Polojasno 8°C, vozovka 12°C



Vypočítané hodnoty

$a = 0,712$ $b = -0,006$ $R = 0,992$

Naměřené hodnoty		
km/h	f_p	σ
60	0,53	$\pm 0,05$
80	0,46	$\pm 0,04$
100	0,41	$\pm 0,04$
120	0,38	$\pm 0,03$

km/h	F_p	$F_{p \text{ norm}}$	Δ
40	0,56	0,50	0,06
60	0,50	0,44	0,06
80	0,45	0,39	0,06
100	0,40	0,35	0,05
120	0,35	0,32	0,03

Hodnocení dle normy ČSN 736177 klasifikační stupeň 3

Obrázek 25 – PVV na úseku CBK s příčným drážkováním po roce provozu v pomalém pruhu

Závěr

V článku jsou shrnuty poznatky z měření PVV na všech druzích úpravy povrchu CBK od roku 1972 v České republice i v zahraničí. Zhodnocení naměřených výsledků přineslo závěry, které se dají shrnout do několika bodů:

- nejtrvanlivější úpravou povrchu CBK z hlediska PVV je příčná striáž, která však nevyhovuje z hlediska hlukových emisí
- starší úpravy povrchu CBK vlečenou jutou mají podstatně vyšší životnost z hlediska PVV než úpravy prováděné v posledních letech
- při použití technologie vymývaného povrchu CBK je rozhodující kvalita použitého obnaženého hrubého kameniva, protože i přes velmi dobrou makrotexturu povrchu CBK lze dosáhnout PVV na úrovni náledí
- nové úseky s technologií vymývaného betonu vysoce překračují požadované hodnocení PVV, ale i na nich se mohou vyskytnout technologické závady snižující PVV
- technologie úpravy CBK taženou jutou kombinovaná s příčným drážkováním s negativní texturou není schopna při současné kvalitě betonu odolávat velkému zatížení TNV

Jako příčina současného stavu krátké životnosti PVV nově pokládaných povrchů CBK mohou být uváděna technologická pochybení při pokládce CBK. To nepochybně platí u úseků, kde již na novém povrchu CBK před nebo těsně po uvedení do provozu jsou nevyhovující PVV. To je způsobeno nízkou makrotexturou, která není při pokládce vytvořena vlečenou jutou a tím i nulovou mikrotexturou na vyhlazeném povrchu jemné cementopískové nebo také jen cementové malty. Tyto úseky lze většinou také rozpoznat podle výrazně tmavšího zabarvení a lesku (viz obrázek 4).

K úvaze a diskuzi musím však dát několik otázek, na které mě přivedli odborníci na betonové konstrukce v Bratislavě na semináři „Pohybové plochy letísk“. Při jejich přednáškách několikrát zaznělo, že v minulém období se značně zhoršila kvalita cementů z důvodu nižší teploty při výpalu slínku, což má za následek horší kvalitu vyráběných betonů. A proto se ptám: Jsou skutečně příčinou nízké životnosti PVV na površích CBK upravovaných taženou jutou jen technologická pochybení? Jak je možné, že na úsecích zhotovených před 10 lety stejnou technologií tažené juty jsou dodnes PVV vyhovující? Jak je možné, že na pokusném úseku s příčným drážkováním dojde za necelý rok provozu k úbytku cementopískové malty o 2 mm. Vždyť při takové povrchové odolnosti CBK proti otěru by cementopísková vrstva na prvních úsecích s úpravou povrchu CBK příčnou striáží jen těžko vydržela déle jak 35 let. Při úbytku 2 mm ročně by cementopísková vrstva musela mít výšku minimálně 70 mm.

Při setkání s dalším odborníkem na cementové betony jsem se dozvěděl, že horší kvalita cementů ovlivňuje právě povrchovou odolnost betonu, což se projevuje také například na betonových prefabrikátech mostních konstrukcí. Není toto skutečnou příčinou současného stavu krátké životnosti PVV na CBK? K odpovědi na tuto otázku by mohl přispět výzkumný projekt [3], jehož úkolem je zavedení zrychlené laboratorní zkoušky opotřebení obrusné vrstvy simulovaným dopravním zatížením zkušebním zařízením Wehner/Schulze (W/S). Na tomto zkušebním zařízení by bylo možné vyzkoušet vývrty z CBK různého stáří a porovnat jejich životnost z hlediska PVV. Zkouška W/S se v současnosti zkoumá a zavádí ve všech vyspělých státech Evropy.

Na úplný závěr bych se ještě chtěl podělit o jednu zkušenost, která ne zcela souvisí s tématem článku. Jde o zkušenost z měření PVV na polské dálnici A2, které jsme prováděli v závěru loňského roku. Přestože na neprovozované části dálnice intenzivně probíhaly dokončovací práce, tak její povrch nebyl nikde znečištěn blátem, pískem nebo šterkem. U každého vjezdu na dálnici, kde by mohlo dojít k znečištění nákladními vozy převážejícími hlínu, bylo mycí stanoviště a dozor, který na dálnici nepustil žádné auto nebo mechanismus, které by mohlo povrch dálnice zašpinit. Navíc byla dálnice stále udržována v čistotě zmetacími stroji a kropičkami. V celé délce dálnice (112 km) nebyly napříč dálnice složena svodidla, uprostřed jízdního pruhu netrůnily hromady hlíny, kůry a květináčů, odstavená auta a stavební mechanismy nestály uprostřed jízdních pruhů a pohybující se vozidla jezdila v odstavném pruhu. Prostě ráj pro posádku provádějící měření PVV. Jak rád bych se toho dožil také na našich stavbách!

Literatura

1. Výzkumný projekt MD CG923-038-910 Zlepšení trvanlivosti protismykových vlastností nově položených i opravených povrchů cementobetonových krytů vozovek s vysokým dopravním zatížením
2. Výzkumný projekt TA01031562 Technologie úprav povrchu cementobetonových krytů pro zvýšení bezpečnosti a snížení hlučnosti silničního provozu
3. Výzkumný projekt TA02030479 Zavedení zrychlené laboratorní metody podle EN 12697-49 k měření protismykových vlastností povrchů vozovek a jejich vývoje v závislosti na dopravním zatížení pro snížení nehodovosti a prodloužení životnosti obrusných vrstev

Griffigkeit in Tunnelbauwerke in Österreich – Erfahrungen, Forschungsergebnisse und Verbesserungsmaßnahmen

Dr. DI Ameneh Schneider¹, DI Martin Peyerl¹, Ing. Herwig Steiner²

1) VÖZfi Reisnerstraße 53, 1030 Wien, Austria

2) ASFiNAG, Modecenterstraße 16, 1030 Wien, Austria

1. Einleitung

Für die Sicherheit im Straßenverkehr ist die Griffigkeit und damit die Oberflächenstruktur der Fahrbahnoberfläche wesentlich. Durch Einsatz der in Österreich entwickelten Waschbetonoberfläche für Betonstraßen können die Anforderungen hinsichtlich der hohen Griffigkeit generell eingehalten werden.

Aus wiederholten Messungen der Griffigkeit zeigt sich, dass die günstigen Fahrbahneigenschaften der Waschbetonoberflächen auf Freistrecken über verhältnismäßig lange Zeiträume weitgehend konstant erhalten bleiben, während aus den gleichen Messungen eine Veränderung der Griffigkeit bzw. unterschiedliche Griffigkeit in Tunnelstrecken (auch unter Grünbrücken) zu beobachten ist. Dies gilt sowohl für Neubautunnelstrecken als auch für Tunnelstrecken, die bereits mehrere Jahre in Betrieb sind. Dabei ist in der Regel ein Griffigkeitsabfall im Tunnelbereich zu beobachten (vgl. Abbildung 1A). Um Aussagen über die Ursachen dieses Phänomens treffen zu können, erfolgen topografische und chemische Analysen der Fahrbahnoberfläche im bzw. außerhalb des Tunnelbereiches (vgl. Abbildung 1B).

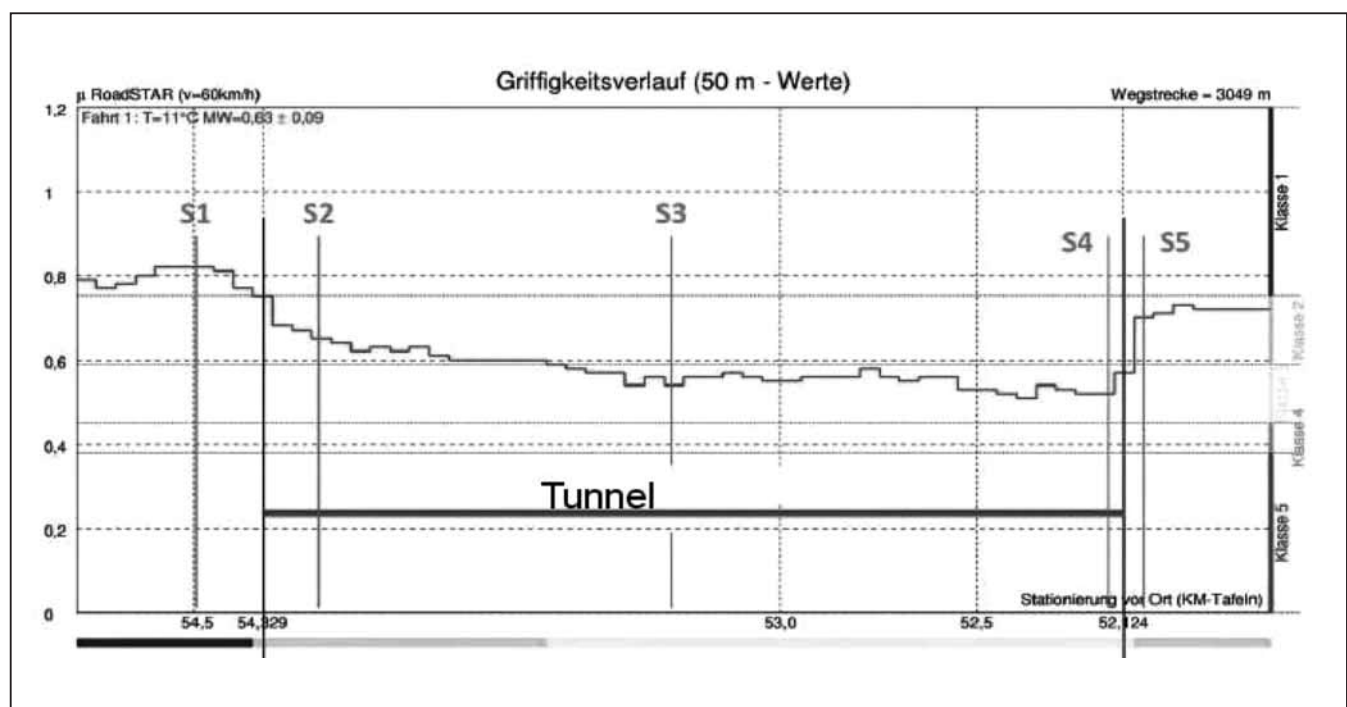


Abbildung 1A: Typischer Griffigkeitsabfall im Bereich eines Verkehrstunnels



Abbildung 1B: Probenahme zur Ursachenforschung

2. Datenerhebung

Nach einer grundsätzlichen Datenerhebung bzw. Methodenevaluierung erfolgte als erster Schritt die labortechnische Ursachenforschung zur Ermittlung von griffigkeitsbeeinflussenden Faktoren. Im Rahmen dieser Versuche wurde untersucht, inwieweit sich griffigkeitsbeeinflussende Faktoren wie bautechnische Parameter, Feuchte, Nachbehandlung, Umweltbedingungen oder Verschmutzung auf die Fahrbahneigenschaften auswirken. Aufgrund dieser Untersuchungen konnten grundlegende Zusammenhänge über den Einfluss von Parametern wie Nachbehandlungsmittelmenge,

Frostbeanspruchung, falsch gewählter Ausbürstzeitpunkt, etc. auf die mit dem SRT-Pendel gemessene Griffigkeit aufgezeigt werden. Aufbauend auf diese Erkenntnisse erfolgte die praxisorientierte Untersuchung an je 3 Tunnelbauwerken Neubau sowie 3 Tunnelbauwerken aus dem Betrieb. Als erster Schritt wurden Griffigkeitsmessungen mit dem System RoadSTAR durchgeführt. Auf Basis der Griffigkeitsdaten konnte die genaue Oberflächenanalyse und Entnahme von Bohrkernen an besonders markanten Stellen mit hohem und niedrigem Griffigkeitsniveau im Tunnel bzw. in den angrenzenden Freistrecken durchgeführt werden. Die exakte Ermittlung der Oberflächeneigenschaften erfolgte durch Bestimmung von Profilspitzen und Rauheit sowie durch die exakte analytische Erfassung der Fahrbahnstruktur mit einem fotooptischen Verfahren. Darüber hinaus wurde die lokale Griffigkeit mit dem SRT-Pendel bestimmt. Die Entnahme von Bohrkernen zur mikroskopischen Ermittlung der Oberflächeneigenschaften und für chemische Analysen schließt das Prüfprogramm ab. Aufgrund der direkten Verknüpfung von Griffigkeitsdaten unterschiedlicher Messsysteme bzw. Griffigkeitsdaten mit Oberflächeneigenschaften konnten Zusammenhänge zwischen Griffigkeit und Oberflächenparametern bzw. den derzeit gültigen Anforderungen hergestellt werden (vgl. Abbildung 2 und 3).

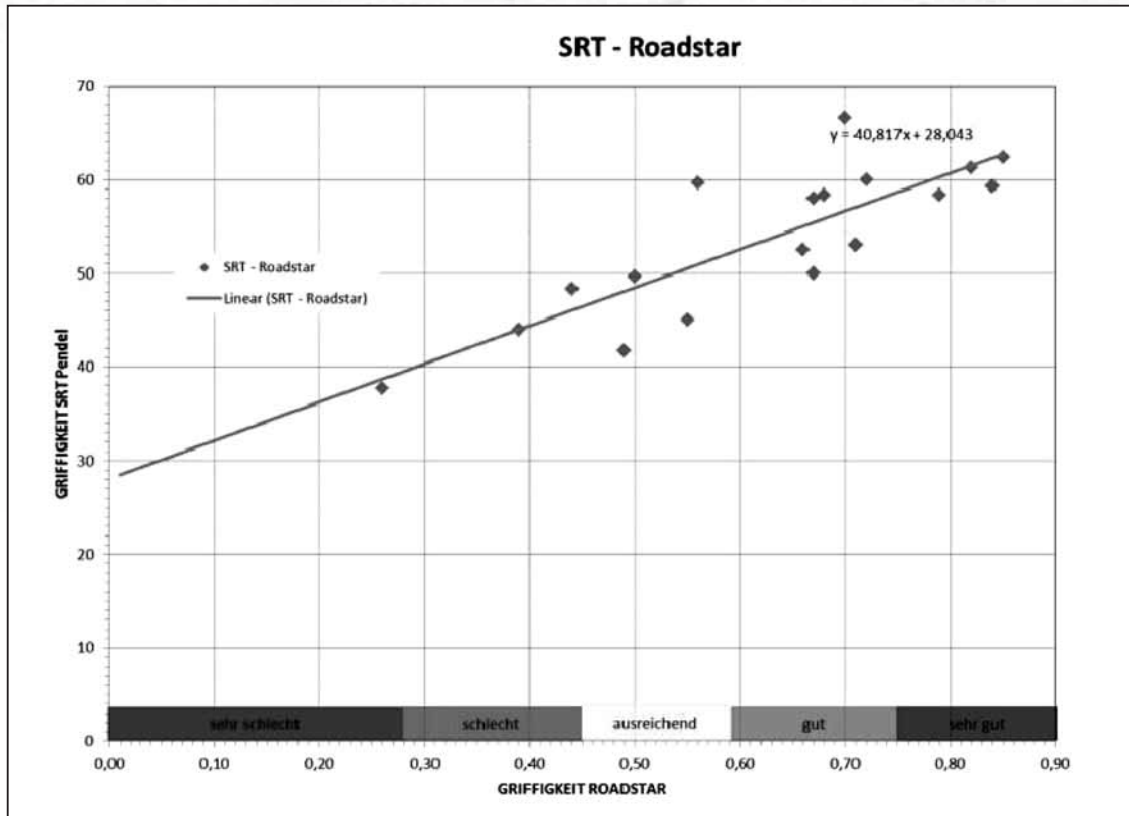


Abbildung 2: Zusammenhang zwischen Griffigkeit gemessen mit System RoadSTAR und SRT-Pendel

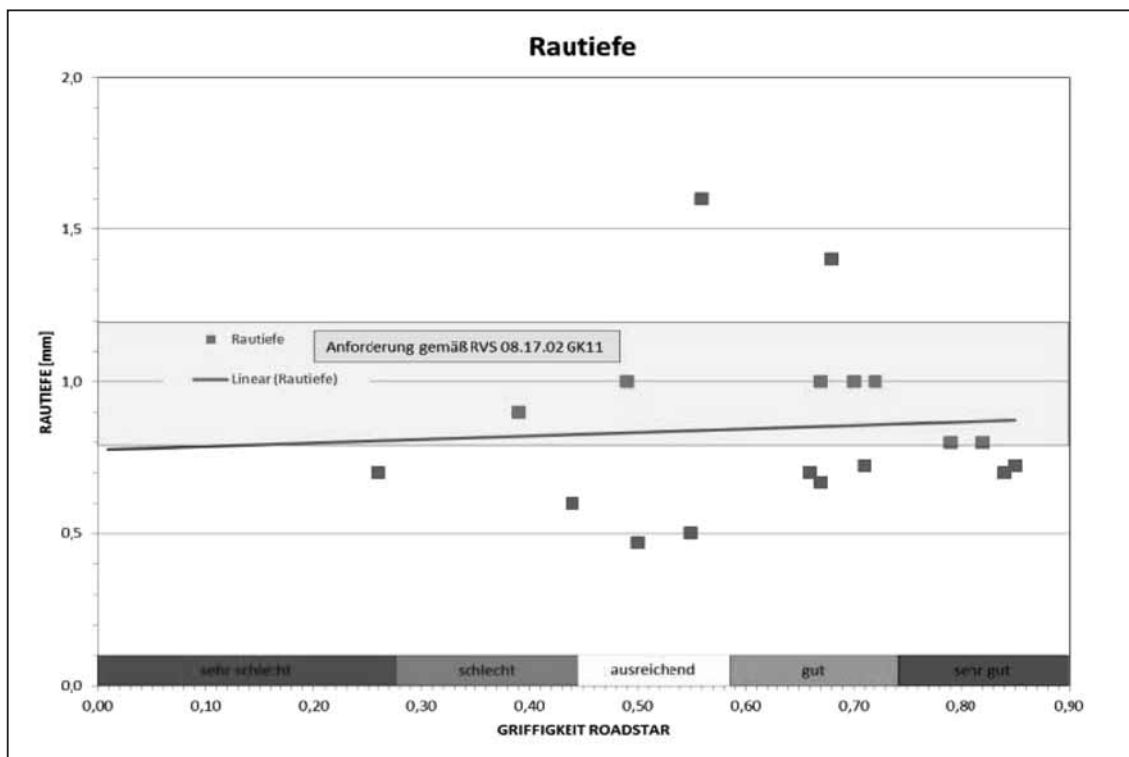


Abbildung 3: Zusammenhang Griffigkeit und Rautiefe (rechts)

3. Tribologische¹ Untersuchungen der Griffigkeit von Betonfahrbahnoberflächen

Ein tribologisches System umfasst nach DIN 50320 vier Elemente (Bauteile oder Stoffe), den festen Grundkörper, den festen, flüssigen oder gasförmigen Gegenkörper, den Zwischenstoff (Schmierstoff, Staub, andere Verunreinigungen) und das Umgebungsmedium (Luft, andere Gase, Vakuum, Flüssigkeiten). Diese Elemente kennzeichnen die Struktur des Tribosystems. Ihre stofflichen Eigenschaften beeinflussen Reibung und Verschleiß. In Hinblick auf diese Definitionen können die Fahrzeuge auf der Fahrbahn als ein Tribosystem betrachtet werden. Die Untersuchung bzw. Charakterisierung der Fahrbahngriffigkeit als „Output“ eines Tribosystems kann in drei Gruppen unterteilt werden:

A) Direkte Untersuchung von Reibungseffekten der betreffenden Materialkombination (Makrobereich)

Dieser Versuchsaufbau eignet sich besonders für Untersuchungen des tribologischen Verhaltens von Werkstoffkombinationen im Trockenlauf oder mit unterschiedlichen Zwischenstoffen. Abbildung 4 stellt ein neu entwickeltes Tribometer (von AC²T reseach) speziell für Waschbetonproben dar. Die im Rahmen des Projekts erarbeitete Testprozedur ermöglicht eine Differenzierung der Reibverhalten „Griffigkeit“ von Tribosysteme mit unterschiedlicher Oberflächenqualität.



Abbildung 4:
Tribometer für Waschbeton

¹ Tribologie ist seit 1966 als integraler Begriff für das Gebiet der „interagierenden, d.h. aufeinander einwirkenden Oberflächen unter Relativbewegung“ geprägt. Der Begriff bezieht sich in ursprünglicher Form in ganzheitlicher Weise auf eine bestimmte Klasse technischer Systeme, auf „Tribosysteme“.

Abbildung 5 zeigt eindeutig den Einfluss der Menge an Verdunstungsschutz (Nachbehandlungsmittel) auf das Reibzahlniveau, welches hier als Maß der Griffigkeit gilt. Weiteres wird hier festgestellt, dass eine effektive Reinigung der Oberfläche (Entfernung der Nachbehandlungsmittel) eine Erhöhung der Reibzahl und bessere Griffigkeit zur Folge hat.

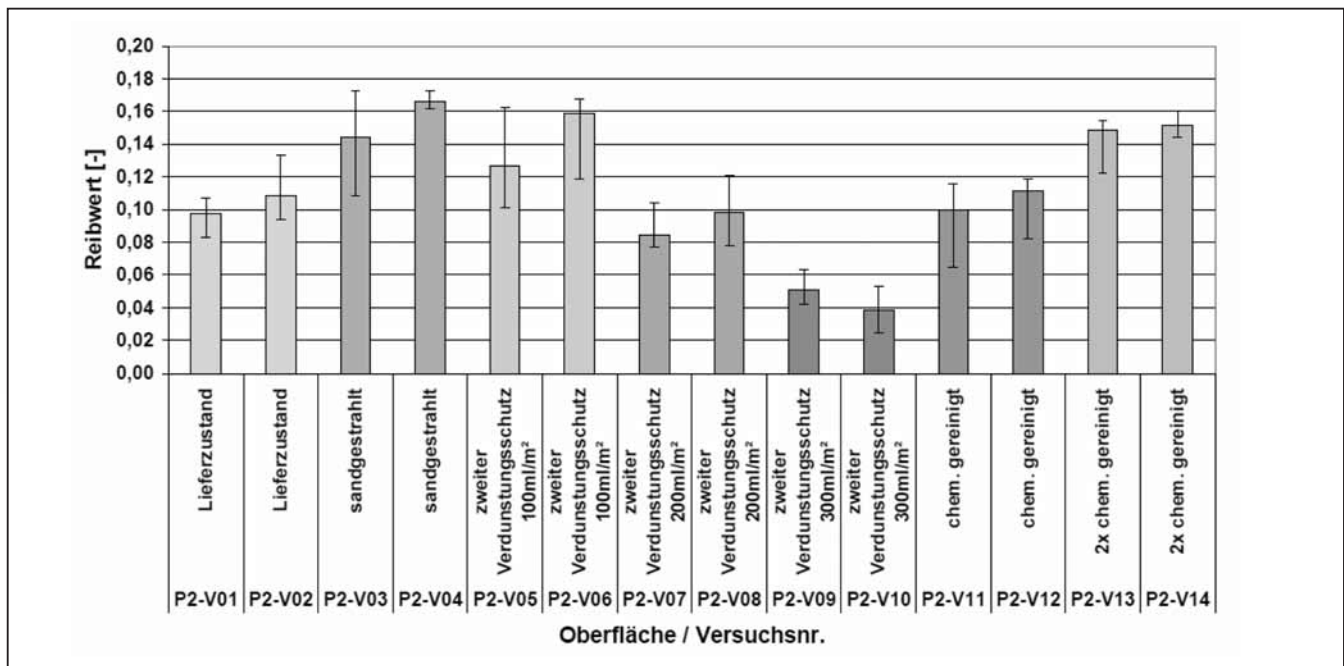


Abbildung 5: Effekte der Reinigung der Waschbetonoberfläche auf Reibwert

B) Strukturanalysen der Oberfläche (Mikrobereich)

Für die Untersuchungen der Fahrbahnoberflächen im Hinblick auf mikro-kontaktmechanische Effekte stehen bei AC²T folgende Analysesysteme zur Verfügung:

- Optische Mikroskopie
- Topographievermessungen der Oberfläche – tastend oder optisch (μ -Surf)

22 Waschbetonproben wurden mittels Oberflächen-3D-Mikroskops untersucht. Das 3DMikroskop beruht auf dem konfokalen Messprinzip. Beispiele aus diesen topographischen Untersuchungen sind in Abbildungen 6 und 7 zu sehen.

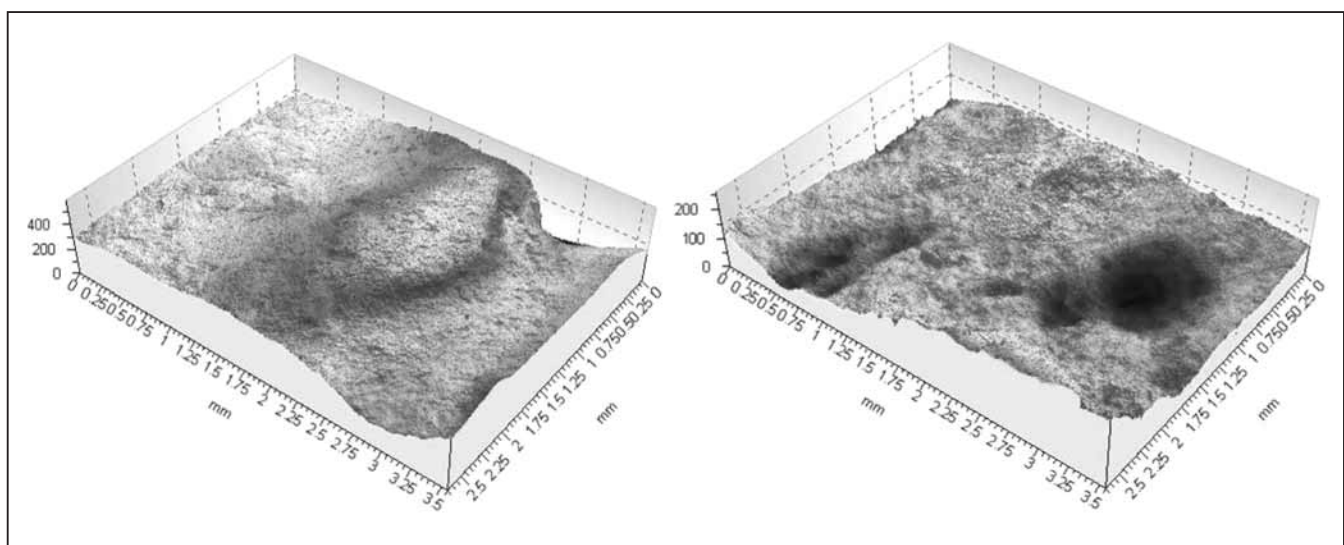


Abbildung 6: Topographie einer Probe aus einem Tunnel, Links: Grobzuschlag, Rechts: Mörtel

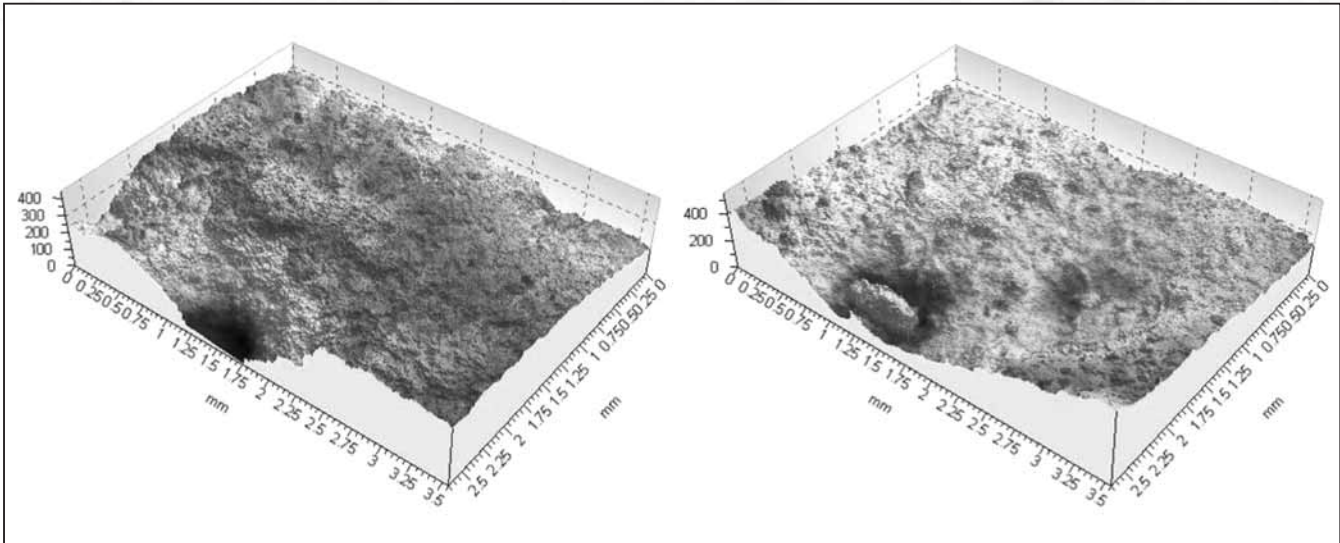


Abbildung 7: Topographie einer Probe von freier Strecke Links: Stein, Rechts: Mörtel

Die bisher vorliegenden Ergebnisse lassen für den gegebenen Aufbau des Waschbetons kaum entscheidende Einflüsse der Meso-Struktur auf die Griffigkeit – ermittelt aus RoadStar- Messungen – erkennen.

C) Chemische Untersuchungen (Nanobereich)

In Rahmen des Projektes sollten die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Fahrbahngriffigkeit von Waschbeton festgestellt werden. Im Sinne eines Tribosystems wird die Schmutzquantität und -qualität auf der Fahrbahnstrecke, als Zwischenstoff betrachtet, einen Einfluss auf die Griffigkeit ausüben. Es sollte daher eine Identifizierung von organischen Farbahnverschmutzungen und eine semiquantitative Abschätzung durchgeführt werden. Als Methode der Charakterisierung wurde die Pyrolyse-Gaschromatographie gewählt. Die semiquantitative Analyse sollte darauf hinweisen, dass es bei den gegenständlichen Untersuchungsobjekten schwierig ist, repräsentative Referenzproben zu erhalten. Die Werte bezogen auf Gesamtprobe wurden in Abbildung 8 der Griffigkeit gegenübergestellt.

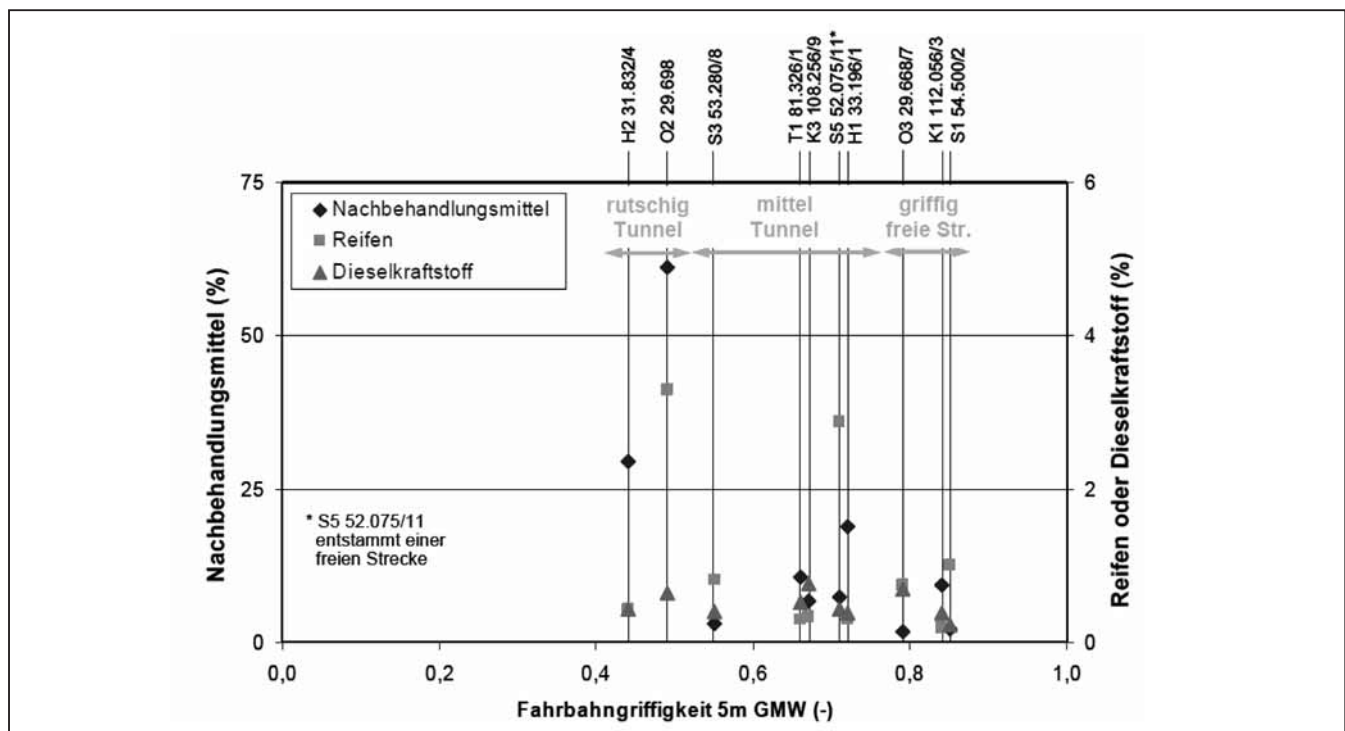


Abbildung 8: (GC-MS) Semiquantitative Auswertung der Fahrbahnverschmutzung und Bewertung der Fahrbahngriffigkeit anhand der Fahrbahnverschmutzung (Achtung: unterschiedliche Skala der Y-Achse)

Es zeigt sich, dass die nachweisbaren organischen Farbahnverschmutzungen mit 61 Masseprozent überwiegend auf das Nachbehandlungsmittel zurückzuführen sind, hingegen mit nur ca. 3 M.-% auf den Reifenabrieb und ca. 1 M.-% auf Dieselkomponenten. Weiters wurde festgestellt, dass der UV-Anteil des Sonnenlichtes (Oxidationswirkung mit Luftsauerstoff) bewirkt, dass die wachsähnlichen Bestandteile des zweiten Verdunstungsschutzes (Nachbehandlungsmittel) deutlich schneller abgebaut werden und mit dem Regenwasser abgetragen werden können. Diese Oxidationswirkung wird in den Versuchen mit Wasserstoffperoxid und anderen Oxidationsmitteln nachgestellt.

4. Zusammenfassung

In Folge sind die wesentlichen erarbeiteten Erkenntnisse sowie Schlussfolgerungen des Projekts dargestellt:

- Die mit dem SRT-Pendel durchgeführten Laboruntersuchungen zeigten, dass das Vorhandensein von Nachbehandlungsmittel und Scheibenwaschwasser zu einer deutlichen Reduktion der Griffigkeit führt. Frosttausalzbeanspruchung bewirkt einen Anstieg der Griffigkeit.
- Es konnte bei labortechnisch hergestellten Proben ein klarer Zusammenhang zwischen Ausbürstzeitpunkt und Rautiefe, jedoch kein Zusammenhang mit der Griffigkeit des SRT-Pendels hergestellt werden.
- Die erarbeitete Labortestprozedur (Tribometer) zeigt sich als prinzipiell geeignet, eine Unterscheidbarkeit des Reibungsverhaltens („Griffigkeit“) von Tribosystemen (Reifen – Strasse) mit unterschiedlichen Oberflächenqualitäten darzustellen.
- Die durchgeführten Untersuchungen an den Tunnelbauwerken legten dar, dass Griffigkeitsmängel nur in wenigen Fällen auf eine ungenügende Oberflächentextur zurückgeführt werden konnten. Es wurden bei völlig identer Oberflächentextur völlig unterschiedliche Griffigkeitsniveaus im Tunnel und auf freier Strecke festgestellt.
- Durch lokale Analyse der Griffigkeit an den Entnahmestellen mit dem SRT-Pendel konnten gute Zusammenhänge mit den Griffigkeitswerten, gemessen mit dem System RoadSTAR, gefunden werden.
- Eingehende Untersuchungen der Oberflächentextur durch Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann sowie durch stereoskopische Untersuchungen zeigten, dass einerseits gute Zusammenhänge zwischen diesen Messverfahren gefunden werden konnten und andererseits die stereoskopischen Untersuchungen eindeutig mehr Informationen über die Beschaffenheit der Waschbetonstruktur liefern.
- Mittels Pyrolyse-GC-MS konnte aufgezeigt werden, dass ein Zusammenhang zwischen Nachbehandlungsmittel und Fahrbahngriffigkeit besteht, wobei größere Mengen Nachbehandlungsmittel tendenziell zu einer geringeren Fahrbahngriffigkeit führen und vice versa.
- Residuen von Dieseldieselkraftstoff und insbesondere Reifenabrieb wurden nur in geringeren Mengen nachgewiesen und schienen keinen wesentlichen Einfluss auf die Fahrbahngriffigkeit zu zeigen.
- Es wurden größere Mengen an Nachbehandlungsmittel überwiegend im Tunnel und geringere Mengen überwiegend auf freie Strecken gefunden.

Aufgrund dieser Aussagen bzw. sich noch im Lauf befindlicher Untersuchungen zur Griffigkeitsverbesserung soll durch dieses Forschungsprojekt das Ziel erreicht werden, das Griffigkeitsniveau von Neubau-Tunnelstrecken zu steigern sowie das Griffigkeitsniveau von Tunnelstrecken im Betrieb länger aufrecht zu erhalten.

Drsnost vozovek v rakouských tunelech – zkušenosti, výsledky výzkumu a opatření ke zlepšení

Dr. DI Ameneh Schneider¹, DI Martin Peyerl¹, Ing. Herwig Steiner²

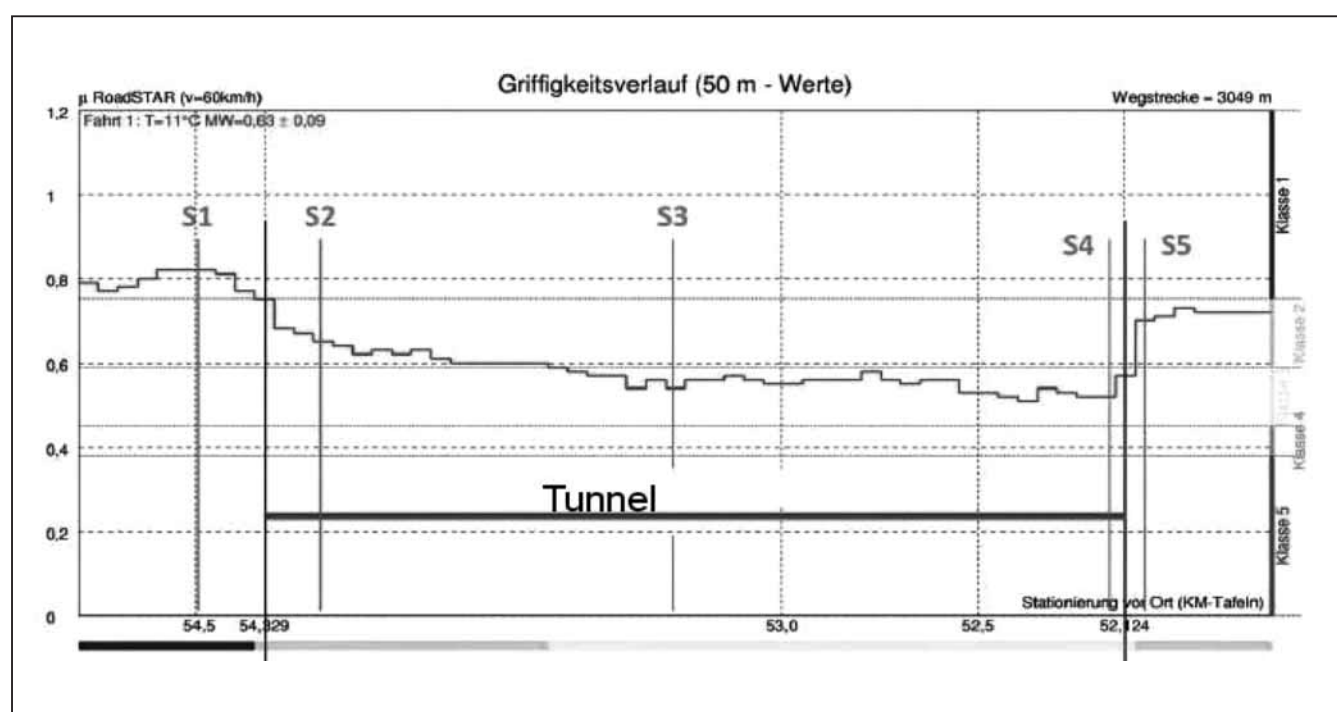
1) VÖZfi Reisnerstraße 53, 1030 Wien, Austria

2) ASFINAG, Modecenterstraße 16, 1030 Wien, Austria

1. Úvod

Protismykové vlastnosti krytu, tedy struktura povrchu krytu, mají zásadní význam pro bezpečnost silničního provozu. Přísné požadavky na protismykové vlastnosti je možno dodržovat díky zavedení technologie výstavby cementobetonových krytů s úpravou povrchu z vymývaného betonu; tato technologie byla vyvinuta v Rakousku.

Z opakovaných měření protismykových vlastností vyplývá, že příznivé vlastnosti povrchu cementobetonových krytů s úpravou povrchu z vymývaného betonu zůstávají ve volné trase do značné míry konstantní po relativně dlouhou dobu, zatímco stejná měření v tunelech (a také pod ekostrukty) ukázala změnu protismykových vlastností, resp. různé protismykové vlastnosti krytu. Toto platí jak pro novostavby tunelů, tak i pro tunely, které jsou v provozu již několik let. V provozovaných tunelech lze zpravidla pozorovat snížení protismykových vlastností (viz. obrázek 1A). Abychom mohli stanovit příčiny tohoto jevu, provedli jsme topografické a chemické analýzy povrchu krytu v tunelu a mimo něj (viz. obrázek 1B).



Obrázek 1A: Typické snížení protismykových vlastností krytu v tunelu

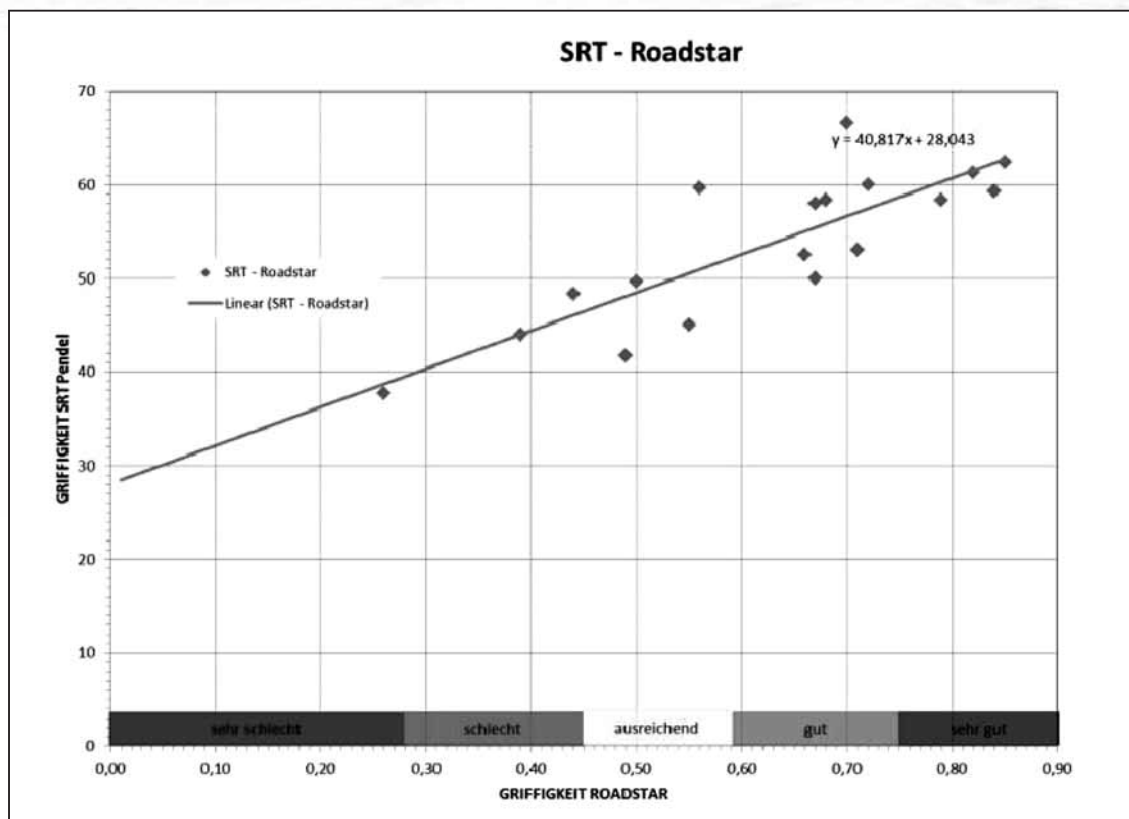


Obrázek 1B: Odběr vzorků pro zjišťování příčiny

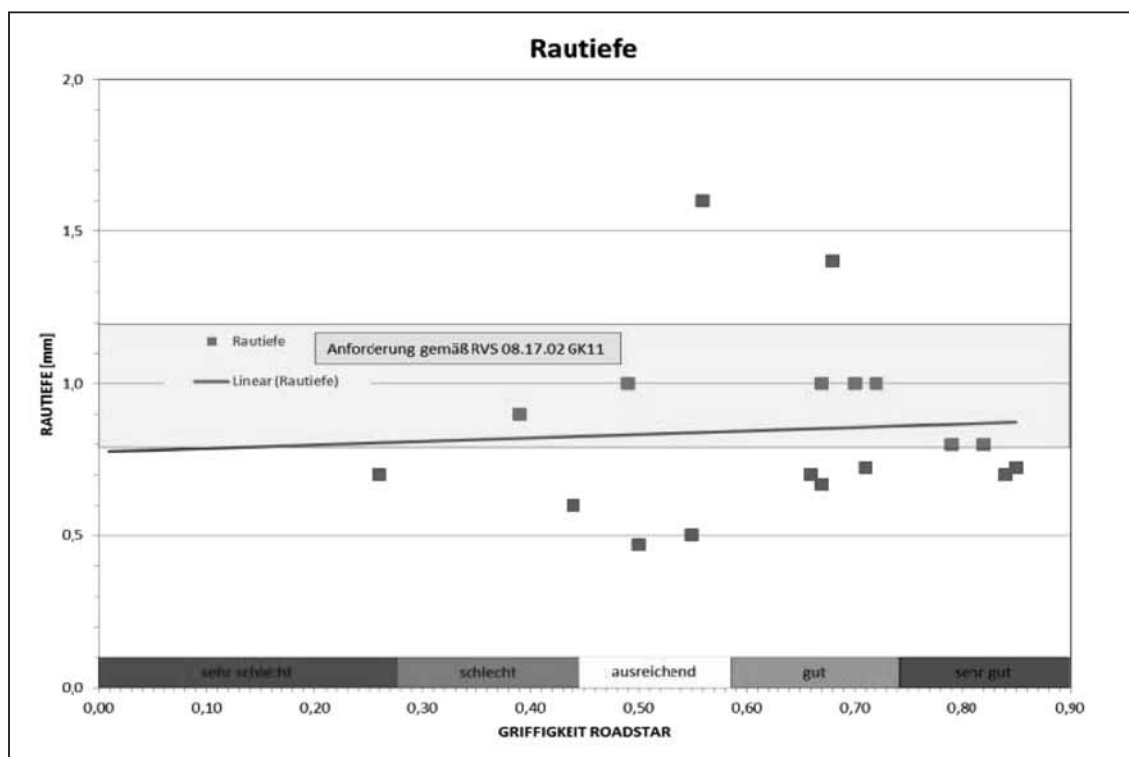
2. Sběr a vyhodnocení dat

Po sběru dat a výběru metody zkoušení následoval laboratorní výzkum příčin pro určení faktorů, ovlivňujících protismykové vlastnosti krytu. V rámci těchto zkoušek a měření bylo zjišťováno, do jaké míry jsou protismykové vlastnosti krytů ovlivňovány faktory, jako jsou stavebně technické parametry, vlhkost, ošetřovací prostředek proti vysychání povrchu, podmínky životního prostředí nebo jeho znečištění.

