

Sborník přednášek

Betonové vozovky 2006
2. mezinárodní konference

9. listopadu 2006 zámek Karlova Koruna Chlumeck nad Cidlinou

Conference proceedings

Concrete Pavements 2006
2nd International Conference

**November 9, 2006, Karlova Koruna Chateau
Chlumeck nad Cidlinou, Czech Republic**

Sborník
BETONOVÉ VOZOVKY 2006
2. mezinárodní konference
Kolektiv autorů

Vydavatel: Svaz výrobců cementu ČR, Dálniční stavby Praha a.s., Skanska DS a.s.
1. vydání
listopad 2006
brožované

ISBN 80-239-7955-8

Obsah

1. blok přednášek – výzkum, legislativa

Ermittlung der Spaltzugfestigkeit als Eingangsgröße in die Dickenbemessung von Betondecken nach Grenzzuständen (AWDSTAKO)	5
Zjišťování pevnosti v příčném tahu jako vstupní veličiny pro dimenzování tloušťky betonových krytů podle mezních stavů	12
Dr.-Ing. Lissi Pfeifer, Německo	
Evropské normy pro stavbu betonových vozovek	19
Ing. Marie Birnbaumová, Ředitelství silnic a dálnic ČR, Závod Brno	
Problematika návrhu letištních vozovek	23
Ing. Ludvík Vébr, CSc., ČVUT Praha	
Austrian regulations for damage prevention caused by alkali reaction	27
Rakouské předpisy pro prevenci škod způsobených alkalickou reakcí	33
Dipl.-Ing. Stefan Krispel, Forschungsinstitut der VÖZ, Wien, Rakousko	

2. blok přednášek – technologie

Fahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche – aktueller Stand in Deutschland	39
Vozovky s povrchem z vymývaného betonu – současný stav v Německu	49
Dipl.-Ing. Thomas Wolf, Dr.-Ing. Walter Fleischer, HEILIT+WOERNER Bau GmbH, Německo	
Metody použití kluzných trnů a jejich ekvivalentu ve spárách betonových vozovek	58
Ing. Josef Richter, Skanska DS a. s.	
Dowel Bar Technology – the method of placing Dowel Bars in the concrete slab, their purpose and function	XX
Technologie kluzných trnů – metoda ukládání kluzných trnů do betonové desky, jejich účel a funkce	XX
John Bowden, Gomaco International Limited, Velká Británie	

3. blok přednášek – poznatky z výstavby

Cementobetonový kryt vozovky na dálnici D2 v Bratislavě	61
Ing. Bohuslav Slánský, Skanska DS a. s., Ing. Vladimír Hlásek, SHB, a. s.	
Concrete Pavements in Tunnels in Austria	65
Betonové vozovky v tunelech v Rakousku	70
Dipl.-Ing. Dr. Tech. Günter Breyer, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Rakousko	
Betonové kryty v tunelech	75
Ing. Miloslav Müller, Ing. Jiří Svoboda, Pragoprojekt	
Letištní cementobetonové vozovky, jejich specifika, výhody, nevýhody	78
Ing. Vladimír Roith, Nikodem & partner	
Přehled dosavadních poznatků o příčinách poruch na letišti Mošnov	81
Ing. Jaroslava Škarková, Dálniční stavby Praha, a. s.	
Výstavba a opravy cementobetonových krytů pomocí rychletuhnoucích betonů	89
Ing. Jiří Šrutka, Skanska DS a. s.	

1. blok přednášek

výzkum, legislativa

Session 1

research, legislation



Ermittlung der Spaltzugfestigkeit als Eingangsgröße in die Dickenbemessung von Betondecken nach Grenzzuständen (AWDSTAKO)

Dr.-Ing. Lissi Pfeifer
Německo

2. Tschechische Betonstraßenkonferenz

Auf der 1. Betonstraßenkonferenz 2004 habe ich mein Bemessungsprogramm AWDSTAKO nach Grenzzuständen vorgestellt – heute möchte ich daran anschließen mit der

Ermittlung der Eingangsgröße Spaltzugfestigkeit

mit standardisiertem Schichtenaufbau

(in Deutschland gemäß RStO -01)
ist keine Differenzierbarkeit nach

- *der (Spalt-) zugfestigkeit des Betons*
- *der Streuung von Dicke und Festigkeit*
- *der Geometrie der Platten*
- *vom Normalfall abweichenden Achslasten und deren Verteilung*
- *der Art der Reifenbestückung*
- *dem Reifenkontaktdruck*
- *der Ebenheit der Decke (dem dynamischen Lastanteil)*
- *dem E_{v2} – Wert der ungebundenen Tragschicht möglich.*

Standardisierte Bauweisen können daher zu Über – und Unterbemessungen führen

Am teuersten sind im Laufe der Nutzungsdauer die unterbemessenen Decken

Natürlich ist für die Erreichung der normativen Nutzungsdauer nicht allein die zutreffende Dickenbemessung maßgebend

Von den zahlreichen wichtigen Eigenschaften des Straßenbetons ist jedoch die Spaltzugfestigkeit entscheidend für die Absicherung gegen die Bildung von Längs- und Querrissen und deren Folgeschäden

Die Spaltzugfestigkeit in der oberen und unteren Randfaser des Deckenquerschnitts ist das entscheidende Betonmerkmal für die Dickenbemessung

Die charakteristische Spaltzugfestigkeit (beim 5%- Quantil) wird an Bohrkernen nachgewiesen – sie ist die maßgebende Festigkeit des Bauwerks Straße

Spaltzugfestigkeitsnachweis bei der Bemessung von Betondecken

Gründe:

- allgemein, international angewendete Verfahrensweise für die Bemessung unbewehrter Betone,
- nicht vorhandene feste Korrelation zwischen Druck- und (Spalt-)zugfestigkeit,
- Möglichkeit, die Zugfestigkeit in situ als Bauwerksfestigkeit zu prüfen

Spaltzugfestigkeitsnachweis bei der Bemessung von Betondecken

Weitere Gründe:

- Festigkeitsermittlung an der Deckenober- und –unterseite
- Anwendung des gleichen Prüfverfahrens am Laborprüfkörper und am Bohrkern
- Ermittlung der Spaltzugfestigkeit beim 5%-Quantil aus Bohrkernprüfungen
- Bestimmung der Druck- und Spaltzugfestigkeit an Bohrkernscheiben eines Kerns

Die charakteristische Spaltzugfestigkeit geht direkt in den Grundwert der Rechenfestigkeit ein:

Grundwert der Berechnungsfestigkeit:

$$[N/mm^2] \quad f_d^0 = k_{bn} \frac{f_{ctk,core}}{k_{bt}}$$

Berechnungsfestigkeit:

$$[N/mm^2] \quad f_d = m_b \cdot f_d^0$$

Straßenart/ Verkehrsfläche	Materialfaktor			
	k _{bt}		k _{bt}	k _{bn}
	für Nachweis, quasistatisch im		beim Ermüdungs- nachweis im	
	GZT	GTG	GZT	
Bundesautobahnen	1,076	1,076	1,000	1,00
Bundesstraßen	1,076	1,076	1,000	
Landesstraßen	1,076	1,000	0,933	
Kreis- und Gemeindestr.	1,076	1,000	0,862	
Flächen mit geringem Qualitätsanspruch	0,933	1,000	0,78	1,00

Materialfaktoren k_{bt} und k_{bn}

Der Anteil gerissener Platten am Ende der normativen Nutzungsdauer wird über den Materialfaktor k_{bt}, der Spaltzugfestigkeit des Betons, der sich aus der mathematisch-statistischen Verteilung ergibt, in die Berechnung

Mit dem Materialfaktor k_{bn} ist bei den Ermüdungsnachweisen die Nacherhärtung des Betons berücksichtigungsfähig

Aufnehmbares Moment, abhängig von der Rechenfestigkeit f_d

$$M_{Rd} = 0,167 \cdot h_d^2 \cdot f_d$$

StC = Straßenbetonklasse

Beispiel einer Straßenbetonklasse:

StC 30/37 – 3,3

erster Wert: charakteristische Mindestdruckfestigkeit an Zylindern $f_{ck,cyl}$

zweiter Wert: charakteristische Mindestdruckfestigkeit an Würfeln $f_{ck,cube}$

dritter Wert: charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit an Zylindern f_{ctk} (zugehöriger Wert an Bohrkernscheiben = $f_{ct,k \text{ core}}$)

Straßenbetonklassen für unbewehrte Bauweise

StC 20/25 – 2,4

StC 20/25 – 2,7

StC 25/30 – 2,7

StC 25/30 – 3,0

StC 25/30 – 3,3

StC 30/37 – 3,0

StC 30/37 – 3,3

StC 30/37 – 3,7

StC 35/45 – 3,3

StC 35/45 – 3,7

StC 35/45 – 4,0

StC 40/50 – 4,3

Um eine sichere Bemessung von Betondecken für Verkehrsflächen mit dem Bemessungsprogramm

AWDSTAKO bzw. STAKO-KONT

durchführen zu können, müssen die Eingangsgrößen mit hoher Präzision ermittelt werden, wobei insbesondere die **Prüfstreuungen gering gehalten** werden können.

Zu diesem Zwecke wurde die Spaltzugfestigkeitsprüfung präzisiert.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen

Arbeitsanleitung
zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen
AL-SP – BETON 06

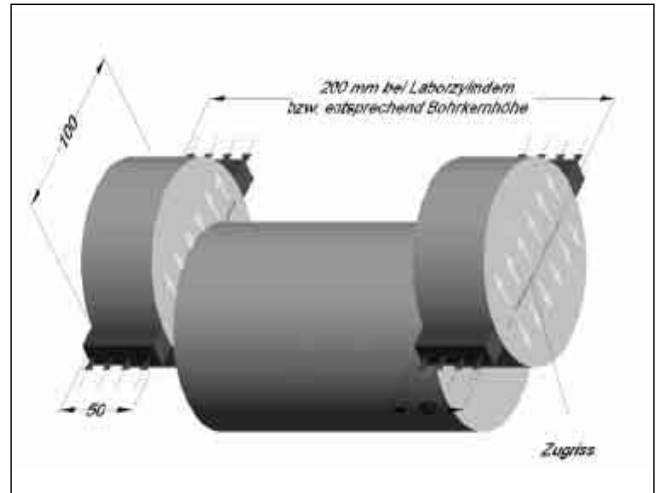
Das Prüfverfahren beruht auf der Erzeugung eines **2-achsigen Spannungszustands in einer Zylinderscheibe** infolge Druckeintragung über einander gegenüber liegende Lasteintragungsschienen. In der Zylinderscheibe entsteht dabei eine nahezu konstante Zugspannung, die den maßgeblichen Bruchzustand hervorruft.

Die besonderen Probenahme- und Prüfbedingungen lauten:

Die Erst- (Eignungs-) prüfung erfolgt an unteren Scheiben aus im Labor hergestellten Zylindern.

Kontrollprüfungen und Eigenüberwachungsprüfungen erfolgen an unteren und oberen Scheiben gemäß Bild 4 aus dem Bauteil entnommener Bohrkern.

Die Prüfkörper müssen einen Durchmesser von 100 ± 5 [mm] haben. Prüfkörper mit größeren Durchmesserabweichungen sind zu verwerfen.



Die Unebenheit der Mantelfläche der aus Bohrkernen gewonnenen Scheiben darf längs der Zylinderachse, gemessen als Stichmaß, maximal 0,5 mm betragen. Scheiben, die dieses Kriterium nicht erfüllen, sind zu verwerfen.

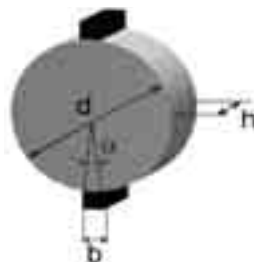
Zwischen Mantel- und Grundfläche muss der Winkel $90^\circ \pm 3^\circ$ betragen.

Bei ausreichender Deckendicke kann aus jedem Bohrkern neben den beiden Scheiben für die Spaltzugfestigkeit der mittlere Zylinderteil für die Druckfestigkeitsprüfung verwendet werden. Weiterhin ist es zulässig, die Zylinderscheiben $\varnothing 100$ mm aus Bohrkernen $\varnothing 150$ mm herauszubohren.

Es werden an die Bohrkern-Mantelfläche angepasste konvexe Lasteintragungsschienen verwendet

$d = 100 \pm 5$ mm;
 $h = 50 \pm 5$ mm
 $\alpha = 15^\circ$

Sekantenlänge der Lasteintragungsschiene:
 $b = d \cdot \sin(\alpha/2)$
 $= 13 \text{ mm} + 0 / - 0,3 \text{ mm};$
 $h/d = 0,50 \pm 0,05$



Bei Bohrkernen wird vor dem Schneiden der Scheiben die Höhe bestimmt, wobei untere Bereiche ohne geschlossenes Gefüge für die Erreichung der Sollstärke aus der Bemessung nicht berücksichtigt werden.

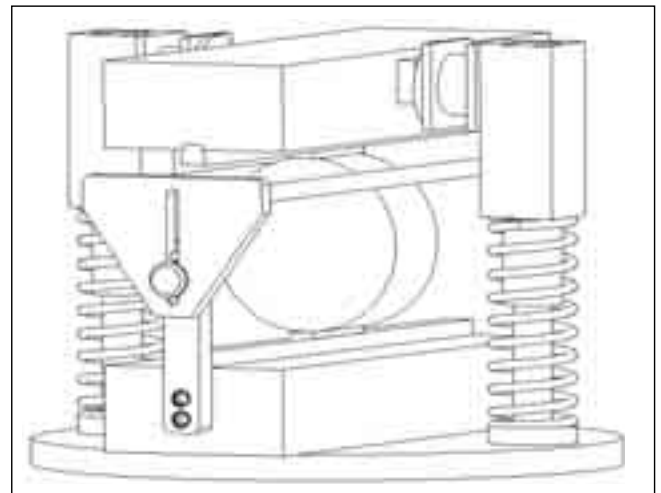
Bei Bohrkernen sind die Oberflächenstrukturierung und untere Bereiche ohne geschlossenes Gefüge zu entfernen.

Von den so vorbereiteten Bohrkernen sind jeweils die oberen und unteren Scheiben (Bild 4) zu verwenden. Sie sind getrennt zu bezeichnen, nach Abschnitt 5 zu prüfen und nach Abschnitt 6 auszuwerten.

Voraussetzung ist ein Größtkorn des Betons von 22 mm.
 Es werden Scheiben der Höhe 50 +/- 5 [mm] hergestellt. Prüfkörper mit größeren Höhenabweichungen als +/- 5 mm sind zu verwerfen.
 Die Laborprüfkörper sind in Zylinderformen mit einer Mindesthöhe von $h = 200$ mm herzustellen.
 Die unmittelbare Herstellung von Zylinderscheiben als Laborprüfkörper ist nicht zulässig, vielmehr sind untere Scheiben von Zylindern zu verwenden.

Mit Hilfe einer Hochgeschwindigkeitskamera wurde nachgewiesen, dass unter den in dieser Arbeitsanleitung beschriebenen Bedingungen in der Zeitfolge zuerst stets ein eindeutiger Zugbruch eintritt; durch die weitere Druckeintragung über die Lasteintragungsschienen können nachfolgend Scherbrüche entstehen, die das Ergebnis der Spaltzugprüfung jedoch nicht beeinflussen.

Die Verwendung einer Spaltzugprüfvorrichtung inklusive Zentrierhilfe innerhalb der Prüfmaschine muss möglich und gewährleistet sein. Eine außermittige Belastung der Prüfkörper ist auszuschließen, da keine Zwängungen entstehen dürfen. Vor Beginn der Prüfung ist der Prüfkörper mit einer Zentrierhilfe, z.B. gemäß des folgenden Bildes, auszurichten.



Aus der erreichten Höchstlast bei der Prüfung ergibt sich die Spaltzugfestigkeit zu

$$f_{ct(i)} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} = \frac{0,64 \cdot F}{d \cdot h}$$

Es bedeuten:

- $f_{ct(i)}$ Spaltzugfestigkeit [N/mm²], Einzelergebnis an Zylinder- oder Bohrkernscheibe
- F Höchstlast [N]
- d gemessener Durchmesser des Prüfkörpers [mm]
- h gemessene Höhe des Prüfkörpers μ Erwartungswert (= Mittelwert) der Grundgesamtheit (= des Prüfloses)
- σ Standardabweichung der Grundgesamtheit (= des Prüfloses)

der Schätzwert des Mittelwerts μ
im Prüflos

$$f_{ctm,core} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n f_{ct(i),core}$$

der Schätzwert der
Standardabweichung σ im Prüflos:

$$s = \sqrt{\left(\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_{ct(i),core} - f_{ctm,core})^2 \right)}$$

der Schätzwert V des
Variationskoeffizienten σ / μ
im Prüflos:

$$V = \frac{s}{f_{ctm,core}} \cdot 100$$

Das mit den empirischen Größen
 $f_{ctm,core}$ und s geschätzte 5%-Quantil
bei einseitiger Fragestellung beträgt
dann, unter Berücksichtigung der
Anzahl der Prüfergebnisse:

$$f_{ctk,core} = f_{ctm,core} - k \cdot s$$

Das mit den empirischen Größen $f_{ctm, core}$ und s
geschätzte 5%-Quantil bei einseitiger Fragestellung ergibt
sich aus

$f_{ctk, core}$	charakteristische Spaltzugfestigkeit (5%- Quantil) der Grundgesamtheit (= des Prüfloses) an Bohrkernscheiben [N/mm ²]
$f_{ctm, core}$	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit der geprüften Bohrkernscheiben [N/mm ²]
$f_{ct(i), core}$	Einzelwert der Spaltzugfestigkeit einer Bohrkernscheibe [N/mm ²]
s	Standardabweichung der Spaltzugfestigkeit an den geprüften Bohrkernscheiben [N/mm ²]
k	Faktor nach [14] gemäß Tabelle 2
μ	Erwartungswert (= Mittelwert) der Grundgesamtheit (= des Prüfloses)
σ	Standardabweichung der Grundgesamtheit (= des Prüfloses)

Tabelle 2: k-Faktoren als Funktion der
Probenanzahl n für das 5 % - Quantil bei
mathematisch-statistischer Sicherheit von 95 %

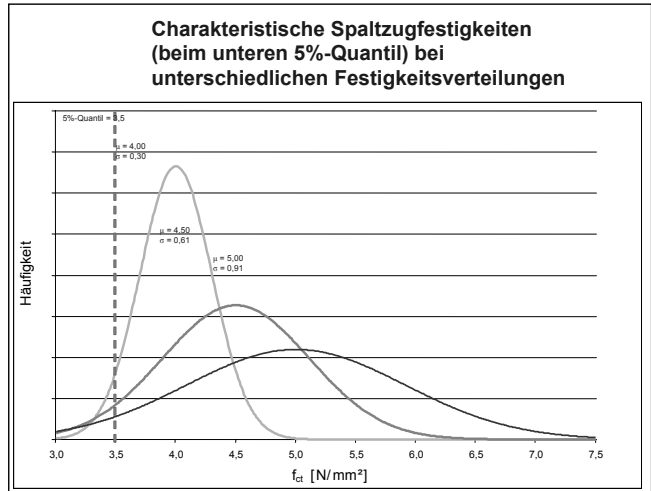
n	$m = n - 1$	k
15	14	2,566
16	15	2,524
17	16	2,486
18	17	2,453
19	18	2,423
20	19	2,396
21	20	2,371
22	21	2,349
23	22	2,328
24	23	2,309
25	24	2,292
26	25	2,276
27	26	2,260
28	27	2,246
29	28	2,232
30	29	2,220
40	39	2,126
50	49	2,065
60	59	2,022
70	69	1,990
80	79	1,964
90	89	1,944
100	99	1,927
∞	∞	1,645

Für die Übereinstimmungsprüfung müssen mindestens 15 obere und mindestens 15 untere Bohrkernscheiben eines Prüfloses geprüft werden.

Die statistische Auswertung der oberen Bohrkernscheiben ist dabei getrennt von der Auswertung der unteren Bohrkernscheiben vorzunehmen.

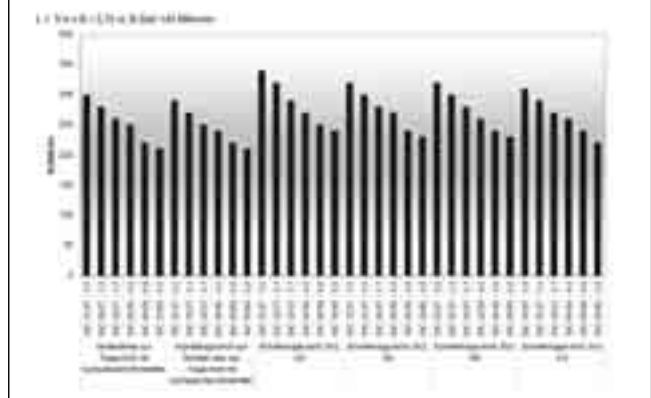
Der Nachweis ist jeweils mit Bohrkernen für ein Prüflos (eine Grundgesamtheit) zu erbringen, das mit der Gesamtlänge des Bauabschnitts nur dann übereinstimmt, wenn innerhalb dessen keine Veränderungen am Beton und dessen Bestandteilen, sowie des Misch- und Einbauverfahrens erfolgt sind.

Wie das folgende Bild zeigt, kann die charakteristische Spaltzugfestigkeit (beim unteren 5%-Quantil) in der Praxis mit ganz unterschiedlichen mittleren Festigkeiten erbracht werden. Bei einer „guten“ gleichmäßigen Produktion ist ein geringerer Mittelwert erforderlich als in anderen Fällen.



Das folgende Diagramm zeigt die starke Abhängigkeit der erforderlichen Deckendicke von der Spaltzugfestigkeit des Betons und somit die Bedeutung einer möglichst korrekten Prüfung dieser Betoneigenschaft.

Abhängigkeit der Solldicke der Decke von der Spaltzugfestigkeit



Zjišťování pevnosti v příčném tahu jako vstupní veličiny pro dimenzování tloušťky betonových krytů podle mezních stavů

Dr.-Ing. Lissi Pfeifer
Německo

2. česká konference o betonových vozovkách

Na 1. konferenci o betonových vozovkách v roce
2004 jsem představila svůj program pro
dimenzování podle mezních stavů AWDSTAKO
– dnes bych na něj chtěla navázat

zjišťování vstupní veličiny pevnosti v příčném
tahu

Pro standardizované vrstvy

(v Německu podle RStO 01)

není možná diferenciacce podle

- **pevnosti betonu v (příčném) tahu**
- **rozptylu tloušťky a pevnosti**
- **geometrie desek**
- **osových zatížení a jejich rozdělení, která se odchyľují od normálu**
- **druhu pneumatik**
- **kontaktního tlaku pneumatik**
- **rovnosti krytu (dynamického podílu zatížení)**
- **hodnoty E_{v2} nestmelené podkladní vrstvy**

Standardizované stavební postupy
proto mohou vést k předimenzování
nebo poddimenzování

Nejdražší jsou během doby
užívání poddimenzované kryty

Pro dosažení normativní doby
užívání samozřejmě není
rozhodující pouze odpovídající
návrh tloušťky krytu

Z četných důležitých vlastností silničního betonu
je však pevnost v příčném tahu rozhodující pro
zamezení tvorby podélných a příčných trhlin a
jimi vyvolaných následných škod

Pevnost v příčném tahu horních a dolních okrajových vláken průřezu krytu je rozhodujícím znakem betonu pro dimenzování tloušťky vrstvy

Charakteristická pevnost v příčném tahu (při 5% kvantilu) se prokazuje na jádrových vývrtech – je to rozhodující pevnost úseku stavby

Určení pevnosti v příčném tahu pro dimenzování cementobetonových krytů

Důvody:

- všeobecný, mezinárodně používaný postup pro návrh prostých betonů,
- neexistující pevná korelace mezi pevností v tlaku a pevností v (příčném) tahu,
- možnost stanovení pevnosti v tahu in situ jako pevnosti provedeného díla

Určení pevnosti v příčném tahu pro dimenzování cementobetonových krytů

Další důvody :

- zjišťování pevnosti na horní a dolní části krytu
- aplikace stejného zkušební postupu na laboratorním zkušebním tělese a jádrových vývrtech
- zjišťování pevnosti v příčném tahu při 5% kvantilu ze zkoušek jádrových vývrťů
- určování pevnosti v tlaku a v příčném tahu na odřezech z jádrového vývrťu

Charakteristická pevnost v příčném tahu vstupuje přímo do základní hodnoty výpočtové pevnosti :

Základní hodnota výpočtové pevnosti:

$$[N/mm^2] f_d^0 = k_{bn} \frac{f_{ctk,core}}{k_{bt}}$$

Výpočtová pevnost :

$$[N/mm^2] f_d = m_b \cdot f_d^0$$

Druh vozovky/ dopravní plocha	Faktor materiálu			
	• k _{bt}		• k _{bn}	
	• pro průkaz, quasistaticky v	• při průkazu únavy v	• GZT	
	• GZT	• GTG	• GZT	
• Spolkové dálnice	• 1,076	• 1,076	• 1,000	• 1,00
• Silnice I. třídy	• 1,076	• 1,076	• 1,000	
• Silnice II. třídy	• 1,076	• 1,000	• 0,933	
• Okresní a obecní komunikace	• 1,076	• 1,000	• 0,862	
• Plochy s nízkými nároky na kvalitu	• 0,933	• 1,000	• 0,78	• 1,00

Faktory materiálu k_{bt} a k_{bn}

Podíl desek s trhlinami na konci normativní doby užívání se ve výpočtu zohledňuje faktorem materiálu k_{bt}, pevnosti betonu v příčném tahu. Koeficient vyplývá z matematicko-statistického rozdělení.

Faktorem materiálu k_{bn} je při průkazech únavy možno zohlednit dodatečné vytvrnutí betonu.

Přijatelný moment, závislý na
výpočtové pevnosti f_d

$$M_{Rd} = 0,167 \cdot h_d^2 \cdot f_d$$

StC = třída silničního betonu

Příklad třídy silničního betonu :

StC 30/37 – 3,3

první hodnota: charakteristická minimální pevnost v tlaku
na válcích $f_{ck,cyl}$

druhá hodnota: charakteristická minimální pevnost v tlaku
na krychlích $f_{ck,cube}$

třetí hodnota: charakteristická minimální pevnost v příčném
tahu na válcích f_{ctk} (příslušná hodnota na odřezech z jádrových
vývrtů = $f_{ct,k \text{ core}}$)

Třídy pro nevyztužený silniční beton

StC 20/25 – 2,4
StC 20/25 – 2,7
StC 25/30 – 2,7
StC 25/30 – 3,0
StC 25/30 – 3,3
StC 30/37 – 3,0
StC 30/37 – 3,3
StC 30/37 – 3,7
StC 35/45 – 3,3
StC 35/45 – 3,7
StC 35/45 – 4,0
StC 40/50 – 4,3

Aby bylo možno provádět bezpečné
dimenzování cementobetonových krytů
vozovek pomocí programu

AWDSTAKO příp. STAKO-KONT,

musí být vstupní veličiny zjištěny s
vysokou přesností, přičemž je obzvláště
třeba **udržet nízké rozptyly zkoušek**.
Pro tento účel byla zkouška pevnosti v
příčném tahu upřesněna.

Forschungsgesellschaft für Straßen-
und Verkehrswesen

Pracovní návod
pro stanovení charakteristické pevnosti v
příčném tahu
na odřezech z válců jako vstupní veličiny
pro návrh cementobetonových krytů
vozovek
AL-SP – BETON 06

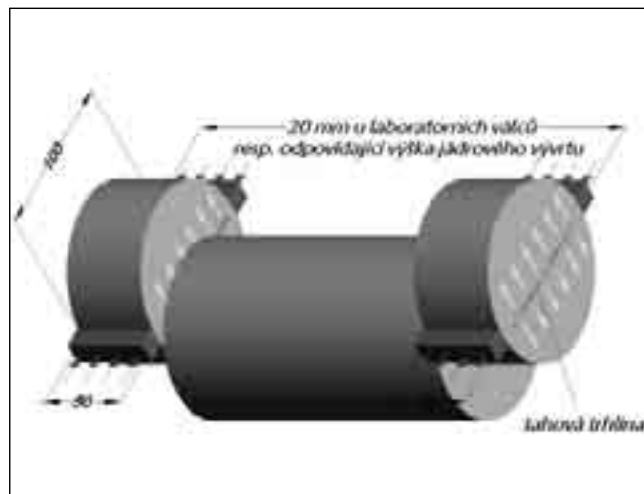
Zkušební metoda je založena na
dosažení **2-osého napět'ového
stavu v odřezu z válce** v důsledku
působení tlaku přes protilehlé
zatěžovací lišty. V odřezu vznikne
téměř konstantní tahové napětí, které
vyvolá rozhodující stav lomu.

Speciální podmínky odběru vzorků a zkoušek jsou:

Průkazní zkouška se provádí na spodním odřezu z laboratorního válce.

Kontrolní zkoušky a vlastní kontrolní zkoušky se provádí na spodních a horních odřezech odebraných z jádrových vývrtů, viz obr.4.

Zkušební tělesa musí mít průměr 100 ± 5 [mm]. Zkušební tělesa s většími odchylkami od průměru se musí vyloučit.



Nerovnost povrchu pláště odřezů z jádrových vývrtů smí být namátkově v ose válce maximálně 0,5 mm. Odřezy, které tato kritéria nesplňují, se musí vyloučit.

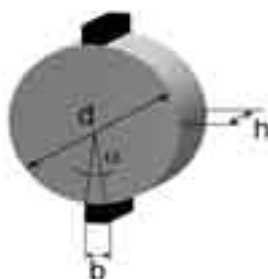
Úhel mezi pláštěm a plochou základny musí být roven $90^\circ \pm 3^\circ$.

Při dostatečné tloušťce krytu je možno z každého jádrového vývrtu kromě obou odřezů pro pevnost v příčném tahu použít střední díl válce pro zkoušku pevnosti v tlaku. Dále je možno z jádrových vývrtů $\varnothing 150$ mm vyvrtávat tělesa $\varnothing 100$ mm.

Používají se konvexní zatěžovací lišty, přizpůsobené plášti jádrového vývrtu

$d = 100 \pm 5$ mm;
 $h = 50 \pm 5$ mm
 $\alpha = 15^\circ$

Délka sekantu zatěžující lišty : $b = d \cdot \sin(\alpha/2)$
 $= 13 \text{ mm} + 0 / - 0,3 \text{ mm}$;
 $h/d = 0,50 \pm 0,05$



U jádrových vývrtů se před odebráním odřezů určí výška, přičemž se však spodní oblast s neuzavřenou strukturou nevezme do tloušťky požadované v návrhu v úvahu.

U jádrových vývrtů se odstraňuje horní část s povrchovou strukturou (texturou) a dolní část s neuzavřenou strukturou. Z takto připravených jádrových vývrtů se používá vždy horní a dolní odřez (obr.4). Odřezy se označí každý zvlášť, zkouší podle odst. 5 a vyhodnocují podle odst. 6.

Předpokládá se max. zrno betonu 22 mm.

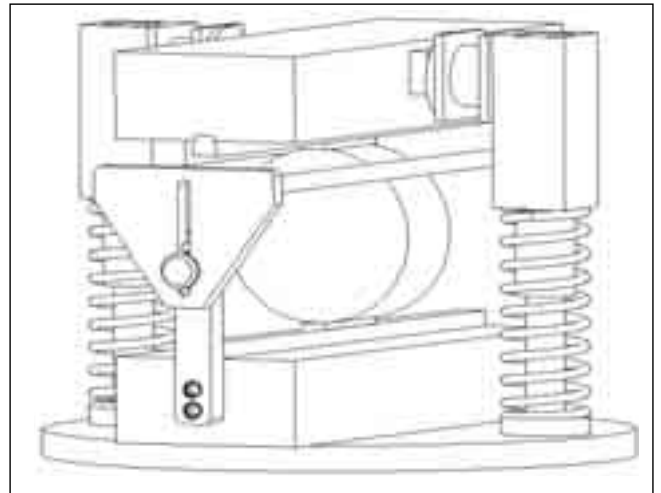
Připravují se odřezy o výšce 50 +/- 5 [mm]. Zkušební tělesa s odchylkou výšky větší než +/- 5 mm se vyřazují.

Laboratorní zkušební tělesa se vyrábí ve válcových formách o minimální výšce $h = 200$ mm.

Laboratorní výroba těles odpovídajících válcovým odřezům není přípustná, používají se spodní odřezy z válců.

Pomocí vysokorychlostní kamery bylo prokázáno, že za podmínek, popsaných v tomto pracovním návodu, nejdříve nastane jednoznačný tahový lom; dalším působením tlaku přes zatěžovací lišty mohou následně vzniknout smykové lomy, které však výsledek zkoušky pevnosti v příčném tahu neovlivní.

Musí být možné a zaručené použití zařízení na zkoušku pevnosti v příčném tahu včetně středícího přípravku. Mimostředné zatěžování zkušebních tělísek musí být vyloučeno. Před zahájením zkoušky musí být zkušební těleso vyrovnáno pomocí středícího přípravku, např. podle následujícího vyobrazení.



Z dosaženého nejvyššího zatížení při zkoušce vyplývá pevnost v příčném tahu

$$f_{ct\langle i \rangle} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} = \frac{0,64 \cdot F}{d \cdot h}$$

kde znamená:

- $f_{ct\langle i \rangle}$ pevnost v příčném tahu [N/mm^2], jednotlivý výsledek z válce nebo odřezu z jádrového vývrtu
- F nejvyšší zatížení [N]
- d naměřený průměr zkušební tělesa [mm]
- h naměřená výška zkušební tělesa
- μ očekávaná hodnota (= střední hodnota) základního celku (= zkušební série)
- σ standardní odchylka základního celku (= zkušební série)

Odhadnutá hodnota střední hodnoty μ ve zkušební sérii

$$f_{ctm,core} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n f_{ct(i),core}$$

odhadnutá hodnota standardní odchylky σ ve zkušební sérii:

$$s = \sqrt{\left(\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (f_{ct(i),core} - f_{ctm,core})^2 \right)}$$

odhadnutá hodnota V variačního koeficientu σ / μ ve zkušební sérii:

$$V = \frac{s}{f_{ctm,core}} \cdot 100$$

Při jednostranně položené otázce pak odhadnutý 5% kvantil s ohledem na počet výsledků zkoušek činí s empirickými veličinami $f_{ctm,core}$ a s :

$$f_{ctk,core} = f_{ctm,core} - k \cdot s$$

5% kvantil odhadovaný s empirickými veličinami $f_{ctm,core}$ a s při jednostranně položené otázce vyplývá z

$f_{ctk,core}$	charakteristická pevnost v příčném tahu (kvantil 5%) základního celku (= zkušební série) na odřezcích z jádrových vývrtů [N/mm ²]
$f_{ctm,core}$	střední hodnota pevnosti v příčném tahu zkoušených odřezků z jádrových vývrtů [N/mm ²]
$f_{ct(i),core}$	jednotlivá hodnota pevnosti v příčném tahu odřezu z jádrového vývrtu [N/mm ²]
s	standardní odchylka pevnosti v příčném tahu na zkoušených odřezcích z jádrových vývrtů [N/mm ²]
k	faktor podle [14] z tabulky 2
μ	očekávaná hodnota (= střední hodnota) základního celku (= zkušební série)
σ	standardní odchylka základního celku (= zkušební série)

Tabulka 2: faktory k jako funkce počtu vzorků n pro 5% kvantil při matematicko-statistické jistotě 95 %

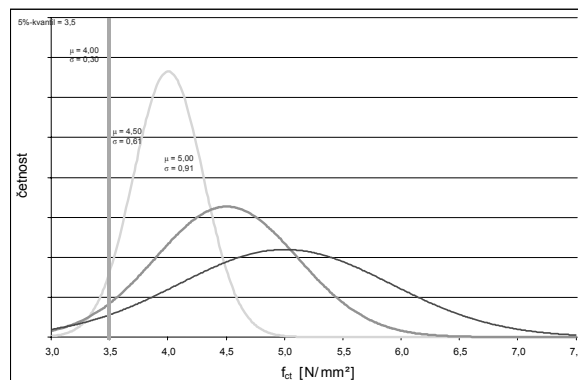
n	$m = n - 1$	k
15	14	2,566
16	15	2,524
17	16	2,486
18	17	2,453
19	18	2,423
20	19	2,396
21	20	2,371
22	21	2,349
23	22	2,328
24	23	2,309
25	24	2,292
26	25	2,275
27	26	2,260
28	27	2,246
29	28	2,232
30	29	2,220
40	39	2,125
50	49	2,065
60	59	2,022
70	69	1,990
80	79	1,964
90	89	1,944
100	99	1,927
∞	∞	1,645

Pro zkoušku shody se musí odzkoušet v jedné zkušební sérii min.15 horních a min.15 dolních odřezů z jádrových vývrtů. Statistické vyhodnocování horních odřezů z jádrových vývrtů se přitom provádí odděleně od vyhodnocování spodních odřezů z jádrových vývrtů.

Hodnocení se provádí vždy s jádrovými vývrti z jednoho zkušebního úseku (jeden základní celek) a souhlasí s celkovou délkou úseku stavby jen tehdy, pokud na tomto úseku nedošlo k žádným změnám v betonu a jeho složkách ani v postupech při míchání a pokládce.

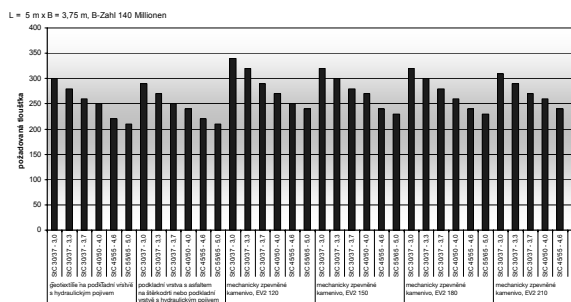
Jak ukazuje následující graf, může se charakteristická pevnost v příčném tahu (při dolním 5% kvantilu) v praxi dosáhnout se zcela rozdílnými středními pevnostmi. Při „dobré“ rovnoměrné výrobě je žádoucí nižší střední hodnota než je tomu v případech jiných.

Charakteristické pevnosti v příčném tahu (při dolním 5% kvantilu) při různých distribucích pevnosti



Následující diagram znázorňuje silnou závislost potřebné tloušťky krytu na pevnosti betonu v příčném tahu a tím význam co nejkorektnější zkoušky této vlastnosti betonu.

Závislost požadované tloušťky krytu na pevnosti v příčném tahu



Evropské normy pro stavbu betonových vozovek

Ing. Marie Birnbaumová

Ředitelství silnic a dálnic ČR, Závod Brno

Století zkušeností

Cesta vpřed je beton

V září 2006 se v Bruselu konala mezinárodní konference CONCRETE ROADS 2006 pod tímto mottem. Ráda bych stejné motto použila i pro můj příspěvek a dokladovala, že čeští technici mají cestu vpřed připravenou i tím, že přechod na evropské normy v oblasti výstavby cementobetonových krytů je téměř u konce. Není dokončeno normalizační řízení jen u několika méně významných norem. V podstatě současně s tvorbou národních příloh k hlavním evropským normám pro CB kryty byla připravena i česká technologická norma ČSN 73 6123-1 Cementobetonové kryty – Provádění a kontrola shody a Technické kvalitativní podmínky kapitola 6; revidované znění TKP platí od 1. 9. 2006.

Evropské normy se zabývají pouze materiály pro jednotlivé technologie, specifikacemi a zkušebními metodami pro tyto materiály, případně funkčními požadavky na hotovou technologii, jako je tomu u CB krytů. Vzhledem k tomu, že neobsahují oblast provádění, vyvstala otázka, kam začlenit předpisy pro provádění jednotlivých technologií. Protože normy pro cementobetonové kryty byly dokončovány jako první ze skupiny CEN/TC 227 Stavební materiály, bylo třeba tuto otázku vyřešit před jejich zpracováním, bylo třeba rozhodnout mezi dvěma názory. Jedna skupina zastávala názor, že vše, co v evropských normách chybí, je možno zapracovat do technických kvalitativních podmínek MD (TKP) a česká doplňující norma je tedy zbytečná, zatímco zástupci převážně zhotovitelské sféry trvali na zpracování ČSN jako předpisu obecně platného a tedy pro jejich zakázky nutného. Nakonec bylo rozhodnuto o zpracování ČSN 73 6123 – 1, obsahující vše potřebné, čím bylo třeba evropské normy doplnit.

Pro rekapitulaci uvedu, že doposud platily pro CB kryty tyto předpisy:

- ČSN 73 6123 Stavba vozovek. Cementobetonové kryty (s odkazy na ČSN EN 206)
- TKP kapitola 6 Cementobetonový kryt, platná od 1. 3. 2001
- Příslušné ČSN pro kamenivo, cement, vodu, přísady
- Zkušební normy

Po zavedení EN do ČSN a jejich doplnění národními přílohami je situace trochu složitější, výstavba CB krytů se řídí těmito předpisy:

- ČSN EN 13877-1 Cementobetonové kryty – Část 1: Materiály
- ČSN EN 13877-2 Cementobetonové kryty – Část 2: Funkční požadavky
- ČSN EN 13877-3 Cementobetonové kryty – Část 3: Specifikace pro kluzné trny
- ČSN 73 6123 Stavba vozovek – Cementobetonové kryty – Část 1: Provádění a kontrola shody
- TKP kapitola 6 Cementobetonový kryt, platná od 1. 9. 2006
- ČSN EN 14188-1 Zálivky a vložky do spár Specifikace pro zálivky za horka
- ČSN EN 14188-2 Zálivky a vložky do spár Specifikace pro zálivky za studena
- ČSN EN 14188-3 Zálivky a vložky do spár Specifikace pro těsnící profily
- Příslušné zkušební normy

Evropské normy, týkající se cementobetonových krytů, navazují na základní EN 206-1 Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda a na ostatní evropské normy, týkající se zkušebnictví betonu, přísad, kameniva aj. Práce skupiny WG3, zpracovávající normy pro cementobetonové kryty a zálivky spár v rámci CEN/TC 227 Stavební materiály, je omezena pouze na hmoty a výrobky, specifické pro betonové vozovky, na jejich popis, specifikaci a zkoušení.

Ve skupině WG3, bylo již zpracováno celkem 33 norem. 7 norem se týká CB krytů (3 specifikace a 4 zkušební metody), zbývajících 26 norem se týká těsnění spár, z nichž tři jsou specifikace a 23 obsahuje zkušební metody. Z tohoto výčtu je zřejmé, že se počet norem, kterými se budeme při výstavbě CB krytů řídit, velmi rozrostl. Dalších 6 norem, uvedených v tabulce 3 a týkajících se adhezních nátěrů, těsnících pásků a předtěšňovacích profilů, ještě není dokončeno.

Pro informaci uvádím v tabulkách seznam všech evropských norem, které byly a některé ještě jsou připravovány pro cementobetonové kryty, zálivkové hmoty a těsnící materiály.

Tabulka 1 – Seznam norem pro CB kryty, připravené ve skupině WG3 (specifikace a normy zkušební) – všechny jsou v ČR vydány

Číslo normy	Anglický název	Český název
EN 13877-1	Concrete pavements – Part 1: Materials	Cementobetonové kryty – Část 1: Materiály
EN 13877-2	Concrete pavements – Part 2: Functional requirements	Cementobetonové kryty – Část 2: Funkční požadavky
EN 13877-3	Concrete pavements – Part 3: Specifications for dowels to be used in concrete pavements	Cementobetonové kryty – Část 3: Specifikace pro trny, používané do cementobetonových krytů
EN 13863-1	Concrete pavements – Part 1: Test method for the determination of the thickness of a concrete pavement by survey method	Cementobetonové kryty – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení tloušťky cementobetonového krytu měřením na místě
EN 13863-2	Concrete pavements – Part 2: Test method for the determination of the bond between two layers	Cementobetonové kryty – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení spojení mezi dvěma vrstvami
EN 13863-3	Concrete pavements – Part 3: Test method for the determination of the thickness of a concrete slab	Cementobetonové kryty – Část 3: Zkušební metoda pro stanovení tloušťky betonové desky
EN 13863-4	Concrete pavements – Part 4: Test method for the determination of wear resistance to studded tyres	Cementobetonové kryty – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti opotřeбенí používáním pneumatik s hroty Tato norma byla vydána pouze v anglickém originále, bez překladu do češtiny

Na první pohled se zdá počet zpracovaných zkušebních norem velmi nízký, nepokrývající všechny oblasti zkoušení. V rámci přípravy norem pro CB kryty však byly ve skupině WG3 připravovány specifické zkušební předpisy, které se týkají pouze vozovkového betonu. V obecně platném zkušebnictví betonu je Evropa sjednocena již od roku 2000, zkoušky jsou prováděny podle norem řady ČSN EN 12350 (čerstvý beton) a ČSN EN 12390 (ztvrdlý beton), které jsou platné pro konstrukční beton obecně, nikoli jen pro CB kryty. V tomto sjednocení zkušebnictví má oblast CB krytů velkou výhodu např. před asfaltovými vozovkami, pro něž nejsou zkušební předpisy v Evropě sjednoceny; každá země má svou specifickou metodu. Zavedení jednotné metody znamená samozřejmě zásah do zavedených předpisů v jednotlivých zemích a velké finanční nároky na nové zkušební vybavení. Zástupci jednotlivých zemí proto hledají jen velmi těžko dohodu a dochází k posouvání termínu vydání připravovaných EN. Názor CEN (Evropské normalizační komise) je takový, že pro každou vlastnost musí být v Evropě používána pouze jedna zkušební metoda, což se zřejmě právě u asfaltových směsí v tzv. „první generaci“ evropských norem nepodaří.

Tabulka 2 – Seznam norem pro těsnění a zálivky spár, připravené ve skupině WG3 (specifikace a normy zkušební) – u tří z nich probíhá v ČR připomínkové řízení, ostatní byly v ČR již vydány

Číslo normy	Anglický název	Český název
EN 14188-1	Joint fillers and sealants – Part 1: Specification for hot applied sealants	Zálivky a vložky do spár – Část 1: Specifikace pro zálivky za horka
EN 14188-2	Joint fillers and sealants – Part 2: Specification for cold applied sealants	Zálivky a vložky do spár – Část 2: Specifikace pro zálivky za studena
EN 14188-3 *	Joint fillers and sealants – Part 3: Specification for preformed joint seals	Zálivky a vložky do spár – Část 3: Specifikace pro těsnící profily
EN 13880-1	Hot applied joint sealants – Part 1: Test method for the determination of density at 25°C	Zálivky za horka – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení objemové hmotnosti při 25°C
EN 13880-2	Hot applied joint sealants – Part 2: Test method for the determination of cone penetration at 25°C	Zálivky za horka – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení penetrace kuželem při 25°C
EN 13880-3	Hot applied joint sealants – Part 3: Test method for the determination and recovery (resilience)	Zálivky za horka – Část 3: Zkušební metoda pro stanovení penetrace a pružné regenerace (resilience)
EN 13880-4	Hot applied joint sealants – Part 4: Test method for the determination of the heat resistance – Change in penetration value	Zálivky za horka – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení tepelné stálosti – Změna hodnoty penetrace

EN 13880-5	Hot applied joint sealants – Part 5: Test method for the determination of flow resistance	Zálivky za horka – Část 5: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti stékání
EN 13880-6	Hot applied joint sealants – Part 6: Test method for the preparation of samples for testing	Zálivky za horka – Část 6: Zkušební metoda pro přípravu vzorků ke zkouškám
EN 13880-7	Hot applied joint sealants – Part 7: Function testing of joint sealants	Zálivky za horka – Část 7: Funkční zkoušky zálivek
EN 13880-8	Hot applied joint sealants – Part 8: Test method for the determination of the change in weight of fuel resistance joint sealants after fuel immersion	Zálivky za horka – Část 8: Zkušební metoda pro stanovení změny hmotnosti zálivek odolných proti pohonným hmotám po jejich ponoření do paliva
EN 13880-9	Hot applied joint sealants – Part 9: Test method for the determination of compatibility with asphalt pavements	Zálivky za horka – Část 9: Zkušební metoda pro stanovení kompatibility s asfaltovými vozovkami
EN 13880-10	Hot applied joint sealants – Part 10: Test method for the determination of adhesion and cohesion following continuous extension and compression	Zálivky za horka – Část 10: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze po kontinuálním protahování a stlačování
EN 13880-11	Hot applied joint sealants – Part 11: Test method for the preparation of asphalt test blocks used in the function test and for the determination of compatibility with asphalt pavements	Zálivky za horka – Část 11: Zkušební metoda pro přípravu asfaltových zkušebních těles užívaných pro funkční zkoušku a pro stanovení kompatibility s asfaltovými vozovkami
EN 13880-12	Hot applied joint sealants – Part 12: Test method for the manufacture of concrete test blocks for bond testing (recipe method)	Zálivky za horka – Část 12: Výroba betonových zkušebních bloků pro zkoušení pevnosti vazby (receptury pro výrobu)
EN 13880-13	Hot applied joint sealants – Part 13: Test method for the determination of the discontinuous extension (adherence test)	Zálivky za horka – Část 13: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze přerušovaným protažením
EN 14187-1	Cold applied joint sealants – Part 1: Test method for the determination of rate of cure	Zálivky za studena – Část 1: Zkušební metoda pro stanovení stupně zrání
EN 14187-2	Cold applied joint sealants – Part 2: Test method for the determination of tack free time	Zálivky za studena – Část 2: Zkušební metoda pro stanovení doby zaschnutí
EN 14187-3	Cold applied joint sealants – Part 3: Test method for the determination of self-leveling properties	Zálivky za studena – Část 3: Zkušební metoda pro stanovení samonivelačních vlastností
EN 14187-4	Cold applied joint sealants – Part 4: Test method for the determination of the change in mass and volume after immersion in test fuel	Zálivky za studena – Část 4: Zkušební metoda pro stanovení změny hmotnosti a objemu po ponoření do uhlovodíkového paliva
EN 14187-5	Cold applied joint sealants – Part 5: Test method for the determination of the resistance to hydrolysis	Zálivky za studena – Část 5: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti hydrolyze
EN 14187-6	Cold applied joint sealants – Part 6: Test method for the determination of the adhesion/cohesion properties after immersion in chemical liquids	Zálivky za studena – Část 6: Zkušební metoda pro stanovení adheze a koheze po ponoření do roztoků chemikálií
EN 14187-7	Cold applied joint sealants – Part 7: Test method for the determination of the resistance to flame	Zálivky za studena – Část 7: Zkušební metoda pro stanovení odolnosti proti působení plamene
EN 14187-8	Cold applied joint sealants – Part 8: Test method for the determination of the artificial weathering by UV-irradiation	Zálivky za studena – Část 8: Zkušební metoda pro stanovení umělého stárnutí vlivem UV záření
EN 14187-9 *	Cold applied joint sealants – Part 9: Function testing of joint sealants	Zálivky za studena – Část 9: Funkční zkoušky
EN 14840 *	Joint fillers and sealants – Test methods for the preformed joint seals	Zálivky a vložky do spár – Zkušební metody pro těsnící profily

Normalizační řízení v ČR zatím neproběhlo u norem označených *, zahájení zpracování ČSN EN bylo oznámeno ve Věstníku ÚNMZ č. 9 s termínem ukončení leden 2007.

Tabulka 3 – Seznam norem pro těsnění a zálivky spár, připravované ve skupině WG3, které ještě nejsou dokončeny, jsou v nižším stadiu připomínkování evropskými zeměmi

Číslo normy	Anglický název	Český název
asi EN 14188-4	Joint fillers and sealants – Part 4: Specification for primers to be used with joint sealants	Zálivky a vložky do spár – Část 4: Specifikace pro adhezni nátěry
asi EN 14188-5	Joint fillers and sealants – Part 5: Specification for backing materials to be used prior to joint sealants	Zálivky a vložky do spár – Část 5: Specifikace pro profily k předtěsnění spár před jejich zaléváním
asi EN 14188-6	Joint fillers and sealants – Part 6: Specification for joint fillers	Zálivky a vložky do spár – Část 6: Specifikace pro těsnící pásy do spár
položka 227071	Joint fillers and sealants – Test methods for primers to be used with joint sealants	Zálivky a vložky do spár – Zkušební metody pro adhezni nátěry
položka 227073	Joint fillers and sealants – Test methods for backing materials to be used prior to joint sealants	Zálivky a vložky do spár – Zkušební metody pro profily k předtěsnění spár před jejich zaléváním
položka 227075	Joint fillers and sealants – Test methods for joint fillers	Zálivky a vložky do spár – Zkušební metody pro těsnící pásy do spár

Vzhledem k tomu, že po roce 1989 jsme se orientovali při výstavbě cementobetonových krytů v ČR výhradně na základě zkušeností sousedních států (Rakousko a Německo), od nichž jsme převzali technologii i výsledky řešení různých výzkumných úkolů, jsme v oblasti výstavby cementobetonových krytů na stejné úrovni jako jiné evropské státy. Dá se proto konstatovat, že evropské normy pro cementobetonové kryty a související technologie nás nepřekvapily, tím spíše, že některá ustanovení, která jsou uvedena v evropských normách, byla již od roku 2001 převzata to předpisu Ministerstva dopravy ČR, Technických kvalitativních podmínek staveb pozemních komunikací (TKP) kapitoly 6.

Do kapitoly 6 TKP, vydané v roce 2001, bylo zakotveno například vyhodnocování výsledků zkoušek pevnosti v tlaku pomocí čtyř po sobě jdoucích překrývajících se výsledků zkoušek. Za 4 roky používání tohoto ustanovení si na ně prováděcí firmy zvykly a tvůrci národních příloh k ČSN EN 13877-1 a 13877-2 získali soubory výsledků, které umožnily předepsat reálné pevnostní třídy pro jednotlivé skupiny CB krytů v závislosti na zatížení komunikace.

Pro zálivky, těsnící profily a související hmoty nikdy speciální české normy neexistovaly, vždy jsme navazovali na německé, příp. americké normy. Převzetí nově vytvořených evropských norem by proto nemělo přinést žádné problémy už proto, že se v naší republice žádná zálivková hmota ani profily, vhodné pro těsnění spár cementobetonových krytů, nevyrábí.

Pro zkoušení odolnosti betonu proti působení vody a chemických rozmrazovacích látek je sice v EN 13877-1 předepsána metodika dle technické specifikace CEN/TS 12390-9, ale vzhledem k tomu, že tento předpis ještě nebyl vydán, zůstaly v národních přílohách k ČSN EN 13877-1 a 13877-2 zachovány metody zkoušek dle ČSN 73 1326, které jsou zavedeny v ČR již řadu let. Podle ustanovení CEN nemusí být technické specifikace (CEN/TS) převzaty do soustavy národních předpisů, takže i v budoucnosti uvažujeme o zachování českých zkušebních metod pro odolnost betonu. V rámci výzkumných úkolů Ministerstva dopravy je přesto řešen úkol porovnávající účinnost metod dle ČSN 73 1326 a evropské metodiky dle připravované CEN/TS 12390-9. První výsledky ukazují, že evropská metoda je velmi pracná, zdoluhavá a přitom dává naprosto neprůkazné výsledky. Čímž jsme si jenom ověřili dlouhodobý názor, že v této oblasti je zkušebnictví v ČR na lepší úrovni než v jiných evropských státech.

Mnozí z nás si ani neuvědomují, jakou výhodu máme vytvořenou v oblasti silničních materiálů, protože na rozdíl od jiných oborů se přebírání evropských norem věnuje velká řada odborníků, kteří v oblasti výstavby CB krytů připravovali a pro jiné technologie ještě připravují přechod na evropské normy, informují o všech změnách pracovníky prováděcích firem a připravují znění případných nutných národních dodatků, příloh, příp. českých technických norem pro provádění. Tato situace je možná nejen díky těmto odborníkům, ale především přístupu Ministerstva dopravy ČR, Státního fondu dopravní infrastruktury, Sdružení pro výstavbu silnic Praha a v neposlední řadě i koordinátorům celé akce, což byl do konce roku 2005 Silmos s. r. o. a od roku 2006 Pragoprojekt a.s. Také díky této situaci si dovoluji tvrdit, že přechod na evropské normy v oblasti výstavby cementobetonových krytů probíhá bez jakýchkoliv stresů a zvýšených nákladů na výstavbu a zkoušení krytů

Problematika návrhu letištních vozovek

Ing. Ludvík Vébr, CSc.,

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra silničních staveb

Abstrakt: Příspěvek pojednává o problematice stanovení vstupních údajů potřebných pro návrh různých typů letištních vozovek (zejména jejich zatížení) a následně o vlastním návrhu a posouzení konstrukcí vozovek. V příspěvku je popsána praktická zkušenost s návrhem konstrukcí pro nově projektovanou paralelní dráhu letiště Praha – Ruzyně.

Klíčová slova: zatížení, dopravní zatížení, vozovka, konstrukce, spolehlivost, trvanlivost, letadlo, letiště, podvozek, geometrické rozměry.