Z těchto analýz vyplynuly základní souvislosti mezi vlivem některých parametrů, jako je množství ošetřovacího prostředku, namáhání mrazem, chybně zvolený okamžik kartáčování atd., a protismykovými vlastnostmi krytu, které byly měřeny kyvadlem SRT (Skid Resistance Tester- stacionární přístroj pro měření protismykových vlastností krytů a vodorovného dopravního značení). Získané poznatky posloužily jako východisko prakticky zaměřeného výzkumu, provedeného ve třech novostavbách tunelů a třech již provozovaných tunelech. Jako první bylo provedeno měření protismykových vlastností krytů systémem Roadstar a na základě získaných výsledků měření byla provedena přesná analýza krytu a odběr jádrových vývrtů z míst s obzvláště vysokou a nízkou úrovní protismykových vlastností v tunelu a z krytu sousedních úseků mimo tunel. Přesné určení vlastností povrchu proběhlo stanovením vrcholů profilu, zobrazujícího výsledky měření protismykových vlastností a přesným analytickým měřením struktury vozovky fotooptickou metodou. Kromě toho byly stanoveny lokální protismykové vlastnosti krytu pomocí kyvadla SRT. Program zkoušek uzavřel odběr jádrových vývrtů pro mikroskopické stanovení vlastností povrchu krytu a chemickou analýzu. Pomocí porovnání dat, získaných různými měřicími systémy, s výsledky měření protismykových vlastností krytů, byly odvozeny souvislosti mezi protismykovými vlastnostmi povrchu krytu a parametry povrchu, resp. aktuálně platnými požadavky (viz. obrázek 2 a 3).



Obrázek 2: Závislost mezi protismykovými vlastnostmi krytu měřenými systémem RoadSTAR a kyvadlem SRT



Obrázek 3: Závislost mezi protismykovými vlastnostmi a hloubkou makrotextury povrchu (vpravo)

3. Tribologické¹ zkoumání drsnosti povrchu cementobetonového krytu

Tribologický systém obsahuje podle DIN 50320 čtyři prvky (konstrukční části nebo materiály); pevné základní těleso, pevný, tekutý nebo plyný protikus, materiály mezi součástmi (mazivo, prach, jiné nečistoty) a vlivy okolního prostředí (vzduch, jiné plyny, vakuum, tekutiny). Tyto prvky charakterizují strukturu tribologického systému. Jejich vlastnosti ovlivňují tření a opotřebení. Definice tribologického systému umožňuje posuzovat vozidla na krytu jako tribologický systém. Výzkum, resp. charakteristiku protismykových vlastností krytu lze rozdělit jako „výstup“ tribologického systému do tří podskupin:

A) Přímý výzkum efektů tření příslušné kombinace materiálů (makroskopický rozsah)

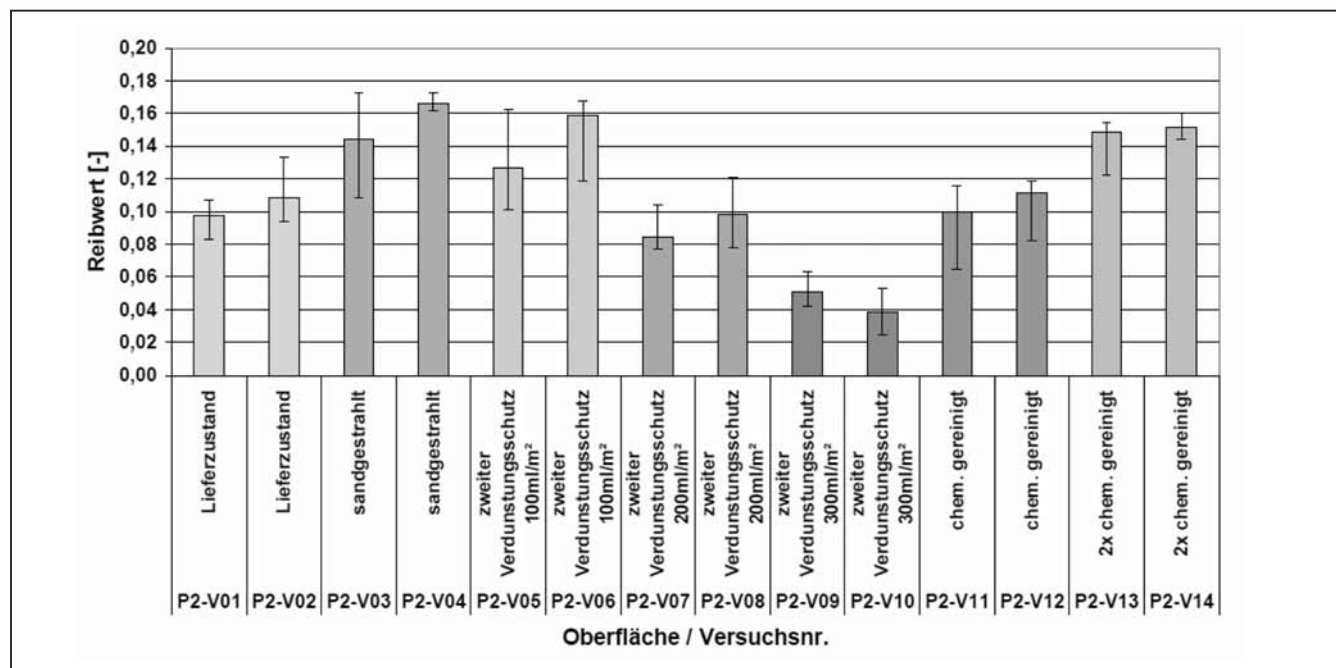
Tato část výzkumu je vhodná zvláště pro výzkum tribologického chování kombinací materiálů za chodu na sucho nebo kombinací různých materiálů a součástek. Obrázek 4 zobrazuje nově vyvinutý tribometer (společnosti AC2T reseach) určený speciálně pro vzorky vymývaného betonu. Zkušební metoda, vypracovaná v rámci projektu, umožňuje rozlišit tření „drsnosti krytu“ v tribologických systémech s různými vlastnostmi povrchu.



Obrázek 4:
Tribometer pro vymývaný beton

¹⁾ Jako tribologie se od roku 1966 označuje obor, který se zabývá chováním povrchů spolupůsobících při vzájemném pohybu nebo při pokusu o vzájemný pohyb. Pojem se v původním významu vztahuje komplexním způsobem na určitou třídu technických systémů, na tribologické systémy.

Obrázek 5 zobrazuje jednoznačný vliv množství ochranného prostředku proti odpařování vody (prostředek pro následné ošetření čerstvého betonu) na úroveň součinitele tření, který je zde použit jako míra protismykových vlastností krytu. Z obrázku je dále zřejmé, že důsledkem účinného očištění povrchu (odstranění ochranného prostředku) je zvýšení součinitele tření a lepší protismykové vlastnosti krytu.



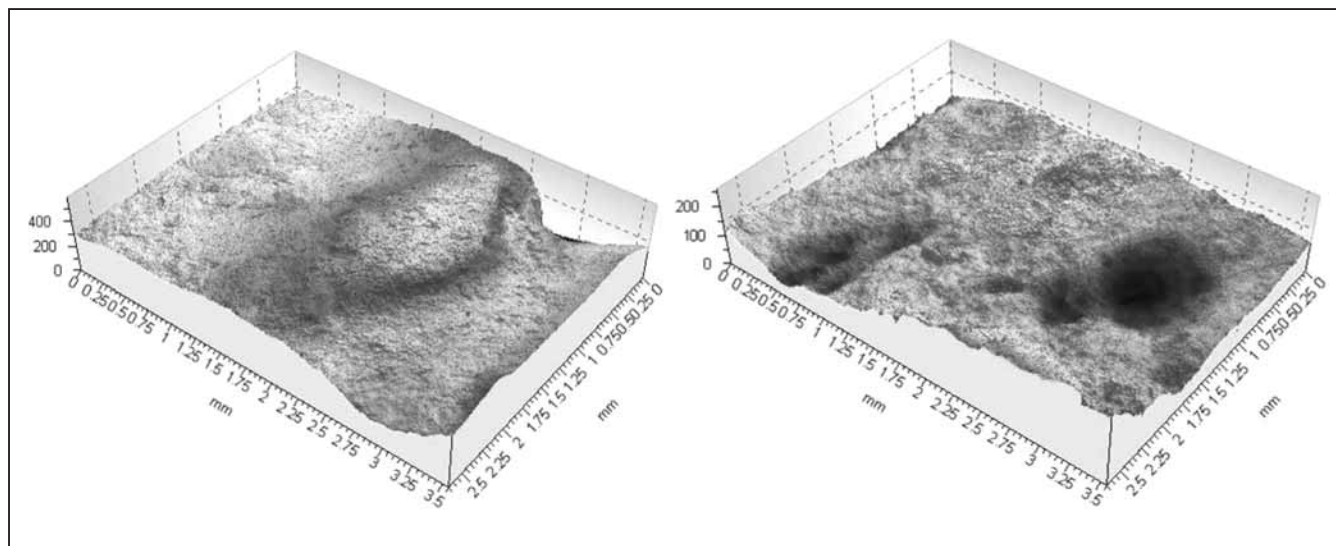
Obrázek 5: Účinky čištění povrchu vymývaného betonu na součinitel tření

B) Mikroskopické analýzy struktury povrchu (mikroskopický rozsah)

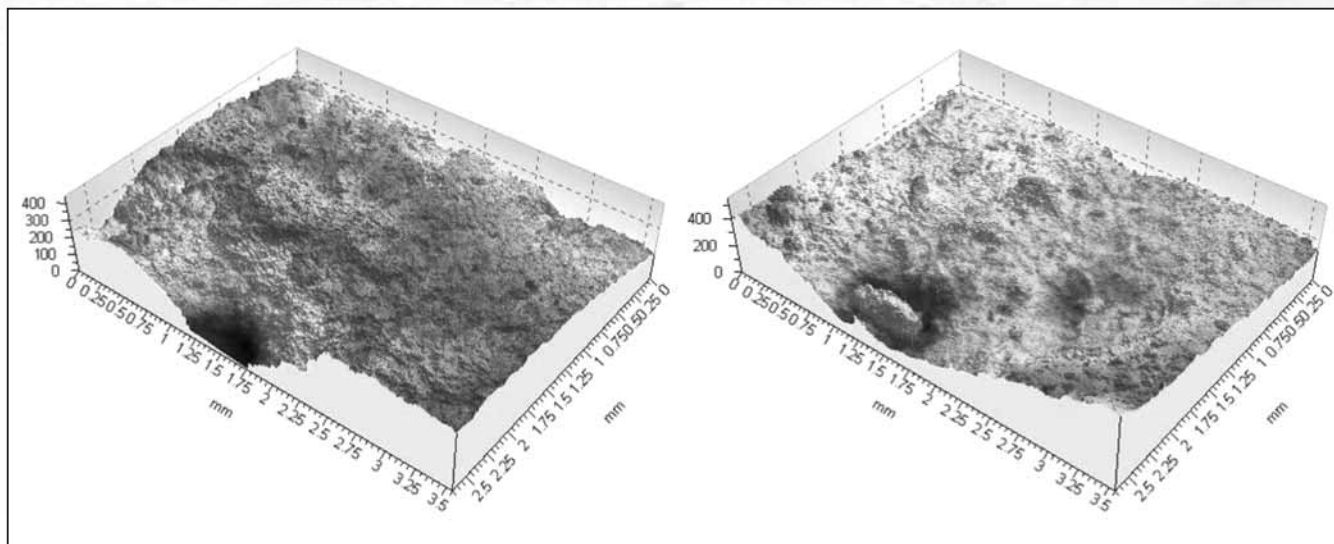
Pro zkoumání povrchu krytu s ohledem na mikro-kontaktní mechanické účinky používá společnost AC2T následující dva analytické systémy:

- optická mikroskopie
- topografická zaměření povrchu – dotykově nebo opticky (μ -Surf)

22 vzorků vymývaného betonu bylo zkoumáno pomocí mikroskopu pro trojrozměrné zobrazování povrchu. Princip 3D-mikroskopu spočívá v konfokálním měření. Příklady těchto topografických měření jsou zobrazeny na obrázcích 6 a 7.



Obrázek 6: Topografie vzorku z tunelu, vlevo: hrubé kamenivo, vpravo: malta

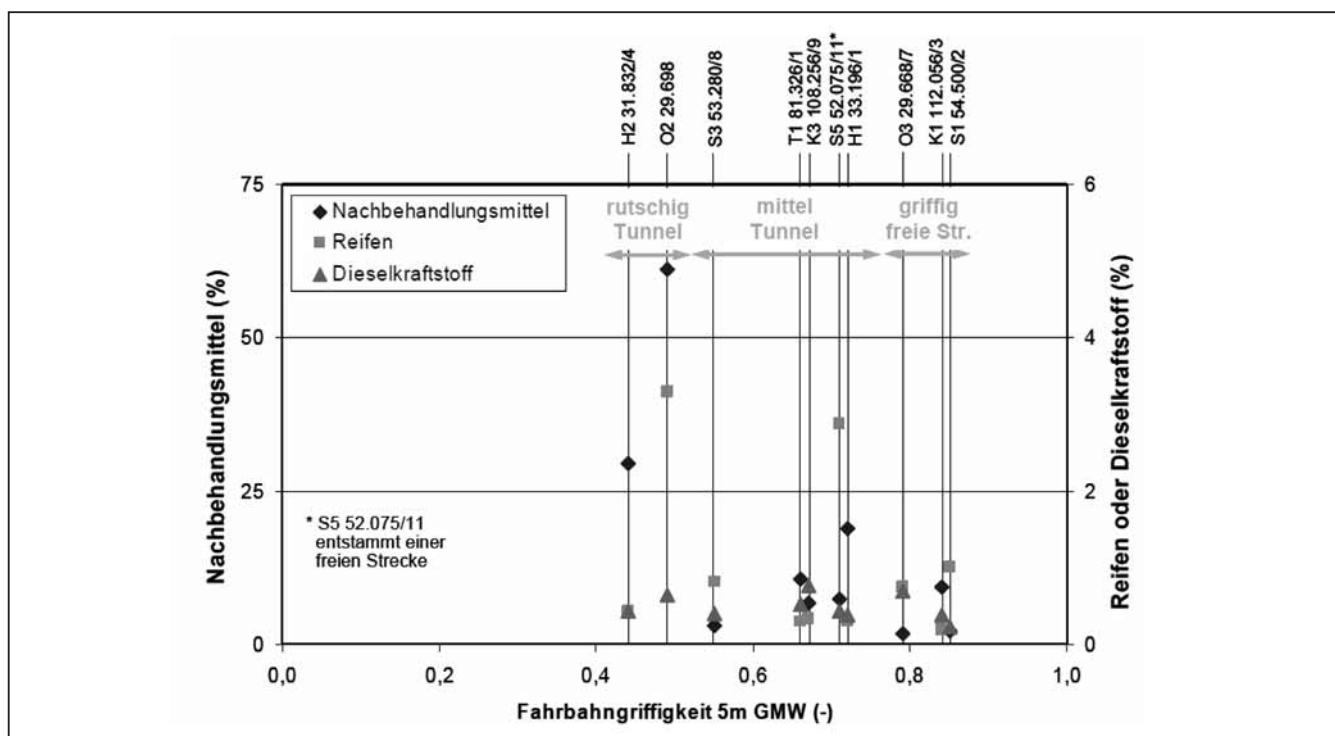


Obrázek 7: Topografie vzorku z úseku mimo tunel, z volné trasy, vlevo: kámen, vpravo: malta

Z výsledků, které jsou zatím k dispozici z měření pomocí přístroje RoadStar, lze obtížně odvodit významný vliv mezostruktury vymývaného betonu na protismykové vlastnosti krytu.

C) Chemická zkoumání (nanoskopický rozsah)

V rámci projektu měly být určeny zásadní faktory vymývaného betonu, ovlivňující protismykové vlastnosti krytu. Ve smyslu tribologického systému bylo hodnoceno množství a charakter nečistot na vozovce, které jako materiál mezi součástmi systému ovlivňují protismykové vlastnosti krytu. Proto bylo třeba provést identifikaci organického znečištění krytu a semikvantitativní odhad. Pro identifikaci byla zvolena metoda pyrolyzní plynové chromatografie. Semikvantitativní analýza měla upozornit na to, že při těchto objektech zkoumání je obtížné získat reprezentativní referenční vzorky. Tyto hodnoty vztažené k celkovému vzorku jsou zobrazeny ve srovnání s drsností na obrázku 8.



Obrázek 8: (GC-MS) Semikvantitativní vyhodnocení znečištění krytu a hodnocení protismykových vlastností krytu podle znečištění vozovky (pozor: různá měřítka osy Y)

Ukazuje se, že prokazatelná organická znečištění vozovky jsou zapříčiněna z 61 hm. % ochranným prostředkem (pro ošetření čerstvého betonu), naproti tomu jen z cca 3 hm. % otěrem pneumatik a cca 1 hm. % znečištěním z motorové nafty.

Dále bylo zjištěno, že ultrafialový podíl slunečního záření (vyvolávající společně se vzdušným kyslíkem oxidační účinek) způsobuje, že vrstva druhé ochrany proti odpařování, podobná vosku (prostředek pro následné ošetření), se rozkládá výrazně rychleji a že může být odplavována dešťovou vodou. Tento oxidační účinek je v pokusech napodobován pomocí peroxidu vodíku a jiných oxidačních prostředků.

4. Souhrn

V následujícím textu jsou shrnuty poznatky a závěry, získané z projektu:

- Laboratorní zkoušky provedené kyvadlem SRT ukázaly, že přítomnost ochranného (ošetřovacího) prostředku a vody pro omývání skel vede k výrazné redukci protismykových vlastností krytu. Namáhání posypovou solí má za následek zvýšení protismykových vlastností krytu.
- U laboratorně zhotovených vzorků byla prokázána souvislost mezi okamžikem kartáčování a hloubkou makrotextury povrchu, zatímco při měření pomocí kyvadla SRT žádná souvislost s protismykovými vlastnostmi krytu zjištěna nebyla.
- Vypracovaná laboratorní zkušební metoda (tribometr) se jeví jako principiálně vhodná pro znázornění rozdílnosti chování při tření („drsnost vozovky“) tribosystémů (pneumatiky - silnice) při různých druzích (kvalitách) krytu.
- Provedené zkoušky v tunelech prokázaly, že vady protismykových vlastností krytu byly jen v malém počtu případů způsobeny nedostatečnou texturou povrchu. U naprosto identické textury povrchu byly zjištěny zcela rozdílné úrovně protismykových vlastností krytu v tunelu a mimo tunel.
- Při lokální analýze protismykových vlastností zkoušených kyvadlem SRT byla nalezena souvislost s hodnotami, naměřenými systémem RoadSTAR.
- Podrobné zkoumání makrotextury povrchu zkouškou hloubky písku podle Kaufmanna a pomocí stereoskopických zkoumání ukázalo, že na jedné straně existuje souvislost mezi těmito naměřenými hodnotami. Na straně druhé bylo konstatováno, že stereoskopická vyšetření přinesla jednoznačně více informací o vlastnostech struktury vymývaného betonu.
- Pyrolýzní plynová chromatografie MS ukázala, že existuje souvislost mezi ošetřovacím prostředkem a protismykovými vlastnostmi krytu a že větší množství tohoto ošetřovacího prostředku směřuje k menší drsnosti krytu a naopak.
- Bylo nalezeno větší množství ošetřovacího prostředku v tunelu a menší množství mimo tunel.

Cílem těchto konstatování, resp. výzkumu k optimalizaci protismykových vlastností krytu, který ještě probíhá, má být zvýšení úrovně protismykových vlastností krytu novostaveb tunelů a udržení úrovně protismykových vlastností těch tunelů, které jsou v provozu již delší dobu.

Protismykové vlastnosti CBK v tunelech, realizace, provoz, údržba

Ing. Jiří Šrůtka, Skanska a.s.

divize Silniční stavitelství

závod Betonové a speciální technologie

Příspěvek pojednává o dlouhodobém výzkumu možných vlivů na protismykové vlastnosti vozovek v tunelech. O kvantifikaci některých vlivů s uvedením konkrétních naměřených hodnot.

1. Úvod

Skutečnost, že měřené hodnoty protismykových vlastností cementobetonových vozovek v tunelech jsou o poznání horší než měřené hodnoty protismykových vlastností cementobetonových vozovek mimo tunel je odborné veřejnosti celkem známý fakt. Pro běžné rychlosti dopravy na rychlostních komunikacích a dálnicích, která je v České republice 130 km/hod, jsou takové hodnoty protismykových vlastností cementobetonových krytů v tunelech nedostatečné.

V této souvislosti je příznivá ta skutečnost, že z důvodu nižší intenzity světla v tunelech (schopnost nasvítit vozovku v tunelu) je nutno rychlost dopravy omezit nejčastěji na 80 km/hod (čím vyšší rychlost je povolena, tím větší intenzita osvětlení je požadována a to naráží na ekonomické možnosti – množství spotřebované elektrické energie a strmý růst počtu drahých osvětlovacích zařízení, tak i na technické možnosti – pro rychlost 130 km/hod je již takřka nemožné osadit dostatečné množství osvětlení). A samozřejmě s klesající rychlostí a klesajícím požadavkem na intenzitu osvětlení klesá i požadavek na hodnotu (kvalitu) protismykových vlastností, kdy rychlost 80 km/hod je pro dosahované parametry vozovky v tunelu přípustná.

Proč na vozovkách v tunelech jsou na cementobetonových krytech měřeny horší protismykové vlastnosti, není dnes zřejmé a vysvětlení není jednoduché, když si uvědomíme, že použité směsi betonu jsou před i v tunelu stejné. Že použitý finišer na pokládku CB krytu před tunelem i v tunelu je také stejný. Že úprava povrchu vozovky před tunelem i v tunelu je totožná atd. Částečně to můžeme vysvětlit odlišnými podmínkami v tunelu a mimo tunel (sluneční svit, proudění vzduchu, vlhkost vzduchu, UV záření atd.) při realizaci vozovky a těsně po ní, kdy dochází k tuhnutí a tvrdnutí betonu vozovky a tím k vytváření hlavního předpokladu protismykových vlastností vozovky – pevnosti, ořezuvzdornosti a dalších mechanických vlastností betonu jako takového, ale hlavně jeho povrchu. Dalším vysvětlením je možnost, že ochranný parotěsný postřik betonové vozovky, který je na bázi vosku a slouží k zajištění optimálního prostředí pro zrání betonu (zabránění odparu vody z betonu) se v tunelu díky absenci slunečního svitu, UV záření, deště, větru a dalších vnějších vlivů odbourává daleko pomaleji (nebo vůbec ne) než u vozovky mimo tunel. Vysvětlení je možno hledat také v prostředí, které při provozování tunelu uvnitř je. Množství výfukových zplodin, nečistot a dalšího znečištění, které se na vozovku usazují a snižují protismykové vlastnosti vozovky. Samozřejmě by se dalo najít spoustu dalších vysvětlení, ale pro naše účely tyto výše uvedené vlivy byly dostatečné a proto jsme se pokusili některé blíže prověřit a zjistit jejich relevantní vliv na protismykové vlastnosti.

Konkrétně jsme se pokusili ověřit vliv ochranného parotěsného postřiku betonové vozovky a vliv vnitřního prostředí (výfukové zplodiny) a dalšího znečištění vozovky. Naše poznatky a výsledky měření najdete v další části tohoto příspěvku.

2. Zadání výzkumu

Skanska a.s., divize silniční stavitelství, závod Betonové a speciální technologie, jako jeden z největších realizátorů CB krytů v České republice a na Slovensku a s působností i v Polsku se rozhodl na několik otázek uvedených v úvodu najít relevantní a měřeními podložené odpovědi, které by mohly vést k výraznému zlepšení protismykových vlastností provozovaných i nových vozovek v tunelech.

Z toho důvodu, že pro náš závod je technologie CB krytů stěžejní technologií, je i v našem vlastním zájmu najít věrohodné argumenty mluvící o velikosti jednotlivých vlivů na protismykové vlastnosti, místo toho, abychom používali dohady a nepotvrzené domněnky.

Protože jsme si byli vědomi složitosti problematiky a nutnosti sběru dat po delší sledované období, rozvrhli jsme tento projekt do cca 3,5 roku, z čehož cca 1 rok trvaly přípravy, zjišťování zkušebních metod, realizace prvních ověřovacích zkoušek, výroba zkušebních vzorků atd., 2 roky trvalo samotné zkušebnictví v reálných podmínkách vozovky a cca 6 měsíců trvalo vyhodnocení získaných výsledků. Zahájení tohoto projektu je datováno na říjen 2008 a ukončení včetně prezentací získaných výsledků v první polovině roku 2012.

Technické parametry zadání:

A. Zjišťování vlivu ochranného parotěsného postřiku - odbourávání v čase

V případě bodu A) jsme parametry zjišťovali:

- a) Na nejběžněji používaném ochranném postřiku v ČR a SR, který je na bázi vosku a dodává ho firma MC-Bauchemie – EMCORIL B (VM).
- b) A na možném náhradním produktu stejného dodavatele (MC- Bauchemie) – EMCORIL AC, který je na bázi akrylátů.

Jak v případě podbodu a) tak i b) jsme zkoušky prováděli v následujících časových rozestupech:

- v době zahájení měření (v tomto okamžiku se zkušební vzorky ukládaly do reálných a „laboratorních“ prostředí)
- 60 dnů (2 měsíce) od uložení zkušebních vzorků
- 120 dnů (4 měsíce) od uložení zkušebních vzorků
- 180 dnů (6 měsíců - 1/2 roku) od uložení zkušebních vzorků
- 360 dnů (12 měsíců - 1 rok) od uložení zkušebních vzorků
- 720 dnů (24 měsíců - 2 roky) od uložení zkušebních vzorků

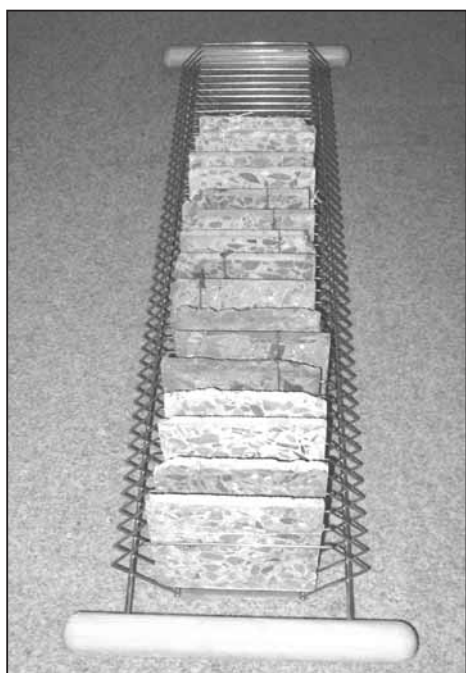
Dále jsme volili různá prostředí uložení zkušebních vzorků.

Jako reálné podmínky jsme zvolili uložení zkušebních vzorků:

- V bezpečnostním zálivu tunelu Sitina, Bratislava - směr Brno – Bratislava, bezpečnostní záliv uprostřed tunelové roury – podmínky vozovky v tunelu.
- Před portálem tunelu Sitina, Bratislava – směr Brno - Bratislava, vzorky byly uloženy ve směru jízdy za tunelem na okraji vozovky v těsné blízkosti tunelové roury (cca 20 m za portálem) – podmínky vozovky mimo tunel.

Jako „laboratorní“ podmínky jsme zvolili uložení zkušebních vzorků:

- Ve sklepech administrativní budovy závodu v Uherském Hradišti – klimatizovaný prostor s konstantní teplotou simulující podmínky vozovky v tunelu, pouze zde nebyl vliv zplodin z dopravy.
- Na dvoře administrativní budovy závodu v Uherském Hradišti - simulace obdobných podmínek jako měly vzorky uložené vedle vozovky před portálem tunelu, pouze zde nebyl vliv zplodin z dopravy.



Obr. 1.

Uložení vzorků – v těchto stojanech byly vzorky uloženy ve všech prostředích.

B. Zjišťování vlivu vnitřního prostředí – znečišťování vozovky v tunelu

Znečišťování vozovky jsme zjišťovali pomocí Petriho misek, které jsme umístili do tunelu vedle zkušebních vzorků určených pro měření dle bodu A.

Pomocí Petriho misek jsme zjišťovali:

- Jednak množství mechanických nečistot (prachu, písku atd.) usazených v Petriho misce.
- Tak i množství usazených mastnot především z výfukových plynů.

C. Zjišťování vlivu údržby na protismykové vlastnosti

Jaký vliv má kvalita údržby na protismykové vlastnosti jsme zjišťovali měřením lokálních míst pomocí metody „kyvadla“ před očištěním a po různě intenzivním očištění v tunelu Komořany na stavbě SOKP (Silniční okruh kolem Prahy) stavba 513 Vestec – Lahovice. K uskutečnění tohoto měření nás přivedla praktická zkušenost z betonáže (realizace) vozovky v tomto tunelu, kdy výfukové plyny z finišeru a nákladních vozidel přivázejících beton před finišer zapříčinili to, že po týdnu betonáže vozovky byla osobní vozidla, která popojížděla před finišerem zcela pokryta silnou vrstvou černých mastnot a nečistot, které z vozidel šly jen velmi těžce odstranit mytím saponáty. Provedení tohoto pokusného měření podpořilo i nevyhovující měření protismykových vlastností vozovky před uvedením tunelu do provozu (v době od realizace vozovky v tunelu po měření nevyhovujících protismykových vlastností probíhal v tunelu pouze omezený staveništní provoz).

3. Výsledky projektu

Výsledky k jednotlivým výše uvedeným bodům jsou prezentovány v následujících tabulkách a grafech pod totožným číslováním, pod kterým byly popsány výše.

A. Zjišťování vlivu ochranného parotěsného postřiku - odbourávání v čase

Vzorky ve stáří 0 (hodnoty na počátku experimentu) byly použity jako referenční hodnoty tloušťky ochranné vrstvy. K této referenční hodnotě byly stanovovány - srovnávány tloušťky ochranné vrstvy po uvedených dnech expozice v daném prostředí (tunel, vedle vozovky mimo tunel, na dvoře, ve sklepě). Poměr referenční hodnoty k následně měřeným hodnotám je uveden v % původní (referenční) hodnotě. Zkoušení probíhalo v akreditované zkušební laboratoři ITC – Institut pro testování a certifikaci, a.s. ve Zlíně.

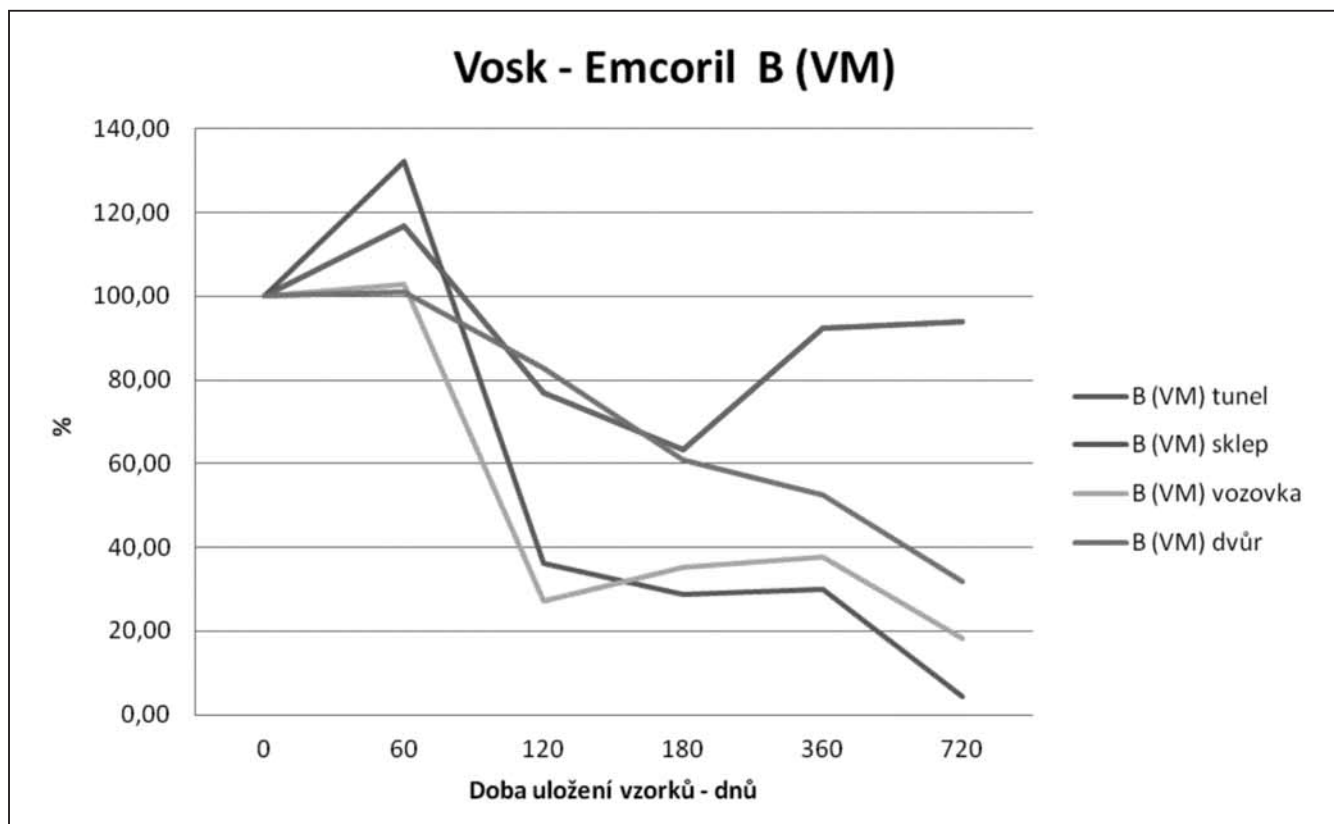
Testování jednotlivých vzorků bylo prováděno pomocí metody spektrální analýzy v infračervené oblasti pomocí FTIR spektrometru za podmínek běžných pro kvalitativní analýzu polymerů. Byla použita technika spekulární reflektance povrchu betonu. Získaná spektra byla matematicky upravena automatickou Kramers-Kröngovou korekcí.

V případě vosku byla měřena absorpce vlnou 2920 cm^{-1} . Tento vlnový počet odpovídá celkové sumě alifatických uhlovodíků (oleje, vosky apod.). V případě akrylátu vlnový počet 1734 cm^{-1} , který odpovídá esterové vazbě. Pro akrylát bylo provedeno rovněž separátní hodnocení na vlnou 2960 cm^{-1} , který odpovídá CH_3 vazbě v akrylátu.

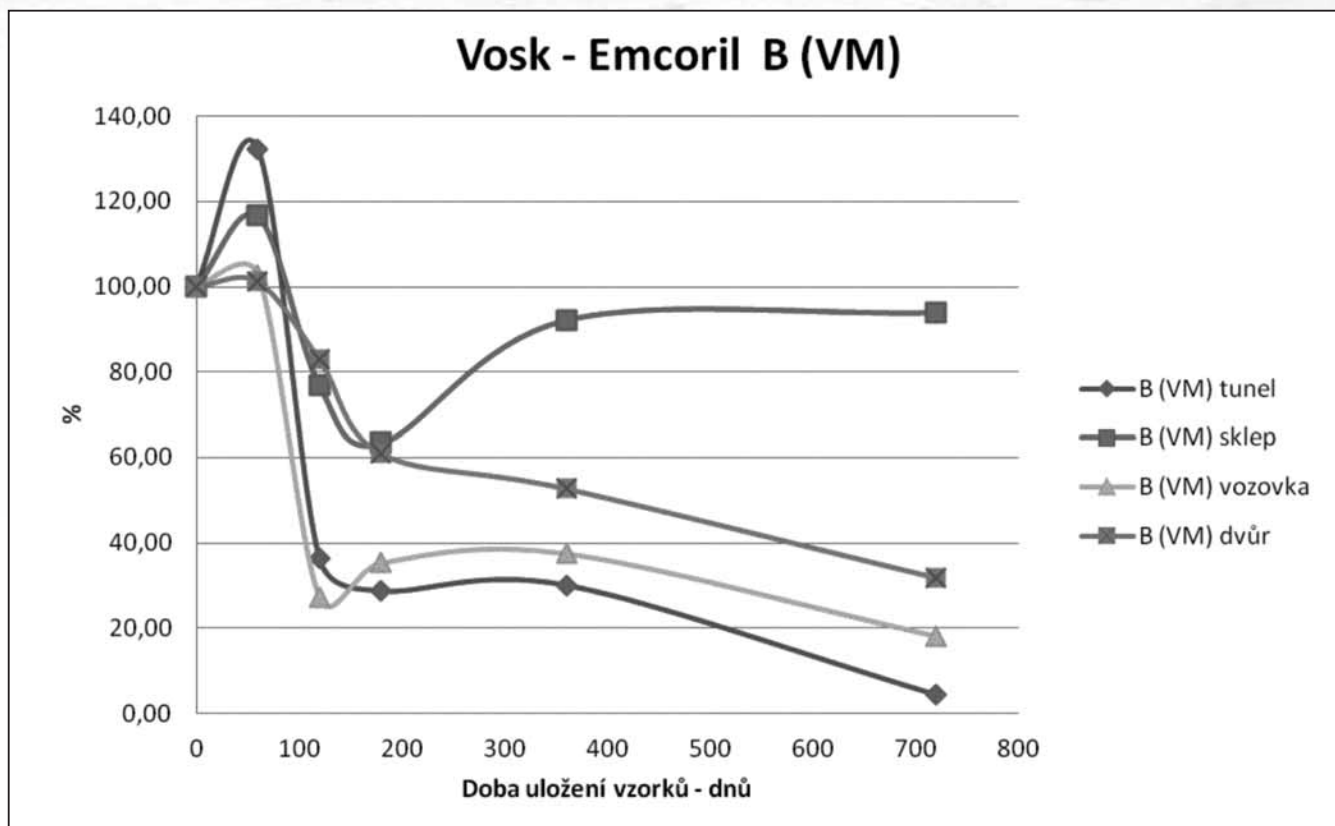
Rozdíl tohoto experimentu proti běžné praxi při betonáži je v tom, že při tomto experimentu se ochranné postřiky (nátěry) nanášely na ztvrdlý beton nařezaných těles, kdežto při reálné betonáži se prostředky nanášely na čerstvý beton. Další rozdíl je v namáhání reálné konstrukce a zkušebních vzorků. Zkušební vzorky byly vystaveny pouze působení okolního prostředí, kdežto reálná konstrukce je zatížena mechanicky (otěr povrchu vozovky pneumatikami, údržba čistícími vozy atd.), což odbourávání ochranného prostředku urychluje.

Doba uložení	0	60	120	180	360	720
B (VM) tunel	100,00	132,22	36,22	28,67	30,00	4,29
B (VM) sklep	100,00	116,67	76,89	63,33	92,22	94,00
B (VM) vozovka	100,00	102,89	27,33	35,33	37,56	18,22
B (VM) dvůr	100,00	101,11	82,89	60,89	52,67	31,78
AC tunel - ester	100,00	101,30	65,58	56,49	48,70	14,29
AC sklep - ester	100,00	155,84	143,51	138,96	199,35	102,60
AC vozovka - ester	100,00	209,09	95,45	73,38	140,26	119,48
AC dvůr - ester	100,00	140,26	159,74	138,96	209,74	177,27
AC tunel - CH3	100,00	86,15	50,77	47,69	55,38	12,31
AC sklep - CH3	100,00	135,38	109,23	100,00	155,38	78,46
AC vozovka - CH3	100,00	167,69	69,23	56,92	81,54	69,23
AC dvůr - CH3	100,00	123,08	116,92	98,46	141,54	127,69

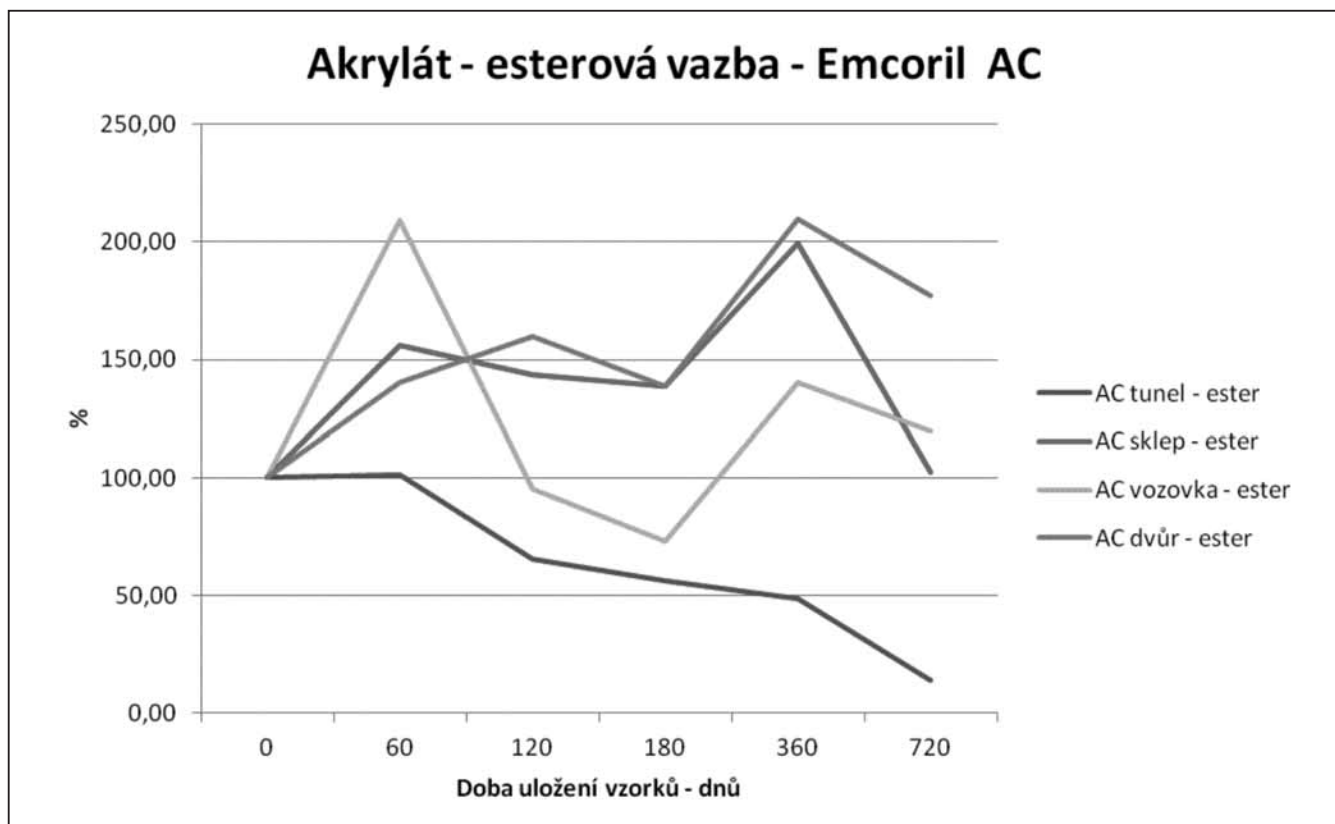
Tab. 1 – Změna tloušťky nátěru v % ve srovnání s hodnotou na začátku měření.