Úvod

Vzhledem k tomu, že letecká doprava v Evropě i v ČR se v současnosti nachází ve fázi dynamického rozvoje a výkony letiště Praha – Ruzyně se v počtech pohybů letadel již blíží ke kapacitní hranici dráhového systému, je bezpodmínečně nutné výrazně zvýšit jeho současnou kapacitu. Proto se na mezinárodním letišti Praha – Ruzyně v současné době připravuje rozšíření dráhového systému o novou paralelní dráhu 06R/24L, rovnoběžnou s dráhou 06/24 a navazující plochy. V rámci projektové přípravy tak bylo nutné provést návrh konstrukcí vozovek jednotlivých letištních ploch. Jednalo se zejména o:

- vlastní vzletovou a přistávací dráhu („runway“ – RWY) 06R/24L,
- pojezdové dráhy („taxiway“ – TWY),
- odbavovací (a další dopravní) plochy („apron“ – APN).

V dalším textu jsou alespoň schématicky popsány základní aspekty, dokreslující zejména složitost stanovení dopravního zatížení, potřebného pro správné nadimenzování jednotlivých letištních vozovek a ploch.

Vstupní údaje

Na všech navrhovaných plochách se předpokládá zejména pojezd letadel, individuálně ale i ostatní letištní techniky, jako např. nákladní automobily údržby letiště, hasiči, tahače letadel, autocisterny, dále nakladače nebo také velké zatížení od pojezdu nástupních mostů příp. dalších. Podle požadavku investora se uvažovalo, že konstrukce jednotlivých dopravních ploch budou mít vozovku:

- RWY – vnitřní část asfaltovou, obě krajní části (prahy) cementobetonovou,
- TWY – asfaltovou,
- APN – cementobetonovou.

Dopravní zatížení

Na posuzovaných dopravních plochách bylo nutné uvažovat s velice rozdílnými charakteristikami dopravního zatížení, a to jak z hlediska způsobu jejich zatížení (převážně statické x dynamické), nepravidelnosti v pojiždění jednotlivých dopravních cest, resp. fluktuace jízdních stop, ale i rozložení zatížení (vytížení, typy) jednotlivých letadel a vozidel.

Podklady a stanovení intenzity zatížení

Ze získaných podkladů bylo zjištěno, že na letišti Ruzyně je nutné teoreticky uvažovat s pohybem celkem 370 různých typů letadel se značně proměnnou celkovou hmotností, a to od velmi lehkých s celkovou hmotností nepřevyšující 300 kg až po obří dopravní letadla, např. typu Antonov AN-124 Ruslan s celkovou hmotností 405.000 kg nebo typu Antonov AN-225 Mrija s celkovou hmotností dokonce 600.000 kg. Tato obří letadla jsou ale samozřejmě

naprosto výjimečná, jejich podíl na celkovém počtu pohybů je zanedbatelný. Výpočtem bylo dále zjištěno, že letadla s celkovou hmotností menší než 6.000 kg vyvozuji na vozovku malé, až zanedbatelné zatížení, a proto byl jejich vliv při dimenzování zanedbán.

Z hlediska hmotnosti a pravděpodobnosti výskytu na letišti byl jako „návrhové“ (dimenzační) letadlo zvolen typ Boeing B747-400 s celkovou kapacitou 450 cestujících a celkovou hmotností 395.000 kg. Pomocí metody ACN byly všechny ostatní typy letadel přepočítány na návrhové letadlo s tím, že bylo uvažováno, že z celkově stanoveného počtu pohybů (vzlet + přistání) návrhového letadla se bude jednat :

- ve 20 % případech o plně zatížené letadlo (max. hodnota ACN),
- v 80 % případech se bude jednat o střední ACN, tzn. polovinu mezi max. a min. ACN (50 % z celkového počtu pohybů tvoří přistání letadel).

Pro další výpočty bylo uvažováno, že intenzita dopravy nebude plně kanalizována, a to jak na vzletové a přistávací dráze (RWY), tak ani na pojezdových drahách (TWY) nebo odbavovacích (+ manipulačních a odstavných) plochách (APN). Stanovení skutečné intenzity zatížení na jednotlivých drahách, resp. opakování zatížení v jedné stopě je velice složité a nelze je jednoznačně definovat. Proto se při návrhu vycházelo z empirických poznatků a pravděpodobnosti.

Zatížení RWY :

- Při stanovování předpokládané intenzity zatížení návrhovými letadly bylo uvažováno, že celkový počet se bude dělit na obě paralelní RWY a že poměr počtu pohybů (vzletů/přistání) podle směru bude na jedné RWY cca 70 % /30 %.
- Největší „kanalizace“ (opakování pojezdů v jedné stopě) zatížení bude na prahu RWY, který bude navržen jako betonová vozovka. Zde se s další fluktuací pojezdů neuvažovalo,
- Na vlastní RWY, která bude mít asfaltovou vozovku, se uvažovalo s fluktuací stop a zejména působením vzlaku při startu, tzn. sníženým zatížením konstrukce. Oba tyto účinky byly do výpočtu zahrnuty zmenšením počtu pohybů v jedné stopě, a to s ohledem na typ konstrukce (střední část RWY s nejvyšší únosností x 7,5 m široké pásy se základní únosností x postranní pásy široké 7,5 m, navržené zejména na účinky pojezdů TNV obsluhy letiště).

Zatížení TWY – při stanovování předpokládané intenzity zatížení návrhovými letadly bylo uvažováno, že celkový počet pojezdů se rozdělí na obě paralelní pojezdové dráhy, resp. že budou využívány jednotlivé odbočky. Stanovit přesně statistiku pohybů je velmi obtížné, proto spolu s uvažovanou fluktuací byly oba tyto účinky do výpočtu zahrnuty zmenšením počtu pohybů v jedné stopě.

Plochy APN jsou zatíženy především nepříznivým statickým zatížením – stanovit statistické rozdělení bylo velice obtížné a bylo nutné předpokládat větší fluktuaci.

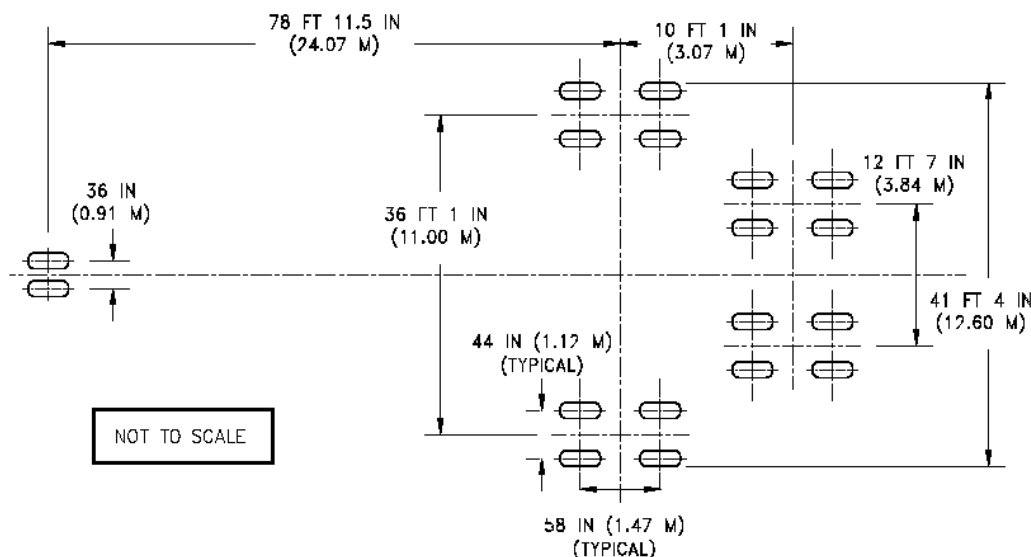
Při stanovení zatížení se vycházelo ze statistiky celkového počtu pohybů letadel na letišti Praha Ruzyně v letech 1999 – 2005 (celkový počet pohybů jednotlivých typů letadel na letišti Praha Ruzyně v roce 2005 byl 160.213) a prognózy rozvoje na další roky. Bylo uvažováno návrhové období 25 roků a intenzity od r. 2007 do r. 2032. Uvažován byl meziroční nárůst intenzity jako střední hodnota mezi tzv. „optimistickou“ a „pesimistickou“ variantou rozvoje, poskytnutou investorem.

Návrhové letadlo – parametry pro výpočet

Jako návrhové letadlo byl uvažován Boeing B 747-400.

Jeho parametry jsou :

- celková hmotnost letadla: 395,0 t, tzn. zatížení cca 3 885 kN,
- zatížení – na přední (nosový) podvozek připadá 30,2 t, tzn. cca 296,26 kN, na nejzatíženější hlavní podvozek připadá 91,2 t, tzn. cca 894,67 kN. Jelikož podvozek hlavní nohy je čtyřkolový, připadá na jedno kolo hlavního podvozku zatížení 22,8 t, tzn. cca 223,67 kN,
- letadlo má čtyři hlavní podvozky (viz obr. 1), kdy osová vzdálenost kol hlavního podvozku je 1,12 m (rozchod kol) x 1,47 m (rozvor kol), osová vzdálenost hlavních podvozků – zadních je 3,84 m (rozchod podvozků), osová vzdálenost hlavních podvozků – přední od zadního je 3,58 m (rozchod podvozků) a 3,07 m (rozvor podvozků),
- huštění kol je cca 13,8 kg/cm², tzn. cca 1,38 MPa,
- poloměr náhradní kruhové zatěžovací plochy kola byl výpočtem stanoven na 0,2271 m.



Obr. 1: Rozložení a rozměry podvozků letadla B 747-400

Podmínky v podloží

Podloží vozovek tvoří spraše a sprašové hlíny s tuhou až pevnou konzistencí. Jako pláň vozovek jsou podmíněčně vhodné. Jelikož hladina podzemní vody je v hloubce cca 20 – 30 m pod niveletou, výstavbu významněji neovlivní. Pro zajištění požadovaných provozních funkcí konstrukcí vozovek bylo navrženo zlepšení podložních zemin stabilizací vápnem systémem ROAD MIX v tloušťce cca 0,50 m tak, aby na upraveném podloží bylo při měření únosnosti statickou zatěžovací zkouškou dosažováno hodnot modulů přetvárnosti $E_{def,2}$ minimálně 80 MPa. Na základě charakteristik původní podložní zeminy a stabilizované vrstvy byla pro další výpočty stanovena ekvivalentní hodnota návrhového modulu pružnosti zlepšeného podloží $E_n =$ cca 110 MPa.

Navržené konstrukce

Na základě provedených výpočtů byly navrženy následující skladby konstrukcí vozovek:

RWY – prahy, odbavovací a další plochy APN

Cementový beton (letištní)	CB L	360 mm	ČSN 73 6123
Mezerovitý beton	MCB	150 mm	ČSN 73 6124
Kamenivo zpevněné cementem	KSC I	200 mm	ČSN 73 6124
Štěrkodrt'	ŠD	200 mm	ČSN 73 6126

Celkem 910 mm

Pozn.:

- Bylo uvažováno, že vozovka bude tvořena čtvercovými deskami o rozměru 5,0 x 5,0 m z prostého cementového betonu a že příčné i podélné spáry budou vyztuženy,
- V podkladní vrstvě z MCB budou v místech spár CB krytu také provedeny spáry.

RWY – střed, pojízdné dráhy TWY

Asfaltový beton střednězrný, modif.	ABS M I	50 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřik ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Asfaltový beton velmi hrubý, modif.	ABVH M I	80 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřik ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Asfalt. směs s vysokým modulem tuhosti	VMT A	140 mm	TP 151 ³⁾
Mezerovitý beton	MCB	250 mm	ČSN 73 6124
Štěrkodrt'	ŠD	250 mm	ČSN 73 6126

Celkem 770 mm

RWY – okraj

Asfaltový beton střednězrný, modif.	ABS M I	50 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřík ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Asfaltový beton velmi hrubý, modif.	ABVH M I	80 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřík ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Asfalt. směs s vysokým modulem tuhosti	VMT A	100 mm	TP 151 ³⁾
Mezerovitý beton	MCB	150 mm	ČSN 73 6124
Štěrkodrt'	ŠD	150 mm	ČSN 73 6126

Celkem **530 mm**

Pozn.:

“ Byla uvažována fluktuace max. 10 % pojezdů z RWY – střed.

RWY – postranní pás

Asfaltový beton střednězrný, modif.	ABS M I	50 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřík ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Asfaltový beton velmi hrubý, modif.	ABVH M I	50 mm	ČSN 73 6121 ¹⁾
Spojovací postřík ²⁾ 0,5 kg/m ²	PS : EK		ČSN 73 6129
Obalované kamenivo střednězrné	OXS I	50 mm	ČSN 73 6121
Infiltrační postřík ²⁾ 1,2 kg/m ²	PI : EK		ČSN 73 6129
Štěrkodrt'	ŠD	250 mm	ČSN 73 6126

Celkem **400 mm**

Pozn.:

“ Byl uvažován pouze ojedinělý pojezd návrhového letadla a max. 100 TNV/24 hod.

¹⁾ A technické podmínky MD ČR TP 109 – Změna č. 1 „Asfaltové hutněné vrstvy se zvýšenou odolností proti tvorbě trvalých deformací“ ve znění 11/2000.

²⁾ Spojovací (infiltrační) postřík kationaktivní asfaltovou emulzí.

³⁾ Technické podmínky MD ČR TP 151 „Asfaltové směsi s vysokým modulem tuhosti“.

Příspěvek byl vypracován s podporou výzkumného záměru č. MSM 6840770001.

Literatura

1. Předpis ICAO – L14 Letiště včetně dodatků :
 - Aerodrome design manual (part1-6),
 - Airport planning manual (part1-3),
 - Airport servis manual (1-9).
2. Vébr, L.: Návrh a posouzení konstrukcí vozovek pro akci „Paralelní RWY 06R/24L letiště Praha Ruzyně“, odborný posudek, 02/2006.
3. TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací, MD ČR, 2004.
4. Výpočetní program LAYMED-TP170, autor. Ing. B. Novotný, DrSc.-SOFTLAY.
5. Výpočetní program CB VOZOVKY (MKP), autor. Ing. B. Novotný, DrSc.-SOFTLAY.

Austrian regulations for damage prevention caused by alkali-reaction

Stefan Krispel

Research Institute of the Austrian Cement Association, Vienna, Austria

krispel@voezfi.at

Introduction

A set of studies and experiences on buildings and construction elements during the past years has shown that the potential for a possible damage caused by Alkali-Aggregate Reaction (AAR) depends on the local determining factors. Therefore national guidelines ensure that using local available raw materials, e. g. aggregates or cements, and with the observance of acknowledged rules of technology and methods of execution future damages on concrete structures could be prevented. Due to a systematic approach both owners and engineers could be supported what measures have to be taken to prevent harmful Alkali-reactions in the concrete. Besides concrete technological and structural measures the methods of execution and maintenance are important to be looked at.

As a result of a possible presence of Alkali-Silica reactivity in Austrian aggregate deposits a standard was necessary to minimize the residual risk and to prevent possible damages. Due to the geological variety of the Austrian aggregates it is not predictable which type of aggregate would cause AAR.

This standard (ÖNORM B 3100 [1]) is particularly adapted to the Austrian aggregates which could possibly contain a small amount of reactive grains.

Assessment

All so far known cases of AAR in Austrian concrete structures are individual cases. Regularly for concrete production used types of aggregates – especially for level of exposure 1 and 2 according to table 1 – are not affected. The question of alkali reactivity of aggregates exists therefore in general only for level of exposure 3 according to table 1 and for new aggregates that have not been used for concrete production i.e. which have no long-term experiences.

Satisfactory long-term operating experiences are a satisfactory good base for conclusions than testing methods which only can simulate the exposure. Tests of aggregates according to their alkali-reactivity are an aggravated simulation of the actual existing conditions and the results may – if a negative result is taken into account – not correlate with the practical behaviour of this type of aggregate. This consideration is the reason why in the Austrian standard ÖNORM B 3100 a negative test result of an aggregate has not to be used for assessment if this type of aggregate shows positive long-term operating experiences.

If there are no positive long-term operating experiences for an aggregate and there exists also a negative test result it is not allowed to use this type of aggregate for constructions which are – according to table 1 – classified in level of exposure 3. These materials can be used for structures which are classified in level of exposure 2 but additional measures according to the recommendations of an appropriate expert have to be considered

Level of exposure

For the assessment of the Alkali-Aggregate Reaction in the concrete the produced construction elements will be classified in levels of exposure according to table 1.

Table 1: Levels of exposure

Level of exposure		Building component	Environmental conditions ¹⁾
1	Low	Inside buildings Temporary building components (also level of exposure 2 and 3)	- dry to moderate moisture penetration - design life: max. 15 years
2	Moderate	All building components with the exception of building components of level of exposure 1 and 3) e.g. load-bearing structures of bridges which are not directly passable by vehicles	- exposed to weather conditions - moderate to highly moisture penetration - surface temperature: always < 20 °C
3	High	Concrete pavements (sub concrete and concrete topping)	- external Alkali supply (e.g. de-icing agents) - moderate to highly moisture penetration - surface temperature: alternating and maximum temperature > 25 °C - dynamic loading

1) In each case one of the informative stated environmental conditions has to be met to divide building components in the levels of exposure.

According to table 1 all concrete components and the methods of execution have to be assessed for the stated levels of exposure.

Therefore an assessment of

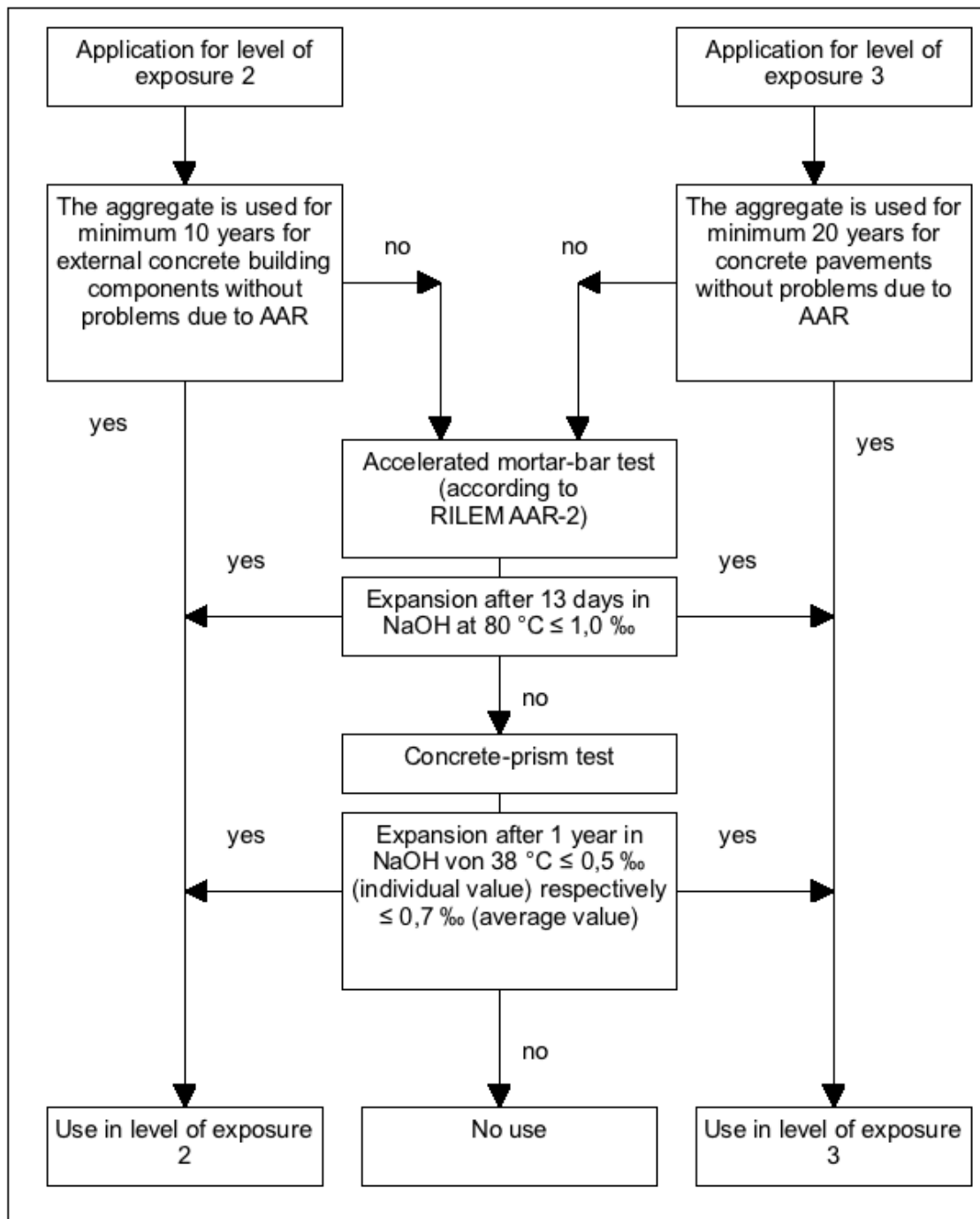
1. the aggregate
2. the cement
3. the admixtures
4. the additives
5. design and execution of the building components

is necessary for the particular level of exposure.

1. Assessment of the aggregate for the particular level of exposure

In the below-mentioned Flow-Chart is the assessment of aggregates described for the level of exposure 2 and 3. For level of exposure 1 the declaration "NPD" is acceptable.

Flow Chart: Assessment of aggregates (level of exposure 2 and 3)



Above mentioned test methods correspond to below described measuring principles:

Accelerated mortar-bar test

Prisms (40 mm x 40 mm x 160 mm) are produced with the testing aggregate and CEM I "unit cement" (mixture of all Austrian CEM I cements). Reference studs are placed at the end faces. After 24 hours the prisms will be heated up in water from 20 °C to 80 °C and afterwards stored for 13 days in NaOH-solution at 80 °C. The expansion which occurs in the NaOH-solution will be used for assessment of the aggregate. This measuring principle is in accordance with the RILEM AAR-2 [2] test method.



Figure 1: Measurement of the expansion

Concrete-prism test

Prisms (10 cm x 10 cm x 40±4 cm) are produced with the testing aggregate and CEM I "unit cement" (mixture of all Austrian CEM I cements). Reference studs are placed at the end faces. After 24 hours the prisms will be stored for 6 days at 20 °C and min. 90 % r. H. and afterwards for 51 weeks in NaOH-solution at 38 °C. The expansion which occurs in the NaOH-solution will be used for assessment of the aggregate. The storage in NaOH-solution simulates the uptake of alkalis coming from the winter service (de-icing agents) on concrete pavements and produces significant higher expansions compared to the test results according to RILEM AAR-3 [4].

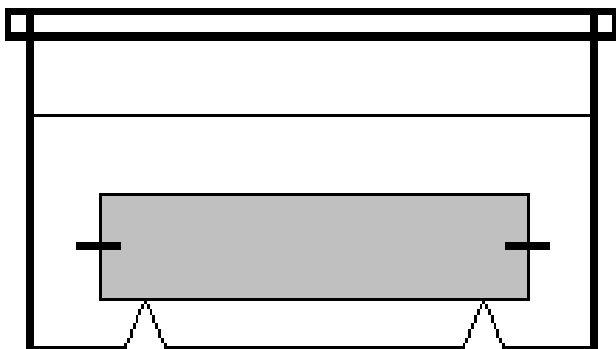


Figure 2: Storage box / Concrete-prism

2. Assessment of the cement for the particular level of exposure

Level of exposure 1 and 2

All cements according to ÖNORM B 4710-1 [5] are appropriate.

Level of exposure 3

Cements have to meet the additional requirement "reduced expansion" according to ÖNORM B 3327-1:2005 Table A.1 [6] (tested with an aggregate which contains reactive grains).

3. Assessment of the admixtures for the particular level of exposure

Level of exposure 1 and 2

All admixtures which are approved for concrete production according to ÖNORM B 4710-1 are appropriate.

Level of exposure 3

Only admixtures according to ÖNORM EN 934-2 [7] with a declared alkali content < 1 % are allowed.

4. Assessment of the additives for the particular level of exposure

Level of exposure 1 and 2

All additives which are approved for concrete production according to ÖNORM B 4710-1 are appropriate.

Level of exposure 3

Only additives according to ÖNORM B 3309 [8] are allowed.

5. Assessment of design and execution of the building components for the particular level of exposure

Level of exposure 1 and 2

No additional design and execution measures are necessary.

Level of exposure 3

A penetration of water into the structure has to be prevented and if necessary drainage measures have to be designed.

References

- [1] ÖNORM B 3100, Ausgabe 2006: Beurteilung der Alkali-Reaktion im Beton. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [2] RILEM Recommendation TC 106-2: Method for detection of the potential alkali-reactivity of aggregates by ultra-accelerated mortar bar test, published in [3].
- [3] RILEM TC 106 AAR – Alkali-Aggregate Reaction: International Assessment of Aggregates for Alkali-Aggregate Reactivity. *Materials and Structures*, Vol. 33, Nr. 226, S. 88-93, March 2000.
- [4] RILEM-Recommendation TC 106-3: Detection of Potential Alkali-Reactivity of Aggregates – Method for Aggregate Combinations using Concrete Prisms. *Materials and Structures*, Vol. 33, S. 290-293, June 2000.
- [5] ÖNORM B 4710-1:2004 – Beton Teil1: Festlegung, Herstellung, Verwendung und Konformitätsnachweis (Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1), Österreichisches Normungsinstitut, Wien 01.04.2004.
- [6] ÖNORM B 3327-1, Ausgabe 2005: Zemente gemäß ÖNORM EN 197-1 für besondere Verwendung. Teil 1: Zusätzliche Anforderungen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [7] ÖNORM EN 934-2, Ausgabe 2006: Zusatzmittel für Beton, Mörtel und Einpressmörtel. Teil 2: Betonzusatzmittel – Definitionen, Anforderungen, Konformität, Kennzeichnung und Beschriftung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [8] ÖNORM B 3309, Ausgabe 2004: Aufbereitete hydraulisch wirksame Zusatzstoffe für die Betonherstellung (AHWZ). Österreichisches Normungsinstitut, Wien.

Rakouské předpisy pro prevenci škod způsobených alkalickou reakcí

Stefan Krispel

Výzkumný ústav Rakouské cementářské asociace, Vídeň, Rakousko

krispel@voezfi.at

Úvod

Několik studií a zkoušek vykonaných na stavebních a konstrukčních prvcích během minulých let prokázalo, že pravděpodobnost možných škod způsobených reakcí kameniva s alkáliemi(AAR) závisí na místních podmiňujících faktorech. Z tohoto důvodu národní pokyny zaručují, že používáním dostupných místních surovin, např. kameniva nebo cementu, s ohledem na uznaná technická pravidla a způsoby provádění lze zabránit budoucím poškozením betonových konstrukcí. Systematickým přístupem objednatelů i stavebníků lze přijmout opatření k prevenci škodlivých reakcí s alkáliemi v betonu. Mimo konkrétní technologická a konstrukční opatření je důležité věnovat pozornost i způsobu provedení a údržby.

V důsledku možné alkalicko-křemičité reaktivnosti rakouského kameniva bylo nezbytné minimalizovat zbytková rizika a zabránit možným škodám. Kvůli geologické rozmanitosti rakouských kameniv nelze předpovědět, který typ kameniva by způsobil AAR.

Tato norma (ÖNORM B 3100 [1]) platí zejména pro rakouská kameniva, která by mohla obsahovat malé množství reaktivních zrn.

Hodnocení

Dosud známé případy AAR v rakouských betonových konstrukcích jsou individuální. Netýkají se typů kameniva obvykle používaného pro výrobu betonu – zejména pro stupeň vlivu prostředí 1 a 2 podle tabulky 1. Otázka reaktivnosti kameniva s alkáliemi přetrvává pouze pro stupeň vlivu prostředí 3 podle tabulky 1 a dále pro nová kameniva, která ještě nebyla použita pro výrobu betonu, tzn. nejsou s nimi dlouhodobé zkušenosti.

Uspokojivé dlouhodobé praktické zkušenosti jsou lepším podkladem pro konečné hodnocení než zkušební metody, které pouze expozicí simulují. Zkoušky reaktivnosti kameniva s alkáliemi jsou simulací ztížených aktuálních existujících podmínek a jejich výsledky – pokud se připustí negativní výsledek – nemusí odpovídat chování tohoto typu kameniva v praxi. Z tohoto důvodu nelze v rakouské normě ÖNORM B 3100 k hodnocení použít negativní výsledek zkoušky, pokud tento typ kameniva vykazuje dlouhodobé pozitivní provozní zkušenosti.

Pokud nejsou s kamenivem dlouhodobé pozitivní praktické zkušenosti a pokud existuje i negativní výsledek zkoušky, není povoleno takový typ kameniva používat pro konstrukce, které jsou – podle tabulky 1 – klasifikovány pro stupeň vlivu prostředí 3. Tyto materiály lze použít pro konstrukce, které jsou klasifikovány pro stupeň vlivu prostředí 2, přičemž je třeba zvážít dodatečná opatření v souladu s doporučeními příslušného odborníka.

Stupeň vlivu prostředí

Pro hodnocení reakce kameniva s alkáliemi v betonu, ze kterého jsou vyrobeny konstrukční prvky, se klasifikují stupně vlivu prostředí podle tabulky 1.

Tabulka 1: Stupně vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí		Stavební prvek	Podmínky prostředí ¹⁾
1	Nízký	Vnitřní stavební konstrukce Provizorní stavební prvky (rovněž stupeň 2 a 3)	– suché až středně vlhké – předpokládaná životnost: max. 15 let
2	Střední	Všechny stavební prvky mimo stavební prvky pro stupně vlivu prostředí 1 a 3 (např. nosné přímo nepojížděné konstrukce mostů)	– vystavené působení klimatických podmínek – střední až vysoké pronikání vlhkosti – povrchová teplota: vždy < 20 °C
3	Vysoký	Betonové vozovky (podkladní beton a betonová překrytí)	– vnější přísun alkálií (např. z rozmrazovacích látek) – střední až vysoké pronikání vlhkosti – povrchová teplota: střídavá s maximální teplotou > 25 °C – dynamické zatížení

¹⁾ Pro rozdělení stavebních prvků do stupňů vlivu prostředí se v každém případě musí splnit jedna z informativně uvedených podmínek

Všechny složky betonu a způsoby provedení musí být ohodnoceny příslušným stupněm vlivu prostředí podle tabulky 1.

Proto je hodnocení

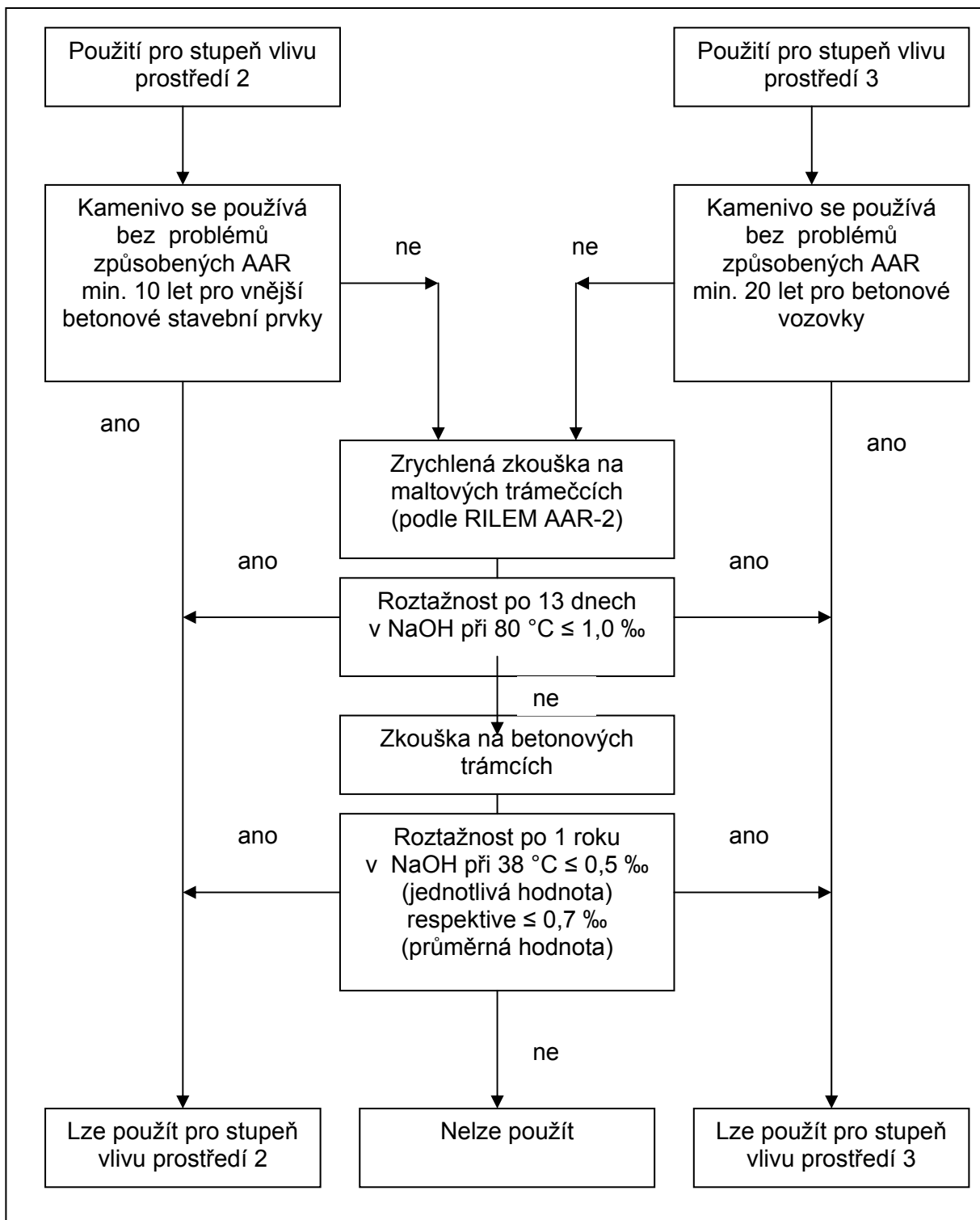
1. kameniva
2. cementu
3. přísad
4. příměsí
5. konstrukce a provedení stavebních prvků

nezbytné pro příslušný stupeň vlivu prostředí.

1. Hodnocení kameniva pro příslušný stupeň vlivu prostředí

V níže uvedeném vývojovém diagramu je hodnocení kameniva popsáno pro stupeň vlivu prostředí 2 a 3. Pro stupeň vlivu prostředí 1 je přijatelné prohlášení NPD (není požadováno, pozn.překl.).

Vývojový diagram: Hodnocení kameniva (stupeň vlivu prostředí 2 a 3)



Výše uvedené zkušební metody odpovídají níže popsaným principům měření:

Zrychlená zkouška na maltových trámečcích

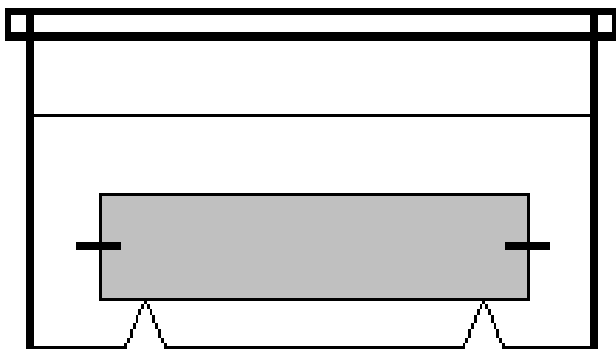
Ze zkoušeného kameniva a „jednotkového cementu“ CEM I (směs všech rakouských cementů CEM I) se zhotoví trámečky (40 mm x 40 mm x 160 mm). Na čelní plochy se umístí měřicí kontakty. Po 24 hodinách se trámečky zahřejí ve vodě z 20°C na 80°C a potom se na dobu 13 dnů uloží do roztoku NaOH o teplotě 80°C. Kamenivo se hodnotí podle prodloužení trámečku, ke kterému dojde působením roztoku NaOH. Tento princip měření je v souladu se zkušební metodou RILEM AAR-2 [2].



Obrázek 1: Měření prodloužení trámečku

Zkouška na betonových trámečcích

Trámce (10 cm x 10 cm x 40 ±4 cm) se vyrobí ze zkoušeného kameniva a „jednotkového cementu“ CEM I (směs všech rakouských cementů CEM I). Na čelní plochy se umístí měřicí kontakty. Po 24 hodinách se trámce uloží po dobu 6 dnů při teplotě 20 °C a minimální relativní vlhkosti 90 % a potom po dobu 51 týdnů do roztoku NaOH při 38 °C. Kamenivo se hodnotí podle prodloužení trámce, ke kterému dojde působením roztoku NaOH. Uložení do roztoku NaOH simuluje absorpci alkálií v průběhu zimní údržby betonových vozovek (použití rozmrazovacích látek) a výsledkem je významně vyšší expanze ve srovnání s výsledky zkoušky podle RILEM AAR-3 [4].



Obrázek 2: Úložný box/betonový trámec

2. Hodnocení cementu pro příslušný stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí 1 a 2

Vyhovující jsou všechny cementy, které splňují ÖNORM B 4710-1 [5].

Stupeň vlivu prostředí 3

Cementy musejí splňovat dodatečné požadavky „snížené roztažnosti“ v souladu s ÖNORM B 3327-1:2005, tabulka A.1 [6] (zkoušeno s kamenivem, které obsahuje reaktivní zrna).

3. Hodnocení přísad pro příslušný stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí 1 a 2

Vyhovující jsou všechny přísady schválené pro výrobu betonu podle ÖNORM B 4710-1.

Stupeň vlivu prostředí 3

Povoleny jsou pouze přísady, které odpovídají ÖNORM EN 934-2 [7] s deklarovaným obsahem alkálií < 1 %.

4. Hodnocení příměsí pro příslušný stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí 1 a 2

Vyhovující jsou všechny příměsi schválené pro výrobu betonu podle ÖNORM B 4710-1.

Stupeň vlivu prostředí 3

Povoleny jsou pouze příměsi odpovídající ÖNORM B 3309 [8].

5. Hodnocení konstrukce a provedení stavebních prvků pro příslušný stupeň vlivu prostředí

Stupeň vlivu prostředí 1 a 2

Nejsou potřebná žádná konstrukční ani prováděcí opatření.

Stupeň vlivu prostředí 3

Je třeba zabránit pronikání vody do konstrukce a v případě potřeby navrhnout nezbytná odvodňovací opatření.

2. blok přednášek

technologie

Session 2

technology



Fahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche – aktueller Stand in Deutschland

Dipl.-Ing. Thomas Wolf und Dr.-Ing. Walter Fleischer

HEILIT+WOERNER Bau GmbH

Rückblick und aktuelle Vorschriftenlage

Die Ausbildung der Fahrbahndecke mit einer Oberflächentextur, die auf Dauer eine hohe Griffigkeit und ein geringes Reifen/Fahrbahn-Geräusch gewährleistet, ist zu einer der vordringlichsten Aufgaben im Straßenbau geworden. In Deutschland wird seit je her die Textur bei der Betondeckenfertigung in der Regel durch Einprägen einer Struktur in den frischen Oberflächenmörtel erzeugt [1]. In Gebieten mit besonderen Anforderungen an den Lärmschutz, z. B. bei Autobahnen mit angrenzender Wohnbebauung, wurden in Deutschland die Betondecken bis Anfang 2006 standardmäßig durch Abziehen des frischen Betons mit einem Jutetuch in Längsrichtung texturiert. Die Anwendung alternativer Methoden wie z. B. das Entfernen des Oberflächenmörtels (Waschbeton) oder die Kunstrasenlängstextur blieb, aufgrund der fehlenden Einstufung dieser Texturen in den Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS-90 [2] in Deutschland bislang nur auf Erprobungsstrecken beschränkt bzw. auf Baumaßnahmen, bei denen eine Lärmreduzierung nicht gefordert war. In Belgien und Österreich werden dagegen Fahrbahndecken aus Waschbeton bereits seit vielen Jahren erfolgreich und in großem Umfang hergestellt.

In den letzten Jahren wurden von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) viele Meßwerte auf Versuchs- und Erprobungsstrecken (Bild 1) gesammelt, mit dem Ziel, die Waschbetonbauweise auch in Deutschland voranzubringen und ins Regelwerk zu überführen.

Strecke	Baujahr	Länge	Gestein	PSV
A19 Wittstock	1993	1.150 m	Quarzdiorit	50
A93 Brannenburg	1995	950 m	Granit	51
B56 Düren	1997	600 m	Quarzporphyr	≥ 53
A38 Nordhausen	1998	2.400 m	Grauwacke	≥ 53
A4 Aachen	2000	400 m	Grauwacke	58
A9 Coswig	2003	600 m	Quarzporphyr	54
A93 Kiefersfelden	2004	11.800 m	Granit	57/55
A5 Darmstadt	2004	250 m	Granit	55

Bild 1 Übersicht über die bis 2004 in Deutschland hergestellten Waschbetonstrecken [1]

Es zeigten sich wesentliche Vorteile der Waschbetonbauweise gegenüber der bisherigen Standardbauweise mit Jutetuchtextur, vor allem im Hinblick auf eine hohe und dauerhafte Griffbarkeit bei gleichzeitig geringer Geräuschemission.

In der Konsequenz wurde die Waschbetonbauweise mit Allgemeinem Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 5/2006 des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) [3] im Februar 2006 als neuer Standard für die lärmmindernde Betonfahrbahndecke in Deutschland eingeführt (Bild 2).



Bild 2 ARS 5/2006 [3] und 14/2006 [4]

Für die frühere Bauweise mit Jutetuchoberfläche darf zwar auch weiterhin ein Lärm-Korrekturwert von -2 dB(A) angesetzt werden, jedoch bietet die Waschbetonbauweise gegenüber der Betondecke mit Jutetuchlängstexturierung neben einer dauerhaften Lärmreduzierung den Vorteil einer größeren Griffbarkeitsreserve. Bei stark belasteten Verkehrsflächen wie Bundesautobahnen, Schnellstraßen und dergleichen, wo neben der Lärmreduzierung vor allem der Griffbarkeit eine besondere Bedeutung zukommt, ist die Waschbetonoberfläche gegenüber der Jutetuchlängstexturierung klar zu bevorzugen. Die Waschbetonbauweise wird daher zukünftig die Standard-Betonbauweise in Deutschland darstellen. Die aktuellen Ausschreibungen der letzten Monate, insbesondere bei Bundesautobahnen bestätigen dies.

Herstellung von Waschbetonoberflächen

Allgemeines

Die Ausführung von Waschbetonflächen mit einem Größtkorn von maximal 8 mm und die Anforderungen an die Betonausgangsstoffe werden momentan, bis zum Erscheinen der neuen, an die europäische Normung angepaßten TL- und ZTV Beton-StB, durch das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau Nr. 14/2006 des BMVBS vom Mai 2006 [4] geregelt (Bild 2).

Die Herstellung einer Waschbetonoberfläche, auch exposed-concrete-Oberfläche genannt, ist analog zur Bauweise mit dünnem Oberbeton zu sehen, mit dem Unterschied, daß hier der Oberflächenmörtel bereits im frischen Zustand ausgebürstet wird und die grobe Gesteinskörnung von Beginn an frei liegt [5]. Die Oberflächeneigenschaften der Betonfahrbahndecke werden somit von Anfang an nur durch die Eigenschaften des Splittes bestimmt, worin auch die Vorteile dieser Bauweise liegen. Im Gegensatz zu herkömmlich eingebauten Betonfahrbahndecken, bei denen die Oberflächentextur im Laufe der Nutzungsdauer zunehmend eingeebnet wird, verändern sich die Texturparameter einer Waschbetonoberfläche nur unwesentlich über die Zeit.

Aufbau von Betonfahrbahndecken mit Waschbetonoberfläche

Die Dicke des Oberbetons – in diesem Fall des Waschbetons – beträgt im Vergleich zu einem herkömmlichen Deckenaufbau nur 5 cm. Eine größere Dicke ist technisch und wirtschaftlich nicht sinnvoll. Der Unterbeton variiert in Abhängigkeit von den Bauklassen (SV, I-III) zwischen 17 und 25 cm.

Der Betoneinbau erfolgt zweischichtig, d. h. Ober- und Unterbeton unterscheiden sich in ihrer Zusammensetzung. Der große Vorteil der zweischichtigen Bauweise liegt in Ihrer Wirtschaftlichkeit, da nur für den Oberbeton die hohen Anforderungen, z. B. hinsichtlich Mindestgehalt an gebrochener Gesteinskörnung, Polierwiderstand, Kornform etc., erfüllt werden müssen. Dies kommt bei der Waschbetonbauweise im besonderen zum Tragen, da hier – über die Anforderungen bei herkömmlichem Oberbeton hinaus – qualitativ noch hochwertigere Edelsplite eingesetzt werden müssen und zudem ein höherer Zementgehalt erforderlich wird.

Betontechnologische Anforderungen an die Zusammensetzung von Waschbeton

Für die Zusammensetzung von Waschbeton sowie für die zu verwendenden Gesteinskörnungen gelten, analog zur Bauweise mit dünnem Oberbeton, erhöhte Anforderungen im Vergleich zu einem herkömmlichen Straßenbeton. Diese sind im Anhang G, Spalte Oberbeton 0/8 der Technischen Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau (TL Gestein-StB 04) [6] festgelegt. Die Gesteinskörnungen größer 4 mm bis höchstens 8 mm müssen ausschließlich aus gebrochenen Gesteinskörnungen der Kategorie C_{1000} bestehen und hinsichtlich ihrer Kornform der Kategorie SI_{15} (Kornformkennzahl) bzw. FI_{15} (Plattigkeitskennzahl) entsprechen.

Des Weiteren müssen diese Gesteinskörnungen einen hohen Widerstand gegen Polieren aufweisen. Abweichend von der bisherigen Standardbauweise mit Oberbeton 0/22 oder 0/32 sind für Waschbetonoberflächen höhere PSV-Werte von mindestens PSV_{53} erforderlich.

Bei der Waschbetonbauweise, wie auch bei der Bauweise mit dünnem Oberbeton, sind zur Gewährleistung der geforderten Eigenschaften höhere Zementgehalte von ca. 420 bis 430 kg/m^3 (in der Regel CEM I 32,5 R oder CEM I 42,5 N) nötig. Zum Erreichen der für den Einbau erforderlichen Konsistenz ist im Regelfall auch der Einsatz eines Fließmittels erforderlich. Der Mindestluftgehalt des Frischbetons ist entsprechend Tabelle 2 der ZTV Beton-StB 01 [7] zu einzustellen. Bei einem Größtkorn von 8 mm und gleichzeitiger Verwendung von Fließmittel bedeutet dies 6,0 Vol.-% für Einzelwerte und 6,5 Vol.-% im Tagesmittel. Im Gegensatz zum dünnen Oberbeton 0/8 mm ist beim Waschbeton i. d. R. die Korngruppe 2/5 mm nicht vorhanden (Ausfallkörnung). Die Sieblinie des Waschbetons verläuft daher in etwa entlang der Regelsieblinie U8 nach DIN 1045-2 [8] (Bild 3).

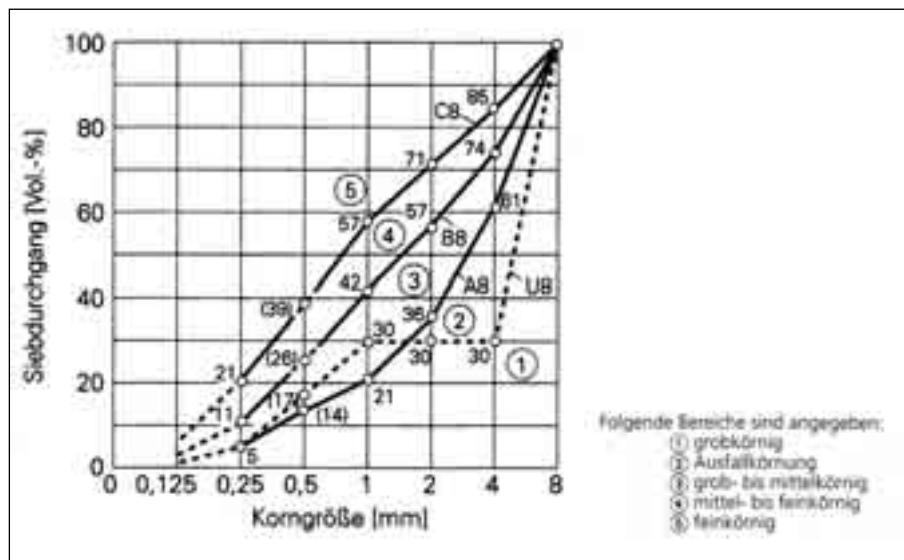


Bild 3 Sieblinie mit Größtkorn 8 mm nach DIN 1045-2 [8]

Betoneinbau, Ausbürsten und Nachbehandlung

Unter- und Oberbeton werden bei der exposed-concrete Bauweise wie üblich eingebaut, verdichtet und geglättet, wobei insbesondere die Rüttleinrichtung für die Verdichtung des Oberbetons auf dessen geringere Dicke abgestimmt werden muß (z. B. geringere Rüttelenergie).



Bild 4 Aufsprühen eines kombinierten Verzögerungs- und Nachbehandlungsmittels von einer Arbeitsbühne aus

Anschließend wird heute von einer Arbeitsbühne aus meist ein kombiniertes Verzögerungs- und Nachbehandlungsmittel aufgesprüht (Bild 4), das eine Hydratation des Zementes in der obersten Schicht (Millimeterbereich) verzögert und gleichzeitig ein Austrocknen des frischen Betons verhindert [5].

Die Aufsprühmenge des Verzögerungsmittels hat einen großen Einfluß auf das Ausbürstverhalten bzw. die Ausbürsttiefe des Waschbetons, sie sollte daher, z. B. durch Rückwiegen (Bild 5), entsprechend optimiert und kontrolliert werden.



Bild 5 Bestimmung der Aufsprühmenge des kombinierten Verzögerungs- und Nachbehandlungsmittels durch Rückwiegen einer Folie

Die empfohlene Menge liegt, je nach Hersteller, bei ca. 200 bis 250 g/m². Da die Ausbürsttiefe jedoch auch von der Betonzusammensetzung abhängt, muß für jede Baumaßnahme die ideale Menge an aufzubringendem Verzögerungsmittel in Baustellenversuchen bestimmt werden. Ist die aufgebrachte Menge zu gering oder wird das kombinierte Verzögerungs- und Nachbehandlungsmittel nicht gleichmäßig und flächendeckend aufgesprüht, kann es zu Problemen beim Ausbürsten und in der Folge z. B. zu „Glattstellen“ kommen.

Sobald der Beton insgesamt ausreichend erhärtet und befahrbar ist, wird der nicht erhärtete Oberflächenmörtel mit einem motorisierten Stahlbesen abgebürstet und entfernt, so daß eine gleichmäßige Waschbetonoberfläche entsteht, an der nun die grobe Gesteinskörnung, zum Beispiel der Korngruppe 5/8, frei liegt (Bild 6) [5].

Die Bestimmung des idealen Ausbürstzeitpunktes kann beispielsweise durch einen händischen Ausbürstversuch mit einem Stahlbesen erfolgen. Der Ausbürstzeitpunkt ist von mehreren Faktoren abhängig, wie z. B. von der Hydratationsgeschwindigkeit des Zementes, dem Zementgehalt, den während der Erhärtung des Betons herrschenden Witterungsbedingungen, der Frischbetontemperatur, der Menge an aufgebrachtem Verzögerungsmittel usw. Um innerhalb der Betonierabschnitte in etwa gleichmäßige Bedingungen für die Erhärtung zu gewährleisten und um in der Folge den Ausbürstzeitpunkt besser abschätzen zu können, ist in erster Linie eine gleichmäßige Betonherstellung und -lieferung wichtig. Schon geringe Schwankungen in der Konsistenz können zu einer unterschiedlichen Erhärtung des Betons, vor allem in der entscheidenden Oberflächenschicht (Mörtelanteil und -eigenschaften), und letztlich beim Ausbürsten zu einer technisch und optisch ungleichmäßigen Waschbetonoberfläche führen. Hohe Lufttemperaturen sowie hohe Frischbetontemperaturen beschleunigen den Hydratationsprozeß des Zementes. So kann sich z. B. die Zeitspanne zwischen Betoneinbau und Ausbürsten bei Baumaßnahmen im Herbst im Vergleich zu Sommerbaustellen mehr als verdoppeln. Dabei erweitert sich jedoch auch das Zeitfenster für den Ausbürstvorgang (Wirkungszeit des Verzögerungsmittels).



Bild 6 Ausbürsten des Oberflächenmörtels mit einem motorisierten Stahlbesen und ausgebürstete Fahrbahnoberfläche mit freiliegender Gesteinskörnung 5/8 mm

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß vorzugsweise eigene, leistungsfähige Baustellen-Betonmischanlagen einzusetzen sind. Auf Transportbetonwerke sollte nur in Ausnahmefällen zurückgegriffen werden, da diese z. B. die erforderlichen Liefermengen nicht garantieren können. Die Folgen wären längere Stillstandszeiten des Einbauzuges und sogar Qualitätsprobleme. Des weiteren fehlt es den Transportbetonwerken meist an der nötigen Erfahrung zur Herstellung eines gleichmäßigen und gut zu verarbeitenden Waschbetons mit steifer Konsistenz. Bei der Waschbetonbauweise sind aufgrund des hohen Zementgehaltes von 420 bis 430 kg/m³ die Transportentfernungen von noch größerer Bedeutung als bei der herkömmlichen Straßenbetonbauweise mit Zementgehalten von 350 kg/m³. Die Mischanlage sollte daher möglichst in unmittelbarer Nähe der Einbaustelle liegen.

Da der in Kombination mit dem Verzögerungsmittel aufgebrachte Verdunstungsschutz mit dem Oberflächenmörtel wieder abgebürstet wird, ist anschließend eine weiterführende Nachbehandlung unerlässlich. Deshalb wird abschließend von einem mobilen Trägergerät aus ein herkömmliches Nachbehandlungsmittel aufgesprüht (Bild 7).



Bild 7 Weiterführende Nachbehandlung der ausgebürsteten Fahrbahnoberfläche durch Aufsprühen eines herkömmlichen Nachbehandlungsmittels von einem mobilen Trägergerät aus

Meßwerte

Die wesentlichen Vorteile der Waschbetonbauweise gegenüber der bisherigen Standardbauweise mit Jutetuchtextur liegen in der hohen und dauerhaften Griffigkeit bei gleichzeitig geringer Geräuschemission. Im Jahr 2000 wurden auf der A4 bei Aachen Versuchsabschnitte mit unterschiedlichen Oberflächentexturen hergestellt (Jutetuchlängsstrich, Waschbeton 0/5 und Waschbeton 0/8). Die Abschnitte wurden von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) meßtechnisch über mehrere Jahre begleitet [1]. Die Ergebnisse der texturbewertenden Messungen sind in den nachfolgenden Bildern aufgezeigt.