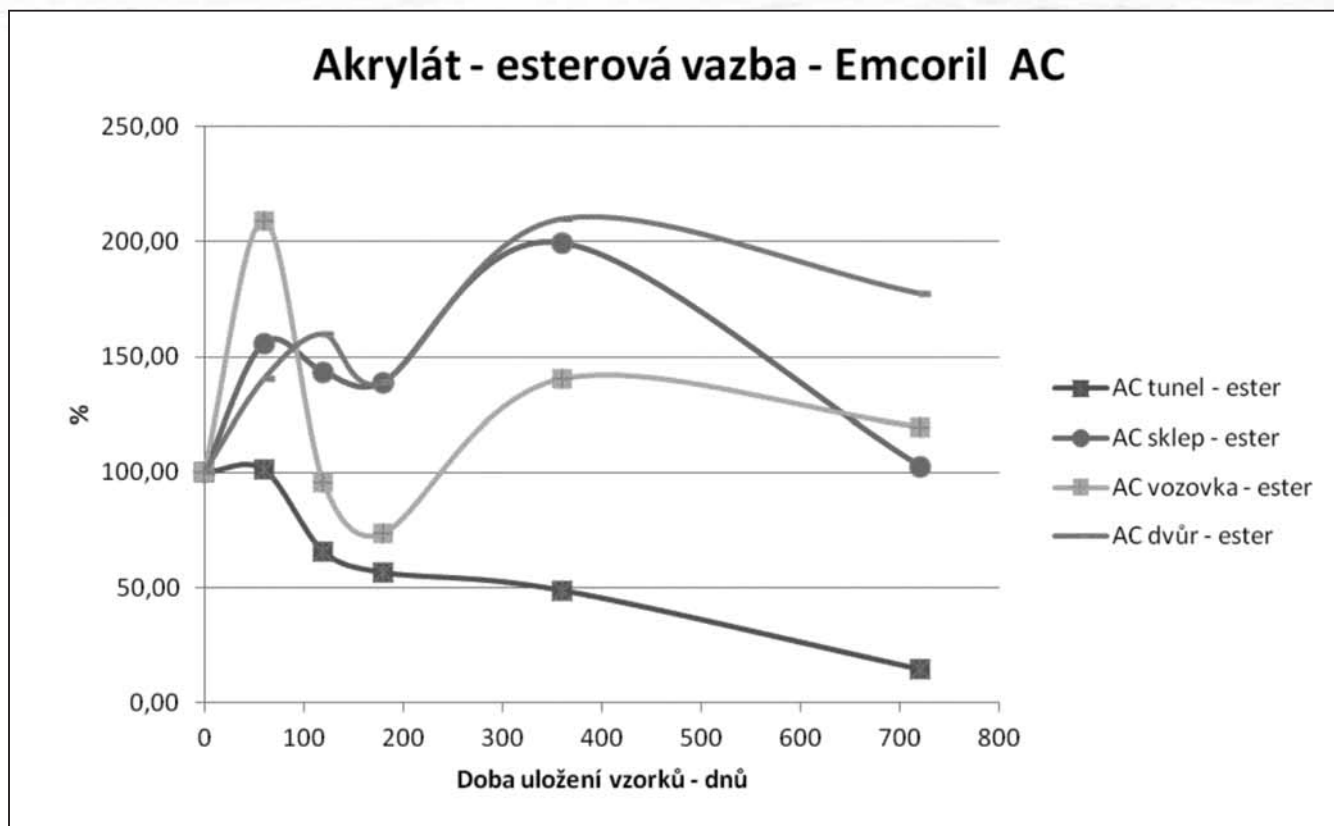
Graf 1 – Tloušťka vrstvy ochranného postřiku na bázi vosku (EMCORIL B (VM)) - spojnicový



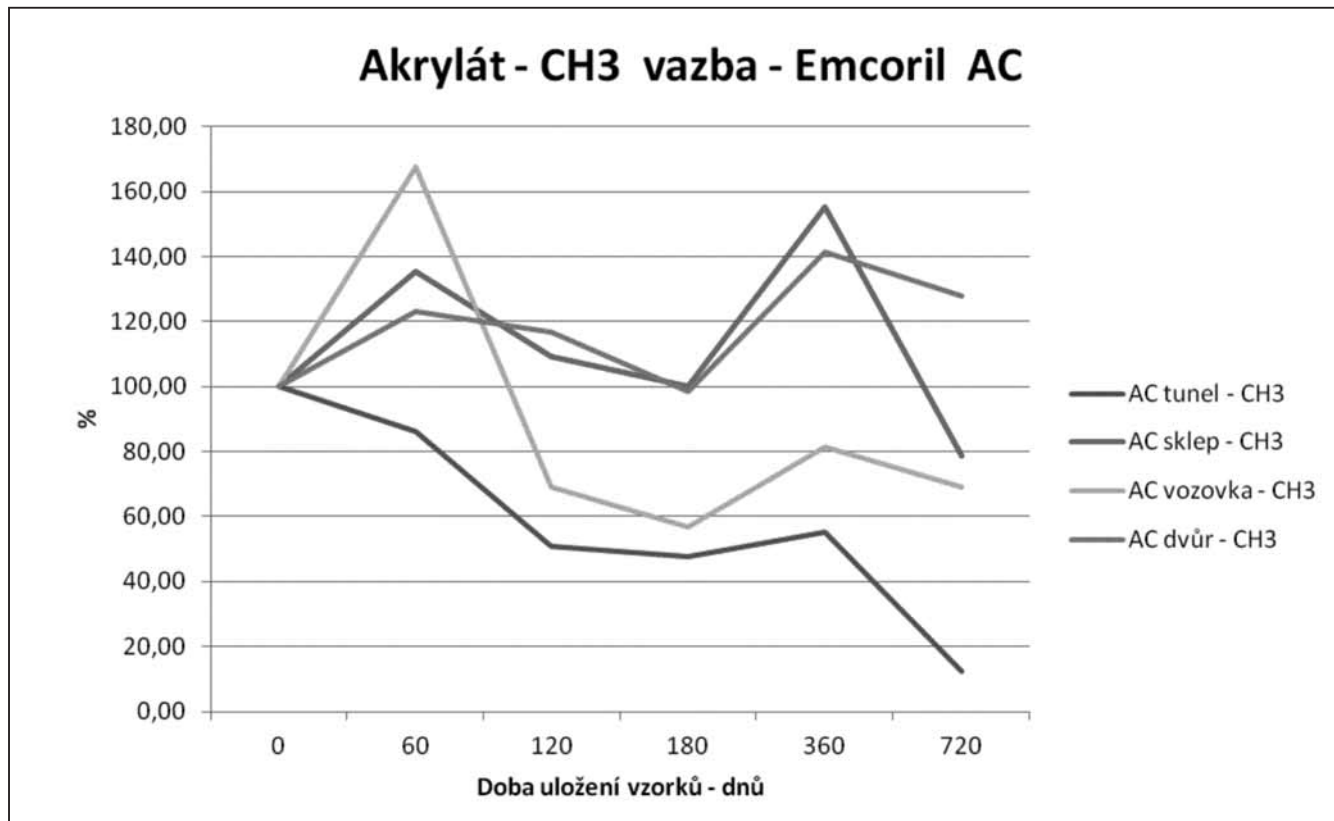
Graf 2 - Tloušťka vrstvy ochranného postříku na bázi vosku (EMCORIL B (VM)) - spojnicový s vyznačením trendů



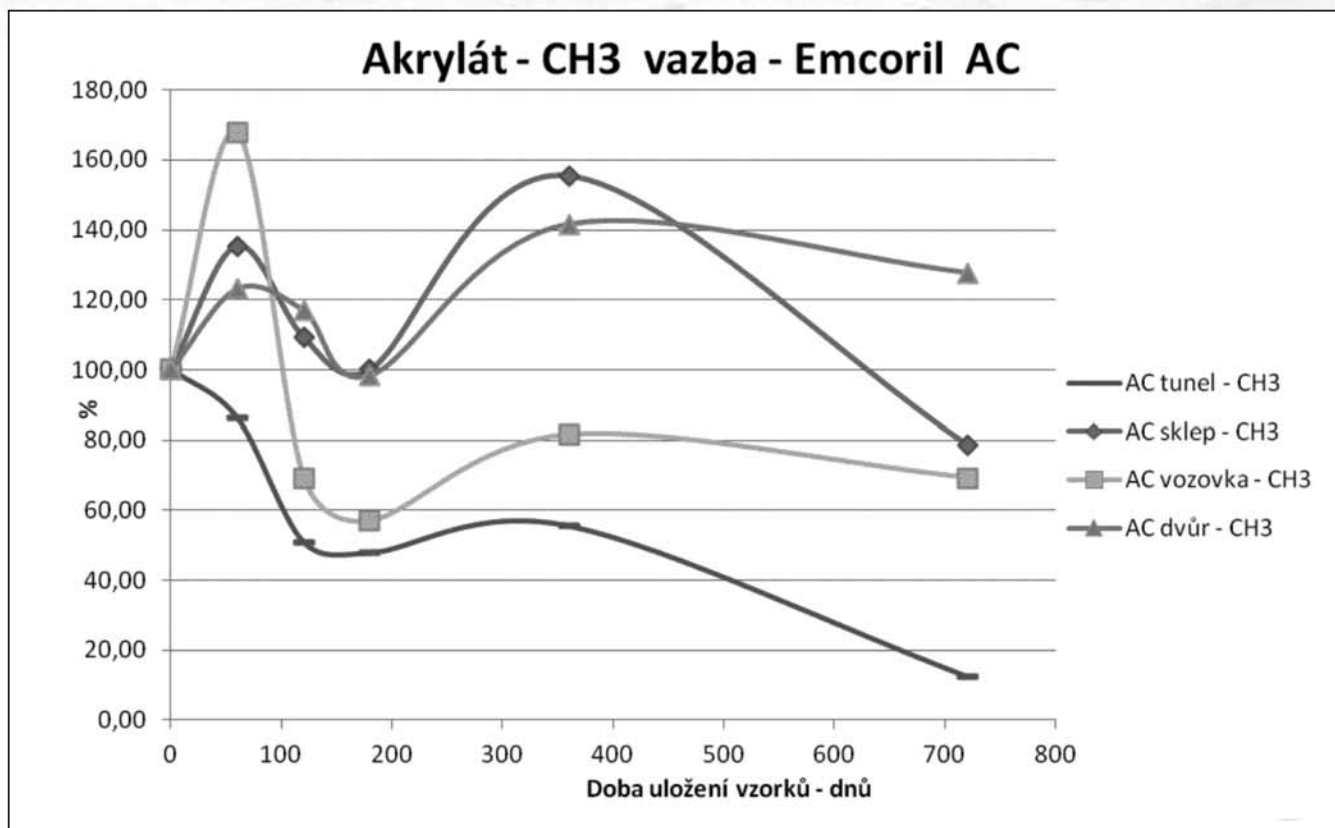
Graf 3 - Tloušťka vrstvy ochranného postříku na bázi akrylátu (EMCORIL AC) v případě esterové vazby - spojnicový



Graf 4 – Tloušťka vrstvy ochranného postřiku na bázi akrylátu (EMCORIL AC) v případě esterové vazby - spojnicový s vyznačením trendů



Graf 5 – Tloušťka vrstvy ochranného postřiku na bázi akrylátu (EMCORIL AC) v případě CH3 vazby - spojnicový



Graf 6 – Tloušťka vrstvy ochranného postřiku na bázi akrylátu (EMCORIL AC) v případě CH3 vazby - spojnicový s vyznačením trendů

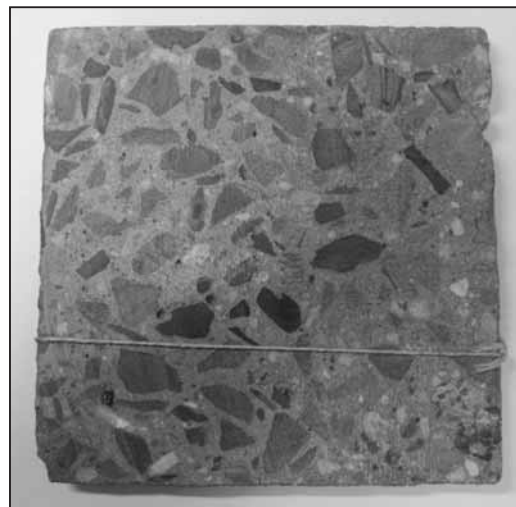
B. Zjišťování vlivu vnitřního prostředí – znečišťování vozovky v tunelu

Podobně jako vzorky uložené v prvním případě, byly uloženy v tunelu i čisté Petriho misky. Tyto misky jsme do tunelu umístili z důvodu zjištění znečišťování tunelu v čase (u vzorků opatřených ochranným nátěrem bylo jejich znečišťování zjišťováno od samého začátku experimentu) bez vlivu ochranného postřiku betonu. Ukázka znečišťování je viditelná pouhým okem na vzorcích betonů odebraných po 2 letech – viz obrázky 2, 3, 4 a 5.

Jak je vidět na uvedených fotografiích, tak vzorek ze sklepa je úplně bez znečištění – obr. 2. Vzorek ze dvora – obr. 3 je mírně znečištěn hrubými nečistotami (prach a písek) jinak bez znečištění. Vzorek vedle vozovky – obr. 4 je opět mírně znečištěn hrubými nečistotami (prach a písek) a mírně nečistotami od provozu vozidel (mastný film). Vzorek v tunelu – obr. 5 byl naopak takřka bez hrubých nečistot (prachu a písku), ale zato s obrovským nánosem nečistot od provozu vozidel (mastný film).



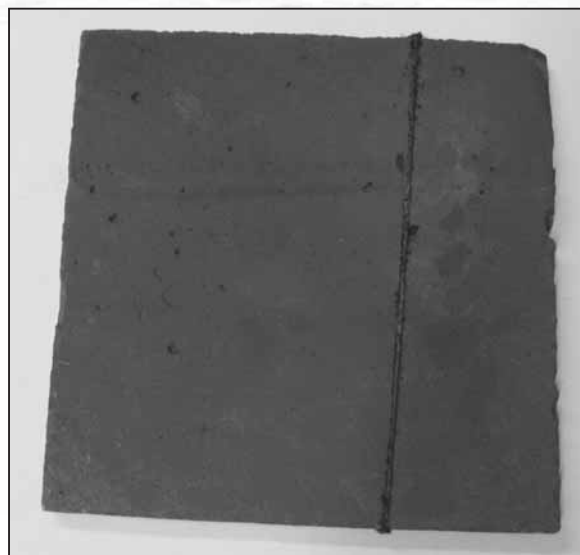
Obr. 2 – Ukázka stavu experimentálního vzorku po 2 letech uložení ve sklepě - Emcoril AC.



Obr. 3 – Ukázka stavu experimentálního vzorku po 2 letech uložení na dvoře - Emcoril AC.



Obr. 4 - Ukázka stavu experimentálního vzorku po 2 letech uložení vedle vozovky - Emcoril AC.

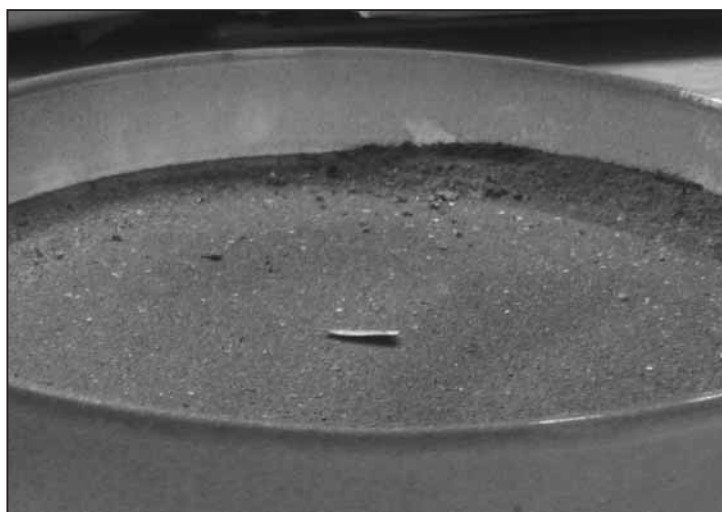


Obr. 5 - Ukázka stavu experimentálního vzorku po 2 letech uložení v tunelu - Emcoril AC.

Na základě výše uvedeného zjištění (optického zjištění znečištění na vzorcích) jsme přistoupili k dalšímu experimentu – měření, které mělo objektivně zjistit množství znečištění v tunelu. Postup tohoto experimentálního měření byl následující. Do tunelu (vedle vzorků určených pro měření odbourávání ochranného postřiku) byly umístěny Petriho misky, u kterých byla známa jejich přesná hmotnost a půdorysná plocha. Po vyjmutí misek z tunelu (uložení misek v tunelu bylo v délce 2 měsíce) bylo provedeno opětovné přesné zvážení pro zjištění mechanických nečistot. Tato zjištěná hodnota byla následně přepočtena na 1 m^2 za 2 měsíce a 1 m^2 za rok. Následně bylo provedeno měření množství usazenin (mastnot) v Petriho misce takto:

Misky byly vymyty pentanem. Pentan byl slit do kádinky, kde byl ponechán k odpaření. Zbytek v kádince (odparek) byl rozpuštěn v trifluorotrichlorethanu, analyzován dle ČSN 75 7606 a následně dle zkušební metody A-07-79 (ČSN 75 7606). Ukázka znečištění v Petriho miskách je na obr. 6.

Zjištěné výsledky jsou uvedeny v tabulce 2. Toto měření bylo opět provedeno v ITC Zlín.



a) 120 – 180 dnů

b) 360 – 420 dnů

Obr. 6 - Ukázka Petriho misek po vyjmutí z tunelu po 2 měsíčním uložení.

	Váha misky (g)	NEČISTOTY CELKEM			Z TOHO MASTNOTY	
		Plocha	0			
Skleňená miska č. 1 uložena v tunelu v čase 120 - 180 dnů včetně nečistot	x	g/miska	g/m2/2 měsíce	g/m2/rok	g/m2/2 měsíce	g/m2/rok
Od poloviny Března do poloviny Května 2010	242,2	x	x	x	1,06	6,36

Miska	Průměr	0,195 m	Váha misky (g)	NEČISTOTY CELKEM			Z TOHO MASTNOTY	
				Plocha	0,1193985			
Skleňená miska č. 2 uložena v tunelu v čase 12 - 14 měsíců prázdná			214,0	g/miska	g/m2/2 měsíce	g/m2/rok	g/m2/2 měsíce	g/m2/rok
Skleňená miska č. 2 uložena v tunelu v čase 12 - 14 měsíců včetně nečistot			227,8	13,8	115,57934	693,47605		
Skleňená miska č. 3 uložena v tunelu v čase 12 - 14 měsíců prázdná			234,6					
Skleňená miska č. 3 uložena v tunelu v čase 12 - 14 měsíců včetně nečistot			248,3	13,7	114,74181	688,45086	1,99	11,94
Průměr miska 2 a 3				13,8	115,2	690,96345		
Od poloviny Řijna do poloviny Prosince 2010								

Tab. 2 – Výsledky měření znečišťování vozovky v tunelu.

C. Zjišťování vlivu údržby na protismykové vlastnosti

K měření pomocí metody kyvadla se přistoupilo z důvodu objektivního zjištění vlivu různého druhu (intenzity) údržby vozovky (na malých plochách). Na základě výsledků tohoto experimentu bylo následně provedeno důkladné umytí vozovky v tunelu a nové měření protismykových vlastností vozovky firmou MĚŘENÍ PVV se zjištěním, že po důkladném umytí horkou tlakovou vodou se saponátem došlo ke zlepšení protismykových vlastností vozovky o 2-3 stupně. Experimentální měření kyvadlem provádělo Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav pozemních komunikací v rámci projektu MD ČR vedeným pod označením CG923-038-910 - Zlepšení trvanlivosti protismykových vlastností nově položených i opravených povrchů cementobetonových krytů vozovek s vysokým dopravním zatížením, 2009-2010.

Výsledky tohoto měření jsou uvedeny v příložené tabulce číslo 3.

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
45	45	45	45	45	44	45	44
56	56	55	54	55	53	55	54
67	66	65	65	65	65	66	65

2. 7,149 střední pruh, levá jízdní stopa

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
53	53	54	54	54	54	54	53
70	70	70	69	69	69	70	69

3. 7,419 rychlý pruh, očištěný pás na vodící proužek

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
69	69	73	74	74	74	74	73

4. 7,439 rychlý pruh, střed pruhu

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
47	48	49	51	51	51	51	50
64	64	64	64	63	63	64	63
74	73	72	72	71	71	72	71

5. 7,455 střední pruh, levá jízdní stopa, broušeno

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
51	51	50	51	51	51	51	50
54	54	54	54	54	54	54	53
57	56	55	57	55	55	56	55

6. 7,499 střední pruh, levá jízdní stopa

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
46	46	48	48	48	48	47	46
59	59	58	57	57	57	58	57

7. 7,639 střední pruh, levá jízdní stopa, nebroušeno

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
49	49	50	50	51	51	50	49
60	60	60	60	59	59	60	59

8. 7,647 střední pruh, levá jízdní stopa, broušeno

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
50	52	52	52	52	53	52	51
57	57	56	55	55	55	56	55

vapka

vzduch 20 °C

voda 18 °C

9. 6,880 pravý pruh, směr Plzeň, levá jízdní stopa, tažená juta

1	2	3	4	5	6	PTV	korigovaná PTV
70	70	70	70	70	70	70	69
72	72	71	71	71	70	71	70

kropička
vapka**Poznámky:**

Orienta cezkoušky: rovnoběžně s dopravou

Hloubka textury: 0,6

Typ povrchu: CB povrchová úprava silonovým koštětem příčně

Měření provedla: Ing. Halásková

TP 87 Navrhování údržby a oprav netuhých vozovek

Klas. stupeň	1	2	3	4	5
PTV ²	≥ 0,70	0,69 - 0,60	0,59 - 0,50	0,49 - 0,40	≤ 0,39

² Měření je vhodné jen u PK s dovolenou rychlostí 50 km/h⁻¹ a nižší. Pro závazné posouzení protismykových vlastností povrchu vozovky před návrhem údržby nebo opravy je třeba použít dynamické měřicí zařízení pro zjišťování součinitele tření.

Tab. 3 – Výsledky měření protismykových vlastností metodou kyvadla ve vztahu k různě provedenému očištění lokálních míst vozovky.

4. Závěr

Závěry k jednotlivým bodům jsou uvedeny pod stejným číslováním.

A. Zjišťování vlivu ochranného parotěsného postřiku – odbourávání v čase

Porovnáním jednotlivých naměřených hodnot zjišťujících rychlost odbourávání ochranného parotěsného prostředku je možné konstatovat, že:

- a) Není žádný zásadní rozdíl v rychlosti odbourávání mezi produktem Emcoril B (VM) (na bázi vosku) a produktem Emcoril AC (na bázi akrylátu). Rychlost odbourávání parotěsných prostředků je přibližně srovnatelná.
- b) Nebylo prokázáno, že by absence UV záření a dalších vnějších vlivů v tunelech měla vliv na rychlost odbourávání jednotlivých druhů parotěsných prostředků. Z naměřených hodnot dokonce plyne, že v tunelech dochází k odbourávání rychleji.

Pokud shrneme naměřené výsledky, tak na jejich základě můžeme konstatovat, že parotěsný ochranný postřik neovlivňuje protismykové vlastnosti vozovek v tunelu a mimo tunel odlišně.

B. Zjišťování vlivu vnitřního prostředí – znečišťování vozovky v tunelu

Měřením bylo prokázáno, že znečišťování vnitřního prostředí tunelu provozem (prach, mechanické nečistoty, saze atd.) je značné a zásadním způsobem ovlivňuje protismykové vlastnosti vozovek.

- Spad všech nečistot na 1 m² vozovky za rok je takřka 0,7 kg. Například při šířce vozovky 10,9 m (např. právě realizovaný Dobrovského tunel v Brně - 8,5 m šířka vozovky + 2 * chodník šířky 1,2 m) na 1 m délky tunelu připadá spad nečistot za rok v množství cca 7,6 kg. Tedy z jedné tunelové roury dlouhé 1,2 km by ročně mělo být uklizeno 9,12 t mechanických nečistot spadlých na vozovku a chodníky.
- Spad mastných částic, které zásadním způsobem ovlivňují protismykové vlastnosti vozovek je na 1 m² vozovky za rok takřka 12 g. Při stejném šířkovém uspořádání 10,9 m (tunel Dobrovského) na 1 m délky tunelu připadá spad mastných nečistot za rok v množství cca 131 g. Tedy z jedné tunelové roury dlouhé 1,2 km by ročně mělo být odstraněno 157.200 g = 157,2 kg mastných nečistot spadlých na vozovku a chodníky.

C. Zjišťování vlivu údržby na protismykové vlastnosti

Z výše uvedeného je zřejmé, že vliv ochranného parotěsného prostředku v tunelu je stejný jako mimo tunel. Zásadně odlišné je ale znečišťování vozovky v tunelu ve srovnání s vozovkou mimo tunel (viz bod B) A právě vzhledem k tomuto značnému znečišťování je nutné věnovat extrémní pozornost údržbě (čištění) vozovky. Řádně prováděnou (správný postup), intenzivní a účinnou údržbou je možné protismykové vlastnosti udržovat v přijatelných mezích (hodnotách blízkých se vozovkám mimo tunel). Jinými slovy můžeme na základě výsledků konstatovat, že nedostatečná údržba může z vyhovujícího stupně protismykových vlastností 2 udělat i nevyhovující stupeň protismykových vlastností číslo 5.

Literatura

1. Fotodokumentace Skanska a.s.
2. Výsledky experimentů a zkoušek Skanska a.s.
3. Protokoly zkoušek – ITC – Institut pro testování a certifikaci, a.s. ve Zlíně
4. Výsledky experimentálního měření kyvadlem – Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav pozemních komunikací – projekt MD ČR vedený pod označením CG 923-038-910

ΒΕΤΟΝΟΝΕΪ ΤΟΤΟΝΚΥ



4. BLOK Technologie

Imperfektionen der Dübellage – Einfluss auf die Dauerhaftigkeit der Betondecke

Dipl.-Ing. Stephan Villaret
Villaret Ingenieurgesellschaft mbH

Inhalt

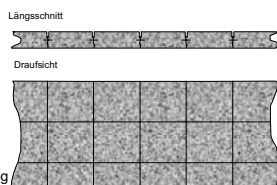
1. Grundlagen der Bauweise
2. Varianten der Imperfektionen
3. Rechnerische Abschätzung der Einflüsse von Fehllagen
4. Auswertungen von Dübellagemessungen
5. Zusammenfassung

VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH

2

1. Grundlagen der Bauweise

- Bauweise: unbewehrt mit Scheinfugen (Sollbruchstellen)
- ↪ Entstehung eines Systems von Einzelplatten
- ↪ Querkraftübertragung erforderlich: Anker und Dübel
- Übertragungsfähigkeit durch Schwerverkehr an den Querschnittsfugen groß
- ↪ Anordnung von Dübeln zur Querkraftübertragung bei zugelassener Längsbewegung
- Reduzierung der Momente an den Plattenrändern
- Vermeidung von Stufenbildung
- Dübelausführung in Deutschland:
Ø 25 mm, L= 500 mm,
0,3 mm Kunststoffbeschichtung



VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH

3

1. Grundlagen der Bauweise

- ⇒ positive Wirkung: Substanzwert: resultierende reduzierte Deckendicke
Gebrauchswert: Vermeidung der Stufenbildung

Geregelt in ZTV Beton-StB (deutsches Regelwerk):

- Art
- Anzahl
- Einbaulage
- geometrische Abweichungen

} der Dübel

- ⇒ Gewährleistung der dauerhaften Funktion der Fugen
- ⇒ Verhinderung des Übertragens von Zugkräften über die Fuge

VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH

4

2. Varianten der Imperfektionen

Einbau – mit Hilfe von Dübelkörben

- Einbau mit Hilfe von Dübelkörben, wenn Einbau mittels Gleitschalungsfertiger nicht möglich oder unwirtschaftlich
- Schräglage der Dübel abhängig von:
 - Lage und Zustand der Körbe (Verformungen)
 - Ebenheit der Unterlage
- hoher Aufwand, da Dübelkörbe fixiert werden müssen



VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH

5

2. Varianten der Imperfektionen

Einbau – automatisches Setzen der Dübel mittels Fertiger

- sehr gute Automatisierung
- kleinere Abweichungen durch Maschine
- größere Abweichungen durch Verdichtungsvorgänge
- Dübel in zuvor mit Flaschenrüttlern verdichteten Unterbeton eingedrückt
- anschließende Verdichtung des Oberbetons mit Flächenrüttlern führt oft zum Absinken der Dübel im noch frischen Unterbeton
- entscheidend sind:
 - Konsistenz des Ober- und Unterbetons
 - Frequenz } der Verdichtungsarbeit mit Flächenrüttlern
 - Intensität }
 - Dauer }



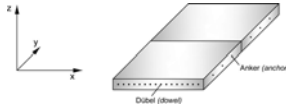
6

2. Varianten der Imperfektionen

Imperfektionen der Dübellagen (deutsche Erfahrungen)

- Dübellage entspricht häufig nicht den Vorgaben und weicht von Anforderungen im Regelwerk ab
- geeignete Verfahren zur zerstörungsfreien Messung existieren erst seit ca. 10 Jahren
- zur Beurteilung von auftretenden Schäden können Imperfektionen in drei Fälle unterteilt werden:
 - Fall 1 – horizontale Verschiebung
 - Fall 2 – vertikale Verschiebung
 - Fall 3 – Schiefslage

⇒ Überlagerung der drei Fälle in der Praxis

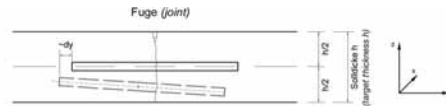


Den Betrachtungen zugrunde gelegtes Koordinatensystem

2. Varianten der Imperfektionen

Fall 1 – horizontale Verschiebung (dy)

- bei größerer horizontaler Verschiebung bzw. Fehlen der Dübel
 - ⇒ Querkraftübertragung eingeschränkt oder nicht mehr gegeben
- Folgen: Betonausbrüche (Abscheren) bei zu kurzer Einbindelänge
 - ↪ mögliche Stufenbildung aufgrund Schädigung der Unterlage durch erhöhte vertikale Plattenbewegung an den Rändern (Überschreitung der Scherfestigkeit, Erosion, abnehmende Umlagerungsbeständigkeit etc.)
- Dickendimensionierung nicht mehr ausreichend (freie Plattenränder)
 - ↪ Auftreten von Längsrissen im Laufe der Zeit

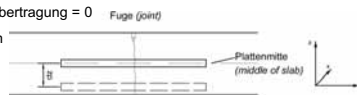


Vertikalschnitt durch die Betondecke (vertical profile of the concrete slab)

2. Varianten der Imperfektionen

Fall 2 – vertikale Abweichung (dz)

- zu tiefe Dübellage, hervorgerufen durch:
 - zu tiefes Eindrücken der Dübel oder
 - Absinken der Dübel bei Betonen mit zu weicher Konsistenz bzw. unzureichender Abstimmung zwischen Betonkonsistenz und Rüttelfrequenz
- bei extremen Tieflagen ist ein Aus- bzw. Wegbrechen des Restbetons unter den Dübeln möglich
 - ↪ Sekundärschäden zeigen sich zeitversetzt an der Oberfläche.
- bis zur Unterkante der Betondecke abgesunkener Dübel:
 - Wirkung zur Querkraftübertragung = 0
 - ↪ Dübel ist ausgefallen



vertikale Abweichung (vertical deviation)

2. Varianten der Imperfektionen

Fall 3 – Schräglage (s_v)

Dübelschräglage anhand von 2 Bohrkernen

2. Varianten der Imperfektionen

Fall 3 – Schräglage (s_v)

Ausplatzungen aufgrund einer geringen Überdeckung der Dübel

- Lokale Reparatur dieser Bereiche mit Reaktionsharzmörtel
- Keine Weiterentwicklung der Schäden bis heute

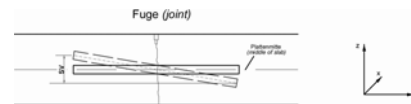


einseitige Dübelmarkierungen an der Querfuge

2. Varianten der Imperfektionen

Fall 3 – Schräglage (s_v und s_H)

- zusammengesetzt aus:
 - horizontaler Komponente s_H
 - vertikaler Komponente s_v
- Behinderung der Längsverformung im Fugenbereich
- bei Längenkontraktion wird eine Zugspannung in den Beton eingetragen
- Überlagerung mit Spannungen aus planmäßiger Belastung der Platte



vertikale Schräglage s_v (vertical oblique position s_v)

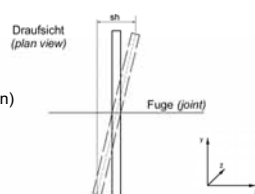
2. Varianten der Imperfektionen

Fall 3 – Schräglage (s_v und s_H)

- Verstärkung des Effektes, bei Vorliegen der Schräglage in mehreren aufeinanderfolgenden Fugen

↪ Querschnittsbildung in Plattenmitte der mittleren Platte

- Abschwächen der Spannungen im frühen Stadium ggf. durch Relaxation des Betons (Kriechen)



horizontale Schräglage s_H (horizontal oblique position s_H)

2. Varianten der Imperfektionen

Anforderungswerte gemäß deutschem Regelwerk (ZTV Beton-StB)

- Anforderungswerte an die Lage der Dübel in der Betondecke bezogen auf eine Dübellänge von 50 cm:

- Verschiebung senkrecht zur Fuge (dy): ≤ 50 mm
- Abweichung der Höhenlage in Dübelmitte (dz): ≤ 20 mm
- Schräglage (s): ≤ 20 mm

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer reduzierten Einbindelänge (Fall 1 - dy)

- bei idealer Lage in horizontaler Richtung – 25 cm Einbindelänge auf jeder Seite der Querscheinfuge

Der Dübel wird als elastisch gebetteter Stab berechnet.

Betonklasse: C30/37
E-Modul: $E_c = 3900 \frac{N}{mm^2}$
Deckendicke: $d = 300 \text{ mm}$
Dübeldurchmesser: $d_{db} = 25 \text{ mm}$
Dübelhöhe: $h_{db} = 50 \text{ mm}$
=> Einbindelänge: $I_{db} = 25 \text{ cm}$

Federkonstante:

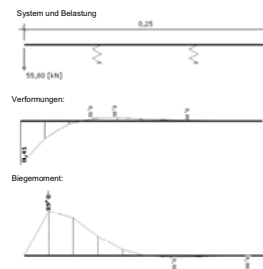
Es wird eine Lastausbreitung unter 45° bis zu Plattenoberfläche angenommen.
Federbreite: $b_f = 2,5 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{d - 2,5 \text{ cm}}{2} = 30 \text{ cm}$
Federlänge: $l_f = \frac{d - 2,5 \text{ cm}}{2} = 13,75 \text{ cm}$

Flächenfeder: $k_s = \frac{E_c}{l_f} = 2,836 \times 10^7 \frac{N}{m^3}$
(auf $13,75 \text{ cm}$ Wirkbreite)

Radlast: $F_r = 50 \text{ kN}$
 $\gamma_{r1} = 0,9$ γ_{r2} – Faktor bei Ermüdung
 $\gamma_{r3} = 1,24$ γ_{r4} – Stoßfaktor bei Ermüdung an der QF
 $F = F_r \cdot \gamma_{r1} \cdot \gamma_{r2} \cdot \gamma_{r3} \cdot \gamma_{r4}$
 $F = 55,8 \text{ kN}$

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer reduzierten Einbindelänge (Fall 1 - dy)



Es ist deutlich sichtbar, dass die gesamte Lastübertragung in der ersten Dübelhälfte erfolgt.

Der Dübel kann seine Funktion also noch erfüllen, wenn die Einbindelänge um 50% reduziert ist, also bei 12,5 cm liegt.

Abweichungen von $dy \pm 12,5 \text{ cm}$ sind unbedenklich

Die Auswertungen der Langverschiebungen dy in-situ ergaben teilweise wesentlich größere Abweichungen, d.h. kleinere Einbindelängen. Auch in diesen Fällen kam es nach mehrjähriger Nutzung zu keinen sichtbaren Schäden.

3. Rechnerische Abschätzung

vertikale Abweichung (Fall 2 - dz)

Dübelbelastung:

$F_r = 50 \text{ kN}$
 $\gamma_{r1} = 0,9$ γ_{r2} – Faktor bei Ermüdung
 $\gamma_{r3} = 1,24$ γ_{r4} – Stoßfaktor bei Ermüdung an der QF
 $F = F_r \cdot \gamma_{r1} \cdot \gamma_{r2} \cdot \gamma_{r3} \cdot \gamma_{r4}$
Radlast: $F = 55,8 \text{ kN}$

Versagensfall Betonausbruch - Gegenüberstellung der einwirkenden und aufnehmbaren Kräfte

Dübeltragfähigkeit bezüglich Betonausbruch

Die Tragfähigkeit wird nach [2] ermittelt.

Betonklasse: C 30/37

Druckfestigkeit (Quantilwert): $f_{t,0.05} = 37 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Variationskoeffizient: $v = 0,13$

Druckfestigkeit (Mittelwert): $f_{t,m} = \frac{f_{t,0.05}}{1 - 1,645v} = 47,065 \text{ [N/mm}^2\text{]}$

Deckendicke: $h = 300 \text{ [mm]}$

Es kann davon ausgegangen werden, dass sich die Radlast auf mindestens 3 Dübel verteilt.

Wirksamkeitsindex: ca. 80%

Querkraft pro Dübel: $F_d = \frac{F_{\text{Radlast}} \cdot 0,8}{3}$
 $F_d = 14,88 \text{ kN}$

F_d – einwirkende Kraft pro Dübel

[2] Bemessungsverfahren für Dübel mit europäischer Zulassung zur Verankerung in Beton, Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), Sonderheft 16/97

3. Rechnerische Abschätzung

vertikale Abweichung (Fall 2 - dz)

planmäßiger Achsabstand zur Betonoberfläche: $c_{plan} = \frac{h}{2}$ $c_{plan} = 150 \text{ [mm]}$

vertikale Abweichung: $dz = 92 \text{ [mm]}$
 $dz = 87 \text{ [mm]}$

verbleibender Abstand zur Betonoberfläche: $c_1 = c_{plan} - dz$ $c_1 = 58 \text{ [mm]}$
 $c_1 = 63 \text{ [mm]}$

Dübeldurchmesser: $d_{db} = 25 \text{ [mm]}$ Dübelhöhe: $h = 500 \text{ [mm]}$

horizontale Abweichung: $dy = 0 \text{ [mm]}$
 $dy = 125 \text{ [mm]}$

Einbindelänge des Dübels: $l = l/2 - dy$
 $l_1 = 250 \text{ [mm]}$
 $l_1 = 125 \text{ [mm]}$

Berechnung 1
Berechnung 2 – mit gleichzeitiger horizontaler Abweichung

3. Rechnerische Abschätzung

vertikale Abweichung (Fall 2 - dz)

$$V_{Rk,z} = V_{Rk,z} \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{s,v} \cdot N$$

(VRK.c - aufnehmbare Kraft pro Dübel)

$$V_{Rk,z} = 0,45 \cdot \sqrt{f_{t,m}} \cdot \left(\frac{l}{d_{db}} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{f_{t,m}} \cdot c_1^{1,5}$$

$$V_{Rk,z} = 9,439 \times 10^3 \text{ [N]}$$

$$A_{c,v} = 4,5 \cdot c_1^2$$

$$A_{c,v} = 1,514 \times 10^4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{c,v} = 1,786 \times 10^4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{c,v} = 1,514 \times 10^4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{c,v} = 1,786 \times 10^4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_{c,v} = 2 \cdot 1,5 \cdot c_1 \cdot 1,5 \cdot c_1$$

$$A_{c,v} = 1,786 \times 10^4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h} \right)^{1,5}$$

$$\psi_{s,v} = 0,665 \Rightarrow \psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = 0,683 \Rightarrow \psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = 1$$

$$\psi_{s,v} = 1,4$$

$$F_d = 14,9 \text{ kN} < V_{Rk,z} = 15,1 \text{ kN}$$

$$F_d = 14,9 \text{ kN} < V_{Rk,z} = 14,9 \text{ kN}$$

$V_{Rk,z}$ - aufnehmbare Kraft pro Dübel

$V_{Rk,z}$ - aufnehmbare Kraft pro Dübel

Dübel können auch bei teilweise vorhandenen Abweichungen von der planmäßigen Höhenlage die auftretenden Querkräfte aufnehmen

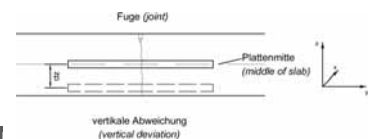
3. Rechnerische Abschätzung

vertikale Abweichung (Fall 2 - dz)

- Gefahr des Betonausbruchs im Dübelumfeld bei vertikaler Abweichung der Höhenlage (Fall 1 – dz) kann rechnerisch abgeschätzt, aber nicht exakt ermittelt werden.

- Ergebnis der Grenzwertbetrachtungen:

Bei einer Deckendicke von 30 cm ist eine vertikale Abweichung der Dübellage von ~ 10 cm unkritisch, wenn eine Einbindelänge der Dübel von mindestens 50 % gegeben ist.



3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel

Schräglage s (Fall 3):

- Zusammengesetzt aus einer horizontalen Komponente s_H und einer vertikalen Komponente s_V

- Zwängungsfreie Relativbewegung wird durch die Kunststoffbeschichtung der Dübel gewährleistet.

- Zu erwartende Verformungen sind auch bei moderater Schiefstellung der Dübel möglich.

- Unberücksichtigt ist die real vorhandene Betonrelaxation, die zu einem Spannungsabbau führt.

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel

Betonklasse: C30/37
Zugfestigkeit: $f_{ct} = 0,35 \frac{N}{mm^2}$
E-Modul: $E_c = 3900 \frac{N}{mm^2}$
Wärmeausdehnungskoeffizient: $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$
Deckendicke: $d = 30 \text{ cm}$
Plattenlänge: $l_p = 4 \text{ m}$
Dübeldurchmesser: $d_{db} = 2,5 \text{ cm}$
Dübelabstand: $a_{db} = 25 \text{ cm}$
Dübelhöhe: $h_{db} = 50 \text{ cm}$

Eugeöffnung:

Längenänderung durch Temperaturänderung:

angenommene Temperaturdifferenz: $\Delta T = 20 \text{ K}$

Schrumpfung: $\epsilon_s = \Delta T \cdot \alpha_t$ $\epsilon_s = 2,4 \times 10^{-4}$
Fugenöffnung: $l_f = \frac{l_p}{2}$ $l_f = 0,45 \text{ mm}$

Längenänderung durch Schwinden:

Endschwindmaß: $\epsilon_s = 3 \cdot 10^{-4}$ ([2])

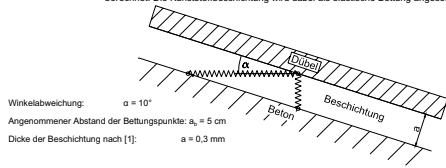
Fugenöffnung: $l_f = \epsilon_s \cdot \frac{l_p}{2}$ $l_f = 0,6 \text{ mm}$

halbes Öffnungsmaß der Fuge: $\Delta l = l_f + l_s$ $\Delta l = 1,08 \text{ mm}$

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel

Zur Abschätzung der durch die Schrägstellung induzierten Längskräfte wird der Dübel als elastisch gebetteter Stab berechnet. Die Kunststoffbeschichtung wird dabei als elastische Bettung angesetzt.



Winkelabweichung: $\alpha = 10^\circ$
 Angenommener Abstand der Bettungspunkte: $a_s = 5 \text{ cm}$
 Dicke der Beschichtung nach [1]: $a = 0,3 \text{ mm}$

Maximal mögliche Horizontalbewegung in der Bettungstiefe:

$$\Delta s_{\max} = \frac{0,3 \text{ mm}}{\sin(\alpha)}$$

$$\Delta s_{\max} = 1,728 \text{ mm} > \Delta l = 1,08 \text{ mm}$$

=> Die erforderliche Bewegung kann vollständig in der Beschichtung erfolgen.

[1] Freudstein, St.: Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübelverbindungen auf die Weisheit der Fugenkonstruktion, bet. Betonstraßen, Dissertation TU München, 2001

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel

Der E-Modul der Hochdruckpolyäthylenbeschichtung kann nach [1] (Abschn. 3.2) mit 1000 N/mm^2 angesetzt werden.

$$E_p = 100 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Federkonstante horizontal:
 Es wird die gesamte Beschichtung der Mantelfläche angesetzt:

$$\text{Federfläche: } A_{\text{H}} = [(25 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm})^2 - (25 \text{ mm})^2] \cdot \pi \quad A_{\text{H}} = 0,474 \text{ cm}^2$$

$$\text{Federlänge: } l_{\text{H}} = \frac{12,5 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm}}{\sin(\alpha)} \quad l_{\text{H}} = 73,712 \text{ mm}$$

$$\text{Federkonstante: } k_{\text{H}} = \frac{E_p \cdot A_{\text{H}}}{l_{\text{H}}} \quad k_{\text{H}} = 643,131 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Federkonstante vertikal:

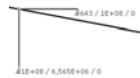
Angenommene wirksame Breite des Dübels: $b_{\text{eff}} = 2 \text{ cm}$

$$k_v = \frac{E_p \cdot b_{\text{eff}} \cdot 2 \cdot b_{\text{eff}}}{\cos(\alpha)} \quad k_v = 6,565 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel

Im Berechnungsmodell wird die Lagerung über Pendelstäbe und Federn realisiert.

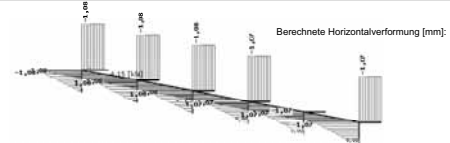


Angenommene Zugkraft (iterativ ermittelt): $F = 4,15 \text{ kN}$



3. Rechnerische Abschätzung

Wirkung einer Schrägstellung (Fall 3 - s) der Dübel



=> Um die Verformung von $1,08 \text{ mm}$ zu realisieren ist eine Zugkraft von $4,15 \text{ kN}$ erforderlich.

=> Die Schrägstellung der Dübel erzeugt bei der zu erwartenden Verformung der Platte eine Normalkraft von $4,15 \text{ kN}$ im Dübel.

$$\text{Zugkraft im Beton: } F_{\text{st}} = F \cdot \frac{l_{\text{H}}}{b_{\text{eff}}} \quad F_{\text{st}} = 1,6 \text{ kN} \quad (\text{pro Plattenbreite})$$

$$\text{Zugspannung im Beton: } \sigma_{\text{st}} = \frac{F_{\text{st}}}{d \cdot 100 \text{ cm}} \quad \sigma_{\text{st}} = 5,533 \times 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \ll f_{\text{td}} = 0,35 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

Die durch die Schrägstellung der Dübel im Beton erzeugte Zugspannung liegt deutlich unter der Zugfestigkeit des Betons.

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

- Seit 2001 - zerstörungsfreie Messungen von Dübellagen in Betonstraßen und Betonflächen mit dem Messsystem MIT-SCAN-2

- Prinzip des Wirbelstromverfahrens (Pulsinduktionsverfahren)

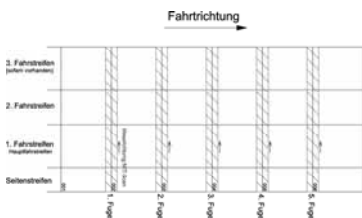
- Während der Messwagen langsam über das Schienensystem gezogen wird, werden Signale und zurückgelegter Weg aufgenommen.

- Nach Abschluss der Messung werden durch die Software MagnoNorm Stab-Positionen sowie Fehlerparameter wie Seitverschiebungen (dy), Schräglagen (s) und Tiefenfehler (dz) berechnet.

- Stabtiefen und Schräglagen lassen sich mit $\pm 4 \text{ mm}$ und Seitverschiebungen mit $\pm 8 \text{ mm}$ Toleranz bestimmen.



4. Auswertungen von Dübellagemessungen



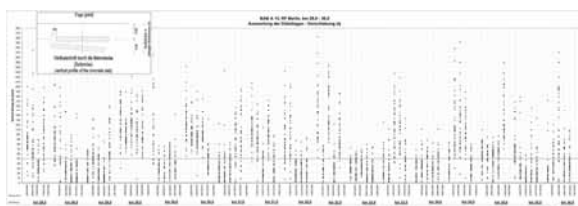
Skizze Messschema

Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Längsrichtung

- Verschiebung dy (Fall 1)

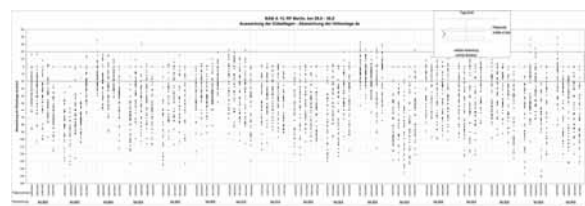


Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Längsrichtung

- Abweichung der Höhenlage dz (Fall 2)

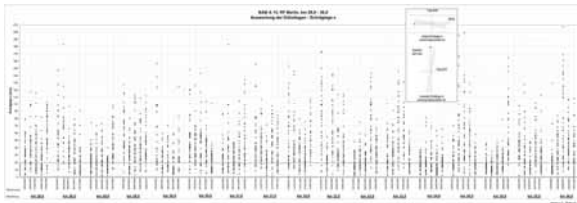


Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Längsrichtung

- Schräglage s (Fall 3)



Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

VILLABET
Kernforschungsbereich

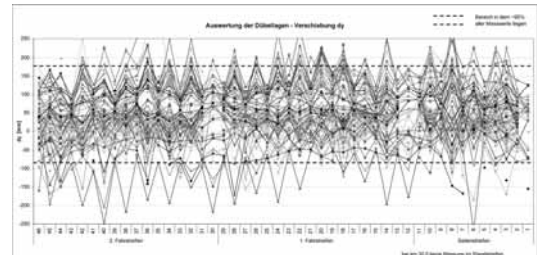
VKI

31

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Querrichtung

- Verschiebung dy (Fall 1)



Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

VILLABET
Kernforschungsbereich

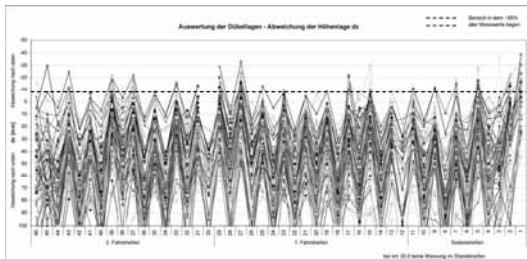
VKI

32

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Querrichtung

- Abweichung der Höhenlage dz (Fall 2)



Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

VILLABET
Kernforschungsbereich

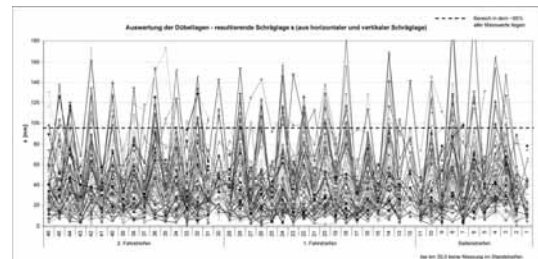
VKI

33

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Auswertung in Querrichtung

- Schräglage s (Fall 3)



Messungen in 500m - Abschnitten jeweils an 5 aufeinanderfolgenden Fugen

VILLABET
Kernforschungsbereich

VKI

34

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Streckenbegehung – visuelle Überprüfung nach 9 Jahren

- 2-streifige Richtungsfahrbahn einer Autobahn
- im Jahr 2002 in Betonbauweise erneuert
- Verkehrsbelastung: DTV = 43.980 Kfz/24h
DTV(SV) = 6.945 Kfz/24h
- Bisher ertragene Verkehrsbelastung von
B = 11,2 Mio. äquivalenten 10 t-Achsübergängen
(im Hauptfahrstreifen)

VILLABET
Kernforschungsbereich

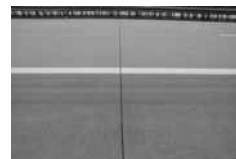
VKI

35

4. Auswertungen von Dübellagemessungen

Streckenbegehung – visuelle Überprüfung nach 9 Jahren

- Bei der visuellen Zustandserfassung konnten keine Risse oder sonstige Schäden festgestellt werden, die auf Dübellagefehler zurückzuführen sind.



VILLABET
Kernforschungsbereich

VKI

36

5. Zusammenfassung

- Abweichende Dübellagen sind nicht „anzustreben“, um die Reserven des Bauwerks Betonstraße nicht auszureizen.
- Reserven existieren insbesondere durch die Nichtberücksichtigung der Relaxation des Betons (Kriechen)
- Entstehung von Risiken bei:
 - Verwendung von Betonen, die einen sehr schnellen Erhärtungsverlauf aufweisen (Schnellbetone, frühhochfeste Betone), da bei diesen die Relaxation des jungen Betons wesentlich geringer ist.
 - Einbau bei sehr heißen Temperaturen

VILLABET
Kernforschungsbereich

VKI

37

5. Zusammenfassung

- Aus Näherungsrechnungen:
 - erst große Abweichungen zur Sollage führen zu theoretischen Spannungsüberschreitungen
- Die im deutschen Regelwerk enthaltenen Grenzwerte bezüglich der Lage der Dübel sind anscheinend zu eng gefasst und befinden sich auch aus diesem Grund derzeit in der Diskussion
- Dübellagen in der Praxis entsprechen nicht dem Regelwerk
- Nach 5-9 Jahren sind jedoch keine Schäden zu sehen, die auf die Dübellagefehler zurückzuführen wären.