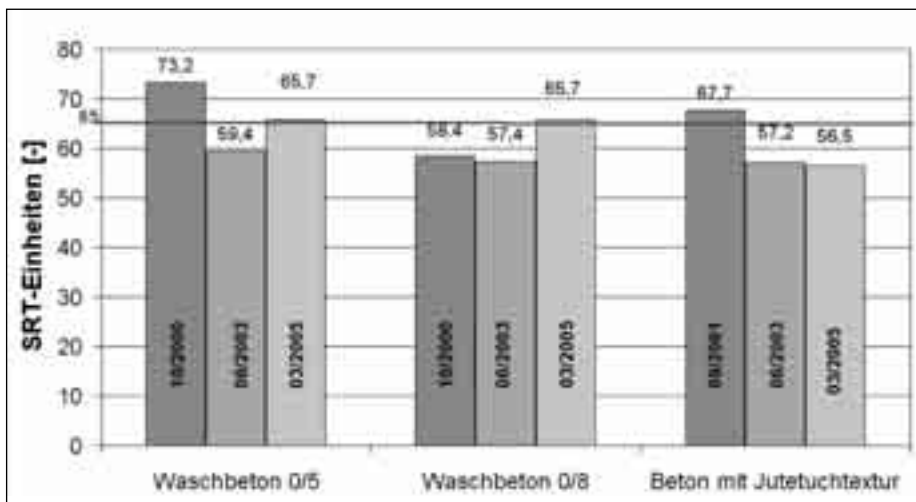


Bild 8 SRT-Messungen auf Betondeckenoberflächen in den Jahren 2000 bis 2005 [1]

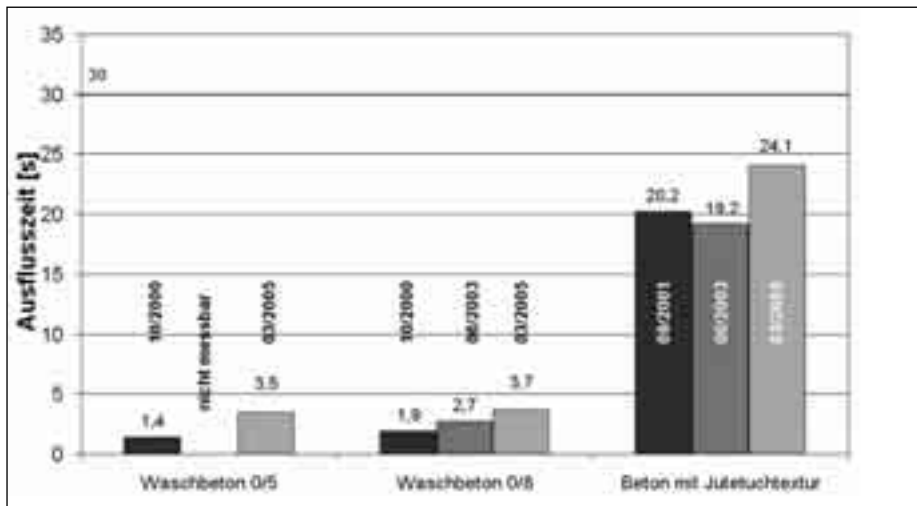


Bild 9 Ausflußmessungen auf Betondeckenoberflächen in den Jahren 2000 bis 2005 [1]

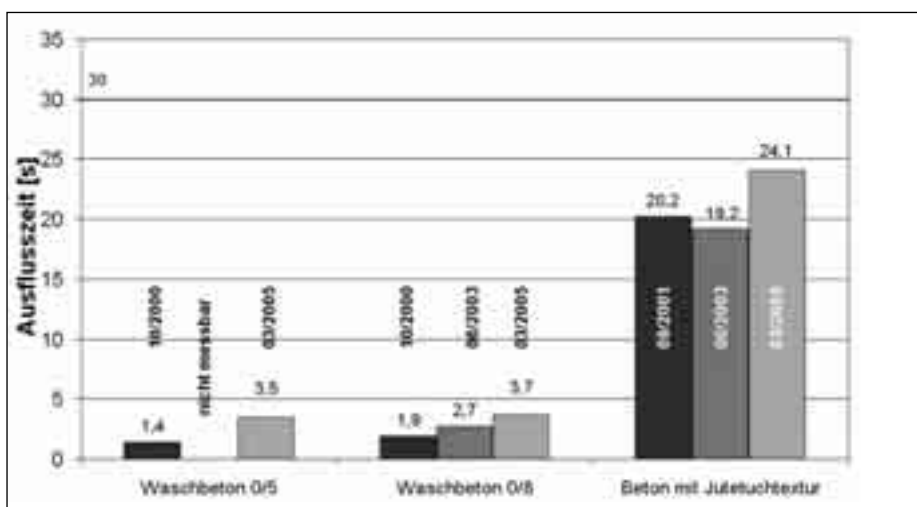


Bild 10 Mit dem Sandfleckverfahren ermittelte Rauhtiefen auf Betondeckenoberflächen in den Jahren 2000 bis 2005 [1]

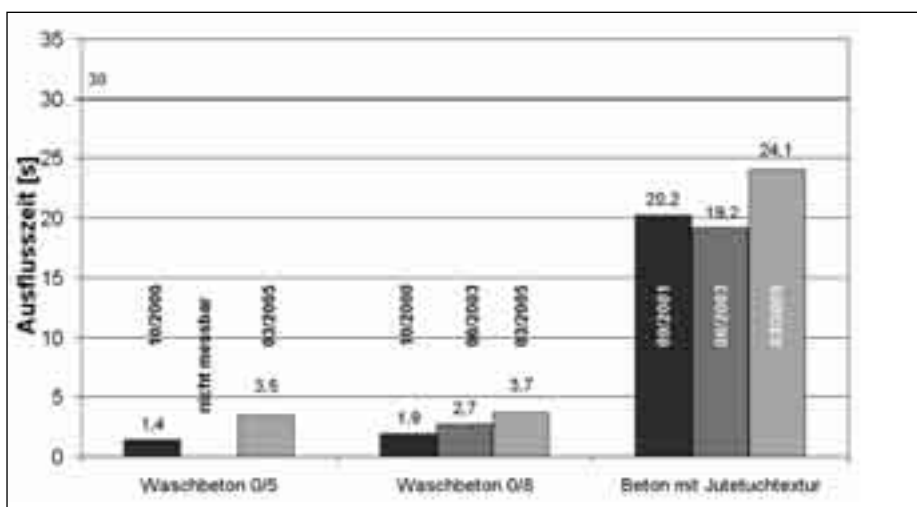


Bild 11 SCRIM-Messungen auf Betondeckenoberflächen in den Jahren 2001 bis 2005 [1]

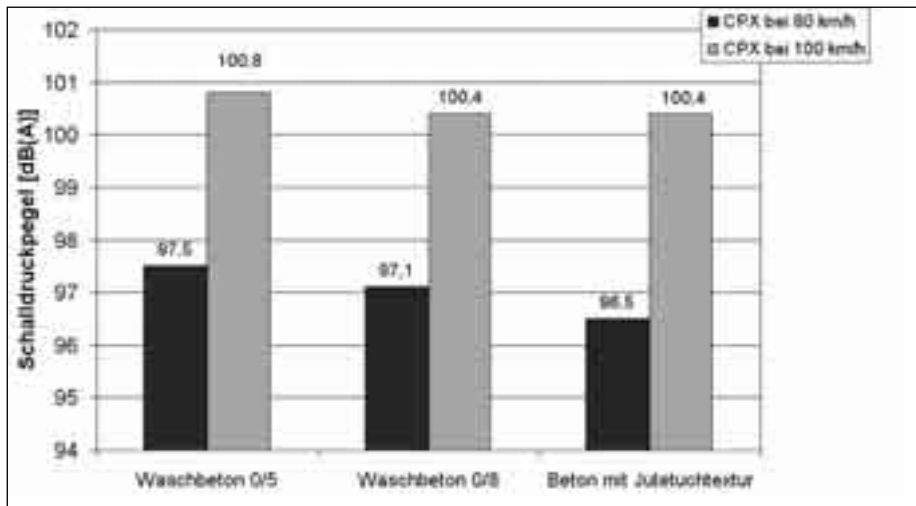


Bild 12 Geräuschanhängermessungen auf Betondeckenoberflächen im Oktober 2003 [1]

Bei der Entwicklung der Mikrotextur (Bild 8), ermittelt mit dem SRT-Pendel, treten keine größeren Unterschiede zwischen den Waschbetonen und dem Jutetuchlängsstrich auf. Es scheint allerdings eine gewisse Regenerierfähigkeit beim Waschbeton zu geben.

Ganz anders verhält sich die Makrotextur (Bild 9), abgeschätzt mit Hilfe des Ausflußmessers. Hier gibt es zwischen den Waschbetonen und der mit Jutetuch strukturierten Oberfläche signifikante Unterschiede. Die Jutetuchtextur weist wesentlich längere Ausflußzeiten auf, entsprechend einer schlechteren Makrotextur, als die beiden Waschbetone, deren Makrotextur unter den Einwirkungen von Verkehr und Wetter nur geringfügig abnimmt. Die Entwicklung der Makrotextur wird durch die mit dem Sandfleckverfahren bestimmten Rauhtiefen bestätigt (Bild 10). Auf dem Waschbetonfeld beträgt nach 4 ½ Jahren unter Verkehr die Rauhtiefe im Mittel 0,50 mm, auf dem Abschnitt mit Jutetuchlängsstrich nach 3 ½ Jahren nur noch 0,21 mm.

Die Ergebnisse der SCRIM-Messungen (Bild 11) machen deutlich, daß die bessere Makrotextur des Waschbetons die Griffigkeit entscheidend beeinflußt. Für die Waschbetone wurden durchweg sehr gute Griffigkeitswerte ermittelt. Dagegen wies der Beton mit Jutetuchlängsstrich im gleichen Zeitraum deutlich geringere Werte auf.

Untersuchungen haben gezeigt, daß Waschbeton dem Ideal für eine geräuscharme Oberfläche, einem „Plateau mit Schluchten“, recht nahe kommt. Im Oktober 2003 wurde das Reifen/Fahrbahn-Geräusch auf der Versuchsstrecke Aachen zunächst mit dem Schallmeßanhänger (CPX-Methode) aufgenommen (Bild 12). Die Messungen ergaben, daß der Waschbeton 0/8 bei der Meßgeschwindigkeit von 80 km/h geringfügig lauter als der Jutetuchlängsstrich war. Bei 100 km/h gab es zwischen diesen beiden Oberflächen im Mittel keinen Unterschied. Der Waschbeton 0/5 ist trotz des geringen Größtkorns etwas lauter als der Waschbeton 0/8. Zurückzuführen ist dies darauf, daß auf Grund von Fehlern in der Bauausführung (Versuchsstrecke) beim Ausbürsten und z. T. unter Verkehr einzelne Grobkörner aus dem Beton herausgerissen wurden und damit teilweise eine ungleichmäßige Oberfläche entstanden ist.

In mehreren in- und ausländischen Untersuchungen konnte mittels der CPX-Methode nachgewiesen werden, daß Waschbeton mit einem Größtkorn von 8 mm hinsichtlich Lärmemission praktisch dem Jutetuchlängsstrich bzw. Splittmastixasphalt gleichwertig ist [1].

Meßwerte von der Inntalautobahn A93 bei Kiefersfelden, hergestellt im Jahr 2004, bestätigen die sehr guten Lärm- und Griffigkeitseigenschaften von Waschbetonoberflächen 0/8. Die Oberfläche wurde im April 2005 mit der so genannten Nahfeldmeßmethode (Lärmmeßanhänger) auf ihre lärmindernde Wirkung untersucht (Bild 13). Es wurde deutlich, daß sich die Frequenzzusammensetzung des Waschbetons (WB) und des angrenzenden Splittmastixasphaltes 0/8 S (SMA) nur geringfügig unterscheiden. Die Lärmreduzierung des Waschbetons liegt ebenfalls in der Größenordnung des SMA [9]. Aus den Messungen war weiterhin ersichtlich, daß die lärmreduzierende Wirkung von Waschbetonoberflächen bei LKW-Reifen noch deutlicher ausgeprägt ist als bei Pkw-Reifen.

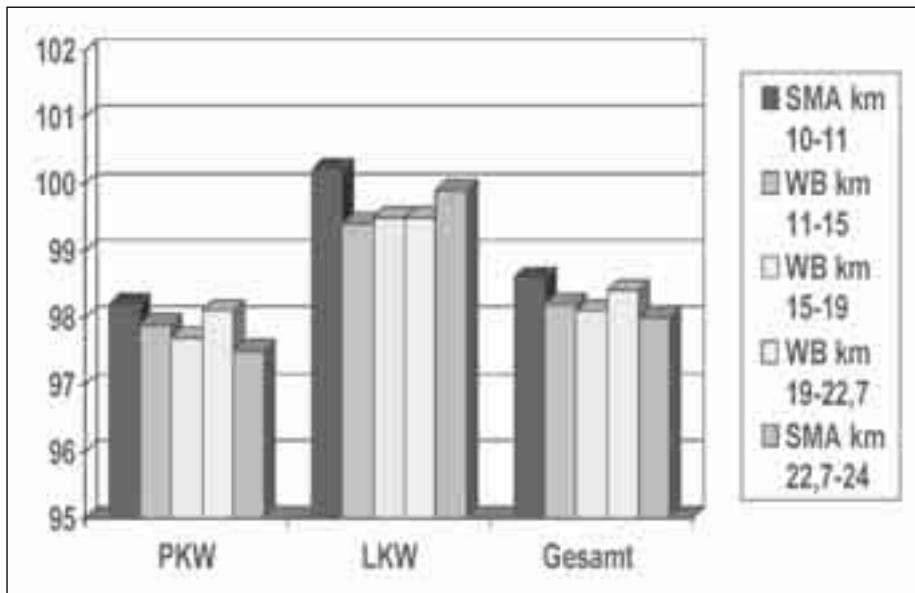


Bild 13 Lärmmeßwerte, ermittelt mit der Nahfeldmeßmethode bei 80 km/h [dB(A)] [9]

Auch hinsichtlich der Griffigkeit wurden hervorragende Werte, deutlich über dem Anforderungsniveau erzielt (Bild 14). Lediglich ein 100m-Bereich erfüllte die Anforderungen nicht. Dies war jedoch auf ein gerätetechnisches Problem während der Fertigung zurückzuführen.

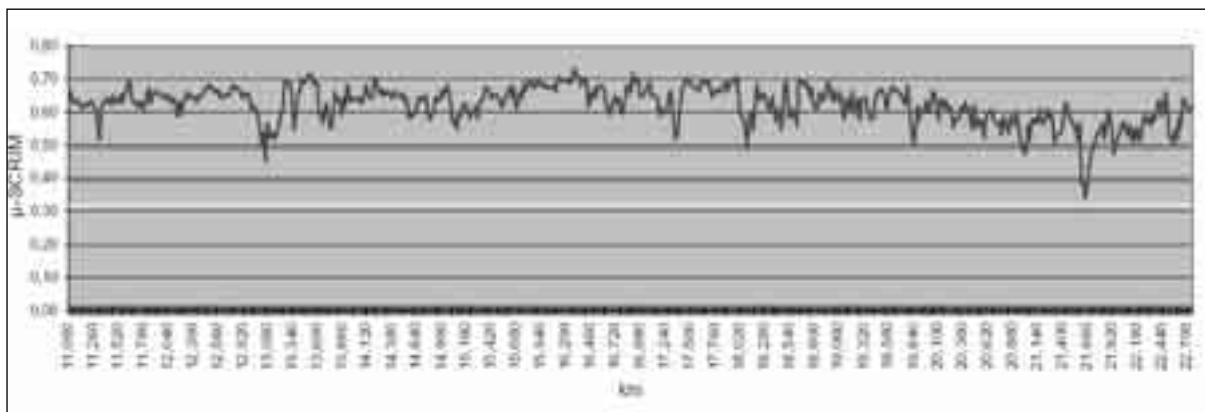


Bild 14 SCRIM-Meßwerte zur Abnahme

Schlußfolgerungen

Die Herstellung einer Waschbetonoberfläche ist baupraktisch sehr anspruchsvoll. Diese Bauweise erfordert sowohl großes Know-how in der Gerätetechnik als auch hohe Aufmerksamkeit und großes Verantwortungsbewußtsein des Einbaupersonals. Unter der Voraussetzung der Verwendung von qualitativ hochwertigen Ausgangsstoffen sowie einer fachgerechten Ausführung werden Verkehrsflächen mit Waschbetonoberfläche sowohl den Anforderungen an eine dauerhaft hohe Griffigkeit als auch an eine geringe Geräuschentwicklung mehr als gerecht.

In Deutschland wurde mittlerweile die Waschbetonbauweise mit einem Größtkorn von 8 mm als neuer Standard für lärmindernde Betonfahrbahndecken eingeführt. Mit einem von Anfang an hohen Griffigkeitsniveau stellen Waschbetonoberflächen vor allem auch im Hinblick auf die ständig zunehmenden Verkehrsbelastungen eine deutliche Weiterentwicklung gegenüber der bisherigen Bauweise mit Jutetuchlängstextur dar. Unabhängig davon müssen auch in Deutschland noch viele Erfahrungen mit der Waschbetonbauweise gesammelt werden. Hilfreich sind hier die Erkenntnisse aus Ländern, wie z. B. Österreich oder Belgien, in denen Waschbeton schon viele Jahre die Standardbetonoberfläche darstellt.

Literaturverzeichnis

- [1] Sulten, P. und Wolf, T.: Waschbeton – Eine alternative Betonoberfläche. Straße+Autobahn 57 (2006) H. 4, S. 210-218
- [2] Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS-90, Ausgabe 1990, berichtigte Fassung 1992. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Verkehrsführung und Verkehrssicherheit. Köln 1990/1992
- [3] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 5/2006: Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS-90. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 17.02.2006
- [4] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 14/2006: Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberflächen. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 16.05.2006
- [5] Fleischer, W. und Wolf, T.: Die Griffigkeit von Fahrbahndecken aus Beton (Teil 2). beton 54 (2004) H. 12, S. 610-614
- [6] Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau, TL Gestein-StB 04, Ausgabe 2004. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Mineralstoffe im Straßenbau. Köln 2005.
- [7] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 2001, Ausgabe 2001. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonstraßen. Köln 2001.
- [8] Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Normenausschuß Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V. Juli 2001
- [9] Schmerbeck, R.: Anwendung von Funktionsbauverträgen in Bayern. Tagungsband der FGSV-Betonstraßentagung 2005, Essen, S. 54-59. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“, Heft 27, Köln 2006

Vozovky s povrchem z vymývaného betonu – aktuální stav v Německu

Dipl.-Ing. Thomas Wolf a Dr.-Ing. Walter Fleischer

HEILIT+WOERNER Bau GmbH

Ohlédnutí a aktuální situace v oblasti předpisů

Výstavba cementobetonových krytů s texturou povrchu, která trvale zaručuje vysokou drsnost a nízkou hlučnost pneumatik na vozovce, se stala jednou z nejnáléhavějších úloh v silničním stavitelství. V Německu se textura povrchu cementobetonového krytu dosud vytvářela vytlačení určité struktury do čerstvého betonu povrchové vrstvy [1]. Do začátku roku 2006 byl v Německu v úsecích se speciálními požadavky na ochranu proti hluku, např. na dálnicích v sousedství obytné zástavby, povrch cementobetonového krytu standardně upravován pomocí juty tažené v podélném směru. Vzhledem k chybějícím směrnici pro ochranu proti hluku na pozemních komunikacích – RLS-90 [2] zůstávalo v Německu dosud používání alternativních metod, jako např. odstraňování povrchové malty (vymývaný beton) nebo textura pomocí umělého trávniku, omezeno na zkušební úseky, případně na stavební opatření, u nichž nebylo požadováno snížení hlučnosti. V Belgii a v Rakousku jsou však povrchy vozovek z vymývaného betonu úspěšně prováděny ve velkém rozsahu již mnoho let.

V posledních letech bylo Spolkovým ústavem pro silniční stavitelství (BASt) nashromážděno mnoho výsledků měření na pokusných a zkušebních úsecích (obr. 1) s cílem podpořit i v Německu technologii vymývaného betonu a zavést ji do předpisů.

Úsek	Rok	Délka	Kamenivo	PSV
A19 Wittstock	1993	1.150 m	Křemenný diorit	50
A93 Brannenburg	1995	950 m	Žula	51
B56 Düren	1997	600 m	Křemenný porfyr	≥ 53
A38 Nordhausen	1998	2.400 m	Droba	≥ 53
A4 Aachen	2000	400 m	Droba	58
A9 Coswig	2003	600 m	Křemenný porfyr	54
A93 Kiefersfelden	2004	11.800 m	Žula	57/55
A5 Darmstadt	2004	250 m	Žula	55

Obr. 1 Přehled úseků s povrchem z vymývaného betonu, provedených v Německu do roku 2004 [1]

Projevily se podstatné přednosti technologie vymývaného betonu proti dosavadní standardní technologii textury tažené juty a to především z hlediska vysoké a trvalé drsnosti při současně nízkých emisích hluchnosti. V důsledku toho byla v únoru 2006 technologie vymývaného betonu zavedena Všeobecným oběžníkem „Straßenbau“ (ARS) č. 5/2006 Spolkového ministerstva pro dopravu, stavebnictví a rozvoj měst (BMVBS) [3] jako nový standard pro cementobetonový kryt vozovky, snižující hluchnost (obr. 2).



Obr. 2 ARS 5/2006 [3] a 14/2006 [4]

Pro dřívější technologii úpravy povrchu pomocí tažené juty se sice může i nadále používat korekční hodnota hluku – 2 dB(A), technologie vymývaného betonu však kromě snižování hluchnosti poskytuje proti povrchu upravenému taženou jutou i výhodu větší rezervy drsnosti. U silně zatížených dopravních ploch, jako jsou spolkové dálnice, rychlostní komunikace a podobně, kde je kromě snížení hluchnosti požadováno i zajištění drsnosti, má povrch z vymývaného betonu jasnou přednost před podélnou texturou vytvořenou pomocí tažené juty. Technologie vymývaného betonu proto bude v Německu v budoucnosti představovat standardní technologii pro úpravu povrchu cementobetonového krytu. Potvrzují to aktuální výběrová řízení posledních měsíců, obzvláště pro spolkové dálnice.

Provádění povrchů z vymývaného betonu

Všeobecně

Do vydání nových norem TL- a ZTV Beton-StB, revidovaných podle evropských norem, je provádění povrchů z vymývaného betonu s maximálním zrnem kameniva 8 mm a požadavky na vstupní složky betonu upraveno Všeobecným oběžníkem Straßenbau (silniční stavitelství) č. 14/2006 Spolkového ministerstva pro dopravu, stavebnictví a rozvoj měst BMVBS z května 2006 [4] (Obr. 2).

Provádění povrchu z vymývaného betonu, označovaného také jako exponovaný beton, „exposed-concrete“ (v ČR též kartáčovaný beton), je třeba vidět jako analogii k technologii s tenkou vrstvou vrchního betonu, avšak s tím rozdílem, že zde se povrchová malta odstraní kartáčováním již v čerstvém stavu a hrubá zrna kameniva jsou od počátku odhalena [5]. Výhody technologie vmývaného betonu tedy spočívají v tom, že povrchové vlastnosti krytu jsou od počátku určovány jen vlastnostmi kameniva. Na rozdíl od dosud prováděných betonových vozovek, u nichž se povrchová textura v průběhu doby provozu postupně vyhlazuje, parametry textury povrchu z vymývaného betonu se mění během provozu pouze nepodstatně.

Struktura betonových vozovek s povrchem z vymývaného betonu

Tloušťka horního betonu – v tomto případě vymývaného betonu – je ve srovnání s dosavadní skladbou krytu pouze 5 cm. Větší tloušťka není technicky a ekonomicky účelná. Tloušťka spodního betonu se mění v závislosti na třídách komunikace (SV, I-III) od 17 do 25 cm.

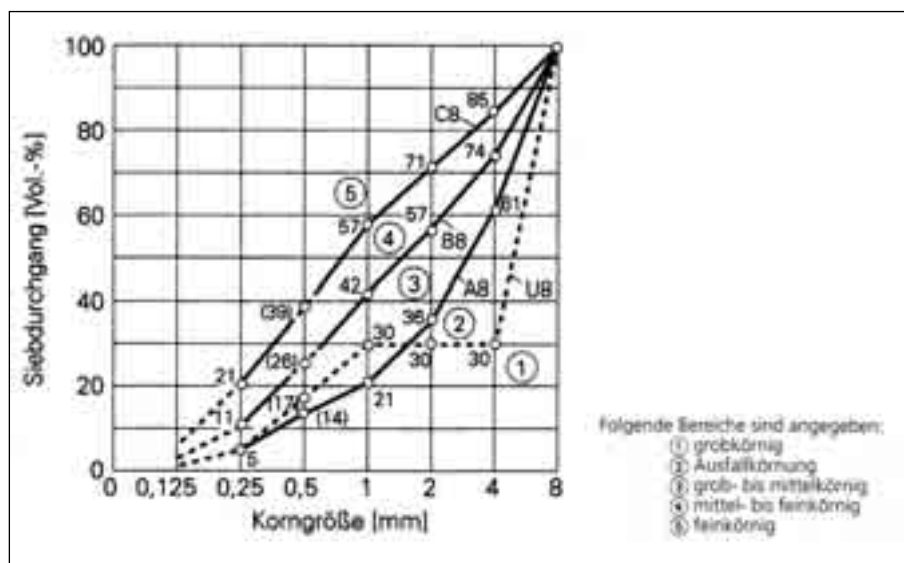
Beton se ukládá ve dvou vrstvách, to znamená, že horní a spodní beton se liší z hlediska složení. Velká výhoda dvouvrstvé technologie spočívá v její hospodárnosti, protože vysoké požadavky, jako např. minimální obsah drceného kameniva, odolnost proti ohlazování, tvar zrn atd. musejí být splněny jen pro horní beton. To je obzvláště výhodné u vymývaného betonu, protože zde je pro horní vrstvu – kromě požadavků, kladených na dosud používaný horní beton – používáno kvalitativně ještě hodnotnější drcené kamenivo a navíc se vyžaduje vyšší obsah cementu.

Technologické požadavky na složení vymývaného betonu

Ve srovnání s dosud používaným vozovkovým betonem s tenkou horní vrstvou jsou stanoveny zvýšené požadavky pro složení vymývaného betonu a pro použité kamenivo. Tyto požadavky jsou stanoveny v dodatku G, sloupec Horní beton 0/8, Technických dodacích podmínek pro zrnitost kameniva v silničním stavitelství (TL Gestein-StB 04) [6]. Kamenivo nad 4 mm až do maximálně 8 mm musí být výlučně drcené, kategorie $C_{100/0}$ a z hlediska tvaru zrn musí odpovídat kategorii SI_{15} (tvarový index), případně FI_{15} (index plochosti).

Kamenivo musí dále vykazovat vysokou odolnost proti ohlazování. Na rozdíl od dosavadní standardní technologie s vrchním betonem 0/22 nebo 0/32 jsou pro kamenivo do horní vymývané vrstvy nezbytné vyšší hodnoty ohladitelnosti, minimálně PSV_{53} .

Pro technologii vymývaného betonu i pro technologii s tenkým horním betonem je pro zajištění požadovaných vlastností nutný vyšší obsah cementu, cca 420 až 430 kg/m^3 (zpravidla CEM I 32,5 R nebo CEM I 42,5 N). Pro dosažení konzistence, vhodné k ukládání, je zpravidla nutné také použít plastifikátor. Minimální obsah vzduchu v čerstvém betonu musí splňovat požadavky tabulky 2 předpisu ZTV Beton-StB 01 [7]. Při maximální velikosti zrna 8 mm a současném použití plastifikátoru to znamená 6,0 % obj. pro jednotlivé hodnoty a 6,5 % obj. pro denní průměr. Na rozdíl od tenkého horního betonu 0/8 mm není u vymývaného betonu zpravidla použita frakce kameniva 2/5 mm (přetržitá zrnitost). Křivka zrnitosti vymývaného betonu proto probíhá přibližně podél předepsané čáry zrnitosti U8 podle normy DIN 1045-2 [8] (obr. 3).



Obr. 3 Křivka zrnitosti s největším zrnem 8 mm podle DIN 1045-2 [8]

Pokládání betonu, kartáčování a konečná úprava

Spodní a horní beton se při technologii kartáčovaného betonu „exposed-concrete“ pokládá, zhutňuje a uhlazuje jako obvykle, přičemž obzvláště vibrační zařízení pro zhutňování horního betonu musí být nařízeno na jeho menší tloušťku (např. nižší energie vibrace).



Obr. 4 Nanášení kombinovaného prostředku pro zpomalování tuhnutí a ochranu proti vysychání povrchu nástřikem z pracovní plošiny

Následně se dnes z pracovní plošiny nanáší, většinou nástřikem, kombinovaný prostředek pro zpomalování tuhnutí a ochranu proti vysychání (obr. 4), který zpožďuje hydrataci cementu v povrchu horní vrstvy (v oblasti milimetrů) a současně zabraňuje vysychání čerstvého betonu [5].

Množství nástřikem nanášeného prostředku má velký vliv na chování betonu při kartáčování, případně na hloubku vykartáčování a mělo by proto být odpovídajícím způsobem optimalizováno a kontrolováno, např. zpětným vážením (obr. 5).



Obr. 5 Určování nástřikem nanášeného množství kombinovaného prostředku pro zpomalování tuhnutí a ochranu proti vysychání zpětným vážením fólie

Doporučené množství nástřiku je podle výrobce v rozmezí od asi 200 do 250 g/m². Vzhledem k tomu, že hloubka vykartáčování závisí také na složení betonu, musí být ideální množství nanášeného prostředku pro zpomalování tuhnutí stanoveno zkouškou pro každou stavbu přímo na staveništi. Je-li nanášené množství příliš malé nebo není-li kombinovaný prostředek pro zpomalování tuhnutí a ochranu proti vysychání nastříkán rovnoměrně po celé ploše, může docházet k problémům při kartáčování a následkem toho např. k tvorbě „kluzkých míst“.

Jakmile je beton celkově dostatečně vytvrzený a pojízdný, vykartáčuje se neztvrdlá povrchová malta pomocí pojízdného ocelového kartáče, takže vznikne rovnoměrný povrch vymývaného betonu, na kterém jsou odhalena jen hrubá zrna kameniva, například skupina zrn 5/8 (obr. 6) [5].

Ideální okamžik pro kartáčování je možno určit například zkouškou pomocí ručního ocelového kartáče. Okamžik vhodný pro kartáčování závisí na řadě faktorů, jako např. na rychlosti hydratace cementu, obsahu cementu, na povětrnostních podmínkách, panujících během tvrdnutí betonu, na teplotě čerstvého betonu, na množství nanášeného prostředku pro zpomalování tuhnutí atd. Aby bylo možno zajistit přibližně rovnoměrné podmínky pro tvrdnutí v rámci jednotlivých úseků betonáže a následně lépe odhadnout okamžik kartáčování, je v první řadě důležitá rovnoměrná výroba a dodávka betonu. Již nepatrné kolísání konzistence může vést k rozdílu v tvrdnutí betonu, především v rozhodující povrchové zóně (podíl malty a vlastnosti malty) a nakonec při kartáčování k technicky a opticky nerovnoměrnému povrchu vymývaného betonu. Vysoké teploty vzduchu a čerstvého betonu urychlují proces hydratace cementu. Tak se například může časový interval mezi pokládáním betonu a kartáčováním povrchu při stavbě v podzimním období více než zdvojnásobit ve srovnání s letním obdobím. Přitom se však prodlužuje i doba vhodná pro kartáčování (doba účinnosti zpomalovače tuhnutí).