VILLABET
Kernforschungsbereich

VKI

38

Nepřesnosti polohy trnů – vliv na trvanlivost cementobetonového krytu

Dipl.-Ing. Stephan Villaret

Villaret Ingenieurgesellschaft mbH

Obsah

1. Základy technologie
2. Varianty nepřesností
3. Numerický odhad vlivů chybné polohy
4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů
5. Shrnutí

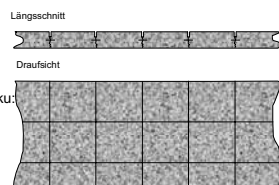
VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH



2

1. Základní informace o technologii

- Nevýztužený cementobetonový kryt se smršťovacími spárami (požadovaná místa zlomu)
- Vznik systému individuálních desek
- Pro přenos příčných sil: kotvy a kluzné trny
- Vysoká četnost přejezdů těžkou dopravou na příčných spárách
- Uspořádání kluzných trnů pro přenos příčných sil při přípustném podélném pohybu
- Redukce momentů na hranách desek
- Vyloučení tvorby schůdků
- Provedení kluzných trnů v Německu:
 - Ø 25 mm, délka = 500 mm,
 - 0,3 mm plastový povlak



3

VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH



1. Základní informace o technologii

- ⇒ **pozitivní účinek:** základní : výsledná redukovaná tloušťka desky
užitná hodnota: vyloučení tvorby schůdků

Stanoven v ZTV Beton-StB (německý předpis):

- Druh
- Počet
- Zabudovaná poloha
- Geometrické odchylky

} kluzných trnů

- ⇒ **Zajištění trvalé funkce spár**
⇒ **Zabránění přenosu tahových sil přes spáru**

VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH



4

2. Varianty nepřesností

Ukládání – pomocí košů pro kluzné trny

- Ukládání kluzných trnů pomocí košů, jestliže ukládání pomocí finišeru s posuvnou bočnicí není možné nebo je neekonomické
- Šikmá poloha kluzných trnů závisí na:
 - poloze a stavu košů (deformace)
 - a na rovnosti podkladu
- Vyšší náklady, protože koše musí být fixovány



5

VILLARET
Ingenieurgesellschaft mbH



2. Varianty nepřesností

Ukládání – automatické ukládání kluzných trnů finišerem

- velmi dobrá automatizace
- menší odchylky díky stroji
- větší odchylky následným procesem hutnění
- kluzné trny se zatlačí do spodního betonu předem ztuhlého ponomými vibrátory
- následné hutnění horního betonu často vede k utopení kluzných trnů v ještě čerstvém spodním betonu
- rozhodující jsou:
 - konzistence horního a spodního betonu
 - frekvence
 - intenzita
 - doba

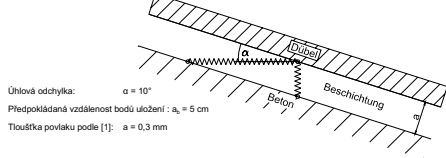
} zhuťovacích prací prováděných ponomými vibrátory



3. Odhad výpočtem

Účinek šikmé polohy kluzných trnů (případ 3 - s)

K výpočtu odhadu podélných sil, indukovaných šikmou polohou, se kluzný tm považuje za pružnou ułożenou tyč. Plastový povlak se hodnotí jako pružný podklad.



Úhlová odchylka: $\alpha = 10^\circ$
 Předpokládaná vzdálenost bodů uložení: $a_b = 5 \text{ cm}$
 Tloušťka povlaku podle [1]: $a = 0,3 \text{ mm}$

Maximálně možný horizontální pohyb v tloušťce povlaku:

$$\Delta s_{\text{max}} = \frac{0,3 \text{ mm}}{\sin(\alpha)}$$

$$\Delta s_{\text{max}} = 1,728 \text{ mm} > \Delta l = 1,08 \text{ mm}$$

=> Pořezný pohyb může probíhat plně v povlaku.

[1] Freudenstein, St.: Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübelleitlängen auf die Wirtschkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen, Dissertation TU München, 2001

VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

23

3. Odhad výpočtem

Účinek šikmé polohy kluzných trnů (případ 3 - s)

Modul pružnosti povlaku z vysokotekutého polyetylénu lze předpokládat podle [1] (bod 3.2) v hodnotě 1000 N/mm^2 .

$$E_p = 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Konstanta pružení horizontálně:

Předpokládá se povlak celkové plochy pláště:

$$Plocha pružiny: A_p = [(25 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm}) - (25 \text{ mm})] \cdot l$$

$$A_p = 0,474 \text{ cm}^2$$

$$\text{Délka pružiny: } l_p = \frac{12,5 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm}}{\sin(\alpha)}$$

$$l_p = 73,712 \text{ mm}$$

$$\text{Konstanta pružení: } k_{\alpha} = \frac{E_p \cdot A_p}{l_p}$$

$$k_{\alpha} = 643,33 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Konstanta pružení vertikálně:

Předpokládá se účinná šířka kluzného trnu: $b_{\text{eff}} = 2 \text{ cm}$

$$k_v = \frac{E_p \cdot a_p \cdot 2 \cdot b_{\text{eff}}}{a \cdot \cos(\alpha)}$$

$$k_v = 6,565 \times 10^3 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

24

3. Odhad výpočtem

Účinek šikmé polohy kluzných trnů (případ 3 - s)

Ve výpočtovém modelu se uložení realizuje pomocí kymových závěsů a pružin.



Předpokládaná tahová síla (vypočteno iterativně): $F = 4,15 \text{ kN}$

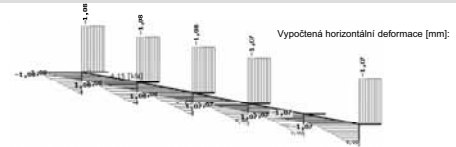


VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

25

3. Odhad výpočtem

Účinek šikmé polohy kluzných trnů (případ 3 - s)



=> Pro realizaci deformace 1,08 mm je zapotřebí tahové síly 4,15 kN.

=> Šikmá poloha kluzných trnů generuje při očekávané deformaci desky v kluzných trech normálovou (osovou) sílu 4,15 kN.

$$\text{Tahová síla v betonu: } F_{\alpha} = F \cdot \frac{l_p}{a_{\text{eff}}}$$

$$F_{\alpha} = 16,64 \text{ kN (na šířku desky)}$$

$$\text{Tahové napětí v betonu: } \sigma_{\alpha} = \frac{F_{\alpha}}{d \cdot 100 \text{ cm}}$$

$$\sigma_{\alpha} = 5,533 \times 10^{-3} \frac{\text{N}}{\text{cm}^2} \ll \sigma_{\text{R}} = 0,35 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

Tahové napětí generované šikmou plochou kluzných trnů v betonu je výrazně nižší než pevnost v tahu betonu.

26

4. Vyhodnocení měření polohy kluzných trnů

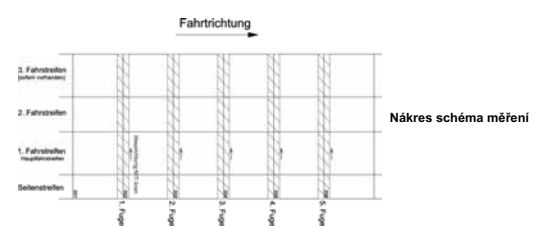
- od roku 2001 – nedestruktivní měření polohy kluzných trnů v betonových silnicích a betonových plochách pomocí systému měření MIT-SCAN-2.
- princip metody vířivých proudů (metoda pulzní indukce).
- během pomalého tažení měřicího vozidla systémem kolejnic jsou snímány signály a ujetá vzdálenost
- po ukončení měření se pomocí programu MagnoNorm vypočítají polohy tyčí a chybové parametry, jako jsou horizontální posuny (dy), šikmé polohy (s) a chyby hloubky uložení (dz).
- hloubky uložení a šikmé polohy lze stanovit s tolerancí $\pm 4 \text{ mm}$ a horizontální posuny s tolerancí $\pm 8 \text{ mm}$.



VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

27

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů



Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

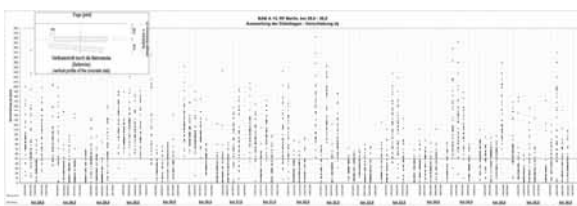
VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

28

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v podélném směru

- Posun dy (případ 1)



Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

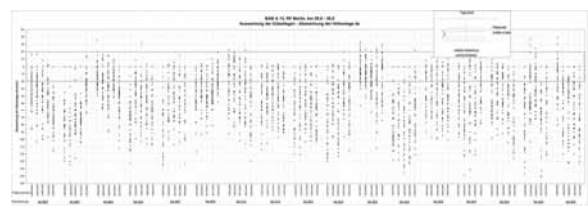
VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

29

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v podélném směru

- Odchylka výškové polohy dz (případ 2)



Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

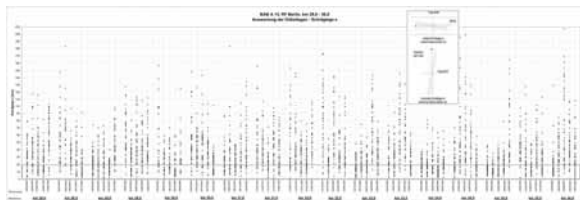
VILLARET
 Kynčperk@kyl.net

30

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v podélném směru

- Šikmá poloha s (případ 3)

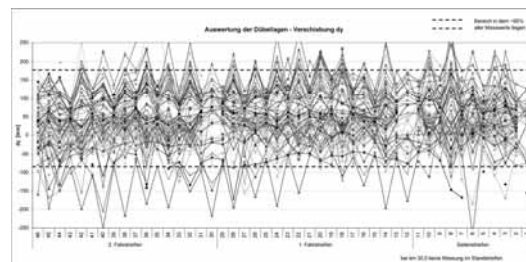


Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v příčném směru

- Posun dy (případ 1)

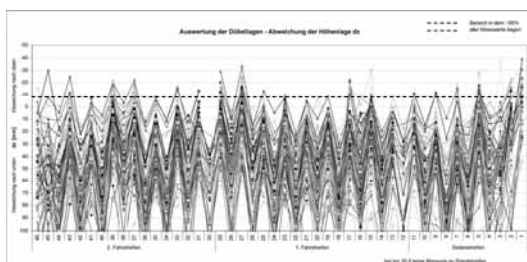


Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v příčném směru

- Odchylna výškové polohy dz (případ 2)

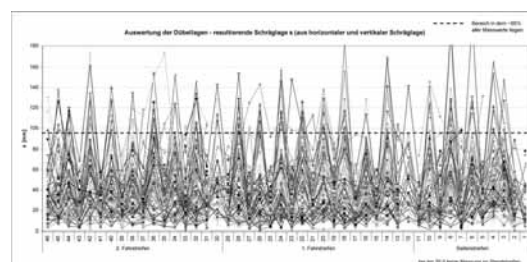


Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Vyhodnocení v příčném směru

- Šikmá poloha s (případ 3)



Měření v úsecích po 500 m vždy na 5 po sobě následujících spárách

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Pochůzka úseku – vizuální kontrola po 9 letech

- dvoupruhový dopravní pás na dálnici
- v roce 2002 dálnice obnovena v betonové konstrukci
- intenzita dopravy: DTV = 43.980 vozidel za 24 hodin
DTV(SV) = 6.945 vozidel za 24 hodin
- Dosavadní realizovaná dopravní zátěž B = 11,2 mil. přejezdů ekvivalentních 10t náprav (v hlavním dopravním pruhu)

4. Vyhodnocení měření poloh kluzných trnů

Pochůzka úseku – vizuální kontrola po 9 letech

- při vizuálním zjišťování stavu nebyly zjištěny žádné trhliny ani jiné poruchy, způsobené chybnou polohou kluzných trnů



5. Shrnutí

- aby se nevyčerpaly rezervy betonových silnic, není třeba se „snažit“ o odchýlné uložení kluzných trnů
- rezervy existují zvláště z důvodu nezohlednění relaxace betonu (dotvarování)
- vznik rizik při:
 - použití betonů, které vykazují velmi rychlý průběh tvrdnutí (rychle tuhnoucí betony, betony s vysokou počáteční pevností), protože u nich je relaxace mladého betonu podstatně nižší
 - pokládce betonu při velmi vysokých teplotách

5. Shrnutí

Z přibližných výpočtů:

- až velké odchylky od předepsané polohy vedly k teoretickým překročením napětí
- mezní hodnoty týkající se polohy kluzných trnů obsažené v německých předpisech jsou zřejmě nastaveny příliš přísně a také z tohoto důvodu jsou v současné době předmětem diskuse
- polohy kluzných trnů v praxi předpisům neodpovídají
- po pěti až devíti letech avšak nejsou patrné žádné poruchy, které by byly způsobeny chybnými polohami kluzných trnů.

Přesnost nedestruktivního měření polohy kotev a kluzných trnů CB krytů

Ing. Pavel Ševčík

Úvod

Investor ŘSD ČR se stále častěji snaží kontrolovat předepsanou polohu kotev a kluzných trnů při stavbě CB krytů. Destruktivní kontrola polohy pomocí vývrtů není příliš vhodná, protože dochází k poškození CB krytu v blízkosti spár a je to jen namátková kontrola malého procenta prvků. Alternativou pro kontrolu polohy je nedestruktivní měření za využití georadarových metod, popřípadě v kombinaci s dalšími metodami, např. detektory kovů nebo skenery. Tyto nedestruktivní metody mají nespornou výhodu v tom, že jimi lze zkontrolovat kontinuálně velký počet prvků, aniž by došlo k jakémukoliv poškození CB krytu. Při nedestruktivním měření polohy kotev a trnů je však zásadní otázka, s jakou přesností tato metoda pracuje, jaká je skutečná poloha trnů a kotev v CB krytu vůči poloze, zjištěné nedestruktivním měřením.

V roce 2010 proběhlo na jedné ze staveb ŘSD ČR nezávislé měření polohy kluzných trnů a kotev několika společnostmi. Protože naměřené výsledky byly poměrně rozdílné, bylo rozhodnuto, že se provedou opakovaná měření. Opakovaných měření se zúčastnily nejen společnosti, které provedly měření již v roce 2010, ale byla oslovena i další společnost, která nabídku přijala. Tato měření proběhla koncem dubna a začátkem května roku 2011. U tří kluzných trnů byly výsledky zjištěné nedestruktivními metodami ověřeny měřením jejich skutečné polohy na vývrtech.

V příspěvku nejsou uvedeny názvy společností, které prováděly měření, nejsou uvedeny názvy zhotovitelů ani název konkrétní stavby. Hodnocení měření se zabývá jen odchylkami vybraných měření. Snahou je porovnat dosažené výsledky se skutečným stavem a posoudit vhodnost či nevhodnost nedestruktivních metod pro účely kontroly předepsané polohy kluzných trnů a kotev.

V rámci příspěvku jsou pro zjednodušení používány následující zkratky:

KT	kluzný trn
K	kotva
A201x	měření společnosti A v roce 201x, obdobné značení pro společnosti B a C
I, II, III	označení hodnocených příčných spár
HLKT	hloubka kluzných trnů
VRKKT	vertikální rozdíl konců kluzných trnů
HRKKT	horizontální rozdíl konců kluzných trnů

Požadavky na polohu kluzných trnů a tyčí

Základním předpisem pro stanovení počtu a polohy kluzných trnů a kotev je ČSN 736123-1 „Stavba vozovek – Cementobetonové kryty – Část 1: Provádění a kontrola shody“.

Povolené tolerance uložení kluzných trnů jsou:

- 20 mm vůči horní ploše desky (ve směru vertikálním);
- 20 mm vůči podélné ose betonového pruhu (ve směru horizontálním);
- 50 mm vůči příčné spáře cementobetonového krytu (podélný posun trnů).

Kotvy mají být uloženy kolmo na podélnou spáru, rovnoběžně s povrchem cementobetonového krytu. Poloha ocelových kotev měřená po zhuštění se v žádném bodě nesmí odchýlit o více než 20 mm od polohy navržené v dokumentaci.

Pro sledovanou stavbu byly realizační dokumentací předepsány výše uvedené požadavky: Průměr kluzného trnu byl upřesněn na 25 mm, požadovaná tloušťka CB krytu 300 mm.

Měření a určování prostorové orientace kluzných trnů a kotev CB krytu

O způsobu prostorové orientace kluzných trnů a kotev CB krytu pojednávají také technické podmínky Ministerstva dopravy TP 233 „Georadarová metoda konstrukcí pozemních komunikací“.

Princip georadarové metody je založen na vyslání a zpětném příjmu vysokofrekvenčního elektromagnetického signálu odraženého od podzemních objektů a rozhraní geologického prostředí. Při zjišťování uložení kluzných trnů a kotev v cementobetonovém krytu byl použit anténní systém 1600 MHz. Měření se provádělo na profilech souběžných s řezanou spárou na obě strany od osy pásu kluzných trnů nebo středů kotev.

Měření třemi společnostmi (A, B a C) proběhlo od září 2010 do dubna 2011. Poté bylo odebráno šest jádrových vývrtů na vytypovaných třech kluzných trnech a byly porovnány hodnoty zjištěné z nedestruktivního měření se skutečnou polohou.

Výstupem měření byly tabulky, ve kterých je uvedeno staničení kluzných trnů (kotev) ve spáře od okraje vozovky (od „0“ příčné spáry v případě kotev), jejich detekovaná hloubka a vypočtená průměrná hloubka, vertikální a horizontální šikmost trnů (kotev) a dále odchylka osy pásu kluzných trnů (kotev) od řezané spáry.

Vyhodnocení měření

Z celkového rozsahu provedených měření jsou v příspěvku uvedeny pouze ty výsledky měření, které bylo možno porovnat se skutečností, zjištěnou na jádrových vývrtech.

Cílem příspěvku je vyhodnotit odchylky mezi měřením polohy kluzných trnů u tří příčných spár označených spára I až III a odchylky měření polohy kotev u podélné spáry v délce 12 m. Současně je provedeno i porovnání, s jakou přesností určily naměřené hodnoty skutečnou polohu vybraných kluzných trnů označených KT č. 1, KT č. 9 a KT č. 2. V rámci obecného hodnocení nedestruktivního měření není provedeno stanovení odchylek staničení kluzných trnů a kotev, a není hodnocen jejich podélný posun. Vzdálenost kluzných trnů je posuzována jen v případě porovnání se skutečnou polohou.

Mezi prvotní výstupy měření patří stanovení počtu KT a K na posuzované spáře. Přehled počtu zjištěných prvků a porovnání se skutečností je uveden v tabulce č. 1.

Tabulka č. 1: Přehled zjištěného počtu kluzných trnů (KT) a kotev (K)

Společnost	Počet KT (K)				
	A		B		C
Rok měření	2010	2011	2010	2011	2011
Požadavek dle RDS	40 (8)				
Příčná spára I.	40	40	29	39	39
Příčná spára II.	40	40	34	40	40
Příčná spára III.	40	40	37	40	39
Podélná spára	8	8	8	8	8

Z tabulky je patrné, že v některých případech se georadarovým měřením nepodařilo ani najít všechny trny.

V další části příspěvku je uvedeno s jakou přesností jednotlivé společnosti určily polohu vybraných KT vůči jejich skutečné poloze. Při porovnání byla stanovena přesnost měření vzdálenosti KT od hrany CB krytu – tabulka č. 2; přesnost měření hloubky KT od povrchu – tabulka č. 3; přesnost měření vertikálního rozdílu konců KT – tabulka č. 4 a přesnost měření horizontálního rozdílu konců KT – tabulka č. 5.

Tabulka č. 2: Přesnost měření vzdálenosti od skutečné polohy kluzných trnů v místě spáry a ve vzdálenostech ± 200 mm od spáry (mm)

Příčná spára I	KT č. 1	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	-9	0	-70	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾
	spára	21	-4	-65	-210 ¹⁾	nelze stanovit ³⁾
	- 200	52	nelze stanovit ⁴⁾	-59	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾
Příčná spára II	KT č. 9	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	32	-21	-11	nelze stanovit ²⁾	-50
	spára	25	-24	-15	-200 ¹⁾	-52
	- 200	20	-26	-18	nelze stanovit ²⁾	-53
Příčná spára III	KT č. 2	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	5	-2	-11	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾
	spára	3	-5	-11	-207 ¹⁾	nelze stanovit ³⁾
	- 200	3	-8	-10	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾

¹⁾ Měření A2010 se provádělo od vnitřní hrany CB krytu. Byl proveden přepočet vzdáleností od vnější hrany CB krytu. Hodnota je zatížena velkou chybou měření.

²⁾ V protokolu o měření nebyly uvedeny hodnoty vzdálenosti konců KT od hrany CB krytu.

³⁾ Při měření nebyl KT identifikován.

⁴⁾ Při měření nebyl zachycen jeden konec KT.

Tabulka č. 3: Přesnost měření hloubky od skutečné polohy kluzných trnů v místě spáry a ve vzdálenostech ± 200 mm od spáry (mm)

Příčná spára I	KT č. 1	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	46	3	80	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾
	spára	8	-7	54	-38	nelze stanovit ³⁾
	- 200	-28	nelze stanovit ⁴⁾	29	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ³⁾
Příčná spára II	KT č. 9	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	26	14	24	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ²⁾
	spára	13	3	23	-17	-9
	- 200	0	-6	24	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ²⁾
Příčná spára III	KT č. 2	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	+ 200	0	-7	4	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ²⁾
	spára	-1	-10	0	-21	nelze stanovit ³⁾
	- 200	-1	-11	-1	nelze stanovit ²⁾	nelze stanovit ²⁾

²⁾ V protokolu o měření nebyly uvedeny hodnoty hloubky konců KT od hrany CB krytu.

³⁾ Při měření nebyl KT identifikován.

⁴⁾ Při měření nebyl zachycen jeden konec KT.

Tabulka č. 4: Přesnost měření vertikálního rozdílu konců od skutečné polohy kluzných trnů (mm)

KT č. 1					
Příčná spára I	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	-93	nelze stanovit ⁴⁾	-64	5	nelze stanovit ³⁾
KT č. 9					
Příčná spára II	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	-31	-24	1	-7	-8
KT č. 2					
Příčná spára III	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	-4	-6	-8	-8	nelze stanovit ³⁾

³⁾ Při měření nebyl KT identifikován.

⁴⁾ Při měření nebyl zachycen jeden konec KT.

Tabulka č. 5: Přesnost měření horizontálního rozdílu konců od skutečné polohy kluzných trnů (mm)

KT č. 1					
Příčná spára I	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	85	nelze stanovit ⁴⁾	23	29	nelze stanovit ³⁾
KT č. 9					
Příčná spára II	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	-20	-12	-14	8	-9
KT č. 2					
Příčná spára III	A2011	B2011	C2011	A2010	B2010
Odchylky od skutečné polohy	-3	-7	2	-1	nelze stanovit ³⁾

³⁾ Při měření nebyl KT identifikován.

⁴⁾ Při měření nebyl zachycen jeden konec KT.

Výběr kluzných trnů, jejichž skutečná poloha byla ověřena vývrty, byl volen i s ohledem na to, že v doprovodné části jednoho protokolu o měření bylo uvedeno, že na příčné spáře I a II v místě KT č. 1 a KT č. 9 by se měl vyskytovat nehomogenní beton. Při odběru jádrových vývrtů nebyla zjištěna u žádného ze čtyř vzorků žádná anomálie homogenity betonu. Zajímavé však bylo, že u jednoho z vývrtů, které byly odebrány na spáře III v místě KT č. 2, byla nehomogenita betonu zjištěna; tuto nehomogenitu však žádné z nedestruktivních měření nedetekovalo.

Vyhodnocení dosažených výsledků

Z vyhodnocení provedených měření lze konstatovat, že pouze jedna společnost opakovaně identifikovala skutečný počet KT na všech spárách. Jedna ze společností při prvním měření identifikovala dokonce jen 29 KT ze 40 požadovaných.

Z výše uvedené sumarizace je zřejmé, že georadarové měření není schopno přesně stanovit ani počet spojovacích prvků, je tedy velmi diskutabilní použití tohoto měření pro přesné stanovení polohy spojovacích prvků.

Závěrečné zhodnocení

Nedestruktivní metody zkoušení mají určitě své místo ve stavebnictví a v mnoha oblastech již dosahují velmi dobré výsledky s poměrně dobrou přesností i opakovatelností. Využití těchto metod pro stanovení polohy kotev a kluzných trnů CB krytů však přináší mnoho úskalí, která z pohledu přesnosti a opakovatelnosti nejsou dořešena. Možnost použití těchto metod při přejímacím řízení staveb připouští TP MD 233 „Georadarová metoda konstrukcí pozemních komunikací“, ale pouze pro zdokumentování tloušťky a stavu konstrukce a možnosti sledování jejích změn v záruční době.

Jednoznačně lze konstatovat, že porovnání naměřených hodnot se skutečnou polohou zabudovaných prvků ukazují na to, že celková přesnost metody je zatím nedostačující k tomu, aby byla tato měření používána pro přejímací zkoušky.

Georadarová měření bývají často přeceňována, protože jejich výsledky jsou působící; interpretace výsledků jsou však do značné míry subjektivní.

BETONOVÉ VOZOVKY



5. BLOK

Cementobetonové kryty
– zkušenosti, opravy

Rastanlagen mit Verkehrsflächen in Betonbauweise

Dipl.-Ing. Martin Langer

HEILIT+WOERNER Bau GmbH

Zentrale Technik

Mies-van-der-Rohe-Straße 6, 80689 München

Tel.: 089 / 360555-5720, Fax: 089 / 360555-5790

E-Mail: martin.langer@heiwoe.com

Noch immer ist die Parkplatzsituation in Deutschland für Lkw-Fahrer dramatisch: Überfüllte Rastanlagen, zugeparkte Ein- und Ausfahrten, übermüdete Fahrer, die auf der Parkplatzsuche ihre Lenkzeiten überschreiten – die Meldungen über schwere Unfälle nehmen nicht ab.

Im Jahr 2008 wurde durch eine Erhebung an den deutschen Autobahnen ein Defizit von über 14.000 Lkw-Parkständen ermittelt, 7.000 weitere sind bis 2015 zusätzlich notwendig. Auch wenn das Bundesverkehrsministerium seitdem die Haushaltsmittel für die Beseitigung des Defizits erheblich aufgestockt hat, wird der Neu-, Um- und Ausbau von Rastanlagen auf absehbare Zeit eine vordringliche Aufgabe bleiben.

Auf Lkw-Stellflächen an Rastanlagen wirken hohe statische Belastungen. Auch die Zufahrten, Durchfahrten, Fahrgassen und Abfahrten werden aufgrund enger Radien und langsam fahrenden und teils stehenden Schwerverkehrs stark beansprucht. In Betonbauweise ausgeführt sind diese Flächen dauerhaft und weisen auch bei höheren Temperaturen einen großen Verformungswiderstand auf. Gleichzeitig ist die Betonoberfläche resistent gegen Treibstoff- und Ölrückstände.

Im Vergleich zu Verkehrsflächen auf Autobahnen weisen diese Flächen jedoch eine Reihe zusätzlicher Randbedingungen und Besonderheiten auf, welche durch das vorhandene Regelwerk für den Bau von Verkehrsflächen aus Beton nur unzureichend abgedeckt sind. Viele Sachverhalte und Details müssen deshalb von den Bauherren, Planern und Baufirmen selbst erarbeitet werden.

Da bei Verkehrsflächen auf Rastanlagen im Unterschied zur Fahrbahn der Autobahn unregelmäßige Plattengeometrien nicht immer zu vermeiden sind, kommt der Erarbeitung eines auf die örtlichen Gegebenheiten optimierten Fugenplans eine wesentliche Bedeutung zu. Auch in der Konstruktion von Zwischeninseln und Borden ist beträchtliches Potential zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit zu finden. Alternativ zur herkömmlichen Ausführung können Klebeborde und Bordanlagen in Ortbeton Anwendung finden.

1. Parksituation für Lkw in Deutschland

Noch immer mangelt es auf deutschen Autobahnen an Stellplätzen für Lkw. Laut eines Berichts des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) „[...] zur Lkw-Parkstandsituation auf und an Bundesautobahnen“ vom 13. Oktober 2008 besteht mit Stand März 2008 folgende Situation:

Auf den 429 bewirtschafteten und 1.496 unbewirtschafteten Rastanlagen sowie den zehn ehemaligen Grenzzollanlagen waren insgesamt 28.500 Lkw-Parkstände ausgewiesen, die allerdings mit 35.600 Lkw zu ca. 25 Prozent überbelegt waren. Insgesamt wurden diese Stellplätze während einer Nacht von durchschnittlich 50.400 Lkw genutzt. Bild 1 zeigt den Fehlbestand pro km an Bundesautobahnen.

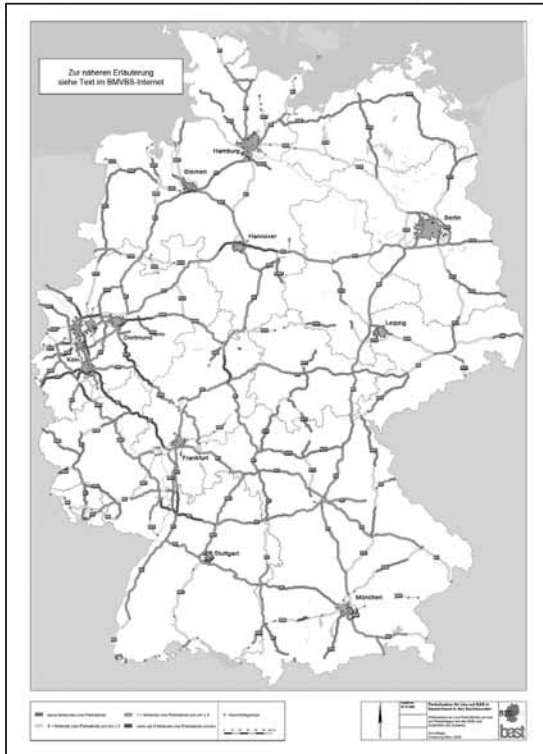


Bild 1: Fehlbestand an Lkw-Parkständen auf Rastanlagen

In seinem Bericht berechnet das BMVBS den Fehlbestand als Differenz der Zahl aller pro Nacht abgestellten Lkw und der Gesamtkapazität der Lkw-Stände inklusive der genannten Überbelegung. Laut einer Antwort der Bundesregierung auf eine Kleine Anfrage einiger Abgeordneter vom November 2008 wird dies damit begründet, dass diese Überbelegung aufgrund der sich in der Praxis zeigenden, von der Markierung abweichenden Belegung der Stellplätze zu akzeptieren sei [1].

Trotz dieses Zugeständnisses an die Realität beziffert das BMVBS mit dem Bericht den Fehlbestand mit ca. 14.000 Lkw-Stellplätzen. Die hierbei am stärksten betroffenen sechs Bundesländer sind Baden-Württemberg, Bayern, Hessen, Niedersachsen, Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz. Basierend auf der Bedarfsplanprognose der Verkehrsentwicklung ist bis zum Jahr 2015 mit einem weiteren Anstieg der Nachfrage um ca. 7.000 Lkw-Stellplätze zu rechnen. Bis zu diesem Prognosehorizont der Studie wurde somit ein Gesamtfehlbestand von ca. 21.000 Lkw-Stellplätzen festgestellt.

Die Bundesregierung hat deshalb im Jahr 2008 ein Programm zum Bau neuer Lkw-Parkplätze gestartet [2]. Von 2008 bis 2010 konnten mehr als 5.500 neue Lkw-Parkstände realisiert werden. In den beiden Jahren 2011 und 2012 sollen weitere 5.500 neue Lkw-Parkstände entstehen, davon wurden bis Oktober 2011 bereits 1.500 realisiert [3]. Für den Zeitraum 2013 bis 2015 besteht das Ziel, weitere 10.000 Lkw-Parkstände zu bauen. Hierfür muss allerdings noch das Baurecht hergestellt und die Finanzierung gesichert werden.

Der Bund stellte von 2008 bis 2010 für Bau, Betrieb und Unterhaltung der Ausbauprojekte rund 240 Millionen Euro zur Verfügung. Im Haushalt 2011 waren hierfür weitere 150 Millionen vorgesehen und in der Finanzplanung von 2012 bis 2014 nochmals 330 Millionen Euro.

Jedoch ist schon heute auf Grundlage der prognostizierten Verkehrsentwicklung über das Jahr 2015 hinaus ein zusätzlicher Bedarf erkennbar. In der Verkehrsprognose 2025 des BMVBS wird ausgehend vom Basisjahr 2004 für das Jahr 2025 ein Zuwachs der Verkehrsleistung des Straßengüterverkehrs um 84 Prozent erwartet [4]. Für die Jahre 2015 bis 2025 ist dadurch ein weiterer Bedarf von 8.000 Lkw-Parkständen absehbar.

2. Verkehrsflächen in Rastanlagen

Je nach Art der Anlage (bewirtschaftet oder unbewirtschaftet) umfassen Rastanlagen in erster Linie Verkehrsanlagen, Nebenbetriebe, WC-Gebäude sowie Ver- und Entsorgungsanlagen [5].

Zur Verkehrsanlage gehören:

- der Anschluss an die Hauptfahrbahn,
- die Zufahrt, Durchfahrt, Abfahrt,
- die Fahrgassen mit und ohne angrenzenden Parkflächen,
- die Parkflächen (Parkbuchten und Parkstreifen),
- die Gehwege,
- die Trennflächen sowie
- die Freiflächen.

Aufgrund der besonderen Beanspruchung ist bei Parkflächen für Lkw der Verformungsstabilität des Oberbaus eine besondere Bedeutung beizumessen. Auch müssen die Parkflächen weitestgehend resistent gegen Treibstoff- und Ölrückstände sein. Die für den straßenbaulichen Entwurf von Rastanlagen anzuwendenden Empfehlungen für Rastanlagen an Straßen (ERS) befürworten deshalb für Lkw-Parkstände die Anwendung der Betonbauweise.

Beim Bau von Fernstraßen und Flugbetriebsflächen hat sich die Betonbauweise seit Jahrzehnten bewährt. Sie wird für diese Anwendungsbereiche durch die bestehenden Regelwerke hinreichend abgedeckt. Soll die Betonbauweise in anderen Bereichen eingesetzt werden, so hat die Praxis jedoch gezeigt, dass für den Bau dieser Verkehrsflächen zusätzliche Hinweise erforderlich sind, die das bestehende Regelwerk ergänzen und präzisieren.

Der Arbeitskreis 8.3.3 der FGSV wurde deshalb im Jahr 2009 beauftragt, diese ergänzenden Hinweise zu erarbeiten und in einem neuen Merkblatt zusammenzufassen. Hierbei sollen zukünftig folgende Anwendungsbereiche Berücksichtigung finden:

- Busverkehrsflächen,
- Kreisverkehre,
- Verkehrsflächen an Rastanlagen und Lkw-Stellflächen,
- Stadt- und Landstraßen sowie
- Containerabstellplätze

Für Verkehrsflächen an Rastanlagen besteht hauptsächlich Klärungsbedarf hinsichtlich:

- der Fugenanordnung und Plattengeometrien,
- der Anordnung der Dübel und Anker,
- der Ausführung von Bord- und Bordrinnenanlagen sowie
- der Zweckmäßigkeit der Betonbauweise über die Lkw-Parkstände hinaus.

3. Baugrundsätze

Verkehrsflächen aus Beton auf Rastanlagen werden in der Regel maschinell eingebaut (REF_Ref321856025 \r \h Bild 2). Da der Einbau dieser Flächen grundsätzlich einlagig erfolgt, sind die Dübel und Anker vor dem Betoneinbau lagesicher auf Körben zu verlegen.



Bild 2:
Ausführung einer Verkehrsfläche
aus Beton auf einer Rastanlage

Da auf Flächen für ruhenden Verkehr keine besonderen Anforderungen hinsichtlich Lärminderung oder Griffigkeit zu beachten sind, erfolgt die Strukturierung der Betonoberfläche meist durch Abziehen mit einem Stahlbesen. Der Beton hat deshalb den Anforderungen der TL Beton-StB für Oberbeton mit einem Größtkorndurchmesser $D > 8$ zu genügen [6].

Die Bauklasse von Verkehrsflächen in Rastanlagen ist durch die RStO geregelt [7]. Ständig vom Schwerverkehr genutzten Parkflächen wird hierbei die Bauklasse III zugeordnet. Die Ausschreibungen folgen jedoch häufig nicht dieser Vorgabe. So ist in der Praxis der letzten Jahre eine große Bandbreite von der Bauklasse SV bis hin zur Bauklasse IV zu finden.

4. Fugenanordnung

Verkehrsflächen aus Beton sind zum Abbau von Zugspannungen und zur Vermeidung wilder Risse grundsätzlich durch Fugen zu unterteilen. Die dadurch entstehenden Betonplatten müssen jedoch eine sinnvolle Geometrie aufweisen, weshalb der Erstellung eines geeigneten Fugenplans eine wesentliche Bedeutung zukommt.

Die ZTV Beton-StB geben hierfür einige Regeln vor [8]:

- Die Plattenabmessungen sollen das 25-fache, bei quadratischen Platten das 30-fache der Plattendicke nicht überschreiten.
- Die Kantenlänge darf nicht mehr als 7,50 m betragen.
- Bei einem Verhältnis der Plattenabmessungen Breite zu Länge kleiner 0,4 soll eine obere Betonstahlbewehrung angeordnet werden.
- Zwickel oder spitz zulaufende Plattenteile sind zu vermeiden.
- Feste Einbauten sind zu vermeiden.

Für den vorwiegenden Anwendungsbereich der Betonbauweise – die Autobahnen – sind diese Grundregeln hinreichend. Das Fugenraster ist orthogonal und die Plattenabmessungen betragen in der Regel maximal 5 m. Weisen Verkehrsflächen jedoch besondere Geometrien auf, für die eine rein orthogonale Fugenanordnung nicht mehr möglich ist, müssen zusätzliche Überlegungen getroffen werden.

Dies trifft u. a. auf Lkw-Parkstände in Rastanlagen zu. Als Regelaufstellung für Lkw ist gemäß den ERS die Schrägaufstellung mit einem Aufstellwinkel von 50 gon vorgesehen. Aufgrund der Regellängen für die Lkw-Parkstände führt dies zu einer parallelogrammförmigen Parkfläche mit einer Breite von 18 m und einem Innenwinkel von 50 gon. In der Fugenanordnung kann diese schräge Flächenbegrenzung durch die Anordnung von schiefwinkligen fünfeckigen Platten („Bischofsmützen“) berücksichtigt werden.

Das Bild 3 zeigt die Prinzipskizzen der zwei möglichen Varianten für Lkw-Schrägparkstände. Die Fugenausrichtung orthogonal zu den Stellplätzen (Bild 3 oben) sowie orthogonal zu den angrenzenden Fahrgassen (Bild 3 unten) erfolgen.

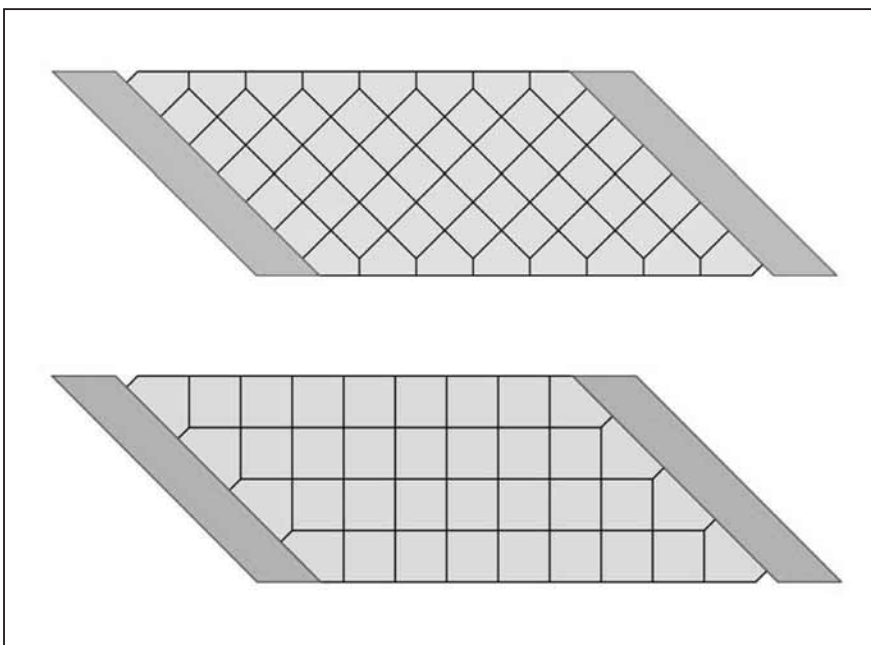


Bild 3:
Prinzipskizzen möglicher
Fugenausrichtungen
auf Lkw-Schrägparkständen

Die ZTV Beton-StB geben die Empfehlung, dass auf Parkflächen die Platten möglichst mit den Parkständen übereinstimmen sollten. Wird dieser Richtlinie Rechnung getragen, führt dies zur Variante mit der zur Stellplatzrichtung orthogonalen Fugenanordnung.

Unter bestimmten Randbedingungen birgt diese Variante jedoch ein gewisses Schadenspotential. Um die Ursache hierfür aufzuzeigen, muss die Anordnung der Dübel und Anker in der Betonfläche näher betrachtet werden (Bild 4).

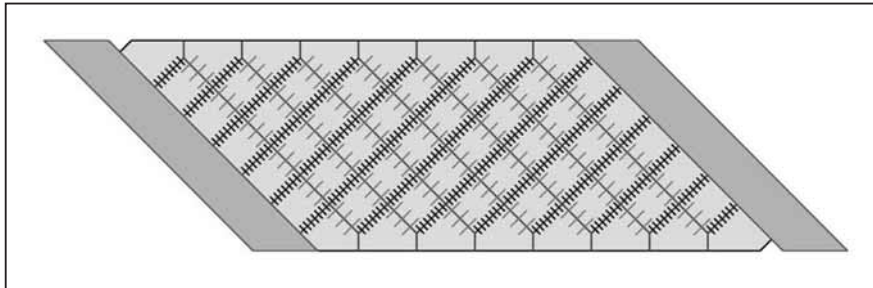


Bild 4:
Anordnung der Dübel und Anker bei Lkw-Schrägparkständen mit orthogonal zu den Stellplätzen ausgerichteten Fugen

Gemäß den ZTV Beton-StB sind Längsfugen zu verankern und Querscheinfugen zu verdübeln. Aufgrund der Stellplatzausrichtung sind die Fugen zwischen den Stellplätzen als Längsfugen und die dazu lotrechten Fugen als Quersfugen zu betrachten. Bei der Einwirkung einer gleichmäßigen Temperaturerhöhung bzw. Temperaturniedrigung erfolgt eine Ausdehnung bzw. eine Verkürzung der Platten. Aufgrund der Verankerung der Längsfugen können diese Bewegungen nur über die verdübelten Quersfugen aufgenommen werden. Die Ausrichtung der Dübel gibt dabei die einzig mögliche Bewegungsrichtung der Quersfuge vor (Bild 4).

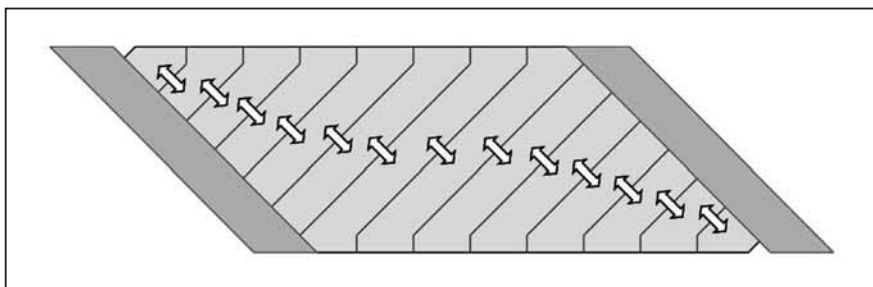


Bild 5:
Mögliche Bewegungsrichtungen in den Quersfugen bei Lkw-Schrägparkständen mit orthogonal zu den Stellplätzen ausgerichteten Fugen

Ist nun die Länge der auszuführenden parallelogrammförmigen Fläche sehr viel größer als die Flächenbreite, ist die mögliche Bewegungsrichtung der Quersfugen nicht mehr parallel zur Hauptdehnungsrichtung dieser Fläche. Die Dübel in den Quersfugen sperren und lassen keine größere Bewegung zu. Dadurch entstehen Zwängungsspannungen in Hauptdehnungsrichtung aufgrund der Reibung zwischen der Betondecke und der Unterlage.

In einem speziellen Fall führte dies in der Vergangenheit zu einem Querriss über die gesamte Breite. Allerdings wies hier der geschädigte Lkw-Schrägparkstand eine sehr große und unübliche Länge von ca. 130 m auf. Bild 6 zeigt schematisch die Aktivierung von Längsspannungen bei Behinderung von Fugenbewegungen.

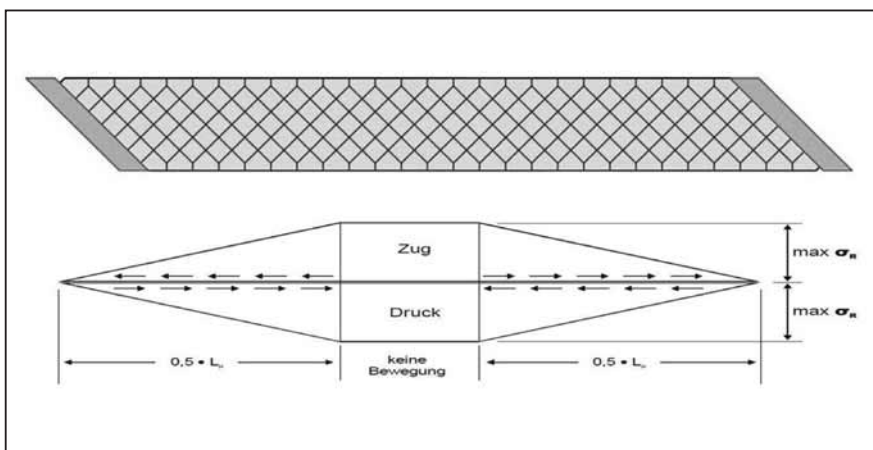


Bild 6:
Längsspannungen bei Behinderung von Fugenbewegungen

Unter Annahme eines konstanten Reibbeiwerts μ zwischen der Betondecke und der Unterlage und der Wichte des Betons von $24 \cdot 10^{-6}$ [N/mm²] ergibt sich die maximale Zwängungsspannung [9]:

$$\max \sigma_R = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \mu \cdot L \quad [\text{N/mm}^2]$$

Mit einem Reibbeiwert von $\mu = 2,0$ (erstmalige Bewegung) und der Länge $L = 130$ m beträgt die maximale Spannung:

$$\max \sigma_R = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,0 \cdot 130.000 = 3,12 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Hierdurch erklärt sich die Schadensursache – der zulässige Wert der Zugspannung eines Betons wurde überschritten. Dass diese Zugspannung auch tatsächlich erreicht wurde, zeigt die Berechnung der zugehörigen notwendigen Temperaturänderung zur Aktivierung dieser maximalen Zwängungsspannung:

$$\max \sigma_R = \Delta T \cdot \alpha \cdot E \quad [\text{N/mm}^2]$$

Mit den Werten $\alpha = 10^{-5}$ [1/K] und $E = 30.000$ [N/mm²] ergibt sich eine sehr geringe notwendige Temperaturänderung von nur $\Delta T = 10,4$ K.

Glücklicherweise schreiben die ERS gemäß Bild 7 an Schrägparkständen für Lkw nach jeweils 6 bis 8 Parkständen die Anordnung einer Zwischeninsel vor. Die Betonfläche wird von diesen Zwischeninseln baulich mehr oder weniger abgetrennt, was zu weit unkritischeren Längen von ca. 40 m führt. Bei dieser Länge reduziert sich die maximal auftretende Zwängungsspannung bei Behinderung der Fugenbewegungen auf unter 1,0 N/mm².

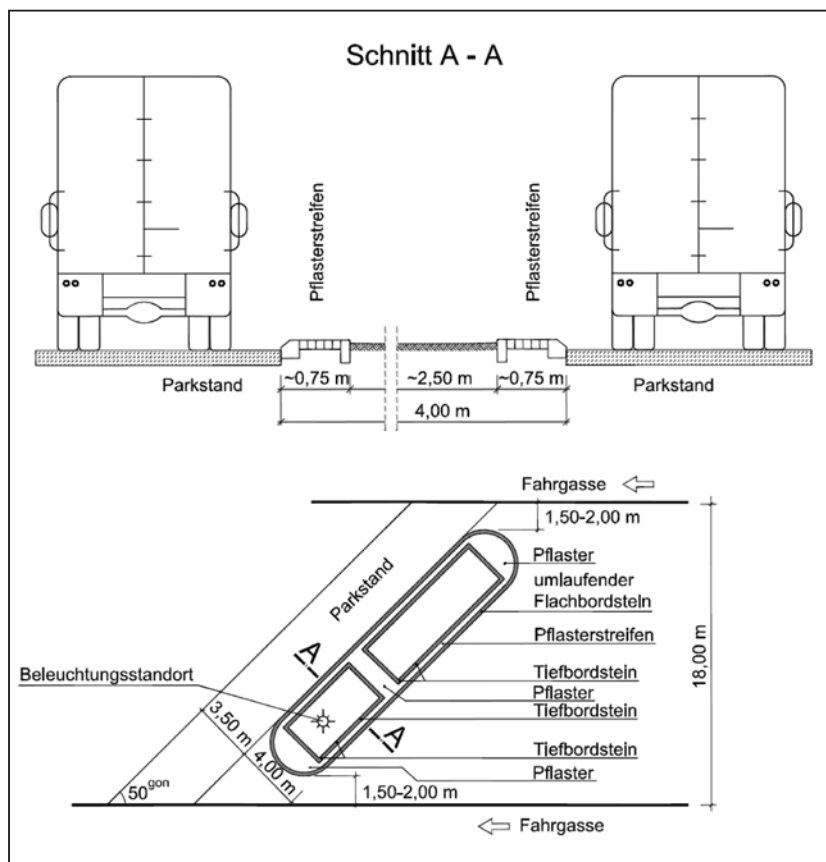


Bild 7:

Zwischeninseln für Lkw-Parkstände gemäß ERS

Da auch in der Praxis die Lkw-Schrägparkstände (bis auf den vorgenannten Fall) generell gemäß den ERS mit Zwischeninseln ausgeführt werden, ist das Risiko des Auftretens von Querrissen gering. Dies wird auch in der Praxis bestätigt, da kein weiterer Schaden bekannt ist. Wenn jedoch erneut eine deutlich längere Betonfläche mit dieser Fugenausrichtung ausgeführt werden soll, sind entsprechende Vorkehrungen zu treffen. Eine Maßnahme kann z. B. sein, die Dübel parallel zu der Hauptdehnungsrichtung einzubauen (Bild 8).