Obr. 6 Kartáčování povrchové malty pomocí pojízdného ocelového kartáče a vykartáčovaný povrch s obnaženým zrnem frakce 5/8 mm

Zkušenosti ukázaly, že nejlepší je použití vlastních výkonných staveništních betonáren. Betonárny, vyrábějící transportbeton, by se měly využívat pouze ve výjimečných případech, protože tyto nejsou například schopny zaručit potřebná dodávaná množství betonu. To má za následek delší doby prostoje zařízení pro pokládku betonu a dokonce i problémy s kvalitou. Výrobci transportbetonu dále většinou chybí potřebné zkušenosti s výrobou rovnoměrného a dobře zpracovatelného vymývaného betonu s tuhou konzistencí. Pro technologii vymývaného betonu mají, vzhledem k vysokému obsahu cementu v rozmezí 420 až 430 kg/m³, dopravní vzdálenosti ještě větší význam než pro dosavadní technologie výstavby cementobetonového krytu, při níž se používá obsah cementu 350 kg/m³. Betonárna by proto měla být pokud možno v bezprostřední blízkosti místa betonáže.

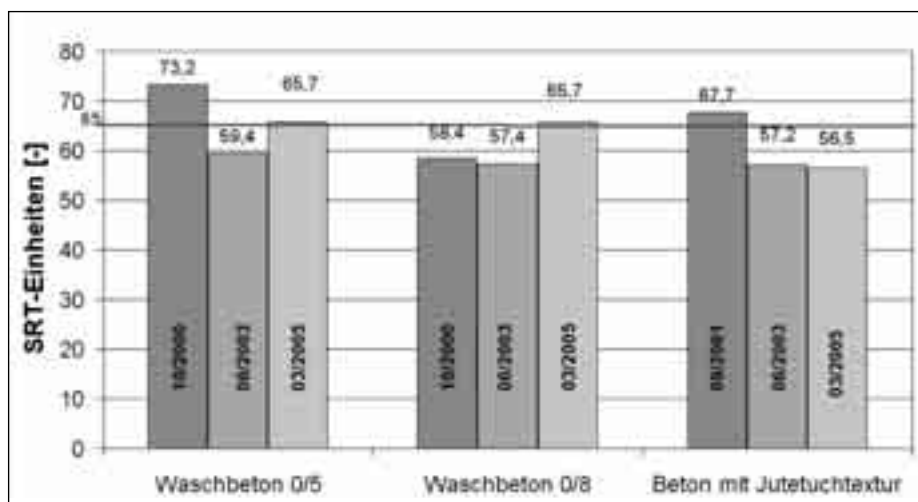
Vzhledem k tomu, že se ochrana proti odpařování vody, nanášená v kombinaci se zpomalovačem tuhnutí, vykartáčuje společně s povrchovou maltou, je následně nevyhnutelný její další nástřik. Proto se musí následně pomocí mobilního zařízení nastříkat prostředek proti vysychání povrchu, který byl používán i dosud při stavbě cementobetonových krytů (obr. 7).



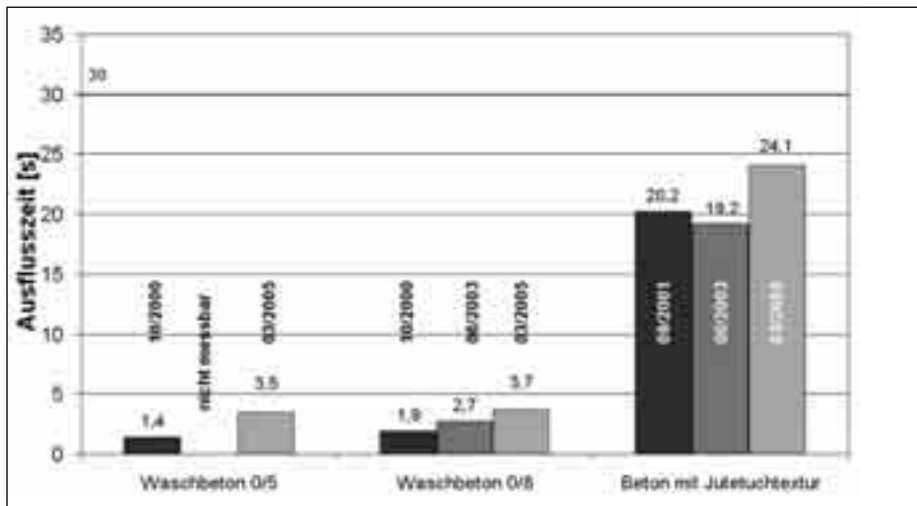
Obr. 7 Další konečný nástřik prostředku proti vysychání (který byl používán i doposud) na vykartáčovaný povrch vozovky pomocí mobilního zařízení

Naměřené hodnoty

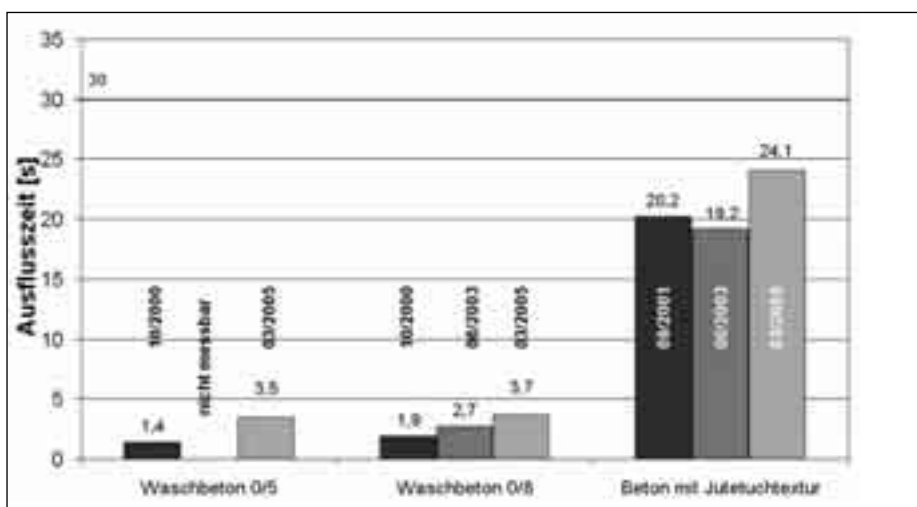
Podstatné výhody technologie vymývaného betonu proti dosavadní standardní technologii s texturou tažené juty spočívají ve vysoké a trvalé drsnosti při současně nízké emisi hluku. V roce 2000 byly na dálnici A4 u Aachenu provedeny pokusné úseky s různými texturami povrchu (podélná textura vlečenou jutou, vymývaný beton 0/5 a vymývaný beton 0/8). Tyto úseky byly po několika letech sledovány a měřeny Spolkovým ústavem pro silniční stavitelství (BASt) [1]. Výsledky měření pro vyhodnocení textury povrchu jsou uvedeny na následujících obrázcích.



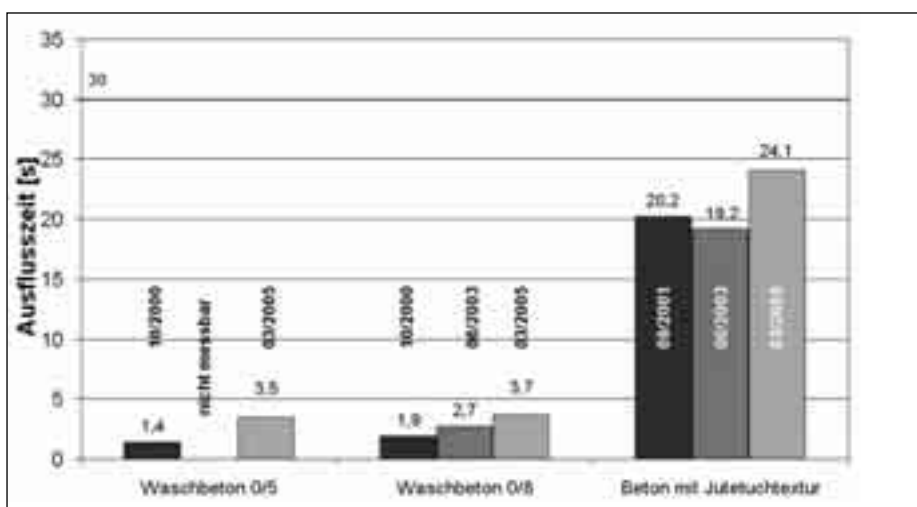
Obr. 8 Měření SRT na povrchu cementobetonových krytů v období let 2000 až 2005 [1]



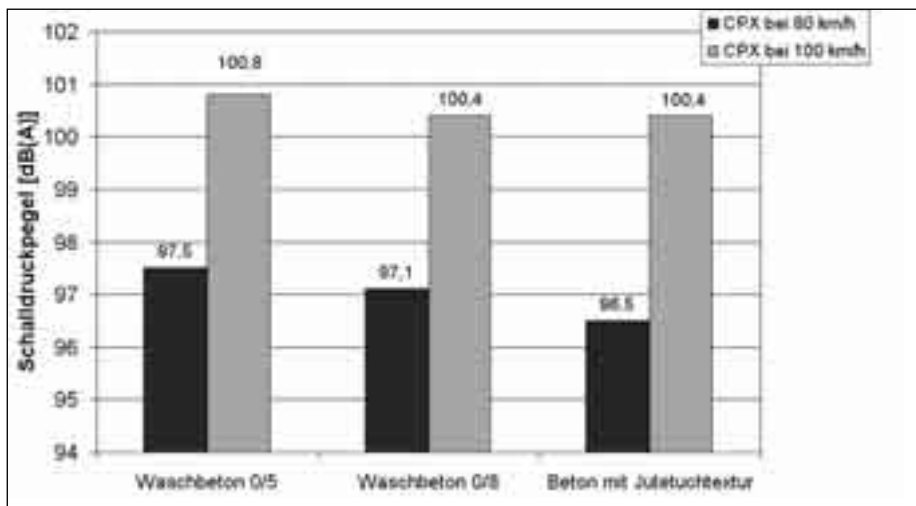
Obr. 9 Měření doby odtoku vody na povrchu cementobetonových krytů v letech 2000 až 2005 [1]



Obr. 10 Drsnost, zjišťovaná metodou hloubky pisku na povrchu cementobetonových krytů v letech 2000 až 2005 [1]



Obr. 11 Měření SCRM na povrchu cementobetonových krytů v letech 2001 až 2005 [1]



Obr. 12 Měření hlučnosti přívěsem na povrchu cementobetonových krytů v říjnu 2003 [1]

Při vývoji mikrotextury (obr. 8), zjištěné pomocí kyvadla SRT, se nevyskytují větší rozdíly mezi vymývaným betonem a podélnou texturou taženou jutou. Zdá se ovšem, že u vymývaného betonu existuje určitá regenerovatelnost.

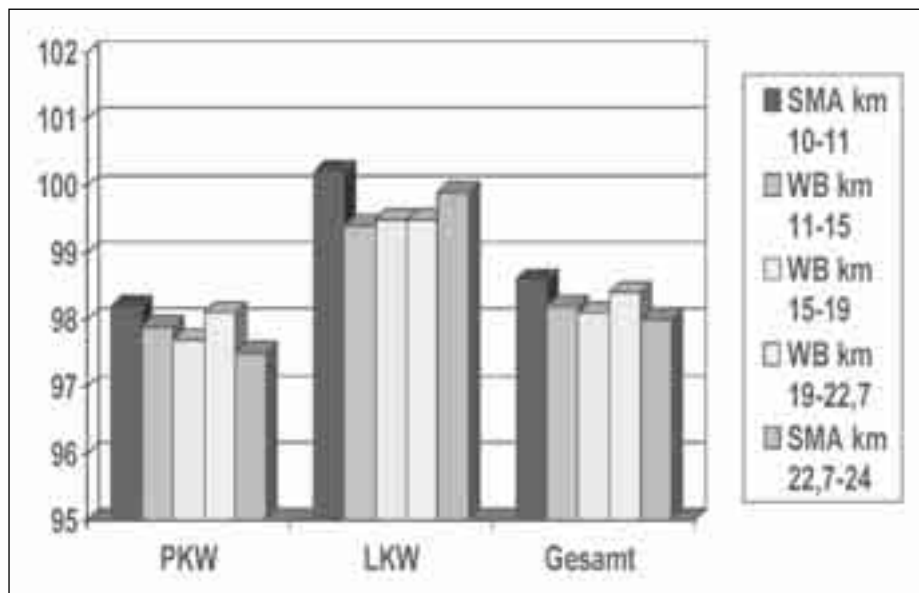
Zcela jinak se chová makrotextura (obr. 9) podle odhadů pomocí výtokoměru. Zde jsou významné rozdíly mezi vymývanými betony a povrchem upraveným taženou jutou. Struktura juty vykazuje podstatně delší dobu odtoku, odpovídající horší makrotextuře, než oba druhy vymývaného betonu, jejichž makrotextura mírně ubývá působením provozu a počasí. Vývoj makrotextury potvrzuje drsnost, zjištěná metodou hloubky písku (10). Na ploše z vymývaného betonu je po 4 ½ letech provozu průměrná hloubka písku 0,50 mm, na úseku s podélným stažením jutovou textilií je to po 3 ½ letech pouhých 0,21 mm.

Výsledky měření SCRIM (obr. 11) ještě zvýrazňují, že lepší makrotextura vymývaného betonu rozhodujícím způsobem ovlivňuje drsnost. Pro vymývané betony byly zjištěny vesměs velmi dobré hodnoty protismykových vlastností. Povrch krytu s texturou tažené juty vykazoval naproti tomu ve stejném období výrazně nižší hodnoty.

Průzkumy ukázaly, že vymývaný beton se skutečně blíží ideálu pro povrch s nízkou hlučností, „rovinně s prohlubněmi“. V říjnu 2003 byl hluk pneumatik na vozovce snímán přívěsem na měření hluku (metoda CPX) (obr. 12). Měření ukázala, že vymývaný beton 0/8 byl při rychlosti měření 80 km/h nepatrně hlučnější než povrch, vytvořený taženou jutou. Při 100 km/h nebyl mezi těmito dvěma povrchy v průměru žádný rozdíl. Vymývaný beton 0/5 je i přes malou velikost největších zrn poněkud hlučnější než vymývaný beton 0/8. Důvodem této skutečnosti je, že se vlivem chyb v provedení stavby (pokusný úsek) při kartáčování a částečně vlivem provozu jednotlivá velká zrna vytrhávají z betonu a tím vzniká částečně nerovnoměrný povrch.

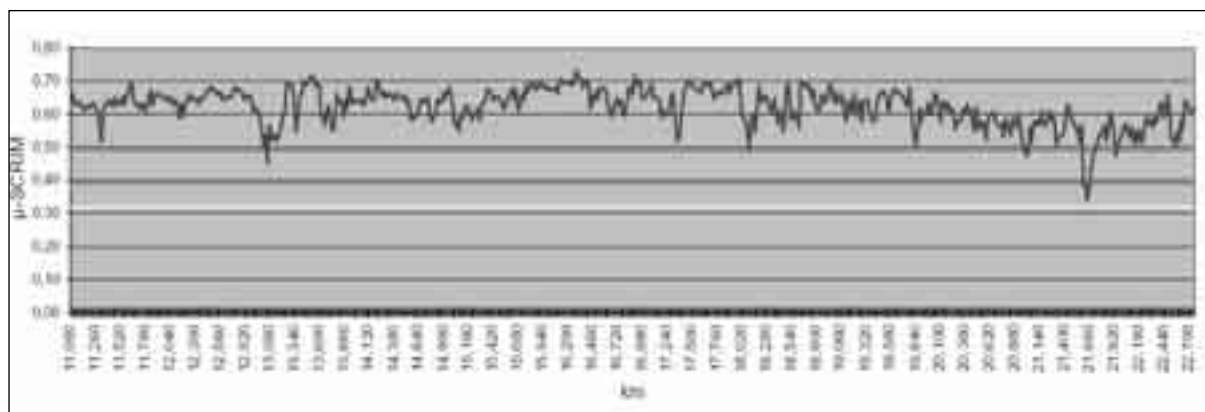
Při větším počtu měření v tuzemsku i v zahraničí se podařilo pomocí metody CPX dokázat, že vymývaný beton s maximálním zrnem 8 mm je z hlediska emisí hluku prakticky na stejné úrovni jako povrch upravený taženou jutou, případně jako asfaltový koberec mastixový [1].

Naměřené hodnoty z dálnice A93 v údolí řeky Inn u Kiefersfeldenu, vybudované v roce 2004, potvrzují velmi dobré vlastnosti povrchů z vymývaného betonu 0/8 z hlediska hlučnosti a drsnosti. Povrch byl v dubnu roku 2005 zkoušen takzvanou metodou měření blízkého pole (přívěs na měření hluku) z hlediska účinku na snižování hlučnosti (obr. 13). Ukázalo se, že složení frekvencí vymývaného betonu (WB) a blízko ležícího asfaltového koberce mastixového 0/8 (SMA) se liší jen nepatrně. Snižování hlučnosti u vymývaného betonu je téměř shodné jako u asfaltového koberce mastixového (SMA) [9]. Z měření dále vyplynulo, že účinek, snižující hlučnost povrchů z vymývaného betonu, je u pneumatik kamionů ještě výraznější než u pneumatik osobních vozidel.



Obr. 13 Naměřené hodnoty hluchnosti, zjištěné metodou měření blízkého pole při rychlosti 80 km/h [dB(A)] [9]

IZ hlediska drsnosti byly docíleny vynikající hodnoty, které jsou výrazně nad požadovanou úrovní (obr. 14). Jenom asi 100 merový úsek požadavky nesplnil. To však bylo způsobeno problémy technického zařízení během provádění.



Obr. 14 Naměřené hodnoty SCRIM při přejímce

Závěry

Provádění povrchu z vymývaného betonu je z hlediska stavební praxe velmi náročné. Tato technologie vyžaduje jak velké know-how v oblasti technického zařízení, tak i vysokou pozornost a velkou zodpovědnost provádějících pracovníků. Za předpokladu použití kvalitních vstupních surovin a odborného provádění jsou povrchy cementobetonových krytů z vymývaného betonu více než vyhovující požadavkům na trvale vysokou drsnost a nízkou hluchnost. V Německu byla dnes technologie vymývaného betonu s maximálním zrnem kameniva 8 mm zavedena jako nový standard pro povrchy cementobetonových krytů, snižující hluchnost. Úroveň drsnosti, která je od počátku vysoká, představují povrchy z vymývaného betonu další výrazný vývojový stupeň proti současné technologii s texturou tažené juty a to především se zřetelem na stále rostoucí dopravní zatížení. Nezávisle na tom je třeba i v Německu nashromáždit další zkušenosti s technologií vymývaného betonu. Pomoc zde poskytují poznatky ze zemí jako je např. Rakousko nebo Belgie, ve kterých je vymývaný beton používán již po mnoho let jako standardní povrch cementobetonových krytů.

Metody použití kluzných trnů a jejich ekvivalentu ve spárách betonových vozovek

Ing. Josef Richter

Skanska DS a. s.

K úvodu mého příspěvku jsem si vypůjčil část textu článku Jamese W. Macka, který se týká betonových vozovek v USA.

„Betonové vozovky slouží ve Spojených státech více než 100 let. První byla vybudována v Bellefontaine ve státě Ohio v roce 1893 a byla v provozu až do svého stoletého výročí v roce 1993. Během sta let provozu měla tato betonová vozovka jeden základní nedostatek – spáry“.

V současnosti je neodmyslitelnou součástí konstrukce spar jejich výztuž. Můj příspěvek chce nabídnout přehled metod vkládání výztuže do spar počínaje dobou, kdy došlo k první strojní aplikaci výztuže, až k dnešním dnům, a to včetně některých metod dodatečného kotvení, připravovaných nebo použitých pro realizaci v rámci oprav vozovek v České republice.



Obr. 1 Spárám byla vždy věnována velká pozornost, chybělo jim však kotvení a výztuž



Obr. 2 Finišery Guntert – Zimmerman systémem DBI vybaveny nebyly

Technologie pokládky nových vozovek

DBI systémy

První vkladač či zasouvač, lépe pro svůj původ i srozumitelnost termínů – DBI, byl pravděpodobně použit v USA na počátku 60. let minulého století. I když neznáme místo a čas prvního použití, velkou publicitu měla výstavba nové vzletové a přistávací dráhy na letišti v Atlantě v roce 1964, kde byl betonovací vlak doplněn právě tímto DBI s vlastním pohonem. Je nepochybné, že poměrně jednoduchá funkce tohoto stroje byla nutně spojena s potřebou vícevrstvé konstrukce betonové desky.

První finišery, které v Československu pracovaly na dálničních vozovkách, systémem DBI vybaveny nebyly. Zřejmě i proto, že prováděly pouze jednovrstvou konstrukci betonové desky. S ohledem na tehdejší intenzitu dopravní zátěže to zpočátku až tak závažným problémem nebylo. První příznaky absence výztužných trnů se projevovaly až s nárůstem kamionových přeprav v 90. letech, zejména v jízdních pružích pro pomalá vozidla ve stoupáních.

V závěru 80. let už byly finišery všech světových výrobců vybaveny integrovaným DBI, ve všech případech, principiálně stejné konstrukce. Protože byl DBI vybaven elektronickou kontrolou polohy trnů, byla kvalita uložení z hlediska polohy výrazně vyšší, než kterýkoliv mechanický způsob vkládání ovlivňovaný lidským faktorem. Otevřenou otázkou při tomto způsobu uložení trnů je vliv dalších následujících technologických kroků, a to jak na vyplnění otvorů vzniklých vtačováním, tak na polohu trnů, protože zpracování horní vrstvy je prováděno vibrací. Finišer Wirtgen SP 1600 pracuje v České republice od roku 1997. První dálniční úseky, prováděné touto technologií nemají ani po deseti letech provozu poruchy v oblasti spar. Horní vrstva desky byla prováděna v obvyklé tloušťce 100 mm, nejméně 70 mm. I tato silnější vrstva je určitou pojistkou proti vzniku trhlin nad trnem.

Kluzné trny na podpěrných konstrukcích

Cylindrické finišery byly primárně vyvinuty pro betonáž mostních konstrukcí a pro svou subtilní konstrukci prakticky vylučují vybavení příslušenstvím typu DBI. Trny umístěné v pomocných roštích jsou fixovány na podkladní vrstvu předem. Přesnost umístění závisí velmi významně na preciznosti vytyčení a rozmístění a také pevnosti fixace polohy před zakrytím betonovou směsí. Je-li umístění kvalitní a přesné, jsou obavy z negativních vlivů následných operací zbytečné. Položení výztuže předem ale vyžaduje distribuci betonové směsi ze sousedního pásu bočním ukladačem (sidefider, placer/trimmer).

V České republice pracuje jeden stroj tohoto typu zn. Bid-well 5000 od roku 1996 a další od roku 2004. Obdobné konstrukce je také finišer Gomaco 450 používaný od roku 2002. Liší se konstrukcí rámu a způsobem vibrace. Jejich přínosem byl také zásah do ustáleného, konzervativního názoru na recepturu a technologické vlastnosti betonové směsi, která pro tyto lehké finišery vyžadovala lepší zpracovatelnost. Částečně přispěly k rozbití mýtu, že tuhá konzistence je atributem kvality betonu.

DBI injektor

Nepochybně originální způsob vkládání trnů je montován na finišery CMI/Terex. Skanska pořídila finišer HWV 2204 pro použití při betonáži zrychlovacích a zpomalovacích pruhů proměnných šířek v roce 2002, včetně tohoto DBI injektoru. Nyní je již výrobcem prezentován revidovaný injektor. Principem zařízení je „injektování“ trnů do betonové desky zepředu. Pod klasickým distribučním roštem, obdobné konstrukce jakou známe z jiných finišerů, jsou umístěny komory, do kterých trn padá. Ve spodní části komory je umístěna vyprazdňovací trubice, jejíž těsné zakončení je v příčném řezu umístěno až za hlavicí ponorného vibrátoru. V místě spáry vytlačí injektážní rameno trn z komory. Protože se všechno děje za současného pohybu vpřed, probíhá v podstatě opačný proces, kdy trn zůstává ve stejné poloze, zatímco injektážní komora se z místa uložení vzdaluje pohybující se s finišerem vpřed. Konstrukce nevyžaduje dvouvrstvou konstrukci desky. Trn je umístěn v konstrukci desky již od jejího vytvoření pokládací vanou a vibrátory.

Určitě zajímavá konstrukce vylučující nepřesnost aplikace ale ještě potřebuje důkladné a přesvědčivé ověření, tedy v ČR. Možná, že belgický výrobce to již na domácí půdě v dostatečné míře učinil.

IDBI systém

Firma Gomaco prezentovala svůj první DBI v roce 1989. V roce 2002 předvedla inovovaný systém IDBI. Je rovněž součástí GP 4000, finišeru, který je v ČR v provozu již od roku 2004. Je to výsledek dvacetiletého výzkumu směřujícího ke zlepšení funkce přesného uložení výztužných trnů. Vidlice nového tvaru pracují v tzv. pánvi, to značí, že v konstrukci jsou pro práci vidlic vytvořeny mezery v jakýchsi šablonách.

Podstatnou součástí nové metody je také zpracování betonu za IDBI tzv. „tamper bar“, na konci povrchové úpravy. Podrobnější popis funkce a dosažených výsledků vyztužení tímto zařízením, je také předmětem prezentace zástupce firmy Gomaco na naší konferenci.

Vkládání opět nevyžaduje dvouvrstvou konfiguraci betonové desky a co je rovněž podstatné, redukuje délku základní konstrukce rámu finišerem z původních 13 m na necelých 6 m, měřeno jako vzdálenost os předního a zadního podvozku.