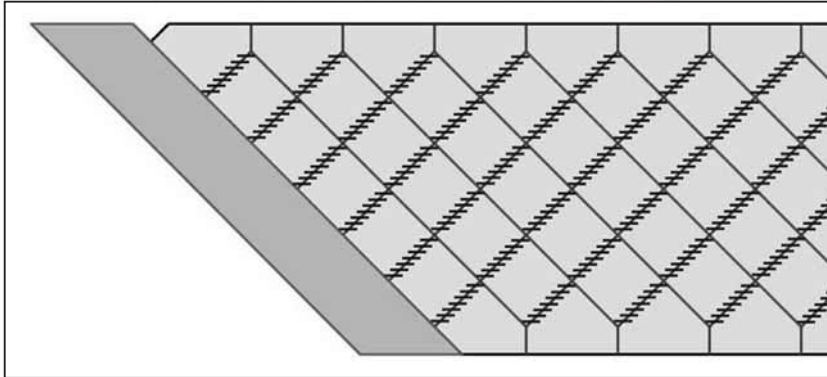


Bild 8:
*Zur Hauptdehnungsrichtung parallel
ausgerichtete Dübel*

Wesentlich bessere Spannungsverhältnisse bietet jedoch die Variante mit der zu den angrenzenden Fahrgassen orthogonalen Fugenanordnung. Mit Blick auf die Ausrichtung der Dübel und Anker in Bild 9 zeigt sich, dass hier die mögliche Bewegungsrichtung der Querfugen grundsätzlich parallel zu Hauptdehnungsrichtung ist.

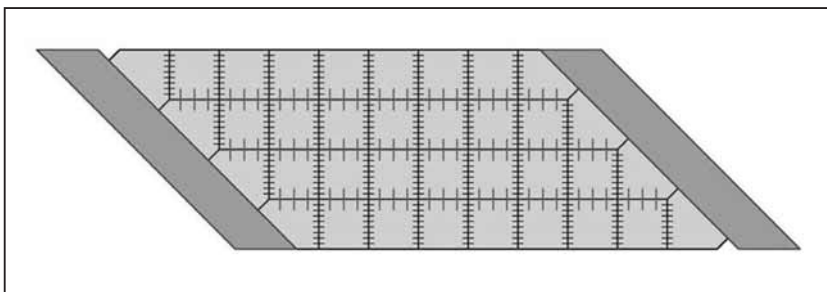


Bild 9:
*Anordnung der Dübel und Anker bei
Lkw-Schrägparkständen mit orthogonal zu den
angrenzenden Fahrgassen ausgerichteten
Fugen*

Die orthogonal zu den Stellplätzen ausgerichtete Fugenanordnung hat zwar den Vorteil, dass hier die Markierung der Stellplätze parallel zu den Längsfugen angeordnet werden kann. Auch ist sie konform zur Richtlinie der ZTV Beton-StB, nach der die Platten möglichst mit den Parkständen übereinstimmen sollen. Jedoch hat diese Variante die zuvor beschriebenen Nachteile hinsichtlich kritischer Dübelanordnungen.

Die Fugenanordnung orthogonal zu den angrenzenden Fahrgassen ist grundsätzlich unkritischer hinsichtlich auftretender Zwängungsspannungen. Auch zeigt sich in der Praxis, dass hier aufgrund der Ähnlichkeit zur Fugenanordnung auf Autobahnen die Fehleranfälligkeit bei der Ausführung (Vermessungsarbeiten, Verlegung von Dübel und Anker etc.) geringer ist.

Immer wieder werden Bedenken gegenüber dieser Variante geäußert, dass durch die schräge Überrollung der Fugen die Dauerhaftigkeit der Betondecke beeinträchtigt werden könnte. Es gibt jedoch viele Verkehrsflächen aus Beton, auf denen eine senkrechte Überrollung der Fugen nicht sichergestellt werden kann, so z. B.:

- Zu- und Abrollbereiche bei Start- und Landebahnen,
- Vorfelder,
- Kreisverkehre oder
- Fugen im Bereich von Bauwerken.

Schäden aufgrund nicht rechtwinkliger Überrollungen sind nicht bekannt. Vielmehr zeigt sich immer wieder, dass für die Dauerhaftigkeit von Verkehrsflächen aus Beton eine durchdachte Fugenanordnung mit sinnvollen Plattengeometrien ein entscheidender Faktor ist.

Vertiefende Untersuchungen zu diesem Thema werden im Gemeinsamen Forschungsprogramm 2012 des BMVBS und der FGSV vorgenommen. Das Forschungsthema Nr. 8.C/12 „Optimierung der Fugenteilung bei Verkehrsflächen mit besonderer Geometrie“ soll nicht nur Empfehlungen zu Plattengeometrien geben, sondern auch verschiedene Verdübelungs- und Verankerungsarten von Fugen sowie verschiedene Überrollungsrichtungen mit in Betracht ziehen.

Gemäß den Richtlinien der ZTV Beton-StB ist die Fugenanordnung durch den Auftragnehmer festzulegen. Da eine sinnvolle Wahl der Anordnung auch von mehreren Randbedingungen der Ausführung abhängt (Einbaugerät, verfügbare Frischbetonlieferungsmenge, Einbauplan, Platzverhältnisse etc.), sollte der Auftragnehmer auch aus diesen beiden Varianten auswählen können. Die Praxis zeigt jedoch, dass ein Einvernehmen zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer noch nicht in jedem Fall herzustellen ist.

Unabhängig von der Fugenausrichtung ist bei der Erstellung des Fugenplans noch eine letzte Hürde zu meistern. Die ERS empfehlen zur Vermeidung von Schäden beim Ein- und Ausparken, die Zwischeninseln etwas in die Betonfläche zurückzusetzen. Dadurch trennen die Inseln die Fläche der Lkw-Schrägparkstände nicht baulich durchgängig ab, weshalb die Betonfläche um die Zwischeninseln herumgeführt werden muss.

Bei der Erstellung eines Fugenplans für diesen Bereich kommt noch eine weitere Problematik hinzu. Leider ist die Gestaltung der Zwischeninselformen in Deutschland nicht einheitlich. Neben der Inselform gemäß ERS mit halbkreisförmigen Inselenden existieren auch Inseln, deren Enden mit aus verschiedensten Radien gestalteten Schleppkurven begrenzt sind. Auch das Zurücksetzen der Zwischeninseln wird nicht einheitlich realisiert (Bild 10).

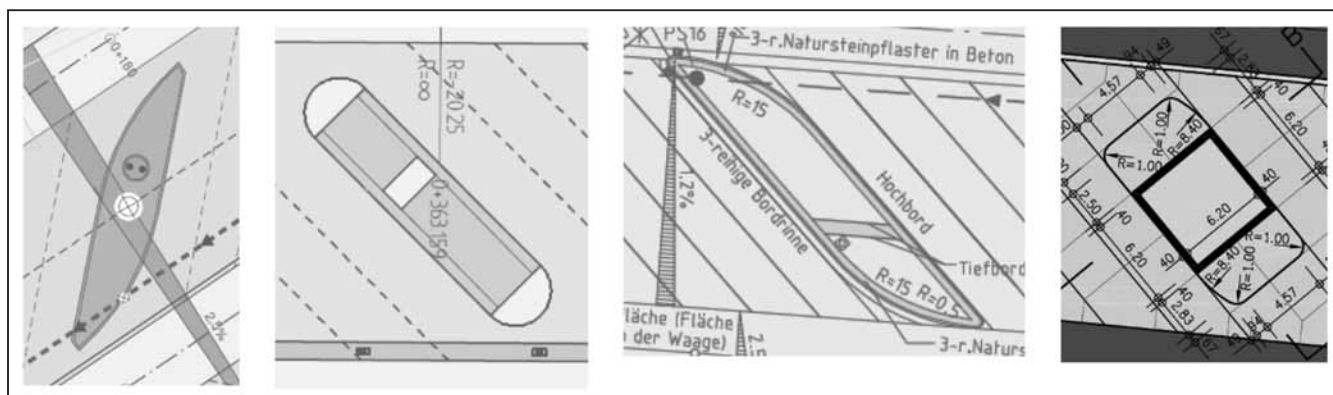


Bild 10: Beispiele unterschiedlicher Formen von Zwischeninseln

Einen äußerst ungünstigen Fall zeigt Bild 11, bei dem zwangsläufig Zwickel in der Betonfläche entstehen. Oft werden diese Teilflächen dann mit einer Pflasterung versehen. Die Dauerhaftigkeit einer solchen Lösung ist mitunter begrenzt.



Bild 11:
Zwickelfläche aufgrund der ungünstigen Form einer Zwischeninsel

Grundsätzlich gilt: Werden die Fugen auf Lkw-Schrägparkständen orthogonal zu den Stellplätzen ausgerichtet, ist unabhängig von der Zwischeninselgeometrie immer darauf zu achten, dass zumindest die Fugen im Bereich der Inseln eine Bewegung in Hauptdehnungsrichtung zulassen.

5. Bordanlagen

Als Grundform für die Gestaltung der Bordanlagen von Zwischeninseln sehen die ERS die Verwendung von Flachbordsteinen mit Rückenstützen aus Beton mit abschließenden Pflasterstreifen vor (Bild 12).

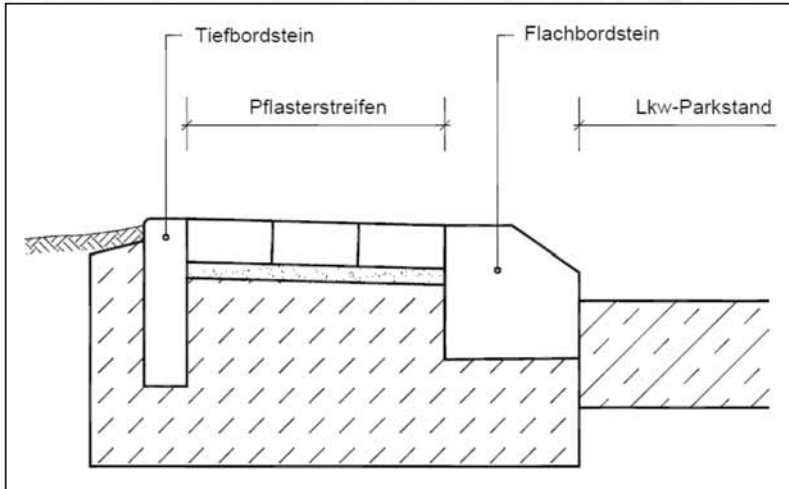


Bild 12:
Bordanlagen an Lkw-Parkständen gemäß ERS

Es zeigt sich jedoch, dass diese sehr kleinteilige Bauweise den hohen Belastungen nicht immer stand hält. In den letzten Jahren kamen deshalb auch alternative Bauweisen zur Anwendung und wurden auch in die ERS aufgenommen:

- die monolithische Weiterführung der Betondecke mit aufgeklebten Bordsteine (Bild 13 links) sowie
- der monolithische Bau der Bordanlage in Ortbeton (Bild 13 rechts).

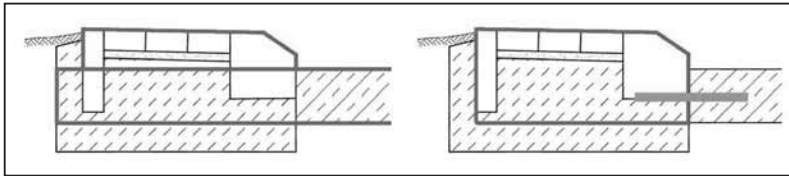


Bild 13:
Prinzipskizzen von alternativen Bauweisen für Bordanlagen

Beide Varianten kamen auch beim Bau des ersten deutschen Kreisverkehrs in Betonbauweise in Bad Sobernheim zum Einsatz. Die bisherigen Untersuchungen und Erfahrungen lassen ein gutes Langzeitverhalten erwarten [10].

Wird die Betondecke für Klebeborde monolithisch weitergeführt, wird dadurch der ungünstige Lastfall „freier Plattenrand“ am letzten Parkstand vermieden. Auch können durch diese Weiterführung ungünstige Zwickelflächen, wie auf Bild 11 gezeigt, umgangen werden, indem zumindest im kritischen Bereich der Inselenden die Betondecke durchgeführt wird. Die Fugenanordnung der Betondecke verliert hierdurch von ihrer Abhängigkeit von der Inselgeometrie. Letztlich kann auch die gesamte Zwischeninsel aufgeklebt werden, wodurch ein ideales einheitliches Fugenraster ermöglicht wird.



Bild 14:
Monolithische Weiterführung der Betondecke mit aufgeklebten Bordsteinen

Auch durch die Verankerung einer monolithisch gebauten Anlage aus Ortbeton wird der Lastfall „freier Plattenrand“ zumindest verringert. Ein Anwendungsbeispiel ist z. B. die Bordanlage an Parkständen in Längsaufstellung für Schwerlastfahrzeuge (Bild 15).

**Bild 15:***Verankerte monolithische Bordanlage aus Ortbeton*

6. Weitere Anwendungsbereiche der Betonbauweise in Rastanlagen

Die ERS geben Hinweise für die Wahl der Bauweise für die einzelnen Verkehrsflächen in Rastanlagen. So wird wie eingangs erwähnt für die Lkw-Parkstände die Betonbauweise befürwortet. Im Gegensatz hierzu wird jedoch für Fahrgassen auch im Lkw-Bereich die Asphaltbauweise empfohlen. Mit Blick auf die aufgezeigte Lkw-Parkplatznot ist dies jedoch kritisch zu hinterfragen. Bild 16 zeigt die typische Parksituation auf Rastanlagen in den Abendstunden. Um nicht in Gefahr zu laufen, ihre gesetzlichen Lenkzeiten zu überschreiten, haben die Fahrer meist keine andere Wahl, als ihre Fahrzeuge in den Fahrgassen oder in Pkw-Bereichen abzustellen. Der zweite Fall ist sogar als weitere Maßnahme gegen die Parkplatznot politisch gewollt. Laut des BMVBS als auch gemäß den ERS kann und soll bei hoher Parkraumnachfrage durch Lkw in den Abend- und Nachtstunden über eine sogenannte Mischnutzung ein Teil des Pkw-Parkbereiches so gestaltet werden, dass auch die Nutzung durch Lkw möglich ist.

**Bild 16:***Typische Parksituation auf Rastanlagen in den Abendstunden (hier: BAB A2, T+R-Anlage Zweidorfer Holz)*

Dies bedeutet jedoch, dass auch die Fahrgassen und Pkw-Bereiche einer vergleichbaren Belastung wie die Lkw-Stellflächen unterliegen. Deshalb ist die Betonbauweise auch für diese Verkehrsflächen sinnvoll.

Die Anwendung der Betonbauweise in diesen Verkehrsflächen ist jedoch kein Novum. So existieren im Bestand bereits viele ältere derartige Verkehrsflächen (REF_Ref321847968 \r\h Bild 17). In der Vergangenheit ein wenig aus den Augen verloren, erfährt diese Möglichkeit aufgrund der Lkw-Parkplatznot seit 2009 eine neue Dynamik.



Bild 17:
Ältere bestehende Rastanlage mit Fahrgasse aus Beton (BAB A7, T+R-Anlage Lonetal)

Bei der Ausführung dieser Betonflächen sind einige weitere Hinweise zu beachten. So weisen Fahrgassen gemäß den ERS im Bereich der Zu- und Abfahrt eine Breite von 5,50 m, im Bereich von Lkw-Parkständen jedoch 6,50 m auf. In Abhängigkeit der Dicke der Betondecke kann eine mittig anzuordnende Längsfuge notwendig werden, um die Grenzen der ZTV Beton-StB für die Plattenabmessungen einzuhalten.

Auch entstehen innerhalb der Rastanlagen durch die Verknüpfung von Fahrgassen plangleiche Knotenpunkte. Im Bereich dieser Knotenpunkte ist es zweckmäßig, eine Raumfuge anzuordnen, um Zwängungsspannungen zu vermeiden. Damit der Kreuzungsast zielsicher entkoppelt wird, ist diese Raumfuge unverdünelt auszuführen. Eine Unterlagsschwelle gemäß Bild 18 kann die Übertragung von Querkräften übernehmen.

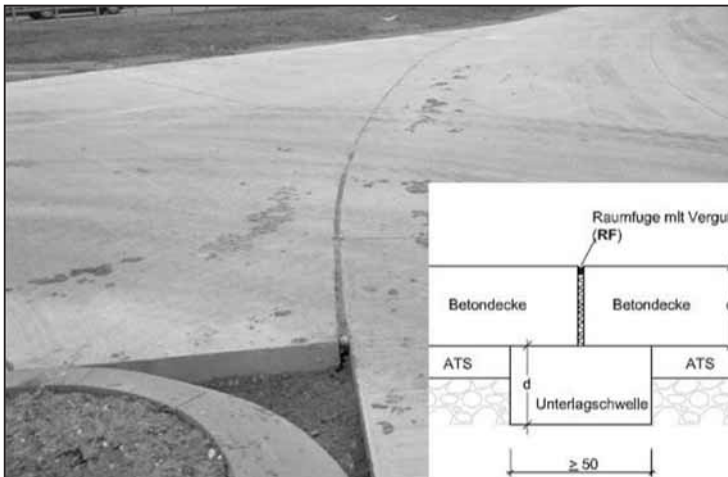


Bild 18:
Knotenpunkt in Fahrgassen mit unverdünelter Raumfuge und Unterlagsschwelle

7. Fazit

Die Zahlen der Erhebungen und Prognosen zeigen deutlich, dass der Investitionsbedarf in den Aus- und Neubau von Rastanlagen auf absehbare Zeit nicht abnehmen wird. Deshalb besteht gerade jetzt die Chance, die Rastanlagen mit nachhaltigen und dauerhaften Verkehrsflächen auszustatten. Die Betonbauweise ist aufgrund der besonderen Beanspruchungen auf Rastanlagen besonders geeignet.

Beim Bau von Verkehrsflächen aus Beton ist auf einen sorgfältig ausgearbeiteten Fugenplan mit geeigneten Plattengeometrien zu achten. Die Fugen in Lkw-Schrägparkständen können hierbei mit zwei verschiedenen Ausrichtungen angeordnet werden. Werden die Schrägparkstände jedoch nicht in genügend kurzen Abständen durch Zwischeninseln getrennt, kann eine der beiden Varianten zu ungünstigen Zwängungsspannungen führen. Die Verlegung der Dübel in Hauptdehnungsrichtung kann hier zukünftig eine wirksame Maßnahme sein.

Eine einheitlichere Gestaltung der Zwischeninselformen ist wünschenswert. Bei manch momentan geplanter und ausgeschriebener Geometrie ist eine vernünftige Fugenanordnung nicht oder nur schlecht zu bewerkstelligen. Eine Umplanung der Inseln ist zum Zeitpunkt der Erstellung des Fugenplans durch den Ausführenden meist nicht mehr möglich.

Abhilfe können hier alternative Ausführungen der Bordanlagen schaffen. Durch die Verwendung von Klebeborden nimmt die Abhängigkeit der Fugenanordnung von der Inselgeometrie ab. Auch die Ausführung der Bordanlagen in Ortbeton ist eine dauerhafte Alternative.

Aufgrund der Parkplatznot sind auch die Fahrgassen, teilweise auch die Pkw-Bereiche von Rastanlagen hoch beansprucht. Werden diese in Betonbauweise ausgeführt, sind einige weitere Hinweise für die Fugenanordnung zu beachten.

Die meisten dieser Details sind im aktuellen Regelwerk für den Bau von Verkehrsflächen aus Beton noch nicht hinreichend geregelt. Dies führt immer wieder zu Unklarheit und Unsicherheit sowohl bei Auftraggeber- als auch bei Auftragnehmerseite. Das sich in Bearbeitung befindliche ergänzende und präzisierende Regelwerk wird deshalb dringend erwartet.

8. Literaturverzeichnis

1. Deutscher Bundestag (2008): Drucksache 16/10989 – Antwort der Bundesregierung auf die Kleine Anfrage der Abgeordneten Dorothee Menzner, Lutz Heilmann, Ulrich Maurer und der Fraktion DIE LINKE (Drucksache 16/10741) – 3000 zusätzliche Lkw-Stellplätze an Bundesautobahnen.
2. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2011): Lkw-Parken in einem modernen, bedarfsgerechten Rastanlagensystem, Bonn
3. Verkehrs Rundschau (2011): Ramsauer verspricht 15.500 neue Lkw-Parkplätze [Online].
Verfügbar unter: <http://www.verkehrsrundschau.de/ramsauer-verspricht-15-500-neue-lkw-parkplaetze-1073167.html> [02.04.2012]
4. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (n. d.): Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen 2025 [pdf-Dokument online]. Verfügbar unter: <http://www.bmvbs.de/cae/servlet/contentblob/32104/publicationFile/663/verkehrsprognose-2025-kurzfassung.pdf> [02. 04. 2012]
5. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2011): Empfehlungen für Rastanlagen an Straßen, (ERS), Köln
6. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007): Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, (TL Beton-StB 07), Köln
7. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2001): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, (RStO 01), Köln
8. 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), Köln
9. Eisenmann, J; Leykauf, G (2003): Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
10. Birmann, D; Olk, N. (2008): Bau eines Kreisverkehrs in Beton – Erstmalige Anwendung in Deutschland, Beton, 2008, H. 11, S. 484-487

Cementobetonové kryty na odpočívkách

Dipl.-Ing. Martin Langer

HEILIT+WOERNER Bau GmbH

Zentrale Technik

Mies-van-der-Rohe-Straße 6, 80689 München

Tel.: 089 / 360555-5720, Fax: 089 / 360555-5790

E-Mail: martin.langer@heiwoe.com

Situace s místy, kde by mohli zaparkovat řidiči nákladních vozidel, je v Německu i nadále dramatická. Přeplněné odpočívky, vjezdy a výjezdy zatrasené zaparkovanými vozidly, unavení řidiči, kteří při hledání místa k zaparkování překračují povolené doby řízení, intenzita zpráv o těžkých nehodách neklesá.

V roce 2008 byla na německých dálnicích provedena inventura míst pro parkování nákladních vozidel, při níž byl zjištěn deficit překračující 14 000 parkovacích míst, do roku 2015 bude navíc zapotřebí dalších 7 000 míst. I když spolkové ministerstvo dopravy od vypracování tohoto přehledu podstatně navýšilo rozpočtové prostředky pro odstranění tohoto deficitu, zůstanou novostavby, rekonstrukce a rozšiřování odstavných parkovišť v nejbližší době úkolem, který je třeba neodkladně řešit.

Na odstavné plochy pro nákladní vozidla na odpočívkách působí vysoké statické zátěže. Vysoké namáhání je způsobeno také příjezdy a projížděním vozidel. Jízdní pásy a výjezdy bývají silně namáhány kvůli úzkým poloměrům a pomalu jedoucím, částečně také parkujícími těžkými vozidly. Jsou-li tyto plochy provedeny z betonu, jsou trvanlivé a vykazují i při vyšších teplotách vysokou odolnost vůči deformacím. Současně jsou betonové povrchy odolné vůči pohonným hmotám a motorovým olejům.

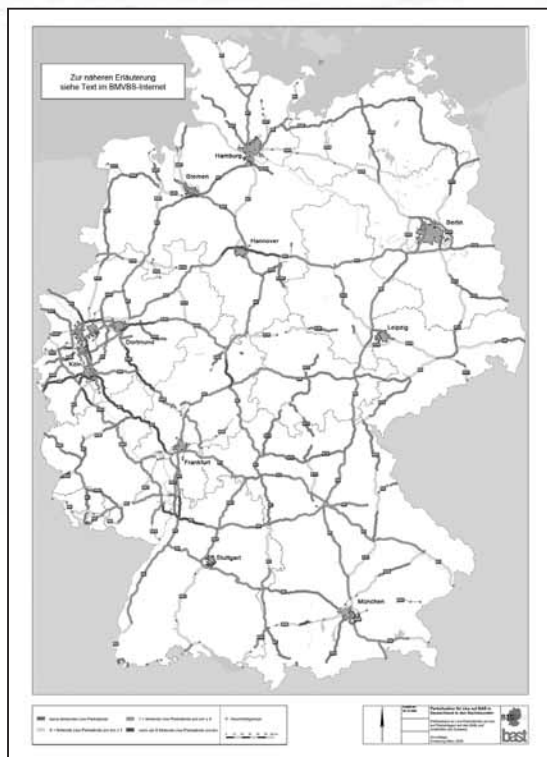
Ve srovnání s dopravními plochami na dálnicích však tyto plochy vykazují řadu dalších okrajových podmínek a specifik, jež jsou stávajícími předpisy a normami pro stavbu dopravních ploch z betonu řešeny jen nedostatečně. Stavebníci, projektanti a stavební firmy proto musí mnoho situací a detailů vyřešit sami.

Protože v případě dopravních ploch na odpočívkách na rozdíl od dálničních vozovek nelze vždy vyloučit nepravidelné geometrie desek, má vypracování plánu spár optimálního pro podmínky daného místa zásadní význam. Značný potenciál pro zvýšení trvanlivosti skýtají také konstrukce ostrůvků a obrubníků. Alternativně k tradičnímu provedení lze používat lepené obruby a obrubníky z monolitického betonu.

1. Situace v parkování nákladních vozidel v Německu

Na německých dálnicích panuje i nadále nedostatek odstavných ploch pro nákladní vozidla. Podle zprávy Spolkového ministerstva dopravy, stavebnictví a rozvoje měst (BMVBS) „[...] pokud jde o situaci v parkování nákladních vozidel na spolkových dálnicích“ z 13. října 2008, existuje k měsíci březnu 2008 následující situace:

Na 429 obhospodařovaných, 1 496 neobhospodařovaných odpočívkách a na deseti bývalých hraničních celnicích bylo vyznačeno celkem 28 500 parkovacích stání pro nákladní vozidla, jejichž kapacita ovšem byla s 35 600 nákladními vozidly překročena o zhruba 25 %. Celkem tato stání za jednu noc využilo průměrně 50 400 nákladních vozidel. Obrázek 1 zobrazuje deficit parkovacích míst pro nákladní vozidla na 1 km spolkových dálnic.



Obrázek 1: Deficit parkovacích míst pro nákladní vozidla na odpočívkách

Pozn. v obrázku: Pro bližší vysvětlení viz text na internetu BMVBS

Ve své zprávě BMVBS vypočítalo tento deficit jako rozdíl počtu všech na jednu noc odstavených nákladních vozidel a celkové kapacity stání pro nákladní vozidla včetně uvedeného překročení kapacity. Podle odpovědi spolkové vlády na interpelaci několika poslanců v listopadu 2008 je to zdůvodněno tím, že údajně je toto překročení kapacity z důvodu praktikovaného obsazování odstavných míst mimo značení třeba akceptovat [1].

Přes tento ústupek realitě vyčíslilo BMVBS ve své zprávě deficit ve výši cca 14 000 odstavných míst pro nákladní vozidla. Tímto nedostatkem je nejvíce postiženo následujících šest spolkových zemí: Bádensko-Württembersko, Bavorsko, Hesensko, Dolní Sasko, Severní Porýní-Vestfálsko a Porýní-Falc. Na základě prognózy potřeb vyplývajících z vývoje dopravy je třeba do roku 2015 počítat s dalším růstem poptávky o cca 7 000 odstavných míst pro nákladní vozidla. K tomuto horizontu prognózy studie byl tak stanoven celkový deficit ve výši cca 21 000 odstavných míst pro nákladní vozidla.

Spolková vláda proto v roce 2008 zahájila program výstavby nových parkovišť pro nákladní vozidla [2]. Od roku 2008 do roku 2010 bylo realizováno více než 5 500 nových míst pro parkování nákladních vozidel. V letech 2011 a 2012 má vzniknout dalších 5 500 nových parkovacích míst pro nákladní vozidla, z toho do října 2011 bylo realizováno již 1 500 [3]. Pro období 2013 až 2015 platí cíl postavit dalších 10 000 parkovacích míst tohoto typu. Pro tuto potřebu je však ještě nutno změnit stavební zákon a zajistit financování.

Stát na období let 2008 až 2010 na stavbu, provoz a údržbu a stavební záměry na rozšíření těchto kapacit poskytl zhruba 240 milionů eur. V rozpočtu na rok 2011 bylo pro tento účel vyhrazeno dalších 150 milionů eur a finanční plán na léta 2012 až 2014 předpokládá dalších 330 milionů eur.

Avšak již dnes je podle předpokládaného rozvoje dopravy po roce 2015 patrná další potřeba parkovacích míst pro nákladní vozidla. Prognózy vývoje dopravy BMVBS do roku 2025 vycházejí z roku 2004 a očekávají do roku 2025 růst dopravního výkonu nákladní silniční dopravy o 84 procent [4]. Pro roky 2015 až 2025 tak lze počítat s potřebou dalších 8 000 parkovacích míst pro nákladní vozidla.

2. Dopravní plochy na odpočívkách

Podle druhu zařízení (obhospodařovaná a neobhospodařovaná) zahrnují odpočívky v první řadě dopravní prostory a zařízení, vedlejší provozy, budovy s toaletami, zásobovací zařízení a zařízení pro čištění a likvidaci odpadů [5].

K dopravním zařízením patří:

- připojení na hlavní vozovku,
- příjezd, průjezd, výjezd,
- jízdní pásy s přilehlými parkovacími plochami a bez nich,
- parkovací místa (odstavné zálivy a parkovací pruhy),
- chodníky,
- oddělovací plochy a
- volné plochy.

Z důvodu obzvláštního zatížení parkovacích míst pro nákladní vozidla je nutno věnovat zvláštní pozornost odolnosti horní stavby vůči deformaci (pozn.překl.: podle RStO 01 je horní stavba kryt a jedna nebo více podkladních vrstev). Parkovací plochy také musí být co nejodolnější vůči pohonným hmotám a motorovým olejům. Doporučení pro navrhování odpočívček na silnicích (Empfehlungen für Rastlagen an Straßen – ERS) proto dávají pro nákladní vozidla přednost betonovým konstrukcím parkovišť.

Již po desetiletí se při stavbě dálnkových silnic a letištních ploch s úspěchem využívají betonové konstrukce. Stávající soubor technických pravidel a předpisů tyto aplikační oblasti pokrývá dostatečně. V praxi se však ukázalo, že pokud se mají betonové konstrukce využívat i v jiných oblastech, je pro stavbu těchto dopravních ploch zapotřebí dalších ustanovení, která aktuální soubor technických pravidel a předpisů doplní a upřesní.

Pracovní skupina 8.3.3 FGSV (Forschungsgesellschaft für Straßen- a Verkehrswesen = Výzkumný ústav silnic a pozemních komunikací) byla proto v roce 2009 pověřena, aby tato doplňující ustanovení vypracovala a shrnula do nového návodu (Merkblatt). V tomto návodu se mají nacházet následující obory aplikace:

- plochy pro autobusovou dopravu,
- okružní křižovatky,
- dopravní plochy na odpočívkách a odstavných místech pro nákladní vozidla,
- městské a okresní komunikace,
- odstavné plochy pro kontejnery.

Pro dopravní plochy na odpočívkách je zapotřebí objasnit především následující:

- uspořádání spár a geometrii desek,
- uspořádání kluzných trnů a kotev,
- provedení obrubníků a žlabů a
- vhodnost betonové konstrukce nejen pro parkovací místa pro nákladní vozidla.

3. Zásady pro stavbu

Dopravní plochy z betonu na odpočívkách bývají zpravidla zhotoveny pomocí mechanismů (obrázek 2). Protože jsou tyto plochy pokládány zásadně v jedné vrstvě, je nutno kluzné trny a kotvy položit před pokládkou betonu na koše tak, aby byla zajištěna jejich poloha.



Obrázek 2:
Provedení dopravní plochy
z betonu na odpočívce

Protože na plochy pro klidovou dopravu nejsou kladeny žádné zvláštní požadavky pokud jde o snižování hlučnosti nebo o drsnost, vytváří se struktura betonového povrchu většinou tažením ocelového kartáče. Beton proto musí splňovat požadavky Technických podmínek pro dobavy betonu pro stavbu pozemních komunikací (TL Beton-StB) pro horní beton s maximálním průměrem zrna $D > 8$ [6].

Třída dopravních ploch na odpočívkách je upravena směrnicemi RStO (Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen = Směrnice pro standardizaci horní stavby dopravních ploch) [7]. Parkovací plochy s trvalou těžkou dopravou jsou zařazeny do třídy III (Bauklasse III). Výběrová řízení však často toto zařazení nerespektují, v praxi tudíž v posledních rocích nacházíme široké spektrum počínající třídou SV až po třídu IV.

4. Uspořádání spár

Dopravní plochy z betonu je nutno pro účely snížení tahového napětí a k zamezení výskytu divokých trhlin rozdělit spárami. Takto vzniklé betonové desky však musí mít vhodnou geometrii a proto má sestavení odpovídajícího plánu spár zásadní význam.

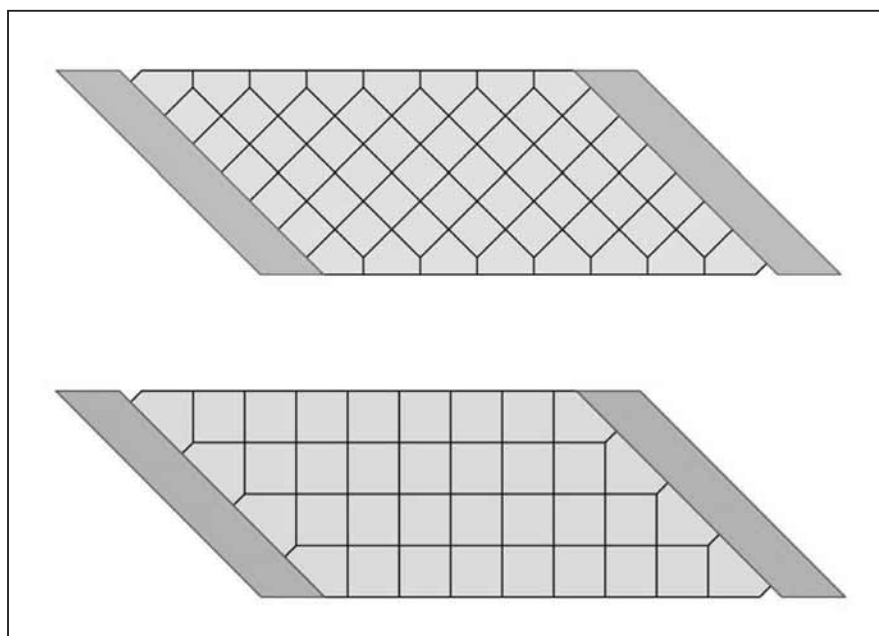
Dodatečné technické smluvní podmínky a směrnice pro stavbu betonových vozovek (ZTV Beton-StB) obsahují k tomuto tématu několik ustanovení [8]:

- rozměry desek nesmí překročit 25násobek, v případě čtvercových desek 30násobek tloušťky desky
- délka hrany desky nesmí překročit 7,50 m
- u desek s poměrem šířky k délce $< 0,4$ musí být provedeno horní armování betonu
- klínový profil nebo desky s ostrými úhly je nutno vyloučit
- je třeba zamezit pevně vestavěným stavebním prvkům.

Pro převažující oblast využití betonových technologií – dálnice – jsou tato základní pravidla postačující. Rastr spár je pravoúhlý a rozměry desek mívají zpravidla maximálně 5 m. Pokud však dopravní plochy vykazují specifickou geometrii, pro které již čistě pravoúhlé uspořádání spár není možné, je nutno tento problém důkladně promyslet.

To je mimo jiné také případ parkovacích stání pro nákladní vozidla na odpočívkách. ERS zpravidla stanovuje parkování nákladních vozidel šikmé v úhlu 50 gon. Z důvodu předepsaných délek parkovacích míst pro nákladní vozidla to vede k rovnoběžníkovému tvaru parkoviště se šířkou 18 m a s vnitřním úhlem 50 gon. V uspořádání spár lze toto šikmé omezení plochy zohlednit uspořádáním kosoúhlých pětiúhelných desek („biskupské čepice“).

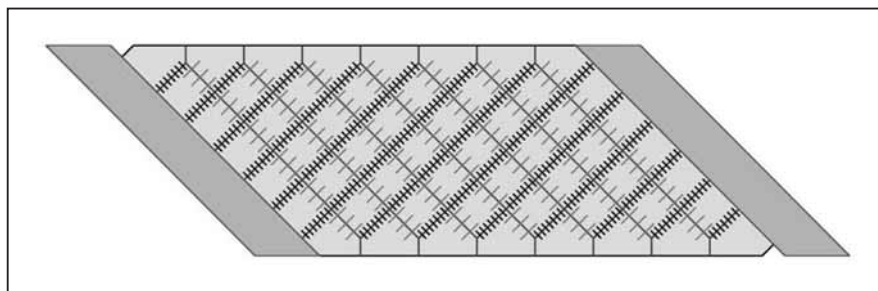
Obrázek 3 obsahuje náčrtky principu dvou možných variant parkovacích šikmých stání pro nákladní vozidla. Orientace spár k parkovacím stánům je pravoúhlá (obrázek 3 nahoře), jakož je pravoúhlá i k přilehlým jízdním pásům (obrázek 3 dole).



Obrázek 3:
Náčrtky principu možné orientace spár na
parkovacích stáních pro nákladní vozidla

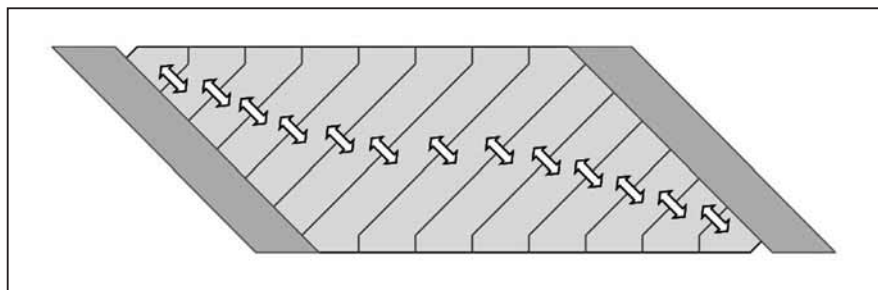
ZTV Beton-StB doporučují, aby se na parkovištích desky pokud možno shodovaly s parkovacími místy. Pokud je tato směrnice splněna, vede to k variantě s uspořádáním spár pravouhle ke směru odstavných míst.

Za určitých specifických podmínek se však v této variantě skrývá jistý potenciál poškození. Abychom mohli předvést jejich příčinu, musíme se blíže věnovat uspořádání kluzných trnů a kotev v betonové ploše (obrázek 4).



Obrázek 4:
Uspořádání kluzných trnů a kotev u míst pro šikmé parkování nákladních vozidel s orientací spár pravouhle k parkovacím místům

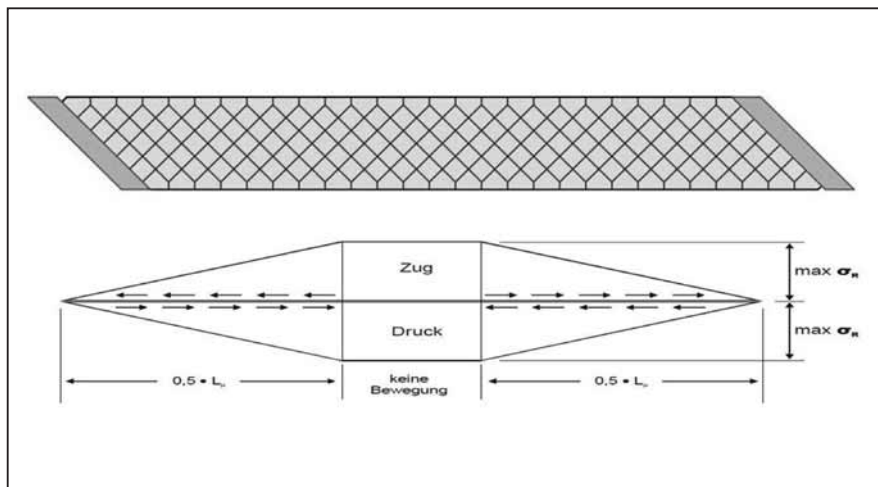
Podle ZTV Beton-StB je nutno podélné spáry ukotvit a příčné smršťovací spáry opatřit kluznými trny. Kvůli orientaci odstavných míst je nutno spáry mezi odstavnými místy považovat za podélné spáry a k nim kolmé spáry pak za příčné spáry. Při působení rovnoměrného zvyšování teploty, resp. snižování teploty, probíhá rozpínání, resp. zkracování desek. Z důvodu ukotvení podélných spár je možno tyto pohyby zachytit pouze příčnými spárami opatřenými kluznými trny. Orientace kluzných trnů přitom určuje jediný možný směr pohybu příčné spáry (obrázek 4).



Obrázek 5:
Možné směry pohybů v příčných spárách u míst pro šikmé parkování nákladních vozidel se spárami s pravouhlou orientací k odstavným místům

Je-li délka prováděné rovnoběžníkové plochy mnohem větší než šířka plochy, není již možný směr pohybu příčné spáry paralelní ke směru hlavní dilatace této plochy. Kluzné trny v příčných spárách blokují a neumožňují žádný větší pohyb. Tím vznikají podružná napětí (vlastní pnutí) ve směru hlavní dilatace z důvodu tření mezi betonovým povrchem a podkladem.

V jednom speciálním případě to v minulosti způsobilo příčnou trhlinu přes celou šířku. Toto místo pro šikmé parkování nákladních vozidel ovšem vykazovalo neobvykle velkou délku cca 130 m. Obrázek 6 zobrazuje schematicky aktivaci podélných napětí při zamezení pohybů spáry.



Obrázek 6:
Podélná napětí při zamezení pohybů spáry

Za předpokladu konstantního koeficientu tření mezi cementobetonovým krytem a podkladem a měrné váhy betonu $24 \cdot 10^{-6}$ [N/mm²] vychází maximální vlastní pnutí [9]:

$$\max \sigma_R = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \mu \cdot L \quad [\text{N/mm}^2]$$

Při koeficientu tření $\mu = 2,0$ (první pohyb) a délce $L = 130$ m činí maximální napětí:

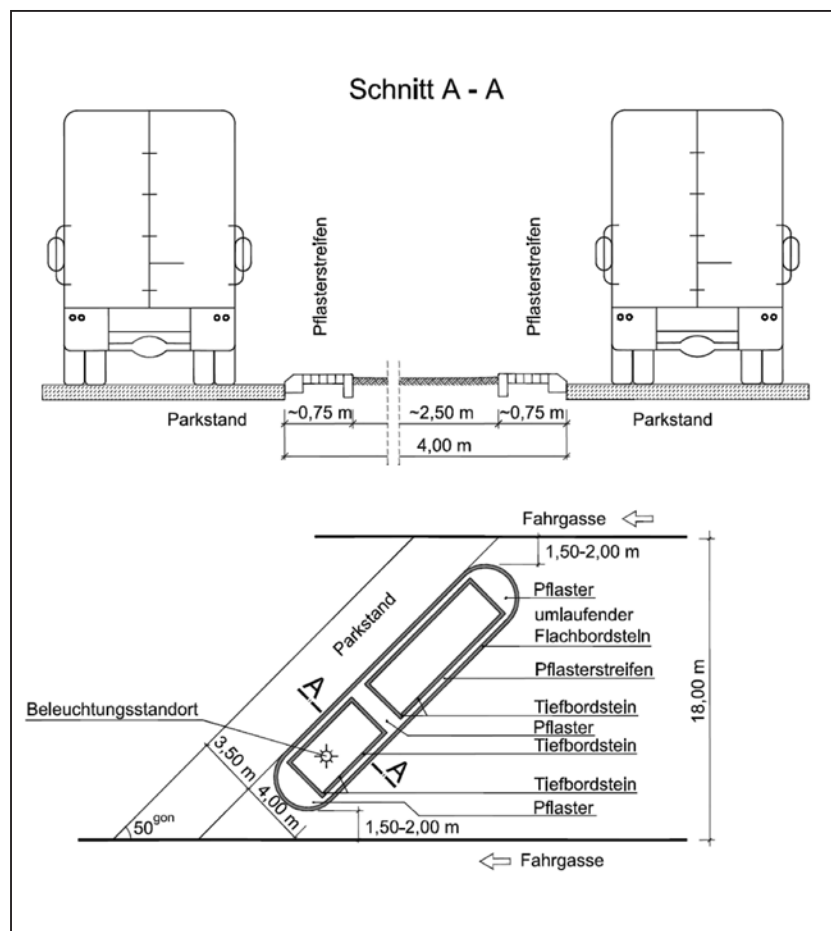
$$\max \sigma_R = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,0 \cdot 130.000 = 3,12 \quad [\text{N/mm}^2]$$

Tím se vysvětluje příčina poškození – povolená hodnota napětí v tahu betonu byla překročena. To, že tohoto napětí v tahu také bylo skutečně dosaženo, dokládá výpočet příslušné změny teploty nutné k aktivaci tohoto maximálního vnitřního pnutí:

$$\max \sigma_R = \Delta T \cdot \alpha \cdot E \quad [\text{N/mm}^2]$$

S hodnotami $\alpha = 10^{-5}$ [1/K] und $E 30.000$ [N/mm²] vychází velmi nízká nutná změna teploty v rozsahu pouhých $\Delta T = 10,4$ K

Naštěstí předepisují ERS podle obrázku 7 na místech pro šikmé parkování nákladních vozidel vždy po 6 až 8 parkovacích místech umístění ostrůvků. Betonová plocha se těmito ostrůvky stavebně více či méně rozčlení, což vede k podstatně méně kritickým délkám cca 40 m. Při této délce se redukuje maximálně se vyskytující vlastní pnutí při omezování pohybů spáry na méně než 1,0 N/mm².



Obrázek 7:

Ostrůvek parkovacích stání pro nákladní vozidla podle ERS

Legenda k obr. 7:

Fahrgasse = jízdní pás

Pflaster = dlažba

Umlaufender Flachbordstein = plochý obrubník kolem dokola

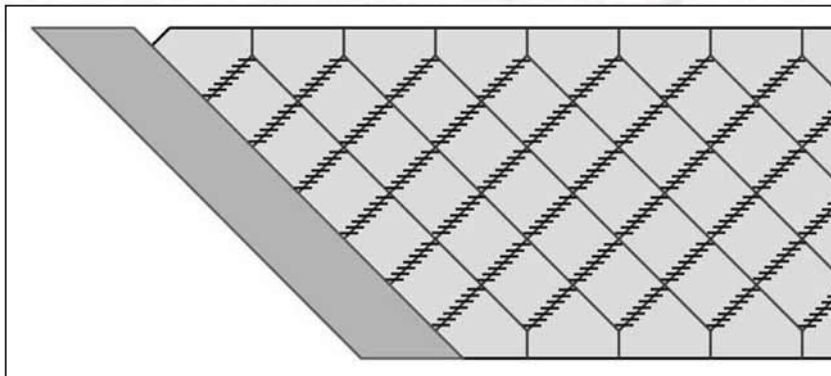
Pflasterstreifen = vydlážděný pás

Tiefbordstein = zapuštěná obruba

Beleuchtungsstandort = místo pro osvětlení

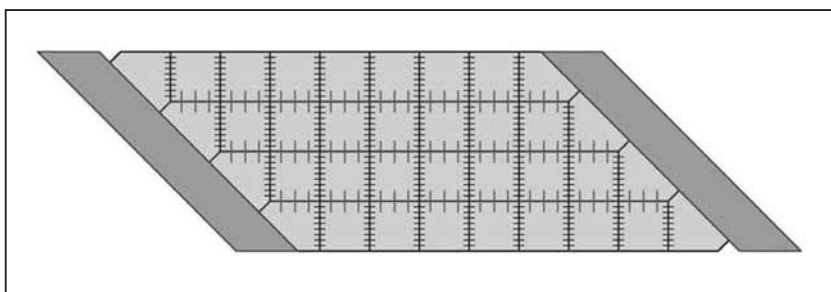
Parkstand = parkovací místo

Protože se také v praxi místa pro šikmé parkování nákladních vozidel (až na výše uvedený případ) obecně provádějí podle ERS s ostrůvky, je riziko výskytu příčných trhlin malé. To je potvrzováno i v praxi, protože nejsou známa žádná další poškození. Pokud by se však měla znovu provést výrazně delší betonová plocha s touto orientací spár, je nutno přijmout odpovídající preventivní opatření. Jedním z takových opatření může například být, že se kluzné trny umístí paralelně ke směru hlavní dilatace (obrázek 8).