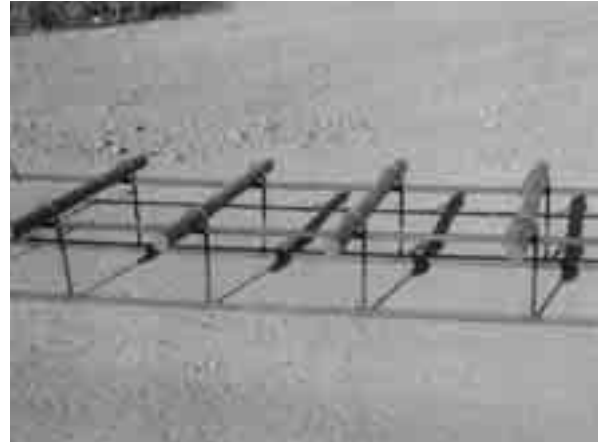
Obr. 3 První DBI systém na mohutném rámu finišeru GOMACO GP 3000 v roce 1989



Obr. 4 WIRTGEN SP 1600 : automatická distribuce trnů a zatlačovací vidlice DBI



Obr. 5 Finišer CMI SF – 550, vidlice DB1, přesně rozmístěné a vtačované kluzné trny v první vrstvě



Obr. 6 Kluzné trny na podpěrné konstrukci používané v ČR pro betonáže cylindrickými finišery

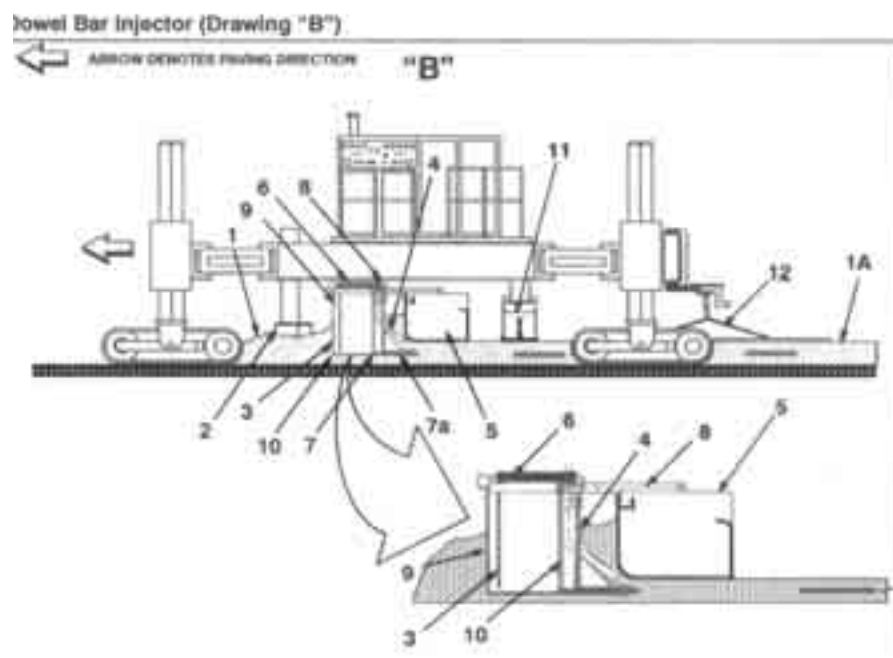


Obr. 7 Finišer BID-WELL 5000 není vybaven systémem DBI

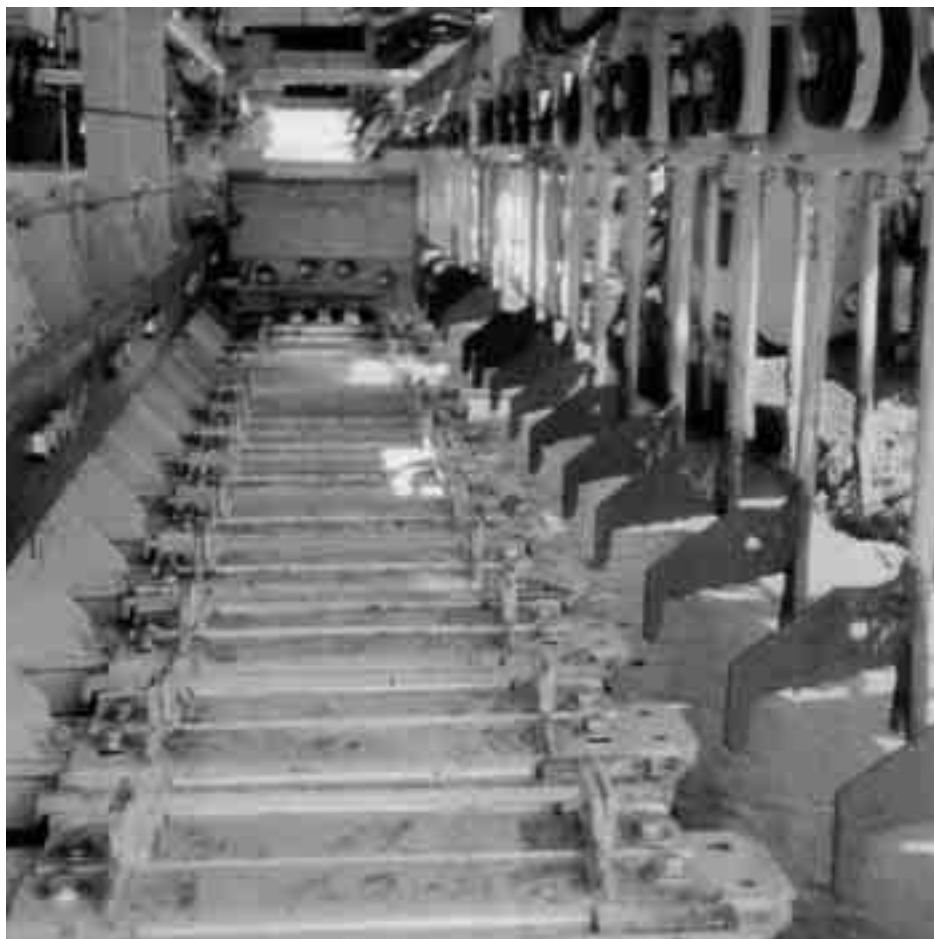


Obr. 8 Doprava betonové směsi z vedlejšího pruhu je nezbytným řešením při tomto způsobu instalace kluzných trnů

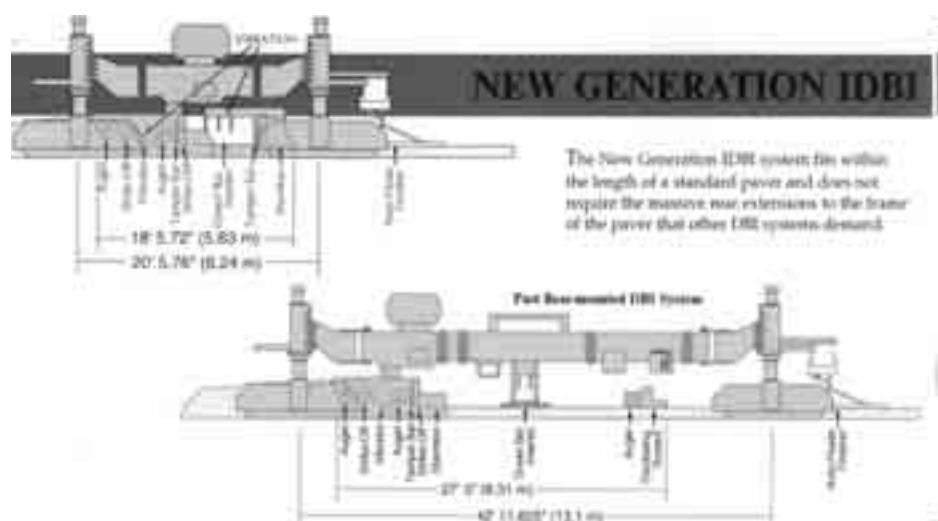
CMI/Terex MILLENNIUM Dowel Bar Injector



Obr. 9 CMI/Terex Millennium s DOWEL BAR INJECTOR systémem je originální konstrukce



Obr.10 DBI (IN THE PAN DOWEL BAR INSERTER) na finišeru GOMACO GP 4000
 – zvláštní tvar vidlic je zárukou přesné polohy umístění kluzných trnů



Obr. 11 Podstatné zkrácení konstrukce finišerů s novým systémem IDBI

Technologie pro opravy a rekonstrukce

Kluzné trny ve vyřezaných drážkách

Dovolte mi závěrem zmínit metody dodatečného vkládání výztužných prvků do spar vozovek, které byly při budování v ČR aplikovány, jak jsem se zmínil v úvodu článku.

Nejobvyklejší způsob je vkládání trnů do drážek vyřezaných diamantovou pilou. Pečlivé provedení instalace výztužných prvků, vyžaduje podpěrky a plastové čepičky umožňující dilatační pohyb. Zálivková hmota používaná při námi používané metodě je na bázi epoxidové pryskyřice. Životnost metody se předpokládá 10–15 let a náklady dosahují výše 60–70% oproti asfaltovým překryvům, které navíc některé podstatné výhody betonových povrchů (barva, adheze) zlikvidují. Metoda je ale poměrně nešetrná k betonové desce, na které vytvoří sérii hlubokých otvorů, byť následně zaplněných novou hmotou. Zřejmě rovněž choulostivým detailem je vymezení spáry v okolí trnu tak, aby nedošlo k zalití výplňovou hmotou a tím ke spojení sousedních desek.

Tyto důvody také vedly k hledání způsobu dodatečného kotvení, bez těchto nedostatků. Takovým řešením jsou konektory, jejichž principem je vložení spojovacího prvku do vyvrtného otvoru.

Konektory

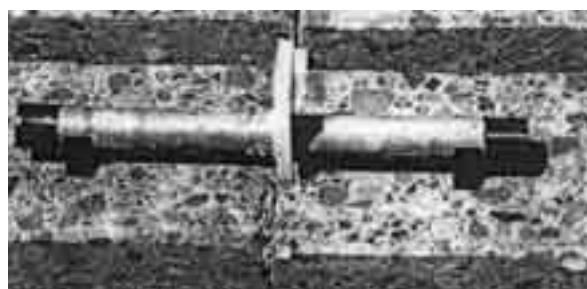
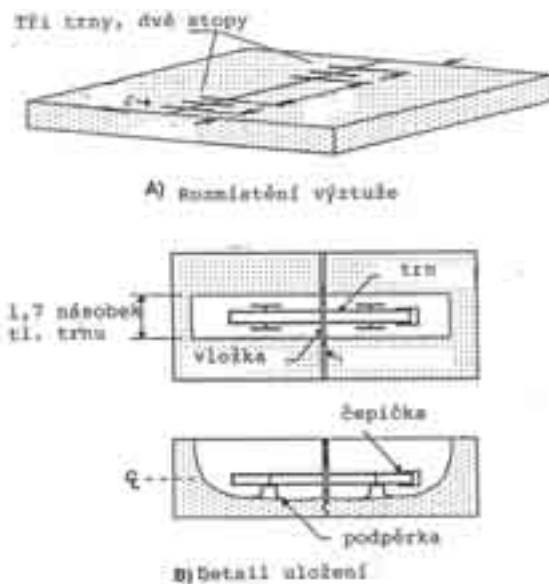
V 90. letech byla v ČR zvažována aplikace francouzských konektorů vyvinutých s podporou státu, LCPC – Freyssinet. Pro aplikaci byla vyrobena mobilní linka, která zajišťovala celou operaci od vytvoření otvoru, vyčištění, vsazení konektoru včetně lepení do betonu a závěrečné zalití spáry a otvoru pružným sealantem. Řídicím prvkem konektoru byla destička z ušlechtilé oceli, která pohyblivě spojuje obě poloviny konektoru. K využití nakonec z ekonomických důvodů nedošlo. Oprava nemůže být dražší než vybudování nového betonového povrchu.

Hledali jsme řešení, které by spojilo výhody konektoru, z hlediska šetrného zásahu do desky a snadnou aplikaci bez nákladné soupravy strojů a zařízení. V letech 2001 a 2002 byly zkušebně provedeny dva krátké úseky na dálnicích D2 a D1 s použitím konektorů DSH. Konektor je složen ze dvou litinových odlitků válcového tvaru o průměru 49 mm a výšce 160 mm. Na povrchu jsou žebra, která vymezují prostor mezi betonem a hmotou konektoru pro zalití. Oba odlitky jsou spojeny gumovým profilem EPDM a tloušťce 15 mm, který chrání spojovací čepy a zajišťuje určité předpětí při vkládání a dilataci při změně polohy desek. Půdorysně tvoří konektor tvar brýlí. Pro vlepění byla použita nízkoviskózní epoxidovaná pryskyřice Betolit EPO-1DC.

Po pěti letech provozu je výsledek ověřování uspokojivý.



Obr. 12 Vyřezované drážky pro dodatečné vkládání kluzných trnů nepůsobí na vozovce ani esteticky ani bezpečně i při sebelepši aplikaci



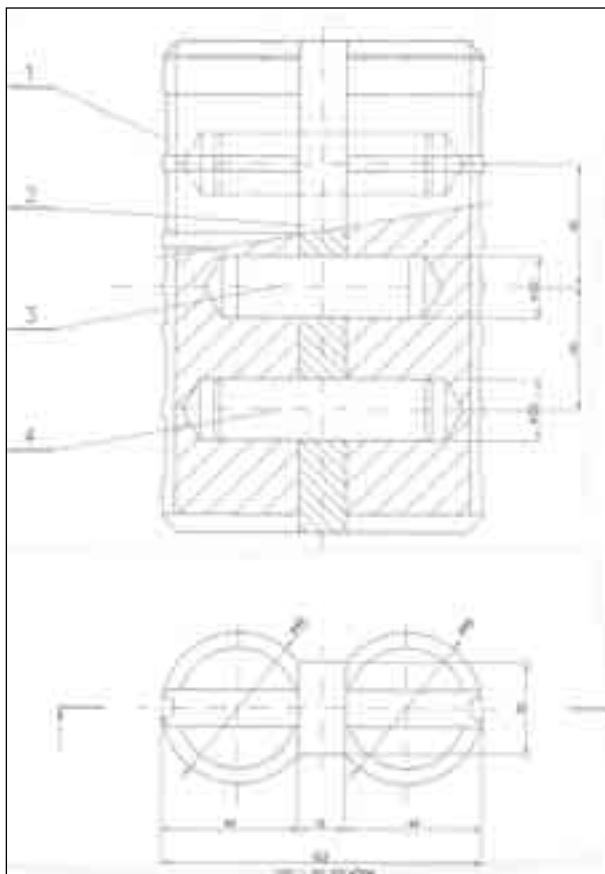
Obr. 13 a) a b) Vystrojení kluzného trnu schematicky a v praxi



Obr. 14 Princip konektorů LCPC – Freyssinet



Obr. 15 Konektor LCPC Freyssinet vyžaduje otvor o průměru 80 mm



Obr. 16 Konektor DSH ve tvaru brýlí je vyzbrojen třemi trny nad sebou



Obr. 17 Konektory DSH byly aplikovány na zkušebních úsecích dálnice D2 a D1

Závěr

Všechny uváděné typy a metody kotvení příčných spar byly rozpracovány nebo realizovány firmou Skanska a jejím právním předchůdcem v letech 1995–2006 na dálnicích, silnicích, letištích a celních přechodech v České republice, Slovenské republice a v Polsku. Z pohledu dnešních dnů nelze konstatovat, že by některý z nich byl výrazně problémový, nebo že by byl morálně zastaralý. Tento přehled je dokladem dynamiky vývoje betonových vozovek a kreativity výrobců strojního vybavení i dodavatelských firem, které byly většinou u zrodu nápadů a ověřování jejich vhodnosti a úspěšnosti. Skanska patří k těm významnějším z nich.

Použitá literatura

- 1) Mack J.W. „DOWEL RETROFIT RESTORES PAVEMENT LOAD TRANSFER“ CONCRETE REPAIR DIGEST ADDISSON , IL, 1995
- (2) Dohnálek J., PŘEDBĚŽNÉ VÝSLEDKY ZKOUŠEK A EXPERIMENTŮ ZAMĚŘENÝCH NA VARIANTNÍ ZPŮSOBY KOTVENÍ PŘÍČNÝCH SPAR V CEMENTOBETONOVÝCH VOZOVKÁCH, DUBEN 2002
- (3) TEREX ROADBUILDING BELGIUM – DOWEL BAR IMPLANTERS, REVISITED 2006
- (4) GOMACO WORLD vol. 17, No3 1989
- (5) GOMACO CORPORATION ORDER # NEW IDBI SYSTEM 2002
- (6) WIRTGEN GMBH; WIRTGEN SLIPFORM PAVERS IN OPERATION
- (7) Richter J., OBNOVA PŘENOSU ZÁTĚŽE VE SPÁRÁCH BETONOVÝCH VOZOVEK, SILNIČNÍ KONFERENCE, OLOMOUC 2002

Dowel Bar Technology – the method of placing Dowel Bars in the concrete slab, their purpose and function

John Bowdwn

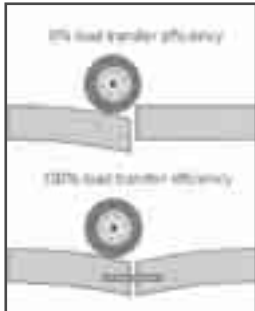
Gomaco International Limited, United Kingdom




DOWEL BAR TECHNOLOGY

PRESENTED BY:
JOHN BOWDEN
GOMACO INTERNATIONAL LTD

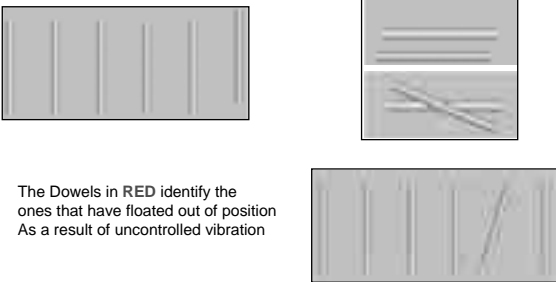
WHAT ARE DOWELS BARS




- Load transfer is important to pavement longevity
- Most performance problems with concrete pavements are as a result of poorly performing joints. Inserted dowels being out of alignment
- Dowel bars provide a mechanical connection between slabs without restricting horizontal joint movement
- Accurately inserted Dowel bars functioning properly gives 100% load transfer efficiency




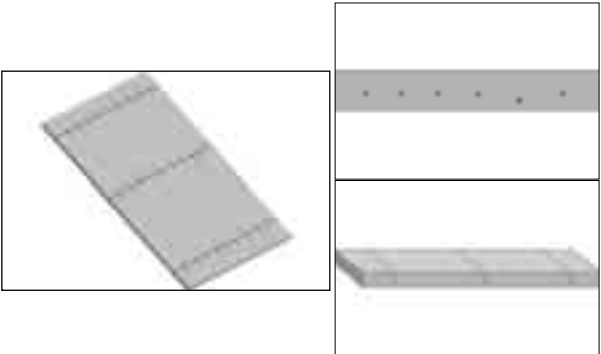
DOWEL BAR ALIGNMENT



The Dowels in RED identify the ones that have floated out of position As a result of uncontrolled vibration



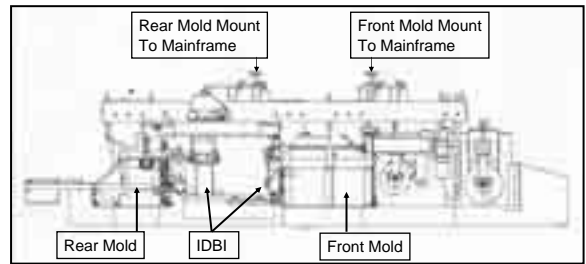
DOWEL BAR ALIGNMENT



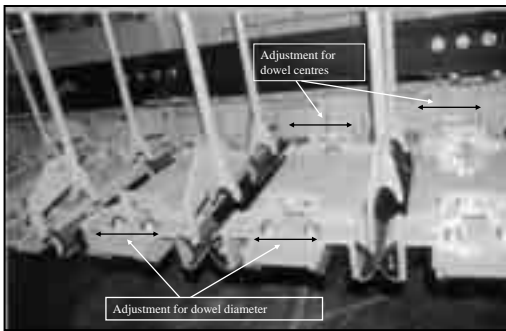
JOINT CRACKS DUE TO MISALIGNED DOWEL BARS



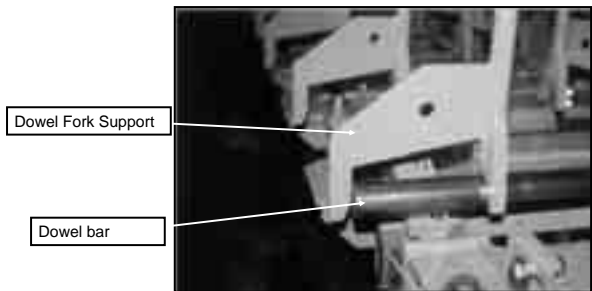
FONT & REAR MOLD WITH I.D.B.I.



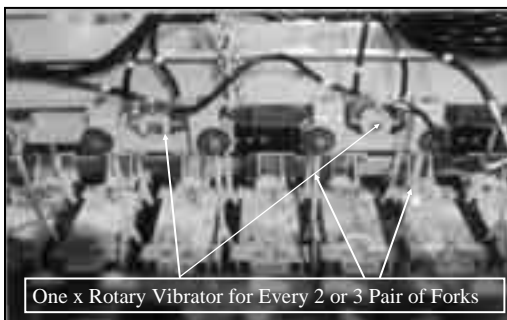
DOWEL BAR TRAY ALIGNMENT



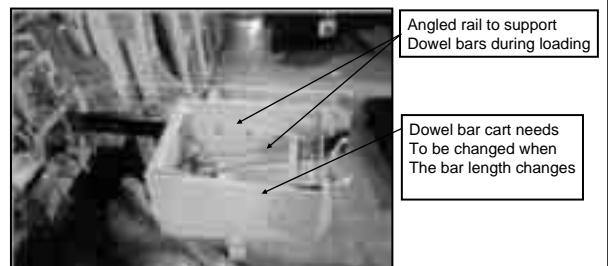
DOWEL FORK SUPPORT



BAR INSERTION CRADLES



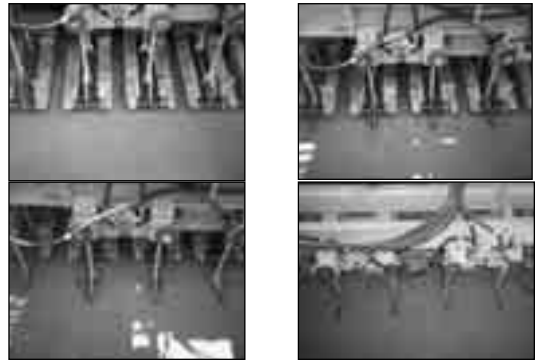
DOWEL BAR BASKET



BAR CART FEEDING DOWELS INTO BAR TRAYS



DOWEL INSERTION SEQUENCE



DOWEL BAR LOADING CRANE



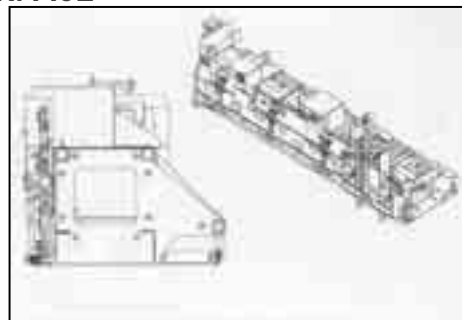
DOWEL BAR LOADING AREA



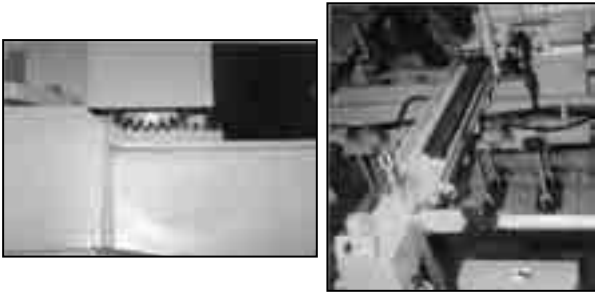
FINISHING SCREED



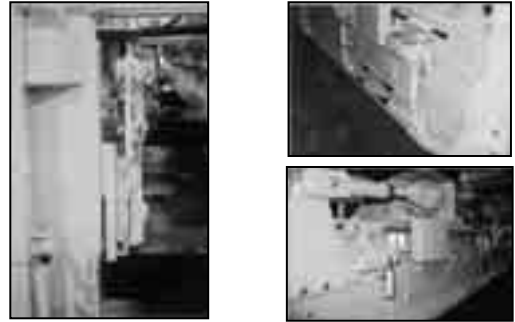
SECOND MOLD FOR FINISHING SCARRED SURFACE



MEASURING ENCODER FOR DOWEL BAR SPACING



TAMPER & OSCILLATING SCREED



PAINT SPRAY DOWEL LOCATION MARKER



•Paint Container

•Paint Spray Nozzle



REAR MOUNTED TIE BAR INSERTER



Tie Bar Inserter



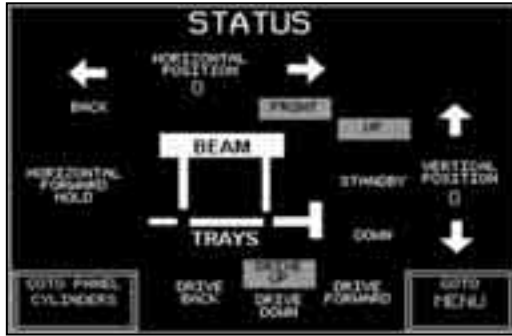
I.D.B.I. SCREEN



TOUCH SCREEN CONTROL PANEL



TOUCH SCREEN CONTROL PANEL



TOUCH SCREEN CONTROL PANEL



FINISHED SURFACE



AGGREGATE INTERLOCK AFTER DOWEL BAR HAS BEEN INSERTED



AGGREGATE INTERLOCK AFTER DOWEL HAS BEEN INSERTED

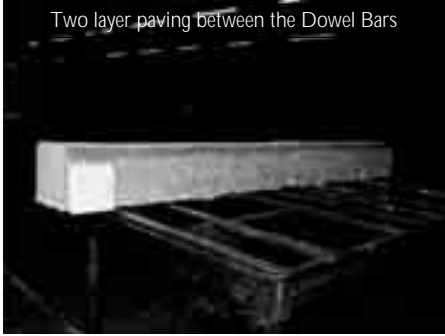


TWO LAYER PAVING RESULTS

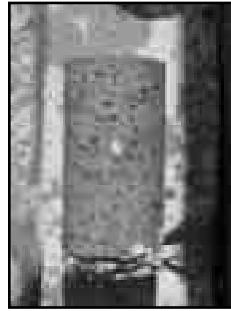


TWO LAYER PAVING RESULTS

Two layer paving between the Dowel Bars

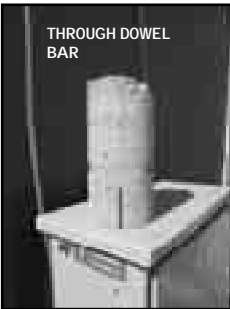


AGGREGATE INTERLOCK AFTER DOWEL HAS BEEN INSERTED

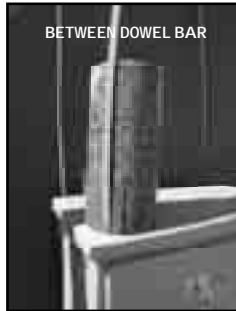


CORE SAMPLE TAKEN THROUGH THE JOINT

THROUGH DOWEL BAR



BETWEEN DOWEL BAR



ANY QUESTIONS ?

THANK YOU & SAFE JOURNEY HOME



3. blok přednášek

poznatky z výstavby

Session 3

experience from construction projects



Cementobetonový kryt vozovky na dálnici D2 v Bratislavě

Ing. Bohuslav Slánský, Ing. Vladimír Hlásek

Skanska DS a.s., závod Uh. Hradiště SHB, a.s. Brno, Pobočka Praha

Summary

Cementobetonové kryty vozovek v tunelech jsou mimo jiné vzhledem ke svým vynikajícím protipožárním vlastnostem v poslední době již samozřejmým technickým řešením. Vlastní skladba vozovky a typ cementobetonového krytu je už více závislý na místních zvyklostech a podmínkách jednotlivých kontraktů. V případě tunelové vozovky dálničního projektu „Dálnice D2 Bratislava, Lamačská cesta – Staré Grunty“ na území hlavního města Slovenska Bratislavy byla použita vozovka s cementobetonovým krytem z nevyztuženého betonu s řezanými podélnými a příčnými spárami kotvenými ocelovými kluznými trny a kotvami.

Úvod

Po ukončení výstavby úseku dálnice D1 Bratislava, Přístavní most – Vídeňská, se posledním chybějícím úsekem na dálničním obchvatu Bratislavy stává úsek „Dálnice D2 Bratislava, Lamačská cesta – Staré grunty“. Tento dálniční úsek dlouhý 3,5 km propojuje stávající úsek dálnice D2 ve směru od Brna s dálničním mostem „Lafranconi“ přes Dunaj.

Realizaci zajišťuje japonsko – české konsorcium „Joint Venture Taisei – Skanska“, které započalo s realizací této velmi náročné stavby v květnu 2003. Uvedený úsek dálnice včetně dvoutubusového dálničního tunelu Sitina délky téměř 1,5 km se nachází v intravilánu města, v blízkosti dopravně velmi zatížených komunikací a jeho dokončení je plánováno na květen 2007. Objednatel je Národní dálniční společnost a.s., generálním projektantem Dopravoprojekt a.s., Bratislava, projektantem RDS vozovky v tunelu SHB a.s. Brno, pobočka Praha a zhotovitelem vozovkového souvrství v tunelu Skanska DS a. s., závod Uherské Hradiště.

Tunel Sitina je tvořen dvěma tunelovými rourami s jednosměrným provozem. Výhledové dopravní zatížení překračuje podle hodnoty 20 000 vozidel za 24 hodin v obou směrech už v předpokládaném roce uvedení tunelu do provozu.

Základní technické parametry tunelu jsou následující:

- Dopravní prostor: 7,5 x 4,8 m
- Plocha výrubu: 79–98 m² (standardní profil)
- Délka tunelu: 1415 m (západní tunelová trouba), 1440 m (východní)
- Nouzové zálivy: 1 záliv délky 40 m v každé tunelové troubě
- Příčné propojení: 5 (z toho jedno zvětšené pro průjezd vozidel záchranných služeb)
- Výklenky: SOS cca každých 150 m, požární cca každých 90 m

Obě tunelové trouby jsou rozdělené na úseky budované ražením a úseky hloubené u obou portálů. S ohledem na měnící se geologii jsou ještě ražené části prováděny se spodní protiklenbou nebo bez ní.

Projektový návrh

Původní návrh

V rámci přípravy stavby na úrovni **DÚR** a **DSP** byla dle zvyklostí navržena vozovka z asfaltových hutněných vrstev. V letech 1999 až 2001 se událo několik vážných požárů v tunelech s katastrofálními následky. První analýzy vzniku a průběhu požárů poukázaly na vysokou hořlavost asfaltových vozovek a toxicitu zplodin vznikajících při hoření. Na základě těchto analýz přistoupil projektant v dalším stupni projektové dokumentace po dohodě s objednatelům ke změně konstrukce vozovky za vozovku s cementobetonovým krytem. Dalším faktorem podporujícím použití cementobetonových vozovek a to nejen v tunelech je jejich vyšší životnost a nižší provozní náklady. Návrh řešil úseky vozovky v délce přibližně 2 x 1770 m, tj. cca 150 m před oběma portály tunelu.