Obrázek 8:
Kluzné trny směřované paralelně ke směru hlavní dilatace

Podstatně lepší poměry napětí však skýtá varianta s orientací spár kolmo k přilehlým jízdním pásům. Při pohledu na orientaci kluzných trnů a kotev na obrázku 9 se ukazuje, že směr pohybu příčné spáry je zde možný zásadně paralelně ke směru hlavní dilatace.



Obrázek 9:
Uspořádání kluzných trnů a kotev u míst pro šikmé parkování nákladních vozidel se spárami orientovanými pravouhle k přilehlým jízdním pásům

Uspořádání spár s orientací pravouhle k odstavným místům má sice tu výhodu, že zde lze uspořádat značení odstavných míst paralelně k podélným spárám. Toto uspořádání také splňuje směrnici ZTV Beton-StB, podle níž se desky mají co nejvíce shodovat s parkovacími místy. Tato varianta však má výše popsané nevýhody související s kritickým uspořádáním kluzných trnů.

Uspořádání spár pravouhle k přilehlým jízdním pásům je v principu bez kritických momentů, pokud jde o vyskytující se vlastní pnutí. Také se v praxi ukazuje, že zde z důvodu podobnosti s uspořádáním spár na dálnicích je tendence k chybovosti v provedení (zaměřovací práce, pokládka kluzných trnů a kotev atd.) menší.

Řada odborníků vyjadřuje k této variantě pochybnosti a uvádí, že šikmým přejížděním spár by mohla být negativně ovlivňována trvanlivost betonového krytu vozovky. Existuje však mnoho dopravních ploch z betonu, na nichž kolmé přejíždění spár nelze zajistit, např.

- pojížděné úseky u startovacích a přistávacích drah,
- předpolí,
- okružní křižovatky nebo
- spáry v oblasti stavebních objektů.

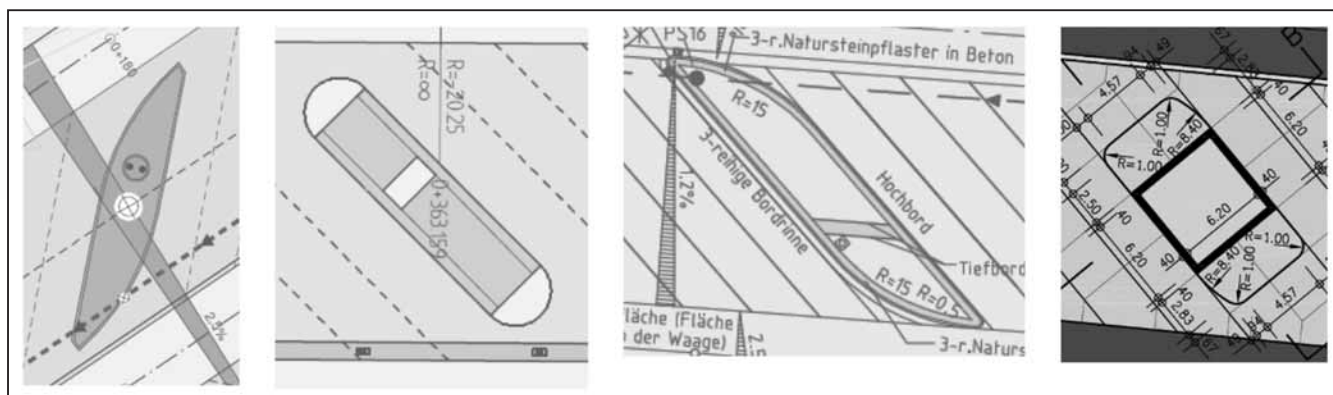
Poškození z důvodu nepravouhlého přejíždění nejsou známy. Spíše se stále více ukazuje, že rozhodujícím faktorem pro trvanlivost dopravních ploch z betonu je promyšlené uspořádání spár spolu s odpovídající vhodnou geometrií desek.

Na podrobnější výzkum tohoto tématu se zaměřuje společný výzkumný úkol pro rok 2012 BMVBS a FGSV. Téma výzkumného úkolu č. 8.C/12 „Optimalizace rozdělení spár u dopravních ploch se zvláštní geometrií“ není jen poskytnout doporučení pro geometrii desek, nýbrž také současně zvážit různé způsoby uložení kluzných trnů a kotev do spár, jakož i různé směry přejíždění.

Podle ZTV Beton-StB stanoví uspořádání spár dodavatel. Protože smysluplná volba uspořádání spár závisí také na mnoha specifických podmínkách provedení (vybavení stroji a zařízeními, množství dodávaného čerstvého betonu, plán pokládky, prostorové poměry atd.), měl by dodavatel mít možnost také výběru z těchto dvou variant. Praxe však ukazuje, že shody mezi zadavatelem a dodavatelem nelze vždy docílit.

Vedle vyřešení orientace spár je při zpracování plánu spár (spárořezu) nutno překonat ještě poslední překážku. ERS navrhuje pro zamezení poškození při zaparkování a opouštění parkovacího místa ostrůvky posunout mírně dozadu do betonové plochy. Ostrůvky tak nebudou stavebně průběžně oddělovat plochu míst pro šikmé parkování nákladních vozidel, a proto betonová plocha bude muset být vedena kolem ostrůvků.

Při zhotovení plánu spár pro tento obor je nutno vyřešit ještě jeden okruh problémů. Bohužel nejsou v Německu tvary ostrůvků stanoveny jednotně. Vedle tvaru ostrůvku podle ERS s polokruhovými zakončeními ostrůvky existují také ostrůvky, jejichž konce jsou omezeny křivkami typu traktrix tvořenými různými poloměry. Také posun ostrůvků směrem dozadu se neprovádí jednotně (obrázek 10).



Obrázek 10: Příklady různých tvarů ostrůvků

Zcela nevhodný příklad zobrazuje obrázek 11, kde v betonové ploše nutně vznikají klíny. Často bývají tyto plochy posléze opatřeny dlažbou. Trvanlivost takového řešení někdy bývá časově omezená.



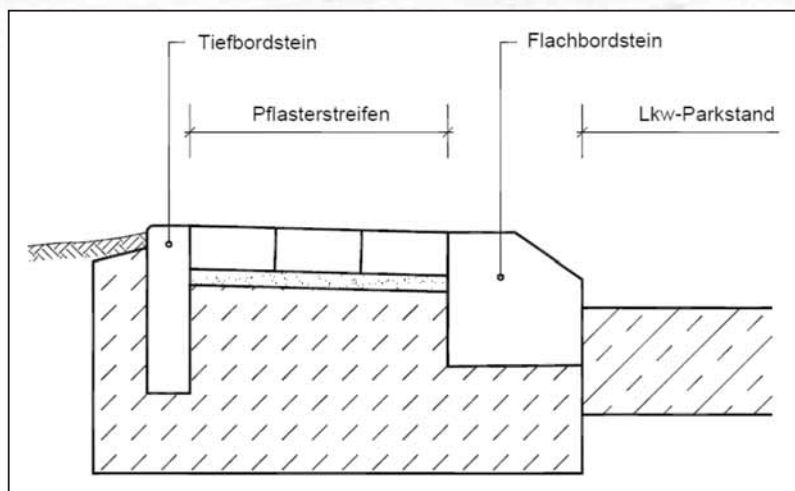
Obrázek 11:
Plocha klínového tvaru vzniklá z důvodu nevhodného tvaru ostrůvku

Zásadně platí:

jsou-li spáry na místech pro šikmé parkování nákladních vozidel orientovány pravoúhle k odstavným místům, je třeba bez ohledu na geometrii ostrůvků vždy nutno dbát na to, aby alespoň spáry v prostoru ostrůvků dovozovaly pohyb ve směru hlavní dilatace.

5. Obrubníky

Jako základní tvar obrubníků ostrůvků stanovují ERS použití plochých obrubníků se zářadovou opěrou z betonu s ukončujícími pásy z dlažby (obrázek 12).

**Obrázek 12:**

Obrubníky u parkovacích míst pro nákladní vozidla podle ERS

Legenda k obr. 12

Tiefbordstein = zapuštěná obruba

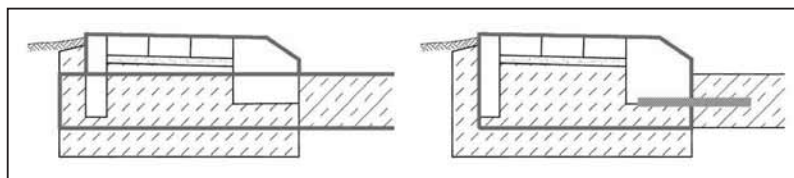
Flachbordstein = plochý obrubník

Pflasterstreifen = vydlážděný pás

Lkw-Parkstand = parkovací místo pro nákladní vozidla

Ukazuje se však, že tato konstrukce tvořená velmi malými díly nedokáže vždy odolávat vysokým zátěžím. V posledních letech se proto používají také alternativní konstrukce, které byly včleněny do ERS:

- monolitické pokračování betonového krytu vozovky nalepenými obrubníky (obrázek 13 vlevo) a
- monolitická stavba obrubníkových zařízení ze staveništního betonu (obrázek 13 vpravo).

**Obrázek 13:**

Nákresy principu alternativních konstrukcí obrubníků

Obě varianty byly použity i při stavbě první německé okružní křižovatky provedené betonovou technologií ve městě Bad Sobernheim. Podle dosavadních šetření a zkušeností lze očekávat dobrou životnost této konstrukce [10].

Pokud betonový kryt vozovky pro lepené obrubníky monoliticky pokračuje, vyloučí se nepříznivý stav zatížení „volné hrany desky“ na posledním parkovacím místě. Díky tomuto pokračování monolitické konstrukce lze obejít nevýhodné plochy s klínovým profilem, jak je zobrazeno na obrázku 11, tím, že je přinejmenším v kritickém prostoru konců ostrůvku proveden betonový kryt vozovky. Uspořádání spár betonového krytu vozovky je tím pádem méně závislé na geometrii ostrůvku. Konečně lze lepit i celý ostrůvek, čímž se umožní ideální jednotný rastr spár.

**Obrázek 14:**

Monolitické pokračování betonového krytu vozovky s nalepenými obrubníky

Také ukotvením monolitické konstrukce ze staveništního betonu se zatížení „volné hrany desky“ přinejmenším zmírní. Jako příklad takové aplikace lze uvést obrubník na parkovacích místech v podélném stání vozidel pro těžká nákladní vozidla (obrázek 15).



Obrázek 15:
Ukotvený monolitický obrubník staveništního betonu

6. Další oblasti aplikace betonových konstrukcí na odpočívkách

ERS obsahují pokyny pro volbu konstrukce jednotlivých dopravních ploch na odpočívkách. Jak je zmíněno v úvodu, je zde pro parkovací místa nákladních vozidel doporučováno využití betonové konstrukce. Naopak se však doporučuje i pro oblast nákladních vozidel využívat u jízdnic pásů asfaltové konstrukce. S ohledem na uvedený nedostatek parkovacích míst pro nákladní vozidla je třeba toto doporučení však ještě kriticky zvážit. Obrázek 16 zobrazuje typickou situaci parkování na odpočívkách ve večerních hodinách. Aby se vyhnuli riziku, že překročí zákonem povolenou dobu řízení, nemají řidiči většinou jinou možnost, než svá vozidla odstavit v jízdnicích pásích nebo na parkovištích pro osobní vozidla. Druhý případ je dokonce podporován politiky jako další opatření proti nedostatku parkovacích míst. Podle BMVBS a také podle ERS se při vysoké poptávce po parkovacím prostoru ze strany nákladních vozidel může a má povolovat ve večerních a nočních hodinách prostřednictvím takzvaného kombinovaného využívání obsazení části parkovacích ploch pro osobní vozidla také nákladními vozidly.



Obrázek 16:
Typická situace v parkování na odpočívadlech ve večerních hodinách (zde: BAB A2, zařízení pro tankování a odpočinek - T+R-Anlage – Zweidorfer Holz)

To však znamená, že jak jízdnic pásy, tak i prostor pro parkování osobních vozidel jsou vystaveny srovnatelné zátěži jako plochy pro odstavení nákladních vozidel. Z tohoto důvodu jsou betonové konstrukce vhodné i pro tyto dopravní plochy.

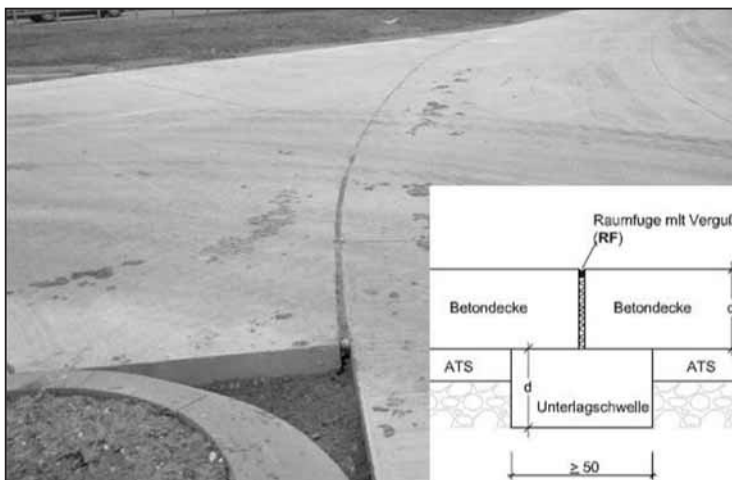
Využití betonových konstrukcí pro tyto dopravní plochy však není žádné novum. Řada starších dopravních ploch tohoto typu již existuje (obrázek 17). V minulosti tato možnost trochu ustoupila do pozadí, avšak od roku 2009 z důvodu nedostatku parkovacích míst pro nákladní vozidla získává novou dynamiku.



Obrázek 17:
Starší stávající odpočívadlo s jízdním pásem z betonu (BAB A7, zařízení pro tankování a odpočinek Lonetal)

Při provádění těchto betonových ploch je nutno respektovat další pokyny. Jízdní pásy podle ERS v oblasti vjezdu a výjezdu musí mít šířku 5,50 m, v oblasti parkovacích míst nákladních vozidel však 6,50 m. V závislosti na tloušťce betonového krytu vozovky může být nezbytné umístit ve středu podélnou spáru, aby byly dodrženy limity podle ZTV Beton-StB s ohledem na rozměry desek.

Uvnitř odpočívek také vznikají propojování jízdních pásů jednorovňové křižovatky. V prostoru těchto křižovek je vhodné umístit prostorovou dilatační spáru, aby se vyloučila vlastní pnutí. Aby větve křižovatky byly oddělené, je třeba tuto prostorovou dilatační spáru provést bez kluzných trnů. Podkladový práh podle obrázku 18 může zajistit přenos příčných sil.



Obrázek 18:
Křižovatka v jízdním páse s prostorovou dilatační spárou bez kluzných trnů a podkladový práh

7. Závěr

Údaje z šetření a prognóz jasně prokazují, že výše potřebných investic do rozšiřování a novostaveb odpočívek se v dohledné době nebude snižovat. Proto máme právě teď šanci vybavit odpočívky trvalými a pevnými dopravními plochami. Pro tento účel je z důvodu specifického namáhání dopravních ploch na odpočívadlech zvláště vhodná betonová technologie.

Při stavbě dopravních ploch z betonu je třeba dbát na pečlivě vypracovaný spárořez s vhodnou geometrií desek. Spáry na místech pro šikmé parkování nákladních vozidel přitom mohou mít dvě různé orientace. Pokud však místa pro šikmé parkování nákladních vozidel nebudou oddělena v dostatečně krátkých vzdálenostech ostrůvky, může jedna z těchto variant vést k nepříznivému vlastnímu pnutí. Osazení kluzných trnů ve směru hlavní dilatace může být v budoucnu účinných protiopatření.

Je žádoucí jednodušší tvar ostrůvků. U mnoha momentálně naplánovaných a nakreslených geometrií ostrůvků nelze dosáhnout rozumného uspořádání spár nebo je lze dosáhnout jen s obtížemi. Změna projektu tvaru ostrůvku je v době zhotovení spárořezu provádějícím subjektem většinou již nemožná.

Nápravu lze spatřovat v alternativních provedeníh obrubníků. Díky použití lepených obrubníků se snižuje závislost uspořádání spár na geometrii ostrůvků. Také provedení obrubníků ze staveništního betonu je dlouhodobá alternativa.

Z důvodu nedostatku parkovacích míst pro nákladní vozidla jsou jízdni pásy a částečně také sektory pro parkování osobních vozidel na odpočívkách vysoce zatížené. Pokud by měly být provedeny v betonu, je třeba respektovat některé další pokyny ohledně uspořádání spár.

Většina těchto detailů zatím není v aktuálním souboru technických pravidel a předpisů pro stavby dopravních ploch z betonu dostatečně upravena. To je znovu a znovu zdrojem nejasností a nejistot jak na straně zadavatelů, tak i na straně dodavatelů. Doplnující a upřesňující soubor technických předpisů pro danou oblast je tudíž netrpělivě očekáván.

8. Seznam použité literatury

1. Deutscher Bundestag (2008): Tisk 16/10989 – Odpověď spolkové vlády na interpelaci poslanců Dorothee Menzner, Lutz Heilmann, Ulrich Maurer a Frakce DIE LINKE (Tisk 16/10741) – 3000 zusätzliche Lkw-Stellplätze an Bundesautobahnen (Dalších 3000 odstavných míst pro nákladní vozidla na spolkových dálnicích).
2. Spolkové ministerstvo dopravy, stavebnictví a rozvoje měst (2011): Lkw-Parken in einem modernen, bedarfsgerechten Rastanlagensystem, Bonn (Parkování nákladních vozidel v moderním systému odpočívadel odpovídajícím aktuálním potřebám).
3. Verkehrs Rundschau (2011): Ramsauer verspricht 15.500 neue Lkw-Parkplätze (Ramsauer slibuje 15.500 nových parkovacích míst pro nákladní vozidla) [Online]. K dispozici na adrese: <http://www.verkehrsrundschau.de/ramsauer-verspricht-15-500-neue-lkw-parkplaetze-1073167.html> [02.04.2012]
4. Spolkové ministerstvo dopravy, stavebnictví a rozvoje měst (podle): Prognose der deutschlandweiten Verkehrsverflechtungen 2025 (Prognóza celoněmeckého dopravního propojení v roce 2025) [dokument v pdf, online]. K dispozici na adrese: <http://www.bmvbs.de/cae/servlet/contentblob/32104/publicationFile/663/verkehrsprognose-2025-kurzfassung.pdf> [02.04.2012]
5. Výzkumný ústav silnic a pozemních komunikací (2011): Empfehlungen für Rastanlagen an Straßen, (ERS) (Doporučení pro odpočívadla u silnic), Kolín
6. Výzkumný ústav silnic a pozemních komunikací (2007): Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB 07), (Technické podmínky dodávek stavebních materiálů a stavebních směsí pro nosné vrstvy s hydraulickými pojivy a pro kryty vozovek z betonu), Kolín
7. Výzkumný ústav silnic a pozemních komunikací (2001): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (Směrnice pro standardizaci horního povrchu dopravních ploch) (RStO 01), Kolín
8. Výzkumný ústav silnic a pozemních komunikací (2007): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (Dodatečné technické smluvní podmínky a směrnice pro stavbu nosných vrstev s hydraulickými pojivy a pro kryty vozovek z betonu), (ZTV Beton-StB) 07), Kolín
9. Eisenmann, J.; Leykauf, G (2003): Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. (Betonové vozovky, příručka pro konstrukce z betonu, železobetonu a předpjatého betonu.) 2. Vydání, Ernst & Sohn Verlag, Berlín
10. Birman, D; Olk, N. (2008): Bau eines Kreisverkehrs in Beton – Erstmalige Anwendung in Deutschland (Stavba kruhového objezdu z betonu – první použití v Německu), Beton, 2008, č. 11, s. 484 – 487.

Griffigkeitsverbesserungen von bestehenden Betonfahrbahnen

Ralf Alte-Teigeler

Otto Alte-Teigeler GmbH

DE - 76467 Bietigheim

Mai 2012

Bei der Herstellung von Betonfahrbahnen gibt es verschiedene Möglichkeiten, die Oberflächen zu bearbeiten.

Wichtige Themen sind hierbei die Griffigkeit und die Lärmentwicklung. Es soll eine gute Griffigkeit erzeugt werden, jedoch soll das Reifenfahrbahngeräusch niedrig sein. Hier gilt es, die zwei Eigenschaften zu optimieren, da eine sehr griffige Fahrbahn sehr laut ist, und eine sehr leise Fahrbahn nicht unbedingt immer griffig ist.

Es gibt verschiedene Möglichkeiten bei der Herstellung der Betondecken.

Eine Möglichkeit ist der Einsatz eines Stahlbesens. Hier wird quer zur Fahrbahn mit einem Stahlbesen eine raue Oberfläche hergestellt. Diese ist sehr griffig, jedoch sehr laut. Insbesondere in Wohngebieten kann diese Variante aufgrund der Lärmentwicklung nicht gewählt werden.

Es gibt in Deutschland so genannte „Planfeststellungsverfahren“. Hier werden Vorgaben zur Lärmreduzierung gemacht. Die herzustellenden Oberflächen müssen nachher diesen Vorgaben entsprechen. Es gibt Referenzbauweisen. In diesen Planfeststellungsverfahren wird dann eine Zahl minus 2 oder minus 5 dba zur Referenzbauweise vorgeschrieben.

Beim Beton gibt es weiterhin die Möglichkeit, diesen mit einem Jutetuch oder einem Kunstrasen abzuziehen, um die Oberfläche herzustellen. In den letzten Jahren hat sich jedoch in Deutschland die Waschbetonbauweise durchgesetzt.

Bei der Waschbetonbauweise wird ein Verzögerer auf den noch frischen Beton aufgesprüht. Dieser wird nach dem Erhärten des Betons abgebürstet. Hierdurch werden die Spitzen der Gesteinskörnungen freigelegt. In Deutschland wird ein Größtkorn von 8 mm bei den Gesteinskörnungen genommen. In anderen Ländern gibt es auch ein Größtkorn bis zu 11 mm.

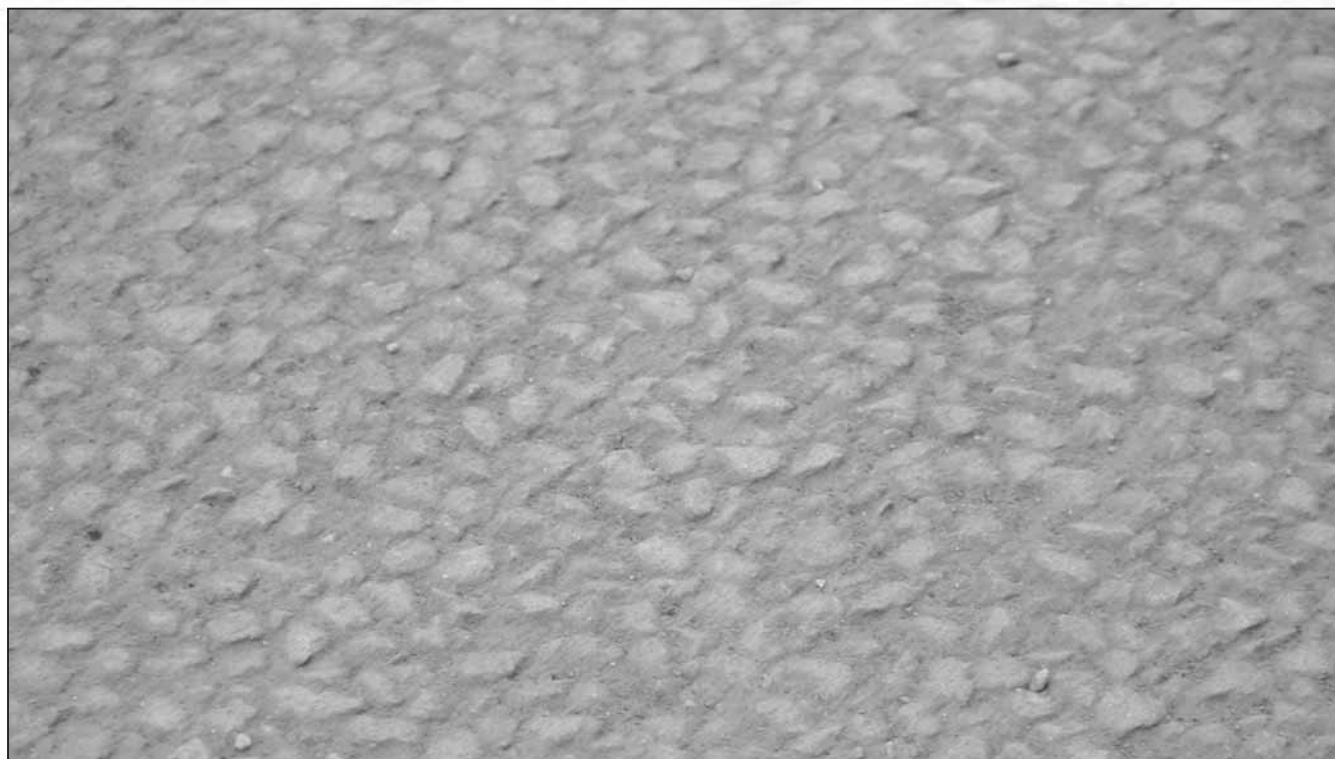


Bild 1: Waschbetonoberfläche im Aushärtestadium

Das Gestein muss polierresistent sein. In Deutschland ist vorgeschrieben, dass auf einer Fläche von 10 x 10 cm mindestens 55 Gesteinsspitzen herausragen. Hierdurch wird eine leise und griffige Oberfläche erzeugt.



Bild 2: Waschbetonfahrbahn

Bei Baufehlern, sprich Ausführungsfehlern oder bei der Wahl von falschen Gesteinskörnungen, kann es manchmal zu fehlenden Griffigkeitswerten oder auch zu schlechten Lärmwerten kommen. Das Gleiche gilt für alte Betonfahrbahnen, die unter anderen Voraussetzungen gebaut wurden. Auch hier gibt es Flächen und Strecken, bei denen die Oberfläche zur Verbesserung der Griffigkeit neu hergestellt werden muss.

Man hat hier nur die Wahl zwischen auftragenden und abtragenden Systemen. Diese Systeme sind in Deutschland in der ZTV BEB-StB 02 geregelt.

Bei den auftragenden Systemen wird die Fläche gereinigt, anschließend wird ein Epoxydharz auf die Fläche aufgesprüht. Die aufzutragende Epoxydharzmenge liegt zwischen 900 g und 1,2 kg. In die noch frische Schicht des Epoxydharzes wird eine Gesteinskörnung eingestreut und angewalzt. Ideal als Gesteinskörnungen sind Chromerzschlacken oder Bauxit. Hier sind jedoch in den letzten Jahren die Preise so explodiert, dass die Bauweise sehr teuer geworden ist.



Bild 3: Griproadoberfläche nach der Herstellung

Im Moment laufen Untersuchungen mit anderen Gesteinskörnungen, damit diese Beläge wieder kostengünstiger werden. Voraussetzung ist natürlich auch hier, dass dies nicht zu Lasten der Qualität geht.

Die zweite Möglichkeit einer Griffigkeitsverbesserung sind abtragende Systeme.

Es gab Versuche, mit Hochdruckwasserstrahlen. Hier werden kurzzeitig Griffigkeitsverbesserungen erzielt, jedoch müssen diese Maßnahmen alle ein bis drei Jahre wiederholt werden, so dass sie langfristig teurer sind, als z. B. Grinding. Auch Griffigkeitsverbesserungen mit herkömmlichen Fräsen haben sich bisher nicht wirklich bewährt.

Man hat mit dem Einsatz von Feinfräsen Griffigkeiten verbessert. Hier wird mit schlagenden Werkzeugen gearbeitet, jedoch wird hier ein Teil der Gesteinskörnungen aus dem Beton herausgeschlagen. Auch hier gibt es bisher keine erfolgversprechenden Ergebnisse bezüglich der Dauerhaftigkeit der Griffigkeitsverbesserungen.

Die bisher beste Lösung ist das sogenannte Grinding.

Das Grinding-Verfahren wurde in den USA entwickelt und ist seit über 30 Jahren auf dem Markt. Beim Grinding-Verfahren werden Diamantscheiben auf einer Welle angebracht. Die Scheibenbreite ist üblicherweise 3,2 mm. Zwischen diesen Scheiben, die mit Abstandshaltern nebeneinander angebracht sind, entstehen bei der Ausführung Stege von 2,8 mm. Das Ausführen der Grinding-Arbeiten erfolgt in Längsrichtung. Da der Diamant ein reiner Kohlenstoff ist, und nicht heiß werden darf, müssen bei den Grinding-Arbeiten die Diamantwerkzeuge mit Wasser gekühlt werden. Hier ist es sinnvoll, nur Geräte mit Schlammabsauganlagen einzusetzen und den anfallenden Schlamm entsprechend zu entsorgen.

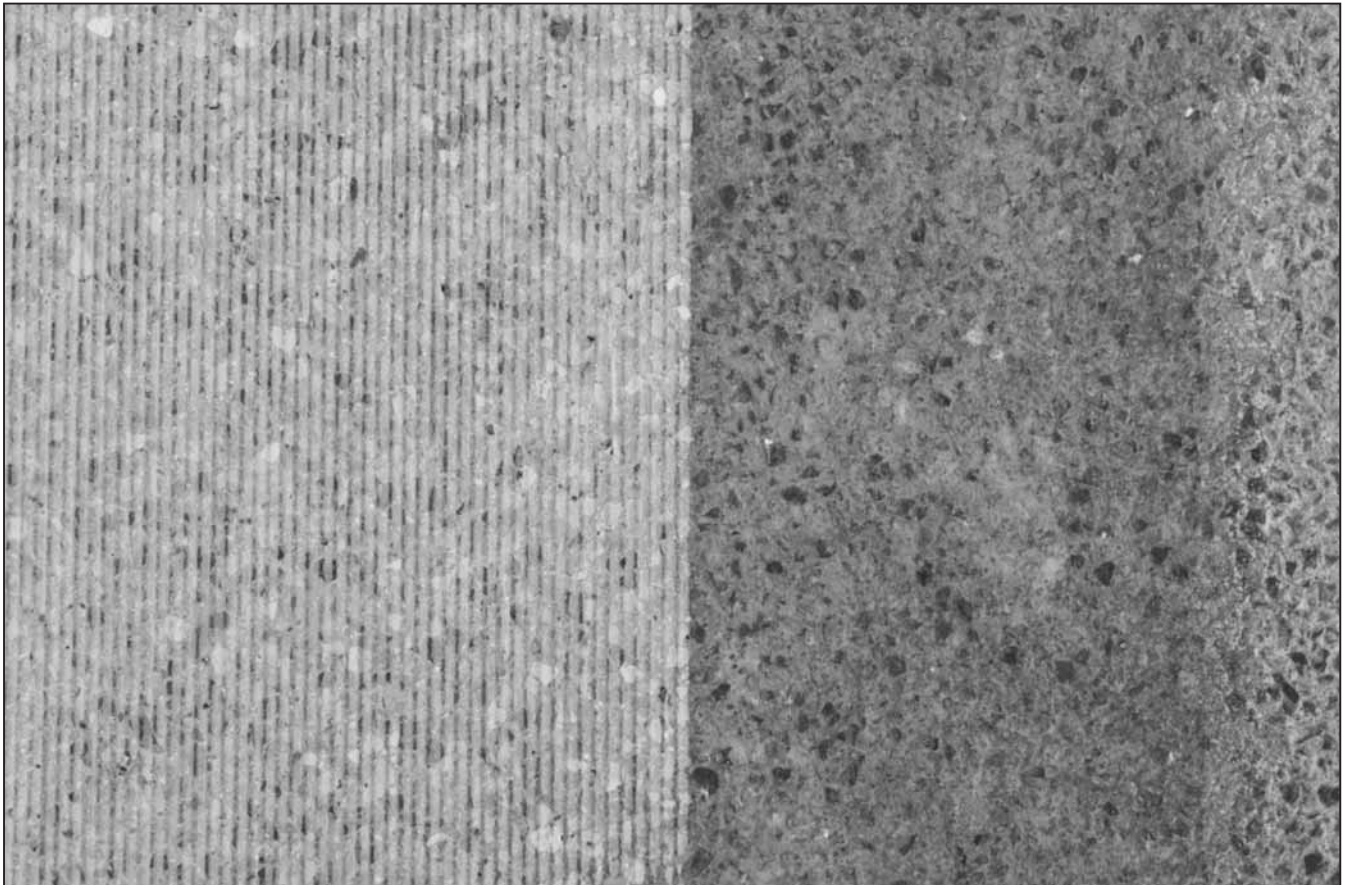


Bild 4: Betonoberfläche vor und nach Grindingbearbeitung

Die Grinding-Maschinen sind mit Wellen bis zu einer Breite von 1,40 m bestückt. Hierdurch ist es notwendig, die Fahrbahn in mehreren Arbeitsgängen abzuschleifen.

Mit dem Grinding-Verfahren werden gleichzeitig eventuell bestehende Unebenheiten der Betonfahrbahn abgeschliffen. Man erhält nachher eine Oberfläche ohne Unebenheiten mit einer griffigen und lärmreduzierten Wirkung. Im Moment laufen Überlegungen, ob es nicht sinnvoll ist, auch an neuen Betondecken das Grinding-System anzuwenden.

Hier bräuchte dann von der betoneinbauenden Firma die Oberfläche nicht mehr bearbeitet werden. Wichtig wäre nur noch eine absolute Ebenheit, um später nicht zu viel abschleifen zu müssen. Im Nachgang könnten dann die Oberflächen mit dem Grinding-System bearbeitet werden. Dies wurde bereits in Bayern auf einem Teststück über einige Kilometer auf der A 94 ausgeführt.

Es laufen derzeit Forschungsvorhaben zur Optimierung der Diamantscheibenbreite und der Abstände zwischen einzelnen Scheiben und auch zur Optimierung der Gesteinskörnungen, die beim Grinding-System beim Neubau zu verwenden sind. Das Ziel ist, dass man dauerhafte Lärmreduzierungen von mindestens minus 5 dba bekommt.

Griffigkeits- und Lärmmessungen an bestehenden Grinding-Flächen, die zum Teil über 10 Jahre alt sind, haben gezeigt, dass sich weder die Griffigkeit noch die Geräusche, sprich Reifenfahrbahngeräusch, im Laufe der Lebensdauer und Nutzung verschlechtern. Man hat mit dem Grinding-System eine dauerhafte Lösung für eine nachträgliche Griffigkeitsverbesserung bei gleichzeitiger Reduzierung der Reifenfahrbahngeräusche auf Betonfahrbahndecken.

Da das Grinding-Verfahren gegenüber dem Griproad-Verfahren, sprich auftragendem System, wesentlich billiger ist, wird es im Moment auch wesentlich häufiger angewendet. Das heißt nicht, dass das Griproad-Verfahren schlechter ist, als das Grinding-Verfahren, jedoch muss natürlich bei allen Bauweisen auch immer das Kosten-Leistungs-Verhältnis berücksichtigt werden.

Das Grinding-Verfahren hat zudem den Vorteil, dass die Ausführung wetterunabhängig ist.

Die Tagesleistungen beim Grinding-Verfahren liegen pro Gerät bei ca. 1.500 m² / Tag. Bei den Tagesleistungen hat das Griproad-Verfahren den Vorteil, dass hier wesentlich höhere Leistungen machbar sind. Wir sprechen hier von Leistungen von über 10.000 m² / Tag.

Sollte das Grinding-Verfahren beim Neubau als Standard-Bauweise eingesetzt werden, so muss an der Maschinentechnik noch gearbeitet werden. Die Geräte sind heute schon computergesteuert, so dass eine absolute Ebenheit hergestellt werden kann.

Ein Verbesserungspunkt, der noch möglich ist, ist der Ansatz zwischen den einzelnen geschliffenen Bahnen. Hier muss noch ein Abtastsystem entwickelt werden, um sowohl optisch, als auch bei den Ansätzen, die einzelnen Bahnen nicht mehr zu sehen. Heute müssen die Bahnen leicht überlappend geschliffen werden, dadurch sieht man optisch, dass hier mehrere Bahnen geschliffen wurden. Manchmal gibt es auch einen Versatz, der sich im Bereich von einem halben bis maximal einem Millimeter bewegt. Auch dieser Versatz ist letztendlich nur ein optischer Mangel. Jedoch sollte auch bei Straßen und bei Oberflächen auf die Optik geachtet werden.

Im März 2012 ist ein neues Großgerät, das im Jahr 2011 gebaut wurde, erstmals eingesetzt worden. Hier sind alle Erfahrungen und Verbesserungen der letzten Jahre mit eingeflossen. Dieses Gerät hat einen Motor von fast 500 PS. Hierdurch werden hohe Tagesleistungen erzielt.

Die hergestellten Oberflächen waren sowohl von der Ebenföchigkeit als auch von der Struktur her sehr zufriedenstellend. Hier wird es in den nächsten Jahren noch weitere Verbesserungen und Forschungen geben.

Da das Waschbetonsystem ausföhrungsbedingt doch einige Risiken aufweist ist nicht auszuschließen, dass dieses in den nächsten Jahren durch das Grinding-System bei der Herstellung von neuen Betonfahrbahnen abgelöst wird. Für die Griffigkeitsverbesserungen auf bestehenden Betonfahrbahnen ist sowohl das Grinding als auch das Griproad-Verfahren hervorragend geeignet. Andere Systeme haben sich bisher nicht dauerhaft bewährt, aber auch hier gibt es weitere Entwicklungen, jedoch bisher ohne herausragende Erfolge.



Bild 5: Griffige, lärmarme Betonoberfläche nach Grinding

Die Systeme, Grinding + Griproad, dienen dazu, bei alten Fahrbahnen Unfallschwerpunkte durch fehlende Griffigkeiten zu beseitigen und damit ggf. auch Menschenleben zu retten.

Zlepšení protismykových vlastností existujících betonových vozovek

Ralf Alte-Teigeler

Otto Alte-Teigeler GmbH

DE - 76467 Bietigheim

Květen 2012

Při realizaci betonových vozovek existují různé možnosti provedení povrchu.

Důležitými tématy jsou zde drsnost a hlučnost. Cílem je zhotovit vozovku s dobrou drsností, avšak hluk vydávaný pneumatikami jedoucími po vozovce má být co nejnižší. Platí zde, že je třeba tyto dvě vlastnosti optimalizovat, protože velmi drsné vozovky jsou velmi hlučné a velmi tichá vozovka nevykazuje nutně vždy potřebné protismykové vlastnosti.

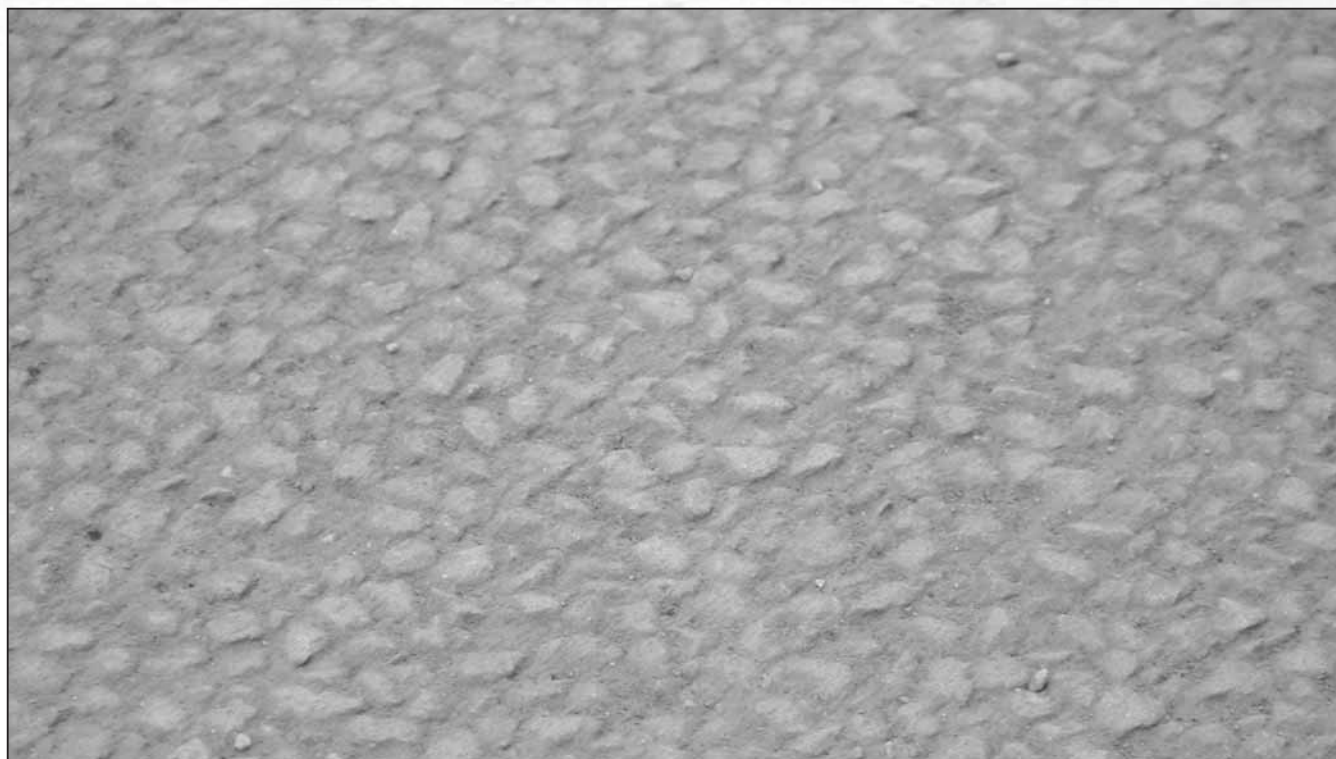
Při provádění cementobetonových krytů vozovek existují různé možnosti.

Jednou z možností je použití ocelového kartáče. V tomto případě se příčně k vozovce vytvoří ocelovým kartáčem hrubý povrch, který je velmi drsný, avšak také velmi hlučný. Zvláště v obytných zónách se tento postup nemůže využívat z důvodu vysoké hlučnosti.

V Německu probíhá „tzv. Planfeststellungsverfahren“ (pozn.překl.: předběžný veřejný průzkum - oznámení úřadu, že hodlá v rámci své příslušnosti plánovat a realizovat určitý záměr; osoby a organizace, dotčené tímto záměrem, mají právo vznášet námitky). V něm se stanovují opatření k redukci hluku. Povrchy, které se budou provádět, pak těmto zadáním musí také odpovídat. Existují referenční stavební technologie. V předběžném veřejném průzkumu je pak předepisována hodnota minus 2 nebo minus 5 dB(A) k referenční stavební technologii.

U betonu existuje další možnost, úprava povrchu vlečenou jutou nebo umělým trávničkem. V posledních letech se avšak v Německu prosadila technologie vymývaného betonu.

U technologie vymývaného betonu se na ještě čerstvý beton nastříká zpomalovač, který umožní po vytvrzení betonu vrchní neztvrdlou maltu vykartáčovat. Tím se obnaží špičky (horní části zrn) kameniva. V Německu se používá kamenivo o maximální zrnitosti 8 mm. V jiných zemích to bývá až 11 mm.



Obr. 1: povrch vymývaného betonu po vytvrdnutí

Kamenivo musí být odolné proti ohlazování. V Německu platí předpis, že na ploše 10 x 10 cm musí vyčnívat minimálně 55 špiček kameniva. Tato technologie tak umožňuje realizaci tichých a současně drsných povrchů vozovek.



Obr. 2: vozovka s vymývaným betonem

V případech závad v provedení nebo při volbě kameniva nevhodné zrnitosti se může někdy stát, že i přes chybějící drsnost lze na vozovkách pozorovat vysoké hodnoty hlučnosti. Totéž platí pro staré betonové vozovky, které byly postaveny za jiných podmínek. I zde se dají najít plochy a cesty, u nichž se povrch pro zlepšení protismykových vlastností musí opravit.

Zde lze volit pouze mezi dvěma systémy – první systém používá nanesení nového materiálu na povrch betonu, druhý zásah do povrchu stávajícího betonu. Tyto systémy jsou v Německu upraveny předpisem ZTV BEB-StB 02 (Dodatečné technické předpisy a směrnice pro stavební údržbu dopravních ploch – betonová technologie).

U prvního systému se plocha vyčistí, poté se na ni nastříká epoxidová pryskyřice v množství 0,9 až 1,2 kg. Na ještě čerstvou vrstvu epoxidové pryskyřice se provede posyp kamenivem, které se poté zaválcuje. Ideálním kamenivem je ocelářská struska z výroby chromu nebo bauxit. Ceny těchto materiálů však v posledních letech přímo explodovaly, takže tato technologie se stále více prodražuje.



Obr. 3: povrch po nanesení systému Griproad

V současné době probíhá výzkum jiných druhů kameniva, aby se našel vhodný, avšak cenově výhodnější materiál. I zde samozřejmě platí předpoklad, že musí být zachována kvalita.

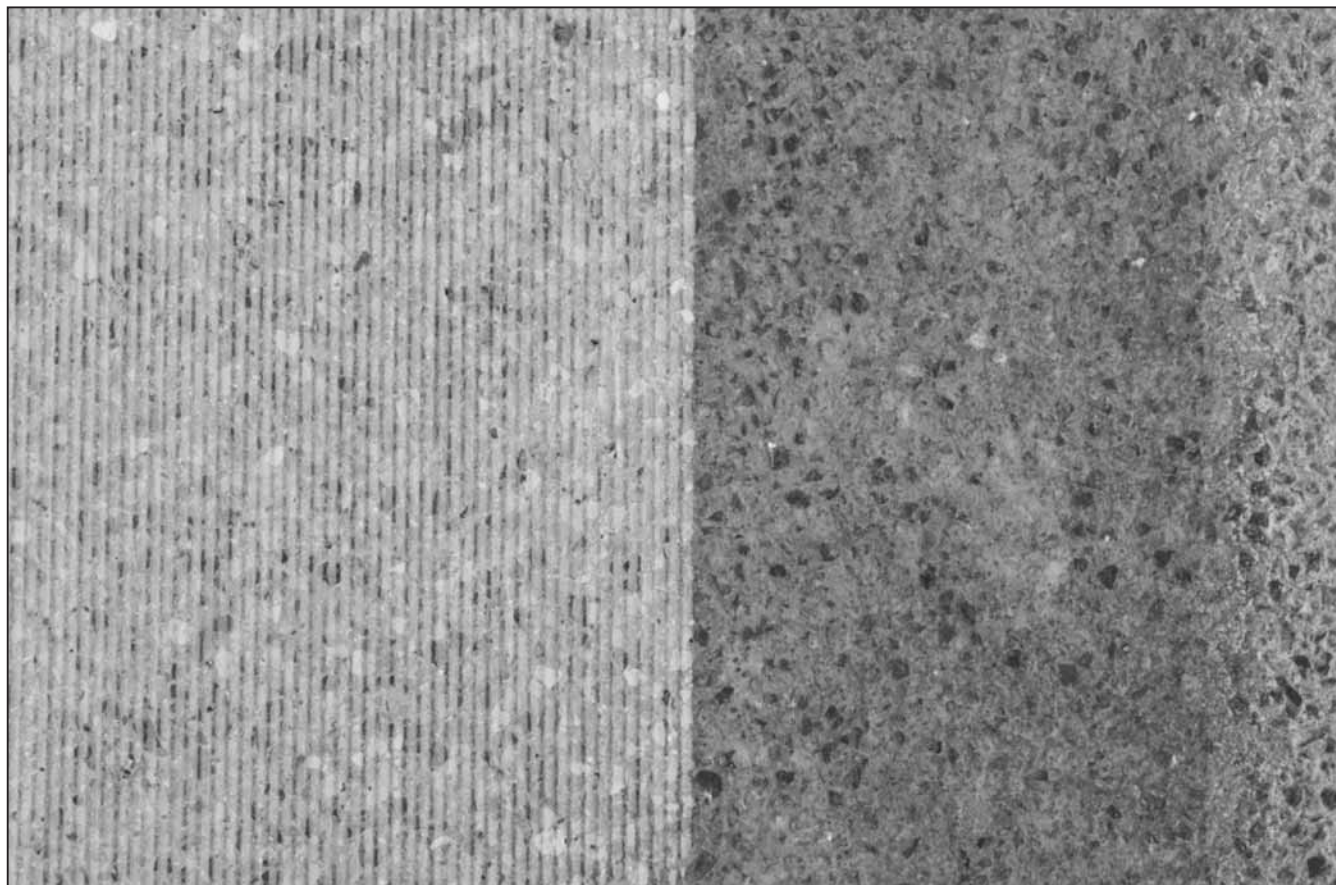
Druhou možností zlepšení protismykových vlastností vozovky jsou systémy odstraňující povrchové vrstvy betonu.

Proběhly pokusy s vysokotlakým vodním paprskem. Krátkodobě se docílí zlepšení protismykových vlastností povrchu vozovky, avšak toto ošetření je nutno opakovat vždy po jednom až třech letech, takže z dlouhodobého hlediska je tato technologie dražší než např. Grinding (broušení). Také úroveň zlepšených protismykových vlastností po nasazení obvyklých fréz se doposud opravdu nezachovala.

Použitím jemných fréz se drsnost vozovky zlepšuje. Pracuje se zde však s nárazy a část kameniva se z betonu vytluče. Pokud jde o trvanlivost zlepšených protismykových vlastností vozovky nebylo ani zde dosud docíleno slibných výsledků.

Dosud nejlepším řešením je tzv. Grinding (broušení).

Technologie broušení diamantovými kotouči umístěnými na hřídeli byla vyvinuta v USA a na trhu je více než 30 let. Šířka kotoučů je obvykle 3,2 mm. Mezi těmito kotouči, které jsou vedle sebe umístěny s distančními prvky, vznikají při provádění rýhy o velikosti 2,8 mm. Grinding (broušení) se provádí v podélném směru. Protože diamant je čistý uhlík a nesmí se zahřát, je nutno diamantové kotouče při broušení chladit vodou. Při provádění je tedy nutno nasadit pouze stroje se zařízením k odsávání kalu a vzniklý kal předepsaným způsobem likvidovat.



Obr. 4: *povrch betonu před a po Grinding (broušení)*

Brusné stroje jsou osazeny hřídelemi o šířce až 1,40 m. Vozovka tedy musí být broušena v několika pracovních krocích.

Broušením se současně odstraňují případné nerovnosti betonové vozovky. Po ošetření vozovky se získává povrch bez nerovností, drsný a se sníženou hlučností. V současné době se zabýváme otázkou, zda není vhodné systém broušení aplikovat i na nové betonové kryty vozovek.

V tomto případě by betonářské firmy již nemusely upravovat povrch vozovky. Důležitá by byla absolutní rovnost, aby se později nemuselo zbrousit velké množství materiálu. Obrousění povrchů vozovky systémem Grinding bylo testováno v Bavorsku na několika kilometrech dálnice A 94.

V současné době probíhají výzkumné úkoly zaměřené na optimalizaci šířky diamantového brusného kotouče a vzdálenosti mezi jednotlivými kotouči, a rovněž na optimalizaci kameniva, které se používá u nových vozovek ošetřovaných broušením. Naším cílem je získat trvalé snížení hlučnosti minimálně o 5 dB(A).

Měření drsnosti a hlučnosti na stávajících broušených plochách, z nichž některé jsou staré více než 10 let, ukázala, že se jejich drsnost ani hlučnost pocházející z valivého hluku od pneumatik v průběhu životnosti a využívání nezhoršily. Lze tedy konstatovat, že systém Grinding (broušení) představuje trvalé řešení pro dodatečné zlepšení protismykových vlastností při současné redukci hlučnosti krytů betonových vozovek.

Protože je broušení oproti metodě nanášení kameniva (Gripoad) podstatně levnější, používá se aktuálně také podstatně častěji. To neznamená, že metoda Gripoad je horší než broušení, avšak každá stavební technologie se musí samozřejmě hodnotit vždy podle poměru ceny a výkonu.

Broušení má navíc tu výhodu, že je nezávislé na počasí.

Denní výkon u broušení dosahuje na jeden stroj cca 1.500 m². Pokud jde o denní výkon, má metoda Griproad tu výhodu, že se zde docílí podstatně vyšších výkonů – zde hovoříme o výkonu více než 10.000 m² / den.

Pokud by se mělo broušení u novostaveb používat jako standardní technologie, musí se ještě zapracovat na strojovém vybavení. Stroje jsou dnes již řízeny počítačem, takže lze dosáhnout absolutní rovnosti.

Prostorem pro zlepšení je oblast mezi jednotlivými broušenými dráhami. Zde se musí ještě vyvinout snímací systém, aby nebyly vidět jednotlivé broušené dráhy. V současné době se musí dráhy brousit s lehkým překrytím, a je tudíž patrné, že se zde brousilo ve více drahách. Někdy vzniká také „zapuštění“, které se pohybuje v rozsahu 0,5 až max. 1 mm. Konečně také toto je jen optická vada, přesto by se na silnicích a plochách mělo i o jejich vzhled dbát.

V březnu roku 2012 byl poprvé nasazen velký stroj sestavený v roce 2011. Při jeho konstrukci byly vzaty v úvahu veškeré zkušenosti a zlepšení posledních let. Tento stroj má motor o výkonu téměř 500 HP. Tím bylo docíleno vysokých denních výkonů.

Zhotovené povrchy byly z hlediska rovnosti i struktury velmi uspokojivé. V příštích letech proběhne ještě další zlepšení a výzkum.

Protože s vymývaným betonem jsou přece jen spojena určitá rizika, která vyplývají ze způsobu provedení, nelze vyloučit, že v příští době bude tato technologie při provádění nových betonových vozovek nahrazena systémem broušení. Pro zlepšení drsnosti stávajících betonových vozovek je vhodné jak Grinding (broušení), tak i technologie Griproad. Jiné systémy se zatím z dlouhodobého hlediska neosvědčily, ale také zde probíhají další výzkumy, zatím však bez mimořádných úspěchů.



Obr. 5: drsné, nehluchné betonové povrchy po Grinding (broušení)

Tyto systémy, Grinding + Griproad, se využívají u starých vozovek k odstraňování nehodových míst s nedostatečnými protismykovými vlastnostmi, a tudíž přispívají k záchraně lidských životů.

Cost Effective Use of Slipformed Concrete in widening 62 km of the M25 in UK

David Blackburn, BSc, ACGI, CEng, FICE

Managing Director, M25 Skanska Balfour Beatty Joint Venture

With Contributions from:

Ian Moore, Senior Quantity Surveyor

Steve Phipps, Senior Materials Manager

Alex Milbourn, Senior Quantity Surveyor

John Osborne, Managing Surveyor

Calvin Blacker, Design Manager



CONTENTS

- 1. Project Overview**
- 2. Principal Parties**
- 3. Concrete Elements in the Widening Works**
- 4. Principle Quantities**
- 5. Concrete**
 - Supplies
 - Supply Arrangements
 - Concrete Mixes
 - Quality Control
- 6. Efficiencies and Lean Projects**
- 7. Slipforming**
 - Pavement
 - Retaining Walls
 - Step Barrier
 - Slot Drain
- 8. Production Rates**
- 9. Conclusion**

1. Project Overview

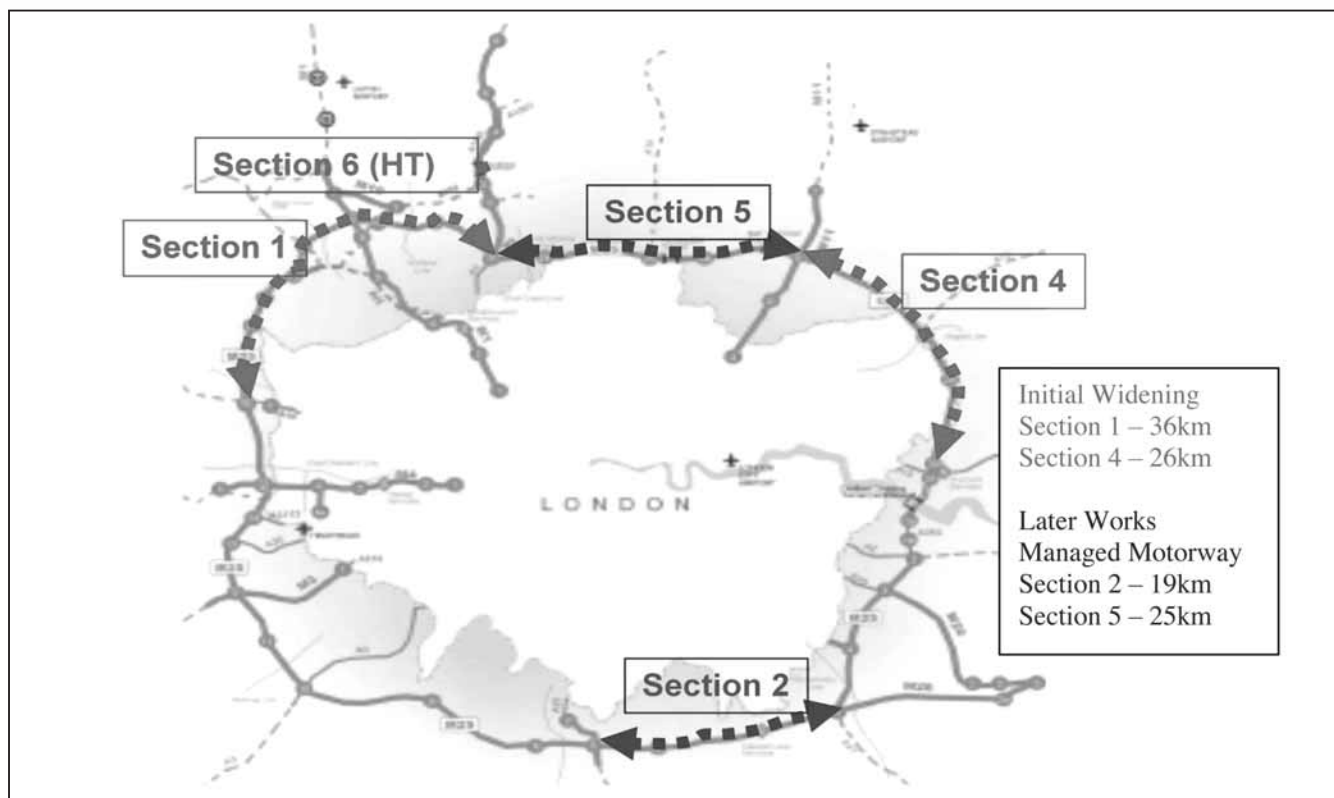
The £6.2bn M25 DBFO is a 30 year project to operate and maintain the M25 and associated connections, amounting to 400km of road overall.

The £1bn construction works comprised widening 62km of motorway in 2 sections to dual 4 lane, and refurbishment of the 1.1km long Hatfield Tunnel.

Construction started on 21st May 2009 with a completion date of 7th July 2012, in advance of the 2012 London Olympic Games. Actual completion is expected to be achieved over one month early

To achieve the 36 month construction period a widening rate of 1.7km completed per month and a rate of spend of £1m per day.

A further 44km is to be converted to continuous hard shoulder running in the next phase.



2. Principal Parties

- Concession Company: “Connect Plus”- Skanska, Balfour Beatty, Atkins and Egis.
- Construction: Joint Venture between Skanska and Balfour Beatty
- Operation and Maintenance: Joint Venture of Balfour Beatty, Atkins and Egis.

3. Concrete Elements in the Widening Works

- Pavement – laid by paver or hand for the new hardshoulder then overlaid with low noise asphalt surfacing
- Slip formed retaining walls up to 2.4m high. These also act as vehicle restraint barriers.
- Slip formed Concrete Step Barrier in central reserve
- Slip formed slot drain
- Slip formed drainage channel where space permits
- Central Reserve concrete infill



A section of completed Dual 4 lane motorway incorporating most of the slip formed concrete components used on the M25 project.

4. Principle Quantities

	CSB (m)	SFRW (m)	Slot Drain (m)	Channel (m)	PQ (m³)
S1	39,000	1,336	44,000	14,000	85,000
S4	22,314	17,047	48,619	0	43,825
Totals	61,314	18,383	92,619	14,000	128,825

5. Concrete

Supplies

All the concrete for the project has been produced by dedicated site batching plants. An Elba 105, with a capacity of 110m³ per hour provided concrete for Section 1 and Section 4 was served by a Liebherr Betomix 3.0 capable of 120m³ per hour.

Supply Arrangements

360,000m³ of concrete has been placed on the project in total.

Modifications to the site batching plants were made to accommodate the varying mixes required with additional aggregate bins added to provide full flexibility of supply.

The plants were weather protected with cladding kits to house the mixer head and trace heaters installed on all pipelines. A hot water facility was installed with a capacity of 20,000 litres maintained at 60°C.

Extensive out of hours arrangements were included within the supply agreement. A significant quantity of concrete was supplied at night to maintain programme. Typical outputs achieved were as follow:

- Peak batching / placing output 1000m³ over 24 hours
- Slot drain output up to 500l/m per 24 hours
- CSB output up to 900l/m per 24 hours

Shared savings were agreed with our supplier based on the joint control of mix designs and cement contents.

Concrete Mixes

Gravel coarse aggregate was used in the pavement concrete mixes to match the thermal expansion of the existing pavement which also contained gravel aggregate. A C12/15 concrete with a typical thickness of 200mm formed the base with the structural pavement layer being a C35/45 concrete with a typical thickness of approximately 330mm.

Strength compliance of the pavement layers was determined by core strength with the density of the laid pavement determined from cores taken compared to cubes.

The mix used for the slipform operations complied with the Britpave C28/35 mix. A crushed rock coarse aggregate (granite) was used with the more angular aggregate providing improved stability as a result of greater aggregate interlock.

Extensive site trials were carried out to optimise stability and speed of slipforming the SFRW. A larger coarse aggregate was introduced for the high barrier with the total cement content also increased by 50kg/m³.

Natural sand was used as the fine aggregate in all mixes with limestone fine aggregate providing 50% of the fine aggregate in the slipform mixes. This provided increased fines and improved cohesion for slipforming.

PFA cement replacement was used in the ancillary, structural and pavement mixes of normal to higher consistence to minimise bleed. GGBS replacement was preferred in the low consistence slipform mixes used for the walls; channel & slot drain as this improved stability and speed of paving. Air entrainment & micro fibres (polypropylene) were used in the slipform mixes.

Quality Control

The onsite laboratory team needed to ensure tight control of the mix for consistent paving:

- Digital ammeter installed in batching plant which was correlated with consistency tests
- Trials to establish loss of workability during transit between batching plant and site
- Close control of consistency by using the Degree of Compactability (DOC) test
- Air content of the concrete kept above the target for the mix to aid the slip forming process

During periods of cold weather:

- Hot water added to the mixes at the batching plant
- Wall insulated through initial and early curing period to protect the fresh concrete
- Temperature monitoring through initial and early curing period

6. Efficiencies and Lean Projects

The Skanska Balfour Beatty Joint Venture had previously delivered the £300m M1 Junctions 6a-10 widening, and most of the slip formed concrete techniques to be used on M25 had been implemented on that project. The exception to this was the slip formed retaining wall, which was developed as a specific solution on M25.

The M25 project presented a unique opportunity to generate continuous improvement on a number of activities, through a series of similar widening phases, and over 30 'Lean Projects' were implemented.

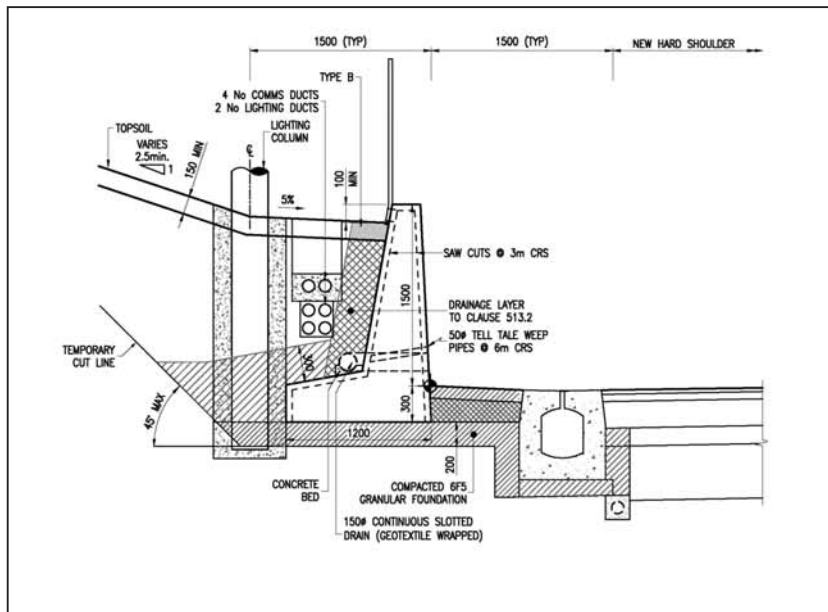
Two of these focused on the Slip Formed Retaining Walls and the Slot Drains, with the objective of reducing costs and improving production. Cost savings of the order of £500,000 were generated from these studies, with key learning points as follows:

Slip formed retaining walls

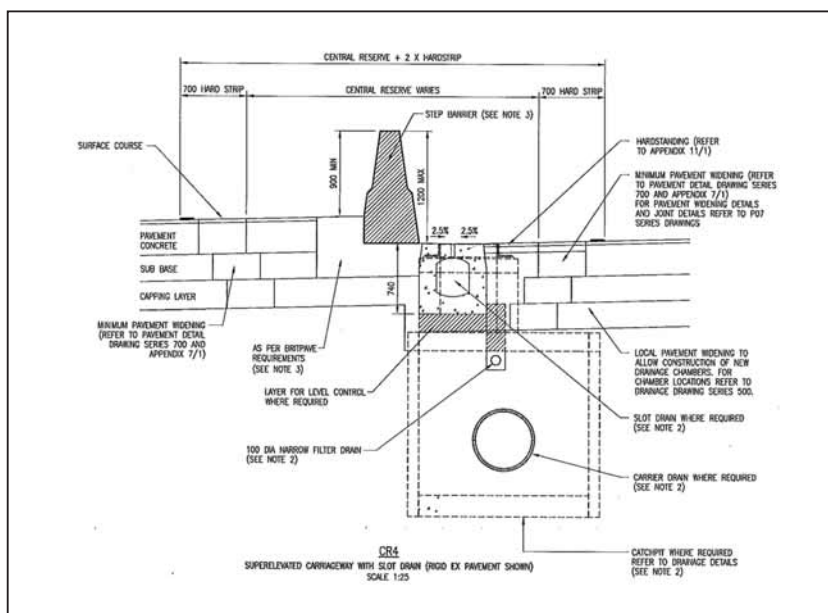
- The optimum maximum height is around 2m
- Designing for a consistent wall height reduces time lost in mould changes
- The most significant interface is to co-ordinate the design with the most effective construction details

Slot Drains

- Miothene slot formers delivered less risk of spalling and soffit loss
- Trials were successfully conducted using a continuous slot



Typical layout in verge



Typical Layout in Central Reservation

7. Slipforming

Slipformed Pavement to new hard shoulder

Pavement Quality concrete was used to extend existing concrete pavement, using the same construction detail as the existing. The motorway being widened had been largely constructed between the early and mid 1980s and a variety of construction details had been used, ranging from continuously reinforced with dowelled expansion joints at 25m centres to unreinforced slabs with contraction joints at 5m centres.

The new construction is laid on a wet lean concrete base or directly onto sub base, dependent on formation quality. The new slabs are tied to the existing with 600mm long 10mm HT tie bars at 600mm centres. These are drilled and grouted into the existing pavement at mid slab along the longitudinal joint.



Gomaco paver laying new Pavement Quality hard shoulder

The sequence of construction was:

1. Saw cut edge of existing pavement to provide a good surface for the joint
2. Install tie bars between existing and new concrete pavement
3. Set up road forms for hand lay and dowel bars between longitudinal slabs, plus reinforcement cage where appropriate
4. Fix crack inducers to the lean concrete base
5. Hand or machine lay Pavement Quality concrete
6. Saw cut crack inducers after 24 hours
7. Seal saw cuts prior to laying low noise surfacing layer



Saw cut pavement edge



Install tie bars

Slip Formed Retaining Walls

SFRW has a structural design life of 120 years compared to 50 years for the Britpave Concrete Step Barrier (CSB). It is not reinforced but guide wires are in place which have the same spacing as the CSB. The exposure class is the same as the Britpave CSB except in transitions which contain reinforcement.

The concept of using slip formed retaining walls was developed on the project as a lower cost and quicker alternative to sheet piled or precast concrete retaining walls.

The standard Dual 4 lane motorway specification requires a minimum verge of 2.5m, and the requirement that lighting be located in the verges meant that a verge width of 3m was ideally required to accommodate all the equipment required. A steel vehicle restraint barrier would then also be required to protect vehicles from collision with the lamp columns, gantry bases etc.



In conjunction with slip formed retaining walls gantry bases could be incorporated into the line of the wall, and the lighting, power cables and communication duct network can all be installed behind the wall. The steel safety fence could therefore be omitted, which enabled the verge width to be reduced to just 1m, although a width of 1.6m was generally adopted.

Reducing the verge width has the added benefit of reducing the height of a cutting slope that is retained, thus contributing to a further reduction in cost.

All of the above was dependant on the Client agreeing the necessary Departures to the standard cross section, and some modifications were required to the initial concept to achieve this, including refuges at 250m centres and location of the Emergency Telephones at these locations.

This was the first time that that slip formed retaining walls had been used in this manner and the 2.4m high wall had not been formed before. Prior to commencement of the project a period of development and trials was put in place to ensure that the works were not delayed. Particular attention was applied to the concrete mix design.



A complex mould was required to produce the 'L' shaped section

The following technical problems were encountered and solutions developed:

■ Slumping / collapse of the wall during paving.

This was due to insufficient head of concrete above the mould affecting compaction of the wall.

The solution was to configure the paver with a steeper conveyor to maintain a sufficient head of concrete filling the mould. The configuration of the vibrating pokers was also adjusted.

■ Vibration through the steel guide wires in the thin top section of the wall contributed to collapses during paving. This was overcome by removing the top two guide wires from the highest walls.

Vertical alignment problems were still evident after overcoming the instability of the highest wall. The solution was to limit the maximum wall height to around 2m and change the earthworks cut and backfill detail to accommodate this reduced height. Higher strength recycled and secondary aggregates were used to steepen the backfill based on the reduced height of the wall.

■ Cracking initiated at the drain hole locations were minimised by aligning the crack inducers with the drain holes.

Slip Formed Concrete Step Barrier

Slip Formed Concrete Step Barrier was installed for the full length of the central reserve, with short sections of removable steel sections at 3km intervals for emergency use. CSB was also used at emergency access routes behind existing bridge piers.

This is a standard component throughout UK and internationally, and the current standards require that the CSB be formed on a concrete base, which was also slip formed.



The narrow CSB is generally used but the width is increased to 1m where lighting is required to be installed on top of the barrier, which is the case through junctions. The power cable is carried in a duct installed in the slip formed barrier.

Slip formed concrete activities generally take place in the later stages of the construction and are generally worked 24/7 to advance the programme

Slip Formed Slot Drain

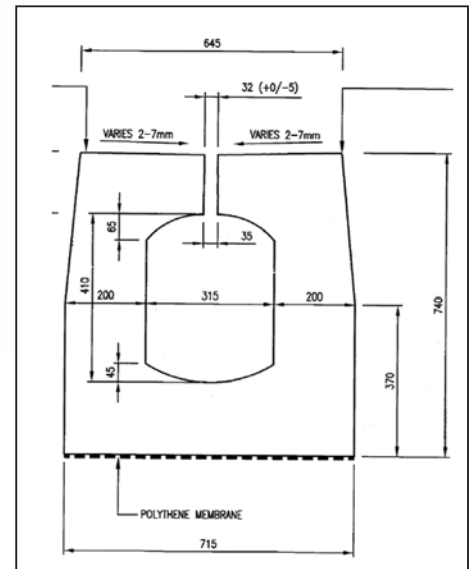
High volume drainage channel would normally be the choice for surface water collection, but the M25 is being widened within the existing boundaries so space is limited and the narrower slot drain has been used extensively on the project.

Successfully slip forming slot drain has required some development, with particular attention to the following:

■ Mix design – Increased fines

■ Mithene boards used to form the slots in lieu of timber and left in place until concrete cured

- Mandrel pulled through to prove the slot cross section plus a camera survey to identify defects
- Loss of soffit has been an issue and a site testing regime applying a 50T load has been used to establish adequacy of the as built cross section.
- A repair system has also been established



Slot drain mould

8. Production Rates

Depending on height the slipformed retaining wall outputs were generally around 160m per shift, but 250m per shift was achieved.

Concrete step barrier outputs reached a maximum of just over 900m in a 24 hour period, but for planning purposes an out put of 450m per 24 hours would typically be used.

Slot drain output per shift averaged around 200m , but up to 600m has been achieved in a 24 hour period.

9. Conclusion

The concrete products described in this paper comprised in excess of 15% of the overall value of the project, and were therefore a key element in its overall success. The project is on line to be completed some 6 weeks ahead of what was a very demanding schedule and will be delivered below budget.

Cenově efektivní použití cementobetonového krytu pokládaného bezbočnicovou technologií pro rozšíření 62 km dálnice M25 ve Spojeném království

David Blackburn, BSc, ACGI, CEng, FICE

výkonný ředitel společného podniku M25 Skanska Balfour Beatty

S příspěvky od spoluautorů:

Ian Moore, Senior Quantity Surveyor

Steve Phipps, Senior Materials Manager

Alex Milbourn, Senior Quantity Surveyor

John Osborne, Managing Surveyor

Calvin Blacker, Design Manager



OBSAH

1. **Přehled projektu**
2. **Hlavní zúčastněné strany**
3. **Betonové prvky použité při rozšiřovacích pracích**
4. **Základní množství údajů**
5. **Beton**
 - Dodávky
 - Organizace dodávek
 - Betonové směsi
 - Kontrola kvality
6. **Efektivní a úsporné (lean) projekty**
7. **Použití posuvného bednění při betonáži**
 - Pokládka vozovky
 - Opěrné zdi
 - Svodidlo Step Barrier
 - Odvodňovací šterbinový žlab
8. **Rychlost výstavby**
9. **Závěr**

1. Přehled projektu

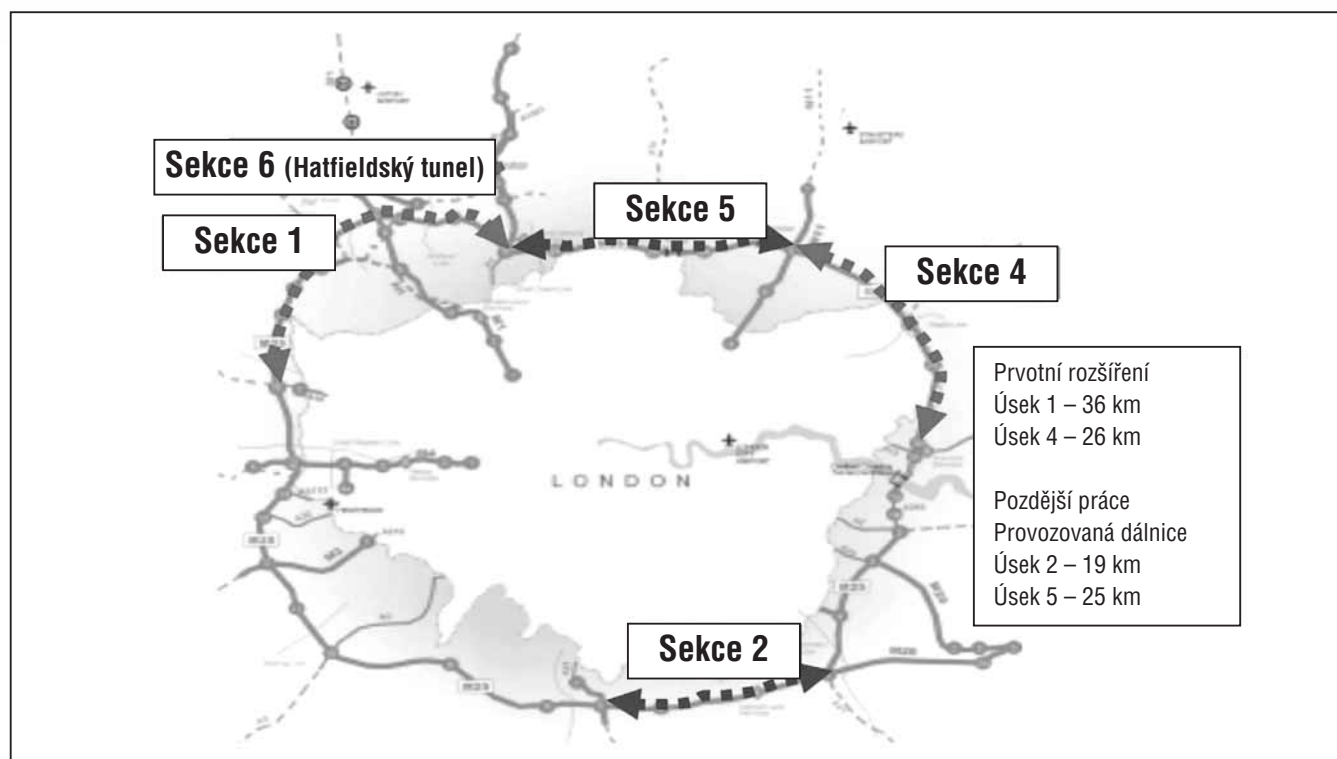
Projekt M25 DBFO v hodnotě 6,2 mld. GBP zahrnuje provozování a údržbu dálnice M25 a souvisejících připojených silničních komunikací v celkové délce 400 km po dobu 30 let.

Stavební práce v objemu odpovídajícím částce 1 mld. GBP zahrnovaly rozšíření 62 km dálnice ve dvou úsecích na dva jízdní směry po 4 jízdních pruzích a rekonstrukci Hatfieldského tunelu o délce 1,1 km.

Stavební práce byly zahájeny 21. května 2009 s plánovaným datem dokončení 7. července 2012, tedy před zahájením londýnských olympijských her. Očekává se, že stavba bude dokončena o více než jeden měsíc dříve.

Pro dodržení 36-měsíční dodací lhůty výstavby, je třeba měsíčně rozšířit 1,7 km dálnice, přičemž denní náklady činí 1 mil. GBP.

V další fázi má být rozšířeno dalších 44 km zpevněnou krajnicí.



2. Hlavní zúčastněné strany

- Společnost s koncesí: „Connect Plus“ - Skanska, Balfour Beatty, Atkins a Egis.
- Výstavba: společný podnik založený společnostmi Skanska a Balfour Beatty.
- Provoz a údržba: společný podnik založený společnostmi Balfour Beatty, Atkins a Egis.

3. Betonové prvky použité při rozšiřovacích pracích

- Kryt vozovky – Pokládka byla prováděna pomocí finišeru nebo ručně pro novou zpevněnou krajnici, což pak bylo překryto asfaltovým povrchem s úpravou zajišťující nízkou hlučnost.
- Opěrné zdi o výšce až 2,4 m byly betonovány za použití posuvného bednění. Tyto také mají funkci svodidla.
- Svodidlo Step Barrier ve středovém dělícím pásu bylo betonováno za použití posuvného bednění.
- Odvodňovací štěrbinový žlab.
- Příkopový žlab betonovaný za použití posuvného bednění, kde to prostorové uspořádání umožňuje.
- Vybetonování středového dělícího pásu.



Úsek dokončené dálnice se 4 jízdními pruhy v každém směru, který zahrnuje většinu betonových prvků použitých na projektu M25 zhotovených pomocí technologie posuvného bednění.

4. Základní množství údajů

	Svodidlo Step Barrier ve středovém dělicím pásu (m)	Opěrné zdi (m)	Štěrbínový žlab (m)	Příkopový žlab (m)	Množství materiálu (m³)
Úsek 1	39,000	1,336	44,000	14,000	85,000
Úsek 4	22,314	17,047	48,619	0	43,825
Celkem	61,314	18,383	92,619	14,000	128,825

5. Beton

Dodávky

Veškerý beton potřebný pro realizaci projektu byl vyráběn ve vyhrazených staveništních betonárnách. Betonárna Elba 105 o kapacitě 110 m³ za hodinu dodávala beton pro úsek 1. Liebherr Betomix 3.0 o kapacitě 120 m³ za hodinu dodávala beton na úsek 4.

Organizace dodávek

Při realizaci projektu bylo spotřebováno celkem 360.000 m³ betonu.

Byly provedeny úpravy staveništních betonáren tak, aby umožnily výrobu různých druhů betonových směsí. Tyto úpravy, které spočívaly v přidání dodatečných zásobníků kameniva, umožnily dosažení dokonalé flexibility dodávek.

Betonárny byly chráněny proti povětrnostním podmínkám pomocí zateplení míchacího centra a rovněž vyhřívací zařízení bylo nainstalováno na všech potrubích. Dále byla nainstalována příprava horké vody s kapacitou 20.000 litrů vody udržované na teplotě 60 °C.

V dohodě o dodávkách byla obsažena ustanovení o rozsáhlém prodloužení dodávky mimo pracovní dobu. Aby bylo zajištěno dodržení stanoveného harmonogramu stavby, bylo významné množství betonu dodáváné v noci. Typicky dosahované výkonové ukazatele vypadaly následovně:

- Špičkový výkon dosahovaný při přípravě směsi / pokládce betonu činil 1.000 m³ za 24 hodin
- Výkon při betonáži odvodňovacích monolitických štěrbinových žlabů činil až 500 bm za 24 hodin
- Výkon při betonáži monolitických svodidel Step Barrier ve středovém dělicím pásu činil až 900 bm za 24 hodin

S naším dodavatelem bylo dohodnuto rozdělení dosažených úspor na základě společné kontroly navržených složení směsí a obsahu cementu.

Betonové směsi

V betonových směsích určených k pokládce vozovky bylo použito těžené hrubé kamenivo, aby bylo dosaženo tepelné roztažnosti odpovídající stávající vozovce, která rovněž obsahovala těžené kamenivo. Beton C12/15 s typickou tloušťkou 200 mm tvořil základní vrstvu, přičemž svrchní vrstva vozovky byla tvořena betonem C 35/45 s typickou tloušťkou přibližně 330 mm.

Dodržení pevnostních vlastností vrstev vozovky bylo zjišťováno stanovením pevnosti vývrtů z uložené vrstvy, kde hustota položené vrstvy byla stanovena porovnáním odebraných vývrtů a vyrobených kostek.

Směs používaná při betonáži pomocí posuvného bednění svým složením odpovídala směsi Britpave C28/35. Plnivo tvořilo hrubé drcené kamenivo (žula), protože jeho ostrohrannější tvar poskytoval zlepšenou stabilitu dosaženou větším vzájemným zaklíněním kameniva.

Přímo na staveništi byly prováděny rozsáhlé zkoušky za účelem optimalizace stability betonových opěrných zdí a rychlosti jejich betonáže pomocí posuvného bednění. Pro vysokou zeď bylo použito větší hrubé kamenivo při současném zvýšení celkového obsahu cementu o 50 kg/m³. Jako jemné plnivo byl ve všech směsích používán přírodní písek společně s jemným vápencem, přičemž podíl vápence ve směsích používaných k letmé betonáži dosahoval 50 % jemného plniva. Tím bylo dosaženo zvýšeného podílu jemné frakce a zlepšení soudržnosti směsi používané k letmé betonáži.

Aby bylo minimalizováno „pocení betonu“, byla v doplňkových, konstrukčních i silničních směsích o normální a vyšší konzistenci použita cementová náhrada PFA (popílek). U směsí pro letnou betonáž stěn, kanálu a štěrbinových žlabů, které měly nižší stupeň konzistence, byla upřednostněna cementová náhrada GGBS (vysokopecní struska), jelikož umožňovala dosažení lepší stability a vyšší rychlosti pokládky. Ve směsích pro letnou betonáž byly použity také provzdušňovací přísady společně s PP mikrovláknem.

Kontrola kvality

Na staveništi působil laboratorní tým, který k zajištění přísné kontroly směsi potřebné k dosažení neměnných vlastností pokládané vozovky používal následující vybavení a postupy:

- Digitální ampérmetr (konzistoměr) nainstalovaný v betonárce, jehož údaje byly v korelaci s výsledky testů konzistence
- Zkoušky určené k zjišťování ztráty zpracovatelnosti během přepravy mezi betonárkou a místem pokládky
- Přesná kontrola konzistence prováděná za použití testu stupně zhutnitelnosti (DOC)
- Kontrola obsahu vzduchu v betonu nad stanovenou hodnotou určenou pro směs za účelem usnadnění zvýšení životnosti a odolnosti konstrukcí

Během období se studeným počasím:

- V betonárně byla do směsí přidávána horká voda
- Po dobu počátečního tuhnutí a tvrdnutí byl čerstvý beton použitý k betonáži zdí chráněn pomocí izolace
- Během doby počátečního tuhnutí a tvrdnutí bylo prováděno sledování teploty

6. Efektivita a zeštíhlené (lean) projekty

Společný podnik Skanska Balfour Beatty byl již v minulosti dodavatelem při realizaci projektu v hodnotě 300 mil. GBP spočívajícím v rozšíření úseku dálnice M1 mezi křižovatkami 6a a 10, kdy byla uplatněna většina postupů letmé betonáže, které byly následně použity i při rozšiřování dálnice M25. Výjimkou byl postup letmé betonáže opěrné zdi, který byl vyvinut jako specifické řešení pro projekt rozšíření dálnice M25.

Projekt rozšíření dálnice M25 představoval jedinečnou příležitost k zlepšení řady výrobních procesů, přičemž bylo realizováno 30 projektů založených na použití úsporných (lean) metod.

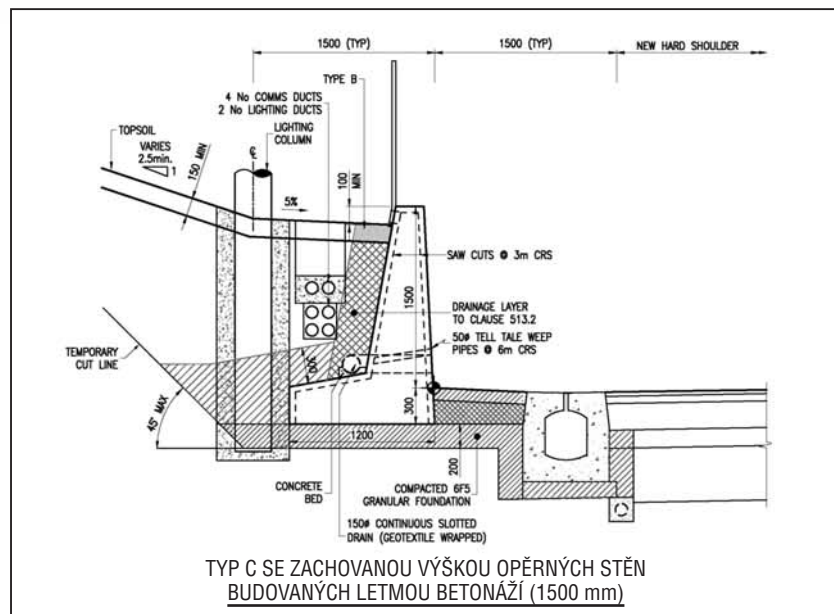
Dva z těchto projektů byly zaměřeny na betonáž opěrných zdí a odvodňovacích štěrbinových žlabů pomocí posuvného bednění (tj. metodou letmé betonáže), přičemž jejich cílem bylo snížení nákladů a zvýšení produktivity. Prostřednictvím realizace těchto studií bylo dosaženo úspor nákladů činících řádově 500.000 GBP a byly získány následující zásadní poznatky:

Výstavba opěrných zdí použitím posuvného bednění

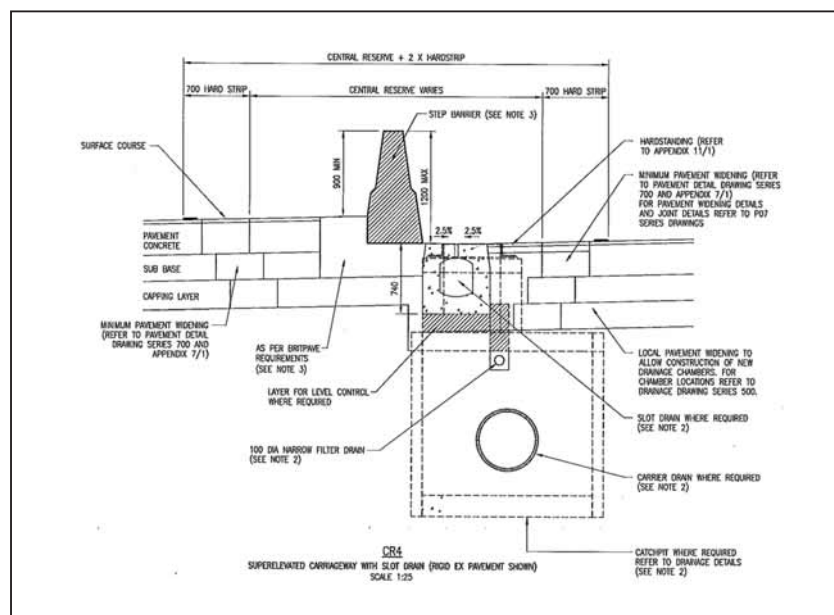
- Optimální maximální výška číní asi 2 m
- Navržení neměnné výšky zdi odstranilo časové ztráty spojené se změnami nastavení bednění
- Zásadní je sladit návrh projektu s neefektivnějšími konstrukčními detaily

Odvodňovací štěrbinové žlaby

- Použití distančních vložek z Miothenu umožnilo snížení nebezpečí nestability prvku v oblasti štěrby
- Byly provedeny úspěšné zkoušky použití kontinuální štěrby



Typické uspořádání v oblasti krajnice



Typické uspořádání ve středovém dělicím pásu

7. Použití posuvného bednění při betonáži

Pokládka zpevněné krajnice za použití posuvného bednění

K rozšíření stávající betonové vozovky byl použit beton silniční jakosti. Při rozšiřování vozovky byly použity stejné konstrukční detaily jako u stávající vozovky. Rozšiřovaná dálnice byla vybudována převážně v první polovině 80. let minulého století a při její výstavbě byla použita řada konstrukčních technologií od kontinuálně vyztužených desek s dilatačními spárami zajištěné skluznými trny s rozestupem po 25 m až po nevyztužené betonové desky s dilatačními spáry s rozestupem po 5 m.

Nová konstrukce je položena na základní vrstvě z hubeného betonu nebo přímo na štěrkový podklad, v závislosti na kvalitě připravené pláně. Nové betonové desky jsou ke stávajícím deskám připevněny pomocí vysoce pevných kotevních tyčí o délce 600 mm a průměru 10 mm, které jsou uspořádány s rozestupy po 600 mm. Tyto kotevní tyče jsou navrtány a zality injektážní směsí do stávající vozovky z boku uprostřed tloušťky desky v podélné spáře.



Finišer Gomaco pokládající novou vrstvu cementobetonového krytu

Stavební práce byly prováděny v následujícím sledu:

1. Zařízení hrany stávající vozovky za účelem získání rovné styčné plochy a spáry
2. Vložení kotevních tyčí mezi stávající a nově položenou vrstvu vozovky
3. Instalace bednění pro ruční pokládku a vložení kluzných trnů do příčných spár desek (v případě potřeby doplněných výztužnými armokoši)
4. Vytvoření spáry v podkladní vrstvě z hubeného betonu
5. Ruční nebo strojní pokládka cementobetonového krytu
6. Prořezání spár po 24 hodinách
7. Zatěsnění spár před položením povrchové vrstvy s protihlukovými vlastnostmi



Odřezávání hrany vozovky



Osazování kotevních tyčí

Opěrné zdi vybudované za použití posuvného bednění

Opěrná zeď vybudovaná za použití posuvného bednění (SFRW) má projektovanou konstrukční životnost 120 roků oproti 50 roků životnosti betonového svodidla Step Barrier (CSB) od Britpave. Nemá armovanou konstrukci, je však opatřena vodícími lany, které mají stejnou rozteč jako v případě konstrukce CSB. Třída odolnosti je stejná jako u konstrukce Britpave CSB, pouze s výjimkou přechodových oblastí, které obsahují armování.

Koncepce použití opěrných zdí budovaných za použití posuvného bednění byla pro realizaci projektu vypracována jako méně nákladná a rychlejší alternativa k opěrným zdím budovaným za použití štětovic a pilot nebo prefabrikovaných betonových panelů.

Standardní specifikace u dálnice se 4 jízdními pruhy v každém směru vyžaduje minimální šířku krajnice 2,5 m, přičemž požadavek na umístění osvětlení v oblasti krajnic znamená, že ideální šířka krajnice umožňující instalaci veškerého požadovaného vybavení činí 3 m. V takovém případě jsou požadována také ocelová svodidla, která chrání vozidla před srážkou se sloupy osvětlení, patkami portálových konstrukcí atd.



Ve spojení s opěrnými zdmi postavenými metodou letmé betonáže za použití posuvného bednění mohly být patky portálových konstrukcí začleněny do linie zdi a všechny ostatní prvky, tedy osvětlovací zařízení, napájecí kabely a síť komunikačních kabelových kanálů, bylo možno nainstalovat za zdi. Mohl tudíž být vynechán ocelový bezpečnostní plot, což umožnilo zmenšit šířku krajnice na pouhý 1 m, i když obecně byla zvolena šířka 1,6 m.

Zmenšení šířky krajnice pak přineslo dodatečné výhody spočívající ve zmenšení konečné výšky odkopávaného svahu, což přispělo k dosažení dalšího snížení nákladů.

Všechna výše uvedená opatření byla závislá na odsouhlasení nezbytných (potřebných) změn od standardního projektu investorem. Aby toho bylo možno dosáhnout, bylo navíc zapotřebí provést několik úprav výchozí koncepce, včetně uspořádání bezpečnostních výklenků v rozestupech po 250 m a umístění nouzových telefonů v těchto výklencích.

Jednalo se o vůbec první případ, kdy byly opěrné zdi vybudované letnou betonáží tímto způsobem, přičemž zeď tohoto druhu o výšce 2,4 m nebyla ještě nikdy dříve postavena. Před zahájením realizace projektu probíhalo období vývoje a zkoušek, jehož cílem bylo zajistit, aby při provádění stavebních prací nedocházelo ke vzniku zpoždění. Zvláštní pozornost přitom byla věnována návrhu složení betonové směsi.



K vytvoření úseku s profilem tvaru „L“ bylo potřebné složité bednění

Při výstavbě se vyskytly následující technické problémy, pro jejichž překonání byla vyvinuta příslušná řešení:

■ **Sesouvání / borcení zdi během betonáže.**

Toto bylo způsobeno nedostatečnou výškou betonové směsi nad bedněním, což mělo nepříznivý vliv na zhutňování zdi. Řešením bylo nastavení finišeru se strmějším dopravníkem, které umožnilo udržování dostatečné výšky betonové směsi pro plnění bednění. Upraveno bylo také uspořádání ponorných vibrátorů.

■ **K borcení během betonáže přispívaly také vibrace přenášené prostřednictvím ocelových vodicích lan v tenkém horním průřezu zdi. Tento problém byl překonán odstraněním horních dvou lan z nejvyšších úseků zdi.**

I po vyřešení nestability nejvyššího úseku zdi byly stále zřetelné problémy s nerovnostmi povrchu. Řešení tohoto problému spočívalo v omezení maximální výšky zdi na rozměr činicí zhruba 2 m a ve změně detailního uspořádání výkopu a jeho zásypu, ke které bylo přistoupeno na základě uvedeného snížení zdi. Z důvodu nižší výšky zdi byly použity recyklované a sekundární kameniva s vyšší pevností pro zvýšení strmosti zasypu.

■ **Vznik trhlin mající původ v místech odvodňovacích otvorů byl minimalizován vyrovnáním dilatačních spár s těmito odvodňovacími otvory.**

Svodidlo Step Barrier zhotovené za použití posuvného bednění

Svodidlo Step Barrier zhotovené za použití posuvného bednění bylo nainstalované po celé délce středového dělicího pásu, s krátkými úseky z odstranitelných ocelových profilů určenými pro nouzové přejíždění, vytvořenými v intervalech po 3 km. Betonové svodidlo Step Barrier bylo použito také v úsecích nouzových přístupových tras za stávajícími mostními pilíři.

V tomto případě se jedná o standardní stavební prvek používaný jak v celé Velké Británii, tak i v mezinárodním měřítku, přičemž současné platné normy vyžadují, aby betonová zábrana ve středovém dělicím pásu byla vytvořena na betonovém základu. Tento požadavek byl splněn a betonový základ byl vybudován rovněž za použití posuvného bednění.



Obecně se používá úzké betonové svodidlo, avšak šířka se zvětšuje na 1 m v místech kde je požadována instalace osvětlení na horní ploše svodidla, což se týká úseků procházejících křižovatkami. Napájecí kabel je položen v kabelovém kanálu vedeném uvnitř tohoto monolitického svodidla.

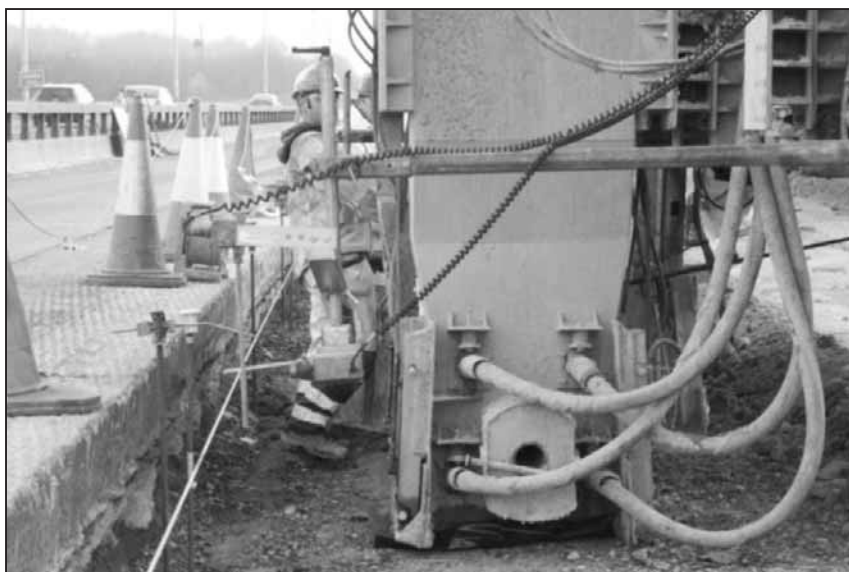
Betonáž za použití posuvného bednění se obecně provádí v pozdějších fázích výstavby, přičemž se zpravidla jedná o naplánovaný nepřetržitý pracovní postup.

Odvodňovací štěrbinový žlab vybudovaný za použití posuvného bednění

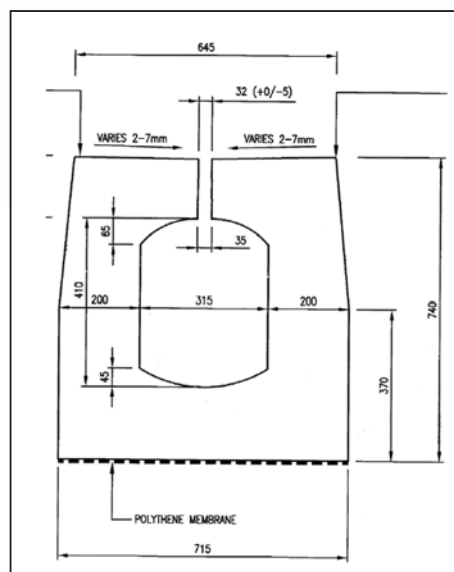
V případě sběru a odvádění povrchové vody by představoval obvyklou volbu velkoobjemový příkopový žlab, avšak dálnice M25 se rozšiřuje v rámci stávajících hranic, což znamená, že je k dispozici omezený prostor. Při realizaci projektu byl proto ve velkém rozsahu použit užší odvodňovací štěrbinový žlab.

Úspěšný postup budování tohoto odvodňovacího štěrbinového žlabu metodou letmé betonáže si vyžádal určité přípravné vývojové práce, které se zaměřovaly zejména na následující problematiku:

- Návrh složení směsi se zvýšeným podílem jemné frakce
- Použití desek z plastového materiálu Miothene k vytvoření bednění pro štěrby namísto bednění z dřevěného řeziva (toto bednění bylo ponecháno na místě až do ztuhnutí betonu)
- Protahování trnem za účelem ověření velikosti jeho průřezu, doplněné průzkumem pomocí kamery za účelem zjištění případných vad
- Zkoušení únosnosti průřezu štěrbinového žlabu bylo prováděno zatížením 50 tun přímo na stavbě
- Dodatečné zavedení systému oprav



Bednění monolitického štěrbinového žlabu



8. Rychlost výstavby

Dosahované výkony se v závislosti na výšce opěrné zdi budované metodou letmé betonáže obecně pohybovaly okolo 160 bm za směnu, bylo však dosahováno i výkonů činících až 250 bm za směnu.

Výkony dosahované při výstavbě monolitických betonových svodidel Step Barrier se pohybovaly těsně nad hodnotou 900 bm za 24 hodin, pro účely plánování se však zpravidla používala hodnota 450 bm za 24 hodin.

Průměrný směnový výkon při budování monolitických štěrbinových žlabů se pohyboval okolo 200 bm, bylo však dosahováno i výkonu činícího až 600 bm za 24 hodin.

9. Závěr

Betonové prvky popsané v tomto příspěvku zahrnovaly více než 15% celkové hodnoty projektu a byly tedy klíčovým prvkem celkové úspěšné realizace. Podle současných předpokladů má být projekt dokončen s asi šestitýdenním předstihem proti původnímu harmonogramu. Navíc budou náklady vykázané dodavatelem nižší než plánovaný rozpočet.

Příspěvek k řešení problematiky alkalicko-křemičité reakce kameniva v betonu

Ing. Tomáš Tábořský

VÚ maltovin Praha, s.r.o.

Úvodem je nutno poznamenat, že cílem aktivit Výzkumného ústavu maltovin v problematice alkalicko-křemičité reakce kameniva (dále AKR) v betonu není základní výzkum. Zaměření aktivit prováděných na našem pracovišti vychází z nutnosti problematiku AKR řešit na základě dosavadních znalostí a vycházet přitom z reálné situace jak z hlediska výskytu hornin s obsahem reaktivního SiO_2 v ČR, tak z hlediska obsahu alkálií v tuzemských cementech. Pochopitelně je ideální používat cement s nízkým obsahem alkálií (pod uzančnou hodnotu 0,6 % ekvivalentu Na_2O v cementu) a kamenivo bez reaktivního SiO_2 . Takové podmínky se ale v ČR nevyskytují příliš často.

Z dřívější praxe je známo, že betony vyrobené ze směsných cementů jsou vůči AKR mnohem odolnější než betony vyrobené z CEM I. Kromě vysokopecní strusky je to celá řada dalších přísad, které příznivě ovlivňují chemickou odolnost betonu, jako jsou popílký, přírodní i umělé pucolány, materiály typu Mikrosilika, metakaolin apod. Další hojně používanou přísadou je čistý vápenec, který ovšem nevstupuje do chemických reakcí, jen snižuje obsah alkálií v cementu.

Cílem našich prací bylo vybrat a otestovat materiály, které mohou svými vlastnostmi bránit nastartování a průběhu AKR tím, že sníží alkalitu roztoku v pórech cementové matrice a samy vážou vápník do CSH-struktur dřívě, než by v důsledku AKR došlo ke škodám na betonovém díle. Pro tento účel byly vybrány látky přírodní, upravené i vznikající jako vedlejší produkty z metalurgických procesů a z energetiky. Jsou to vysokopecní struska Třinec, černouhelný popílek Dětmárovice, hnědouhelný popílek Opatovice, spongilit Zeměchy, spongilit ČLUZ Nové Strašecí, metakaolin MEFISTO L05 (ČLUZ), mikrosilika Elkem MSC 940 U-S (BASF) a pro porovnání vysokoprocenní vápence (vlastní zdroje cementáren). Všechny jmenované materiály se kromě čistých vápenců vyznačují vysokým obsahem reaktivního SiO_2 a pucolanovou aktivitou. Při zkouškách byly přidávány k cementu CEM I rozemleté na stejnou zrnitost, jakou měl původní cement.

V rámci testování jmenovaných materiálů probíhaly dilatometrické testy čistých cementů CEM I ze všech cementáren ČR a jejich směsí se jmenovanými přísadami na reaktivních kamenivech andesit Teplice a droba Chornice podle TP 137 – jednak zrychlenou zkouškou podle upravené ASTM C1260-94, jednak zkouškou podle ČSN 72 1179. Výsledky byly u cementů ze všech cementáren obdobné. Byly zjišťovány korelace mezi pucolanitou cementu vyjádřenou jako rozdíl mezi alkalitou roztoku nad cementem s testovanou přísadou a alkalitou roztoku nad původním CEM I na konci zkoušky a výsledky dilatačních zkoušek podle ASTM a korelace mezi výsledky zkoušek dilatace podle ASTM a ČSN.

Základní zkoušky všech použitých materiálů (granulometrické složení, chemické analýzy, zkoušky pucolanity, analýzy výluhů) byly prováděny v laboratoři VÚ maltovin, dilatometrické zkoušky ve Zkušebně kamene a kameniva v Hořicích. V následujících tabulkách uvádíme nejvýznamnější výsledky prováděných testů.

Tab. č. 1: Změna alkality roztoku nad vzorkem při ukončení zkoušky pucolanity (mmol OH-/l)

přířada		změna alkality roztoku (mmol/l) cement - řada				
druh	obsah (%)	C	R	H	P	M
vysokopecní struska TŽ	30	-11,0	-3,5	-6,0	-8,3	-11,9
černouhelný popílek EDě	30	-15,5	-8,5	-9,0	-6,3	-10,9
hnědouhelný popílek EO _p	30	-18,5	-11,0	-11,5	-10,3	-14,9
spongilit Zeměchy	30	-25,0	-17,5	-16,5	-16,3	-23,4
spongilit Nové Strašecí	30	-25,5	-16,0	-20,0	-20,8	-21,4
metakaolin Mefisto, ČLUZ	10	-12,0	-7,5	-7,5	-2,8	-7,4
mikrosilika 940 U-S, BASF	10	-15,0	-11,5	-10,0	-9,3	-15,4
čistý vápenec	30	-14,5	-7,0	-7,5	-7,8	nest.

Tab. č. 2: Dilatace (% délky) na konci zkoušky podle ASTM C1260-94 (po 28 dnech), andezit

přířada		změna alkality roztoku (mmol/l) cement - řada				
druh	obsah (%)	C	R	H	P	M
bez přísad	-	1,310	0,922	0,891	1,154	0,898
vysokopecní struska TŽ	30	0,438	0,268	0,181	0,230	0,335
černouhelný popílek EDě	30	0,161				
hnědouhelný popílek EO _p	30	0,070	0,020	0,051	0,031	0,032
spongilit Zeměchy	30	0,059				
spongilit Nové Strašecí	30	0,077	0,064	0,029	0,039	0,066
metakaolin Mefisto, ČLUZ	10	0,425				
mikrosilika 940 U-S, BASF	10	0,255				
čistý vápenec	30	0,777	0,569	0,744	0,425	

Tab. č. 3: Dilatace (% délky) na konci zkoušky podle ČSN 72 1179 (po 6 měsících), andezit

přísada		změna alkality roztoku (mmol/l) cement - řada				
druh	obsah (%)	C	R	H	P	M
bez přísad	-	0,581	0,546	0,626	0,394	0,484
vysokopecní struska TŽ	30	0,113	0,111	0,185	0,020	0,033
černouhelný popílek EDě	30	0,071				
hnědouhelný popílek EOp	30	0,009	0,012	0,009	0,006	0,008
spongilit Zeměchy	30	0,002				
spongilit Nové Strašecí	30	0,003	0,008	0,010	0,026	0,007
metakaolin Mefisto, ČLUZ	10	0,111				
mikrosilika 940 U-S, BASF	10	0,028				
čistý vápenec	30	0,337	0,222			

Výsledky dilatačních zkoušek na kamenivu droba Chornice byly obdobné, jen s tím rozdílem, že naměřené dilatace byly menší, droba není tak reaktivní jako andezit. Použitý andezit je velmi reaktivní a výsledky na něm jsou velmi průkazné, není však jako kamenivo do betonu v ČR těžen. Naproti tomu „pomalejší“ droba je těžena a používána často a ve značné míře.

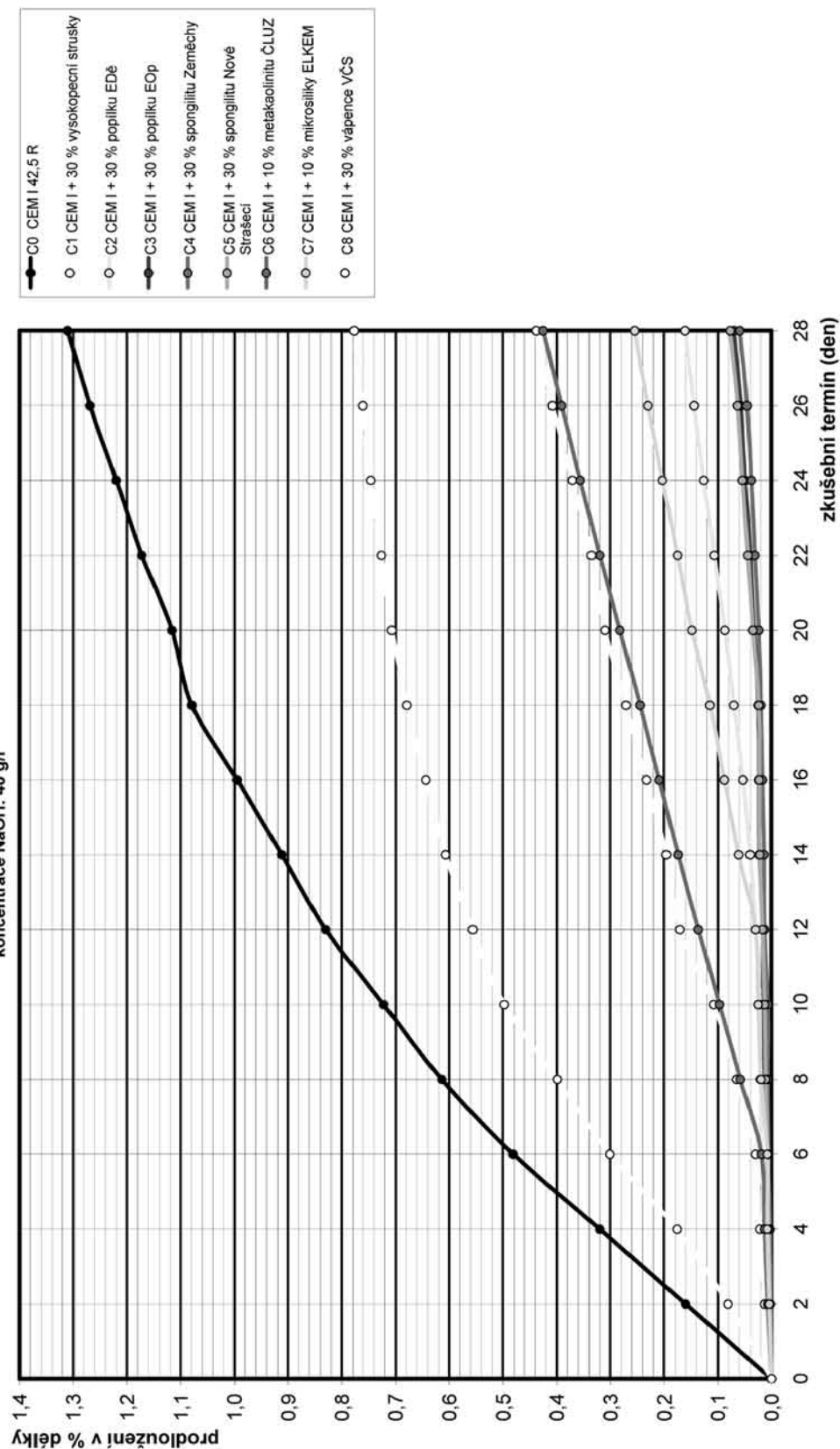
Alkalická rozpínavost kameniva

dilatometrická zkouška rozpínání cementové malty podle ASTM C 1260 - 94

cement: CEM I 52,5 R Čížkovice

kamenivo: andezit Tepličky 0 - 4 mm

koncentrace NaOH: 40 g/l



Průběh zkoušky podle ASTM C 1260-94

Přísady byly do cementu dodávány v takovém množství (30 %), aby cementy splňovaly požadavky na třídu CEM II/B, pouze v případě mikrosiliky a metakaolinu činila výše přísady 10 %, takže tyto cementy spadaly do skupiny CEM II/A. U mikrosiliky to bylo dáno ustanovením ČSN EN 197-1, v případě metakaolinu šlo o vliv přísady na reologii a zpracovatelnost cementové pasty.

Korelace mezi pucolanitou cementu, vyjádřenou jako alkalita roztoku nad cementem při ukončení zkoušky a hodnotou dilatace na konci zkoušky podle ASTM C 1260 – 94 je velmi významná, hodnota koeficientu korelace činí 0,8668. Korelace mezi výsledky zkoušky podle ASTM C 1260-94 a ČSN 72 1179 při ukončení zkoušky je ještě významnější, koeficient korelace činí 0,9848. Z toho plyne jednak, že zrychlená dilatační zkouška podle ASTM C 1260-94 má stejnou vypovídací schopnost jako zkouška podle ČSN 72 1179, jednak, že z pucolanity cementu je možno usuzovat na chování kameniva obsahujícího reaktivní SiO_2 v betonu, vyrobeném z tohoto cementu. U cementů vykazujících pucolanitu lze předpokládat použitelnost s kamenivem obsahujícím reaktivní SiO_2 i v případě, že cement obsahuje více jak 0,6 % Na_2O ekv.

Z průběhu dilatační zkoušky je zřetelné, v jaké míře přítomnost dané přísady působí oddálení startu AKR a zpomalení jejího průběhu. Je třeba ale vzít v úvahu obrovský přebytek alkálií v reakčním systému při této zkoušce – dilatometrické metody byly vyvinuty a slouží k rychlému testování kameniva, nikoliv cementu. Ve skutečnosti je v reálných betonech obsah alkálií mnohem menší, takže teoreticky by při použití testovaných přísad k nastartování AKR nemuselo vůbec dojít. Je také zřejmé, že vápenec do reakcí nevstupuje, pouze „řadí“ ostatní přítomné složky. Jeho potřebný obsah v cementu by musel být takový, aby obsah alkálií v cementu poklesl minimálně pod uzančí hodnotu 0,6 % Na_2O ekv. V každém případě se jako nejúčinnější jeví přísady hnědouhelného popílku EOP a obou spongilitů. U mikrosiliky je výsledek ovlivněn jejím nižším obsahem v cementu (limit 10 % je dán ČSN EN 197-1).

Popsané zkoušky byly prováděny v letech 2009 – 2010 v rámci prací na projektu MD ČR č. CG912-047-910. Dílčím tématem tohoto projektu byla udržitelná spotřeba a výroba, posuzování životního cyklu výrobků a technologií v oblasti dopravy v rámci tématického okruhu „Snižování negativních vlivů dopravy na zdraví a životní prostředí“. Tématický okruh byl součástí podprogramu „Zvyšování bezpečnosti provozu a snižování negativních vlivů dopravy na zdraví a životní prostředí“.

Seznam použitých podkladů

1. Láník, J., Cikrt, M., *Dvě tisíciletí vápenictví a cementárenství v českých zemích*, SV CEVA Praha, 2001
2. Tábořský, T., *Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací. Databáze a statistické vyhodnocení obsahu alkálií v cementech v ČR*, VÚ maltovin Praha, leden 2002
3. TP 137, ŘSD Praha
4. Tábořský, T., *Obsah alkálií v cementech v letech 2000 – 2002, cementárny ČR – přehled*
5. ČSN EN 196-5 *Zkouška pucolanity cementu*
6. ČSN 72 1179 *Stanovení reaktivnosti kameniva s alkáliemi*
7. Stark J., Freyburg E., Seyfarth K., Giebson C., Erfurt D., *70 Jahre AKR und kein Ende in Sicht, přednáška*, 17. Bausil, Výmar, září 2009
8. Tábořský, T., *Omezení vzniku křemičito alkalické reakce a snižování obsahu alkálií využíváním hydraulických silničních pojiv a nových směsných cementů určených pro betony pro silniční stavby, Projekt MD ČR č. CG912-047-910, Závěrečná zpráva*

BETONOVÉ VOZOVKY



6. BLOK

Zajímavé realizace

Oprava dráhy TWY D na letišti Praha-Ruzyně pomocí technologie „rychlých“ betonů

Ing. Jiří Šrůtka, Skanska a.s.

divize Silniční stavitelství

závod Betonové a speciální technologie

Příspěvek pojednává o opravě vzletové a přistávací dráhy mezinárodního letiště Praha Ruzyně za pomoci „rychlých“ betonů. Tato kompletní oprava včetně vybourání poškozené plochy proběhla ve velmi krátkém čase pouhých 72 hodin při celkové výměře takřka 1200 m². V praxi to znamenalo, že nebylo nutné toto enormně vytížené letiště uzavírat a omezovat na dlouhých 30 dnů, ale pouze na 72 hodin.

Úvod

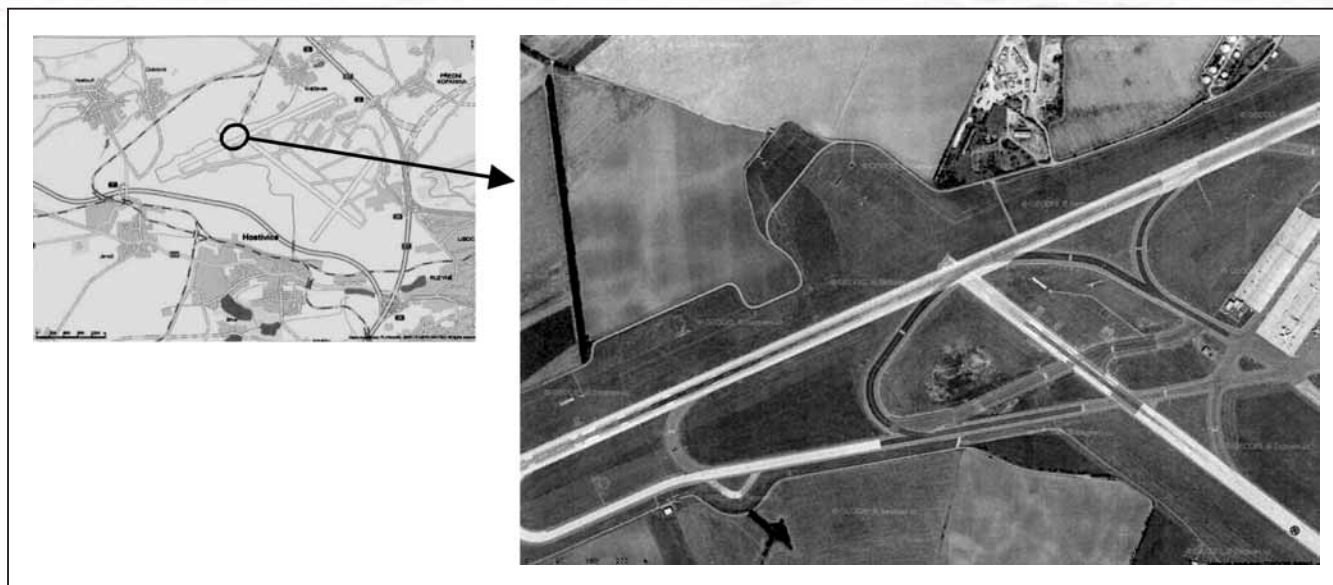
Obrovské zatížení letiště Praha Ruzyně způsobuje provozovateli značné potíže s plánováním a hlavně s realizací oprav pohybových ploch. S těmito opravami dodnes byly spojeny nutné odstávky vzletových a přistávacích drah a dalších pohybových ploch, omezování provozu letiště, ztráty příjmů letiště a další nepříznivé faktory. Proto si provozovatel vynucuje snižování všech dopravních omezení způsobených stavebními pracemi. Z těchto výše uvedených důvodů jedinou schůdnou cestou jak řešit špatný technický stav betonových ploch je maximální zkrácení oprav. To je možné pouze za podmínky použití nejmodernějších technologií.

Vývoj technologie

Vývoj „rychlých betonů“ pro opravy a sanace poruch betonových ploch u SKANSKA a.s. začal přibližně před 7 lety. Za tuto dobu bylo postupným vývojem, soustavným zlepšováním dosažených výsledků, trvalým získáváním zkušeností a značným úsilím v oblasti zkušebnictví dosaženo stavu, kdy na pozemních komunikacích (dálnicích) je tato technologie již běžně používanou a hlavně dostatečně odzkoušenou a ověřenou technologií.

Proto ve spolupráci s projektantem a investorem z důvodu maximálního zkrácení času opravy při opětovném zachování betonového krytu, bylo rozhodnuto o prvním využití této technologie na letišti v ČR.

Samotný vývoj „rychlého“ betonu, který se používá na pozemních komunikacích, je možno dohledat z dříve uveřejněných příspěvků na různých odborných konferencích.



Obr. 1. Situace místa opravy

Základní nastavení těchto betonů pro pozemní komunikace je:

- pevnost v tlaku po stanovené době (6 – 12 hodinách) ≥ 30 MPa
- pevnost v tlaku po 28 dnech (normová) > 60 MPa
- pevnost betonu v tahu ohybem po 14 hodinách $\geq 4,0$ MPa
(na trámcích 150 x 150 x 700 mm)
- pevnost betonu v tahu ohybem po 7 dnech $\geq 4,5$ MPa
(na trámcích 150 x 150 x 700 mm)
- odolnost betonu proti působení vody a CHRL $< 1000\text{g}/\text{m}^2$
(po 150 cyklech metodou A ve stáří 28 dnů)

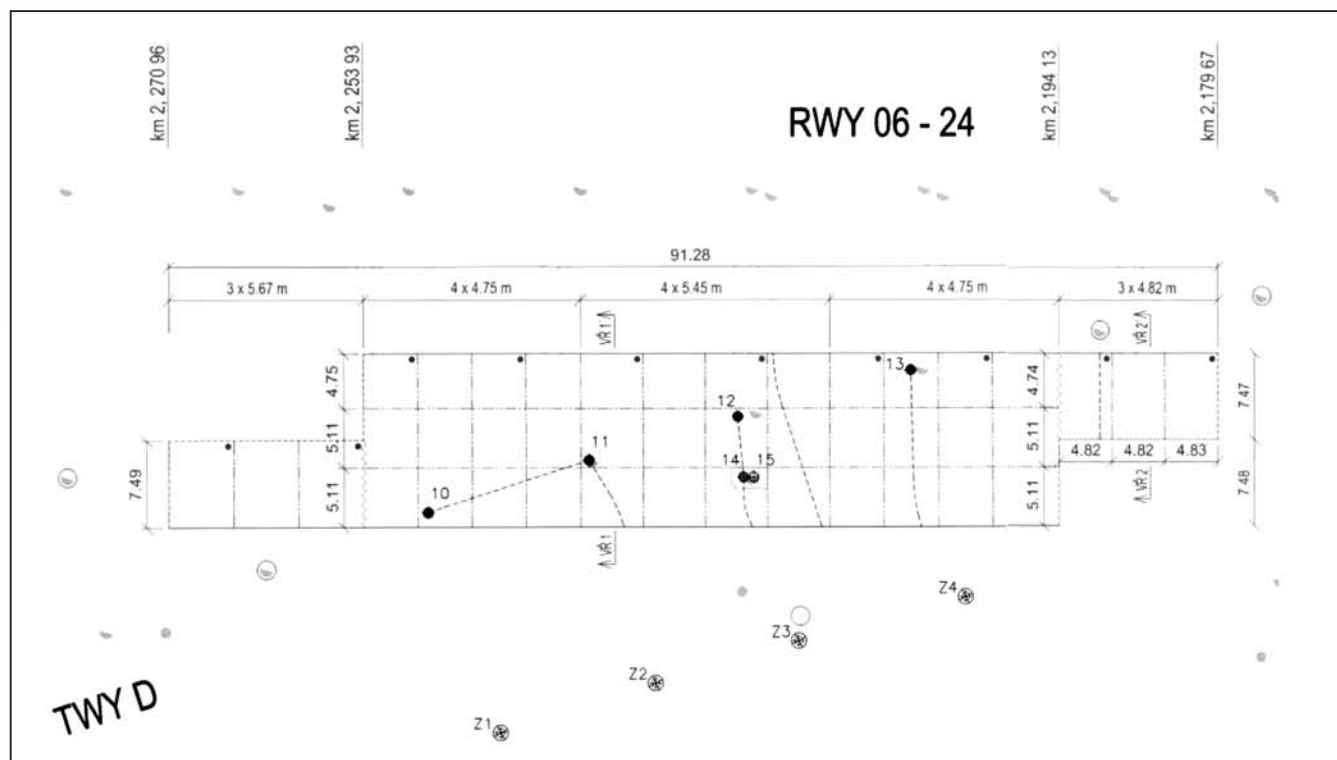
Z technologických důvodů a také vzhledem k požadavkům investora (projektanta), bylo nutné parametry betonu upravit přesně na požadavky stavby. Například jedním z technologických požadavků bylo, že beton bude zpracováván finišerem ve velké ploše a šířce (15 m) na rozdíl od daleko menších oprav na pozemních komunikacích, což mělo vliv na požadavek doby zpracovatelnosti. Zpřísňující požadavek projektanta byl také na pevnost betonu. Zde v době uvedení do provozu požadoval beton s pevností 45 MPa místo 37 MPa požadovaných u běžných betonů na vozovky.

Zadání projektanta a investora

Zadání investora a projektanta bylo provedení opravy v ploše 1.135 m² a tloušťce desky 250 mm za 72 hodin. V tomto čase bylo nutno realizovat veškeré práce související s opravou. Jinými slovy mezi posledním přistávajícím letadlem a prvním startujícím letadlem byl prostor uváděných 72 hodin. Zde kromě běžně prováděných prací na pozemních komunikacích, jako je navedení techniky, obřezání poškozených desek, jejich vybourání, vybetonování, vytvrdnutí, odvezení techniky a závěrečný úklid, bylo nutno realizovat v tomto čase také práce specifické právě pro letiště. Těmito specifickými pracemi je míněno uzavření opravované dráhy, zkrácení kolmé dráhy, odpojení světlotekniky, po vybourání poškozených desek osazení nových chráničků světlotekniky, osazení nové světlotekniky a její odzkoušení, obnovení zkrácené dráhy atd.

Zadání investora je možno shrnout do věty – Smluvní zajištění dodržení technických parametrů a hlavně doby opravy. Proto si investor například smluvně zajistil dodržení termínů opravy finanční sankcí v řádu několika stovek tisíc korun za každou hodinu z prodlení. Dalšími požadavky investora bylo například mít na stavbě každou techniku zálohovanou. Proto kromě finišeru provádějícího opravu jsme měli na stavbě ještě druhý (záložní) finišer, který by v případě poruchy mohl být neprodleně nasazen. Zajištění kvalitní záložní betonárny se stejnými vstupy, optimální dopravní vzdáleností a dostatečným výkonem bylo samozřejmostí.

Proti požadavkům investora, které především ovlivňovaly ekonomiku stavby, byly požadavky projektanta ryze technické povahy a značně ztížily tuto realizaci. Prvním požadavkem projektanta byla úprava (zvýšení) třídy betonu, což značně zkomplikovalo návrh konkrétní receptury pro tuto akci. Dalším požadavkem bylo extrémní vyztužení nových betonových desek z káři sítí se vzdáleností výztužných prutů 100 x 100 mm a silou výztuže 10 mm a to vše ve dvou vrstvách (celkem bylo na celou akci použito 35.000 kg výztuže). Takto extrémně husté vyztužení vedlo k úpravě receptury betonu s cílem zlepšit zatékání betonu mezi výztuž (konzistence rozlitého byla 750 mm a vyšší při použitím maximálního zrna kameniva 22 mm).



Obr. 2. Situace místa opravy – projektant AGA Letiště

Úprava technologie „rychlých“ betonů na tuto akci

Na základě požadavků investora a projektanta bylo nutno technologii „rychlých“ betonů značně přizpůsobit pro tuto opravu letiště (zvýšit pevnostní třídu betonu, upravit recepturu pro realizaci finišerem atd.). Z tohoto důvodu byly 3 týdny prováděny experimenty v naší akreditované zkušební laboratoři za účelem přesného nastavení technologie. Abychom maximálně eliminovali veškerá známá rizika spojená s realizací stavby, byly betony vyvíjeny ve dvou variantách (optimální klimatické podmínky a nepříznivé klimatické podmínky).

Po dokončení laboratorních prací bylo nutno odzkoušet a odladit veškeré podmínky přímo na stavbě (odladit chování betonu v závislosti na použité místní betonárně, dopravní vzdálenosti, použitém zařízení, klimatických podmínkách atd.). Z tohoto důvodu byla v těsné blízkosti letiště provedena zkrácená pokusná betonáž (cca 100 m²) se stejnými parametry jako byly plánovány na letišti. To znamená, že byl použit stejný finišer, šířka betonáže byla 15 m, vyztužení bylo provedeno stejnou výztuží jako bylo požadováno na letišti, tloušťka desky byla 250 mm, výroba betonu na určené betonárně a doprava betonu pomocí autodomíchávačů se simulováním odpovídajícího času dopravy. Z této pokusné betonáže vzešly další požadavky na úpravu receptur betonu. Tyto poslední úpravy již pouze reagovaly na místní podmínky (účinnost míchání betonárny, dopravní vzdálenost atd.). Ostatní parametry se při této pokusné betonáži ukázaly jako optimálně nastavené a plně vyhovující požadavkům.

Kritická místa technologie

Vzhledem k velké rozmanitosti je celý proces zahrnující výrobu, dopravu a ukládání betonu včetně všech následných kroků ošetření, dilatování atd. velmi náročný na technologickou kázeň pracovníků a odborné znalosti techniků i dělníků. Pro správnou funkci je nutno dodržovat velmi úzké meze všech technologických kroků. Každé vybočení z těchto mezí (nedodržení vodního součinitele, nepřesnost dávkování, špatné odhadnutí povětrnostních poměrů na stavbě atd.) znamená těžko napravitelný problém. Ve většině případů následuje buď nedodržení požadovaných parametrů nebo nutnost ČBS odstranit.

Parametr, který zvenčí nejvíce ovlivňuje proces tuhnutí a tvrdnutí je teplota vzduchu, intenzita slunečního svitu a proudění vzduchu. Ke všem těmto vnějším vlivům je nutno odpovědně přistupovat a správně jejich vliv na technologii vyhodnotit.



Obr. 3. Bourání staré poškozené betonové desky



Obr. 4. Příprava desky na betonáž – armování



Obr. 5. Betonáž desky za pomoci „rychlých“ betonů



Obr. 6. Příprava otvorů pro novou světelnou signalizaci

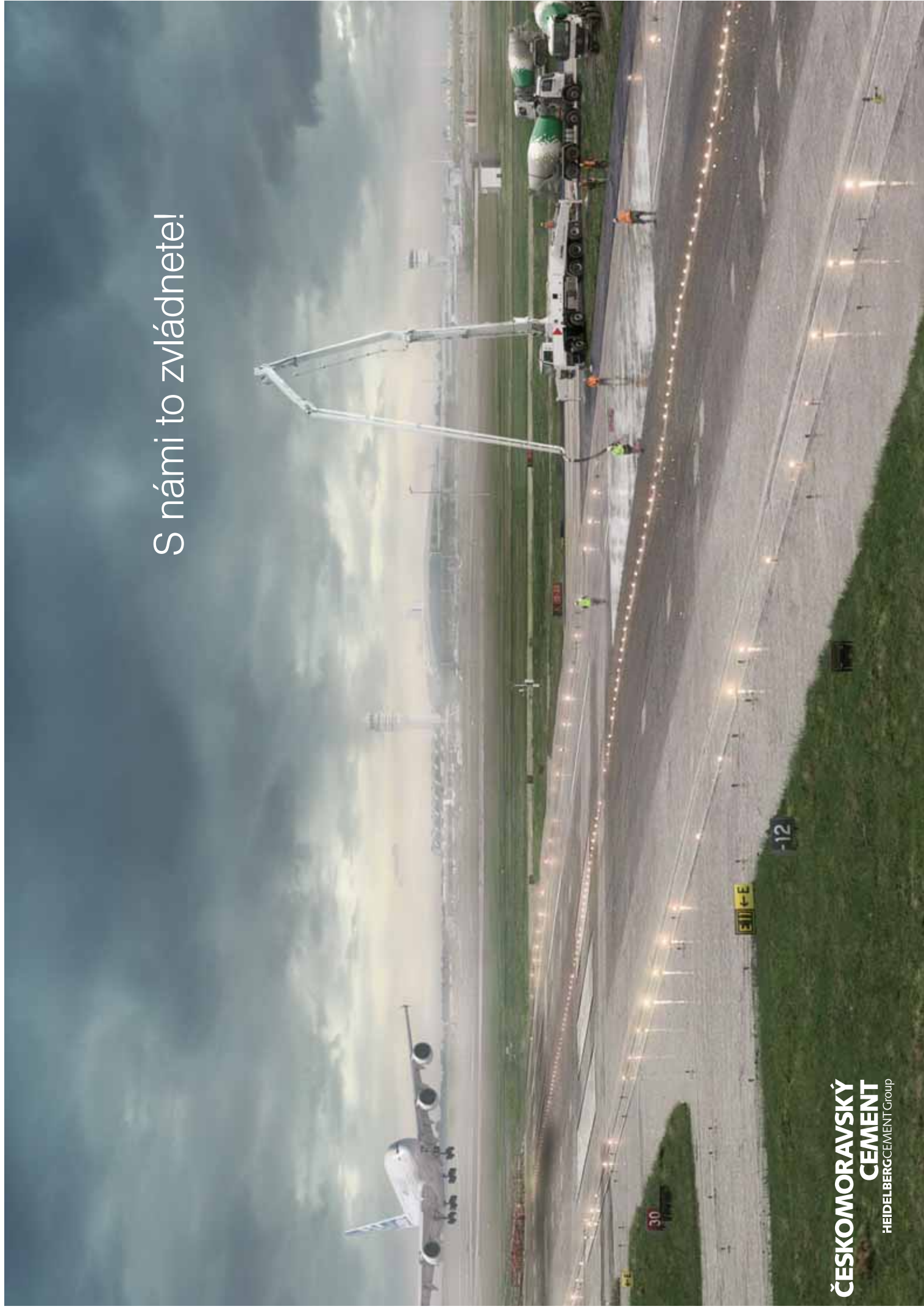
Závěr

Závěrem je možno konstatovat, že tato první akce, při které bylo využito „rychlého“ betonu na letišti, byla úspěšná a splnila veškerá očekávání investora a projektanta. Z pohledu zhotovitele můžeme konstatovat, že díky příznivým okrajovým podmínkám (i když z důvodu deště bylo nutno betonáž na 2 hodiny přerušit), bylo možno investorovi předat dílo ve výborné kvalitě ještě v předstihu 3 hodin. Při kontrolních zkouškách pevnosti betonu na krychlích v době předání bylo zjištěno, že projektanem požadovaná pevnost betonu byla překročena o cca 10 %.

Literatura

1. *Výkresová dokumentace rekonstrukce – projektanta AGA Letiště*
2. *Fotodokumentace Skanska a.s.*

S námi to zvládnete!



**ČESKOMORAVSKÝ
CEMENT**
HEIDELBERGCEMENT Group

Stavíme pro budoucnost



Naše společnost

Dálniční stavby Praha, a.s.

provádí cementobetonové kryty pro:

- silnice a dálnice
- letištní dráhy a plochy
- těžce zatížené průmyslové plochy
- obchodní centra

Pokládka betonu:

- a) dvouvrstvou technologií systémem „čerstvé na čerstvé“ soustavou dvou na sobě nezávislých finišerů typu Heilit+Woerner s posuvnou bočnicí a s automatickým vkládáním kluzných trnů do příčných spár
- b) jednovrstvou technologií s fixací kluzných trnů do ocelových košů
- ukládání kotev do podélných spár (výztužné prvky ve spárách zlepšují spolupůsobení desek a zamezují nerovnostem na hranách spár)
- nastavitelná pracovní šířka finišeru až na 16,75 m
- zajištění rovnosti povrchu tzv. podélným hladičem
- textura povrchu vytvářena jutou příp. jemnými kartáči podle požadavků na protismykové vlastnosti a hlučnost povrchu

Výhody:

- dlouhá životnost (35 let a více)
- vysoká odolnost proti trvalým deformacím
- dobré optické vlastnosti
- nehořlavé – nezbytné do tunelů
- možnost vytvoření různých textur povrchu a tím ovlivnění emisí hluku až na úroveň asfaltových povrchů
- z hlediska celoživotních nákladů výhodnější než asfaltové vozovky



Dálniční stavby Praha, a.s.

Na Bělidle 198/21 • 150 00 Praha 5

tel.: (+420) 224 266 939

fax: (+420) 224 266 946

e-mail: dsp@dsp.cz • www.dsp.cz





Letiště Praha-Ruzyně

1995 – 1996	Rozšíření terminálu mezinárodního letiště	115 370 m ²
2000	Prodloužení prstu B	50 660 m ²
2003	Terminál Sever 2 – Odbavovací plocha C4 u Cargo terminálu	47 890 m ²
2005	Zvýšení kapacity RWY 06/24	10 800 m ²
	Stojánka letadel u Cargo Menzies a Cargo terminálu ČSA	21 940 m ²
2006	Oprava stojánek 22, 23 okolo prstu C	7 660 m ²
2007	Oprava stojánek na OP Sever	16 030 m ²
2008	Oprava stojánek na OP Sever 4–11, 15, 16	27 462 m ²



Dálnice D5, stavba 0511 – 0512 Plzeň–Rozvadov

Termín výstavby: 06/1994 – 11/1997
 Plocha CB krytu: 1 240 000 m²
 Délka komunikace: 61,144 km
 Tloušťka CB krytu: 24 cm



Silniční okruh kolem Prahy, stavba 516 Třebonice – Řepy, II.etapa

Termín výstavby: 05/1998 – 06/2001
 Plocha CB krytu: 66 000 m²
 Délka komunikace: 3,3 km
 Tloušťka CB krytu: 24 cm



Dálnice D1, stavba 0133, Vyškov–Mořice

Termín výstavby: 06/2002 – 10/2005
 Plocha CB krytu: 161 000 m²
 Délka komunikace: 3,9 km
 Tloušťka CB krytu: 30 cm



Montážní závod automobilů TPCA Kolín-Ovčáry

Termín výstavby: 04/2003 – 12/2004
 Plocha CB krytu: 54 420 m²
 Tloušťka CB krytu: 21 cm



Dálnice D5, stavba 0510/IB Černice–Útušice (tunel Valík)

Termín výstavby: 09/2003 – 10/2006
 Plocha CB krytu: 8 590 m²
 Délka komunikace v tunelu: 380 m
 Šířka jedné tunelové roury: 11,5 m
 Tloušťka CB krytu: 26 cm



Dálnice D11, stavba 1104/IIC Dobšice–Chýšť

Termín výstavby: 10/2004 – 12/2006
 Plocha CB krytu: 213 500 m²
 Délka komunikace: 10,4 km
 Tloušťka CB krytu: 24 cm



Kontejnerový veřejný terminál ČD v žst. Lovosice

Termín výstavby: 02 – 12/2007
 Plocha CB krytu I.: 1 390 m²
 Tloušťka CB krytu: 24 cm
 Plocha CB krytu II.: 16 140 m²
 Tloušťka CB krytu: 34 cm



Rozšíření odbavovací plochy APRON 3, letiště Košice

Termín výstavby: 07 – 09/2007
 Plocha CB krytu: 20 900 m²

Rozšíření odstavné plochy C letiště M. R. Štefánika, Bratislava

Termín výstavby: 09/2009
 Plocha CB krytu: 15 341 m²



Dálnice D47, stavba 4704 Lipník nad Bečvou–Běltoň

Termín výstavby: 5/2005 – 11/2008
 Plocha CB krytu: 131 999 m²
 Délka komunikace: 4,885 Km



Měníme svět k lepšímu

Cement Hranice, akciová společnost
Bělotínská 288, 753 39 Hranice I – Město
Tel.: +420 581 829 111
e-mail: cement@cement.cz, www.cement.cz



Cement Hranice



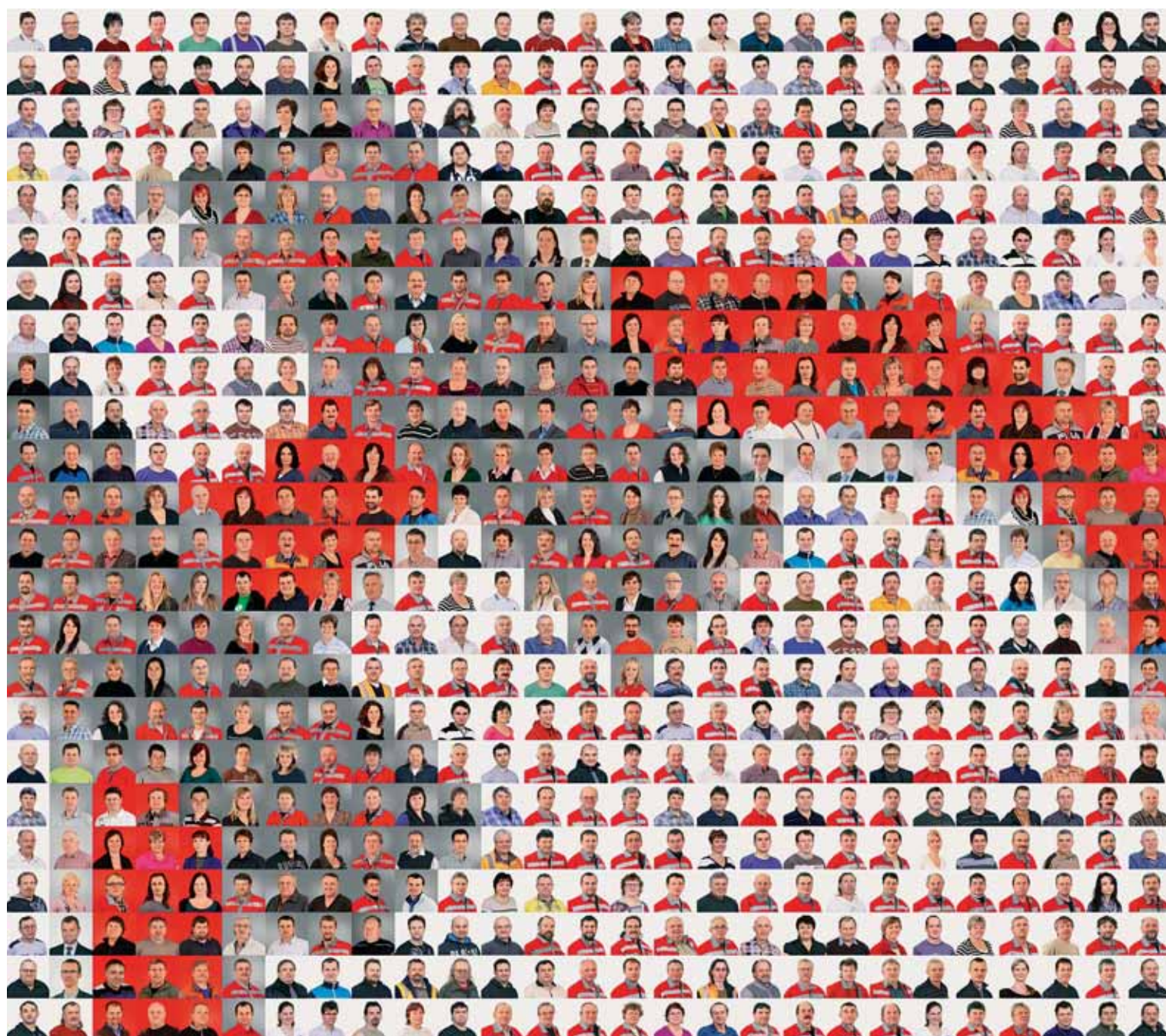
...být víc než jen výrobce stavebních materiálů

- spolehlivě dodáváme cementy a pojiva pro vaše stavby
- neustále pracujeme na zvyšování kvality
- optimalizujeme pro vás vlastnosti našich produktů
- aktivně přistupujeme k otázkám životního prostředí

Lafarge Cement, a. s.
411 12 Čížkovice čp. 27
tel.: 416 577 111
www.lafarge.cz



přinášíme materiály do života™



My jsme Holcim Česko!

100 let, **70** zemí, **80** tisíc zaměstnanců

Cement. Kamenivo. Beton

100 let
Pevně. Spolehlivě. Srdcem.



Cementobetonové kryty

pro silnice, dálnice, cyklostezky, letiště

Bezpečné a pohodlné



Cementobetonový povrch je šetrný k okolnímu prostředí, je stálý a neovlivňuje ho tolik vysoké či nízké teploty. Světlý povrch je bezpečnější a pohodlnější zejména v letních měsících, kdy tolik neabsorbuje teplo, výhodou je pak i při horších světelných podmínkách a za šera. Při dodržení velmi přísného technologického postupu při pokládce cementobetonového povrchu dosahuje díky svým vlastnostem životnosti až 50 let.

Skanska a.s., Závod Betonové a speciální technologie, náměstí Míru 709, 686 25 Uherské Hradiště

Betonové cyklostezky

Bezpečné a pohodlné



Cementobetonový povrch je šetrný k okolnímu prostředí, je stálý a neovlivňuje ho tolik vysoké či nízké teploty.



Světlý povrch je bezpečnější a pohodlnější zejména v letních měsících, kdy tolik neabsorbuje teplo, výhodou je pak i při horších světelných podmínkách a za šera.



Při dodržení velmi přísného technologického postupu při pokládce cementobetonového povrchu dosahuje díky svým vlastnostem životnosti až 50 let.



BETONOVÉ VOZOVKY

CONCRETE PAVEMENTS