Na základě zkušeností ze zahraničí byla navržena vozovka se spojitě vyztuženým cementobetonovým krytem bez příčných dilatačních spár. Podélná výtěž usměřňuje tvorbu příčných mikrotrhlin a zajistí jejich uzavřenost.

Vozovka je ukončena mohutnými kotvícími prahy s příčnými armovanými nosníky, které mají za úkol eliminovat podélnou dilataci konců betonové vozovky. Skladba cementobetonové vozovky v tunelu byla následující:

- CB kryt spojitě vyztužený 200 mm
- Obalované kamenivo 50 mm
- Cementová stabilizace 200 mm
- Drenážní a protimrazová štěrpková vrstva 200 mm

Toto nesporně odvážné a z pohledu uživatele komfortní řešení však s sebou nese řadu problémů souvisejících s technologií provádění a s malou zkušeností s dlouhodobým chováním takové konstrukce v našich klimatických podmínkách při intenzivním používání chemických rozmrazovacích látek v zimním období.

Proto na návrh zhotovitele přijal investor v rámci projektování realizační dokumentace stavby (RDS) modifikovaný návrh složení CB vozovky.

Nový návrh vozovky

Definitivní projektové řešení spočívá v návrhu a realizaci vozovky s cementobetonovým dvojrstevným krytem s kotvenými podélnými spárami a s příčnými spárami opatřenými kluznými trny. S ohledem na konstrukční uspořádání tunelových trub byla definovaná šířka vlastní cementobetonové vozovky v tunelu nestandardních 7,13 m vzhledem k tomu, že část šířky vozovky je tvořená obrubníkovými prefabrikáty a štěrbinovými odvodňovači. Příčný sklon vozovky v tunelu se pohybuje v rozmezí od 2,50 % až do 5,00 % v závislosti na velikosti poloměru směrového oblouku.

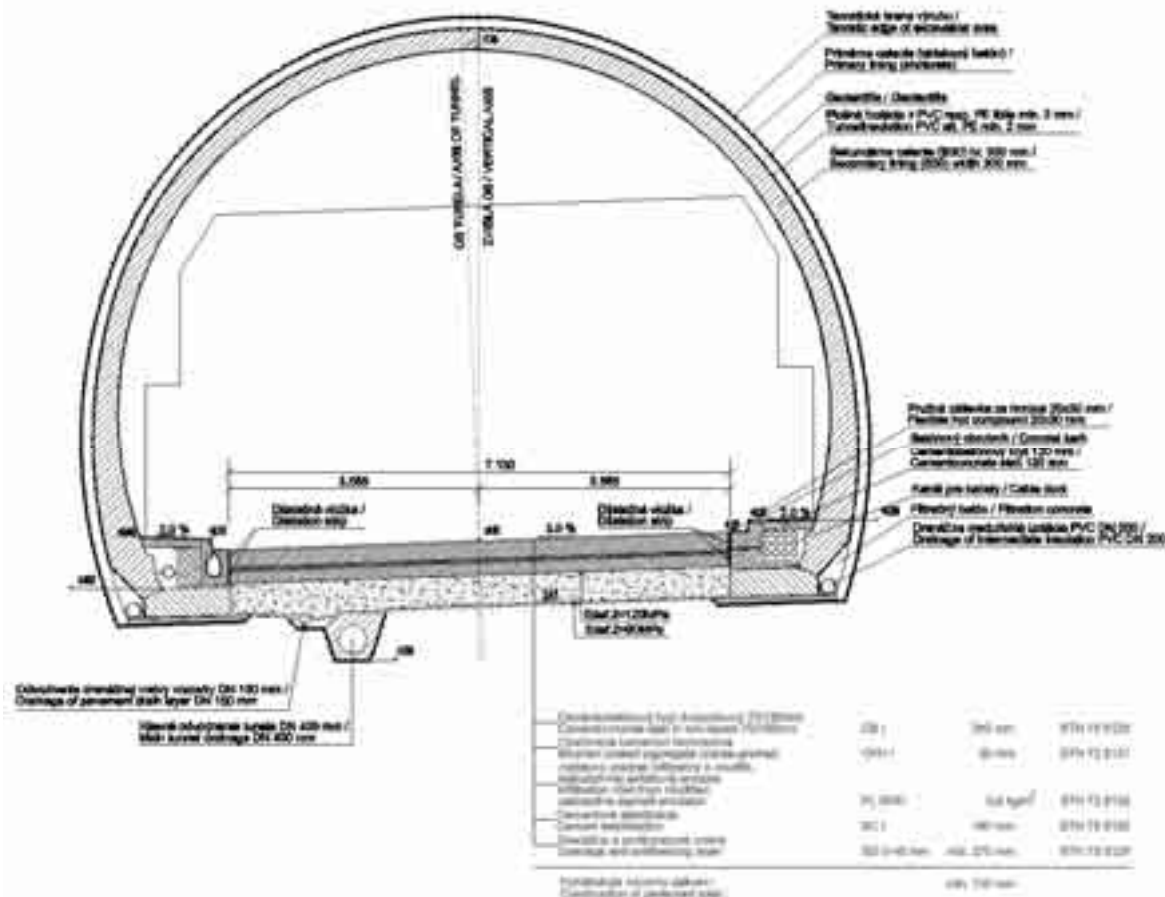
Modifikovaná konstrukce vozovky v tunelu byla navržena nejprve ve dvou variantách, po široké diskusi byla pak přijata dále uvedená varianta navržená společností SHB, a.s. Brno ve spolupráci s Prof. Ing. Ivanem Gschwendtem, DrSc. z Katedry dopravních staveb Stavební fakulty STU Bratislava. Konstrukce vozovky byla v rámci zpracování realizační dokumentace ještě posouzená na Vysokém učení technickém v Brně.

Konstrukce vozovky v hloubených (ražených) úsecích tunelu (obr.1):

Cementobetonový kryt dvojrstevový 70/180 mm	CB I	250 mm
Obalované kamenivo hrubozrné	OKH I	50 mm
Asfaltový postřik infiltrační 0,50 kg/m ²	PI, EKM	
Cementová stabilizace	SC I	220 (180) mm
Drenážní a protimrazová vrstva (frakce 0–45)	ŠD	– (min. 270 mm)

Konstrukce vozovky celkem

520 (min.750 mm)



Obr.1 Konstrukce vozovky v ražené části tunelu bez spodní protiklenby

Cementobetonový kryt je dělený jednou podélnou spárou ve vzdálenosti 3,440 m od levého okraje vozovky a 3,690 m od pravého okraje. Základní délka desky je navržena 5,00 m. Podélná spára je kotvená kotevními tyčemi délky 800 mm z hřebíkové oceli třídy 10 425, \varnothing 20 mm v počtu 3 ks na délku desky. Těsnění podélné spáry je provedeno gumovým profilem Phoenix F8-0.

Příčné spáry jsou opatřeny kluznými trny délky 500 mm z hladké oceli třídy 10 216, \varnothing 25 mm s plastovým povlakem, které jsou osazeny ve vzájemné vzdálenosti 250 mm. Těsnění příčné spáry bylo navrženo pružnou asfaltovou záhlvkou za horka. Dilatace cementobetonového krytu v příčném směru mezi štěrbinovými odvodňovacími a obrubníky je zajištěna dilatační vložkou z extrudovaného polystyrénu tl. 10 mm. V souvislosti se stavbou cementobetonového krytu v tunelu bylo nutné řešit řadu specifických otázek, jako např. úpravu vozovky v místech revizních šachet kanalizace, úpravu odvodnění s ohledem na asfaltovou mezivrstvu v konstrukci vozovky, spárořez s ohledem na bloky sekundárního ostění tunelu, situování revizních šachet, přechody mezi hloubenými a raženými úseky a pod.

Popis technologie a zkušenosti z výstavby

Cementobetonový kryt vozovky v tunelu Sitina jakož i vozovkové souvrství prováděla společnost Skanska DS a.s., závod 86 Uherské Hradiště, který je specialistou v provádění betonových vozovek v České republice a má za sebou i zkušenosti s vozovkou v několika tunelech.

Vlastní cementobetonový kryt byl prováděn finišerem Wirtgen SP 1600 speciálně upraveným pro práci v tunelu. Jedná se o stroj, který klade betonový kryt ve dvou vrstvách těsně za sebou, přičemž po položení a zhutnění první vrstvy jsou do čerstvého betonu automatickým zařízením zavibrovány kluzné trny a kotvy. Poté je hned položena, zhutněna a srovnána druhá – finální vrstva, která je ještě na závěr zahlazena podélným hladítkem, tzv. super smotherem. Na závěr je provedena podélná striáž pomocí tažené juty a postřík emulzí zabraňující odpařování vody z povrchu tuhajícího betonu. Průměrný denní výkon je cca 300 m, což představuje spotřebu cca 600 m³ betonové směsi, tedy téměř 100 m³/hod. Vzhledem k nedostatečným výkonům místních betonáren transbetonu a s ohledem na velmi hustou dopravu v okolí stavby, přistoupil zhotovitel k výstavbě vlastní betonárny SGME s výkonem cca 120–150 m³/hod ve vzdálenosti cca 3 km od stavby. Toto řešení mimo jiné zajišťovalo také kontrolu nad kvalitativními parametry vyráběné betonové směsi.

Betonová vozovka v obou tunelových troubách byla prováděna od severního portálu směrem k jižnímu a vlastní pokládka trvala dvakrát pět dnů. Zásobování betonovou směsí probíhalo z jižního portálu a vzhledem k již zmíněné dopravní situaci v okolí stavby byla pokládka prováděna v nočních hodinách. Finišer se při pokládce pohyboval pouze po obrubnicích chodníků, protože chodníky nemohly být v té době ještě dokončeny, což vyžadovalo velkou opatrnost, aby nedošlo k jejich poškození. Ve správný čas po částečném zatvrdnutí betonu se přistoupilo k nařezání příčných a podélných kontraktačních spár diamantovými kotoučovými pilami.

Kanalizační šachty, které jsou v tunelu nevyhnutelné, vytváří ve vozovce nebezpečné vruby, které se pak vlivem provozu mohou projevit vznikem trhlin šířících se právě z nevhodně provedených nebo nevhodně umístěných otvorů pro poklopy kanalizačních šachet. Abychom zabránili možnému vzniku těchto poruch, byla zde poprvé použita technologie dodatečného vyřezávání otvorů pro poklopy kanalizačních šachet pomocí speciálně zkonstruovaného stroje s velkopřůměrovým diamantovým vyřezávacím vrtacím zařízením. Tato technologie je relativně pracná a náročná na přesnost provádění a měření, ale výsledkem je profesionální detail prostý kvalitativních nedostatků předchozích řešení.

Projektový návrh CB krytu mimo tunel

V návaznosti na realizaci cementobetonového dvojevrstvého krytu vozovky v tunelu Sitina a s ohledem na jeho dobré výsledky rozhodl se investor realizovat touto technologií i vozovku na navazujících úsecích trasy dálnice D2 Lamačská Cesta – Staré Grunty přiléhajících k tunelu. Dálnice je navržena v kategorii D 26,5/100.

Rozsah vozovky s CB krytem v úseku před tunelem je limitovaný prostorem mimo stávající pojižděné úseky navazujících komunikací, na kterých je nutné ponechat vozovku z asfaltových hutněných vrstev. Z tohoto důvodu je definitivní rozsah CB krytu vozovky navržen v úseku km 0,000 – severní portál tunelu Sitina v délce cca 910 m s výjimkou mostního objektu M201 a v úseku od jižního portálu tunelu Sitina cca 20 m před mostním objektem M202 v délce 187 m. Na základě předběžného návrhu a následného posouzení je konstrukce vozovky navržena následující skladba:

Cementobetonový kryt dvojevrstvý	CB I	270 mm
Cementová stabilizace	SC I	180 mm
Štěrkodrt'	ŠD 0–45	150 mm

Konstrukce vozovky celkem

600 mm

Cementobetonová vozovka bude realizovaná v šířce 10,75 m, resp. 12,00 m v úsecích přídatných pruhů. V podélném směru jsou navrženy dvě podélné spáry ve vzdálenosti 4,00 m od levého okraje vozovky a 2,40 m, resp. 3,50 m od pravého okraje vozovky. Základní délka desky je navržena 5,50 m. Podélná spára je kotvená kotevními tyčemi délky 800 mm z hřebíkové oceli třídy 10 425, \varnothing 20 mm v počtu 4 ks na délku desky. Těsnění podélné spáry je prove-

deno gumovým profilem Phoenix F8-0. Příčné spáry jsou opatřeny kluznými trny délky 500 mm z hladké oceli třídy 10 216, \varnothing 25 mm s plastovým povlakem, které jsou osazeny ve vzájemné vzdálenosti 250 mm. Těsnění příčné spáry bylo navrženo pružnou asfaltovou zálivkou za horka.

Ukončení cementobetonového krytu na přechodech na vozovku z asfaltových hutněných vrstev je navrženo zesílením poslední desky z 270 mm na 450 mm a proměnnou tloušťkou předposlední desky. Příčná spára na přechodu mezi CB krytem a AB krytem bude provedena technologií elastických mostních závěrů.

Aby byl splněn požadavek investora na maximalizaci rozsahu cementobetonového krytu, bylo zde navrženo řešení, které umožňuje provést betonový kryt až po dilatační závěry mostu M201 a to tak, že přechodové desky mostu jsou nahrazeny zesílenými vyztuženými přechodovými deskami cementobetonového krytu, které jsou rozděleny systémem podélných a příčných spár na jednotlivé dilatační celky. Spojitost deformací a přenos zatížení je zajištěn pomocí kotev a kluzných trnů umístěných ve spárách, přičemž první přechodová deska, která navazuje na krajní opěry mostu, je zakotvená do závěrné zídky vrubovým kloubem. Její délka činí 6,00 m při konstantní tloušťce 390 mm. Půdorysný tvar krajních desek je kosodélník s ohledem na šikmost dilatace mostu. Druhá přechodová deska, která navazuje na kryt CB vozovky v trase dálnice je proměnná v rozmezí 390–270 mm. V půdoryse mají desky tvar lichoběžníků a tvoří přechod na desky s kolmými příčnými spárami. Výztuž přechodových desek je navržena z oceli 10 425 (V). Desky jsou vyztužené při dolním a horním povrchu pruty, které jsou kladeny ve směru spár. Nad závěrnou zídku mostu je ještě doplněna smyková výztuž.

Použitá literatura

- [1] Slánský, B., Hlásek, V. – CEMENT CONCRETE PAVEMENT OF THE SITINA TUNNEL IN BRATISLAVA: EXPERIENCE FROM THE EXECUTION – 2nd CCC Congress HRADEC KRALOVE 09/2006

Concrete Pavements in Tunnels in Austria

Günter Breyer, Friedrich Wiesholzer

Ministry of Transport, Innovation and Technology, Road Directorate, Austria

Abstract

This paper gives a short overview about the installation of concrete pavements in tunnels in Austria and Austrian tunnel data such as tunnel length, average annual daily traffic etc.. The Austrian guidelines for concrete pavements are presented with examples and references.

Keywords: concrete pavement, tunnel construction

Introduction

Since the implementation of the New Austrian Tunnelling Method (NATM) in the late 1960ies concrete pavements were installed in Austrian tunnel facilities. So concrete pavements have a longstanding tradition and a lot of experience is available in Austria. In the context of the new tunnel safety regulations, which were developed after the catastrophic tunnel fires in 1999 (Tauern Tunnel, Mont Blanc) and 2001 (Gotthard Tunnel, Gleinalm Tunnel) concrete pavements play a key role in tunnel safety equipments.

Tunnels in Austria

In Austria a high level road network of about 2045 km in length is operated by ASFINAG. The total length of tunnel tubes is 291 km. Another 290 km of motorways and expressways are currently in planning and construction. The share of tunnel sections in this further network will be considerably higher. Table 1 lists all Austrian tunnel facilities in operation including low level roads operated by the regional governments (B & L) and private operators (P).

	Tunnels [#]	Tubes [#]	Tube [km]
A&B	130	243	291
B	108	111	55
L	4	5	6
P	10	11	16
Sum	252	370	368

Table 1: Austrian Tunnels in operation (Database 2006)

In comparison with other European countries Austria achieves the fourth place in tunnel numbers in spite of the small country size (see figure 1).

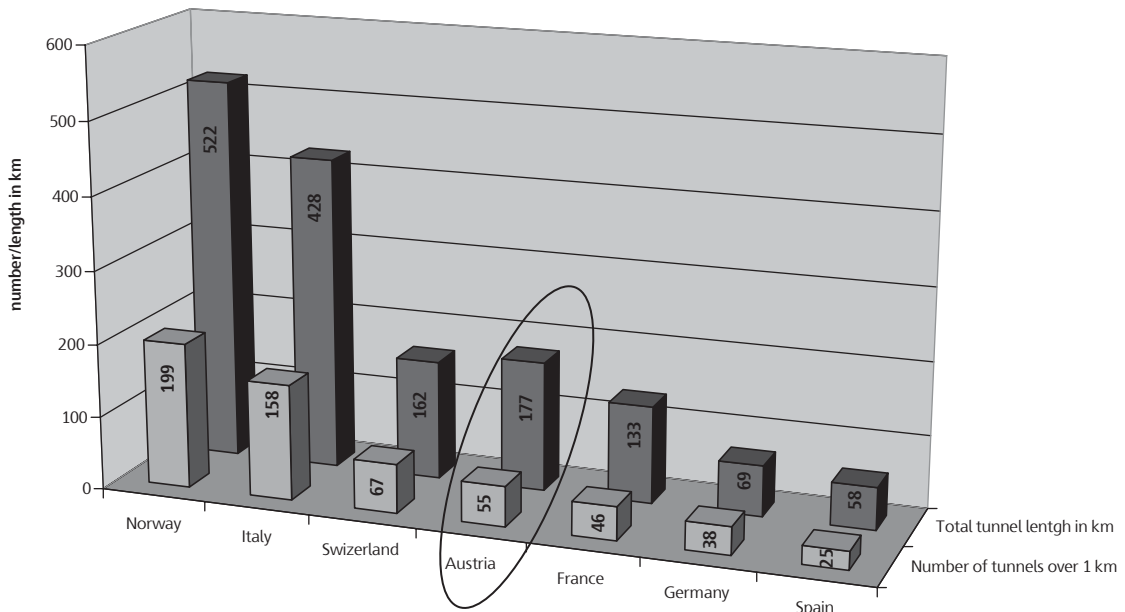


Figure 1: Tunnels in Europe with an length over 1 km (Database 2002)

The amount of average annual daily traffic (AADT) per lane is shown in figure 2 and table 2. The first two uni-directional tunnels "Laaerberg" and "Kaisermühlen" are situated in Vienna and have three lanes per carriageway and about 100.000 AADT. The third place in lane occupation is the bi-directional "Pfänder" tunnel near Bregenz / Vorarlberg and close to the German and Swiss border. According to the EU-Directive 2004/54/EC and the new Austrian road tunnel safety law "Straßentunnel-Sicherheitsgesetz" for the tunnel "Pfänder" a second tunnel tube is now in design and will be built from 2007.

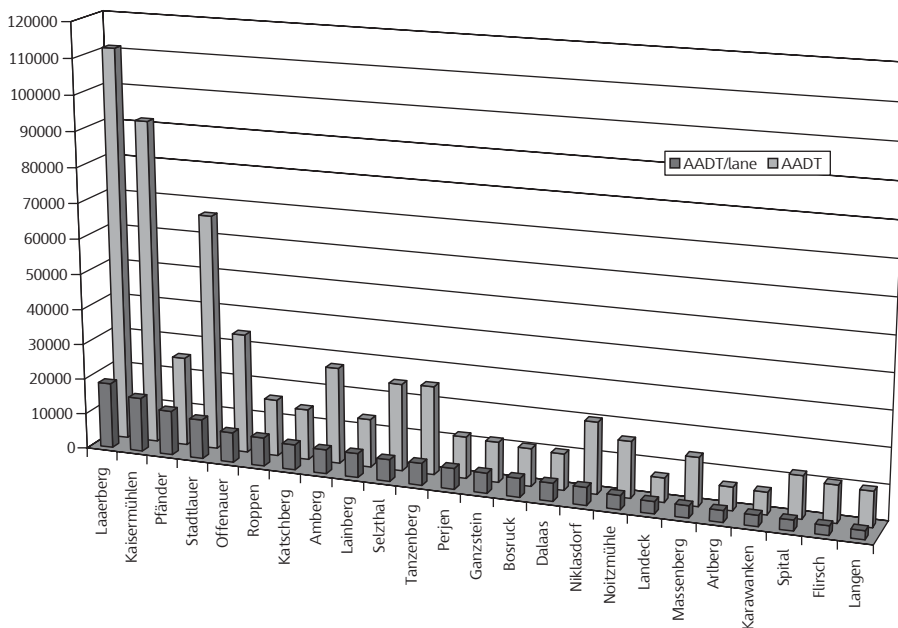


Figure 2: AADT - examples (Database 2005)

Name	AADT	tubes	lane/tube	AADT/lane
Laaerberg	111.112	2	3	18519
Kaisermühlen	91.533	2	3	15256
Pfänder	25.154	1	2	12577
Stadtlauer	66.532	2	3	11089
Offenauer	33.746	2	2	8437
Roppen	16.012	1	2	8006

Table 2: AADT - examples (Database 2005)

The limit of 10.000 AADT/lane is very important as from this limit safety requirements are compulsory and – generally very expensive – safety requirements are compulsory according the road tunnel safety law.

History & Risk Analysis

In the beginning of Austrian tunnelling mainly concrete pavements were built due to following reasons :

- high durability
- good skid resistance
- brightness of the pavements surface.

But mistakes were made in the construction technique, because no dowels in the joints were installed and the slab thickness was thinner than in the open sections. That's one of the reason, why from the mid of the 1980ies mainly asphalt pavements were built in Austrian tunnel facilities. After catastrophic tunnel fires in 1999 (Tauern Tunnel, Mont Blanc) and 2001 (Gotthard Tunnel, Gleinalm Tunnel) Austrian construction guideline RVS 9.234 (new # 09.01.23) was issued on 18.9.2001.



Figure 3: Tunnel fire S6 Semmering Tunnel

One of the safety aspects in this guideline is that asphalt pavements are nowadays only allowed for tunnels with low risk class (I and II) according to RVS 09.02.31. For higher risk classes (III and IV) concrete pavement is mandatory from 1 km length of tunnel. The risk classes are calculated with a new method for the risk assessment of road tunnels in Austria. The sequence of the risk analysis is given in figure 4. With the result of the expected risk value the risk classes are defined according to table 3.

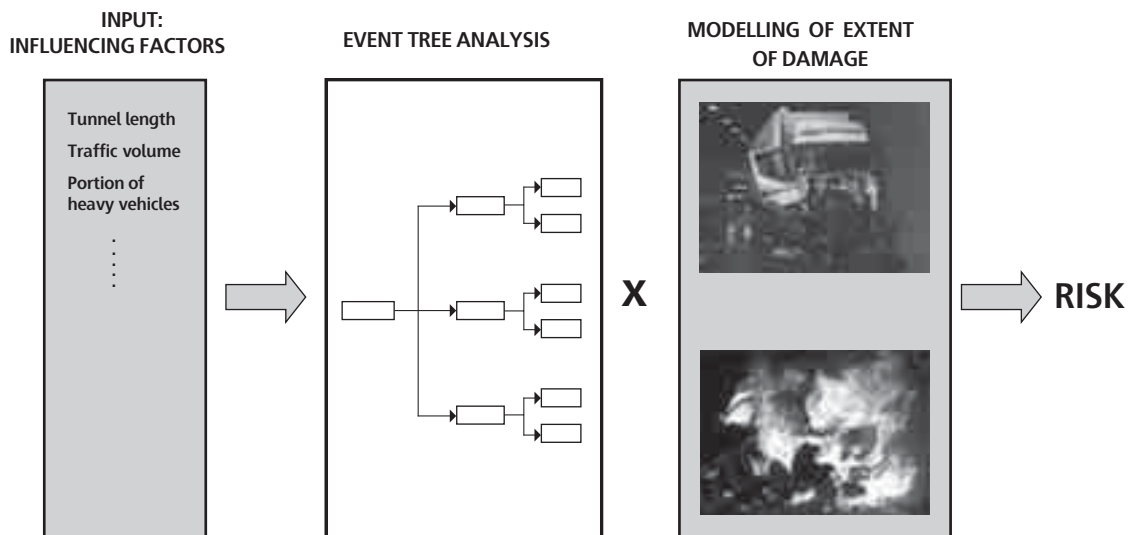


Figure 4: Sequence of the risk analysis

Risk in fatalities per tunnel and year		Risk class
Lower limit	upper limit	
-	$2 \cdot 10^{-2}$	I
$> 2 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-1}$	II
$> 1 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-1}$	III
$> 5 \cdot 10^{-1}$	-	IV

Table 3: Risk classes according RVS 09.02.31

Construction

The construction of concrete pavements in Austrian tunnels is given in the guideline RVS 09.01.23 according to two design classes. BNLW in figure 5 means design axle loads. In future tunnel pavements design charts it is suggested to have the same concrete thickness in tunnel sections as in the open sections. Figure 5 shows a typical cross section, which consists of:

- concrete pavement
- thin intermediate bituminous layer
- unbound sub base

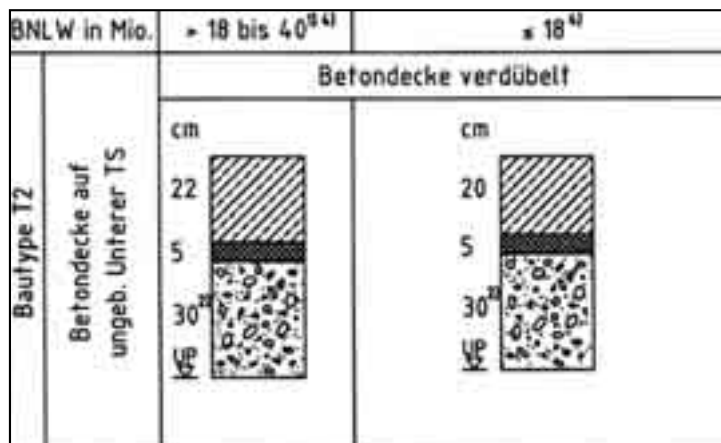


Figure 5: Cross section concrete pavement

This cross section can be installed in all kind of tunnels (NATM, TBM, Cut and Cover). In figure 6 a typical cross section of a cut and cover tunnel with concrete pavement is shown.

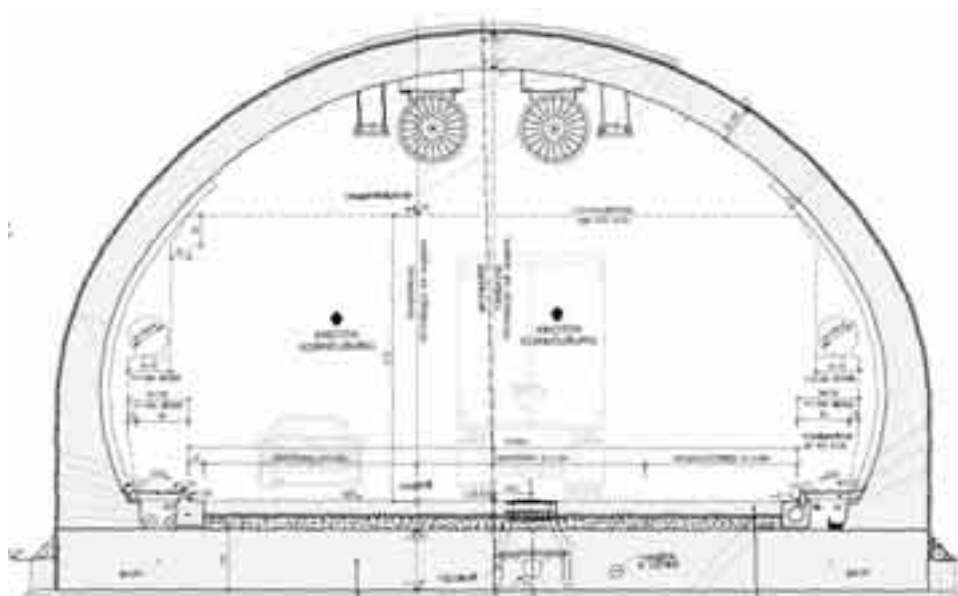


Figure 6: Cross section of a cut and cover tunnel with concrete pavement

A very important role plays the installation of the sewer systems. In Austria a slotted lateral kerb ("Schlitzrinne") is standard (see figure 7).

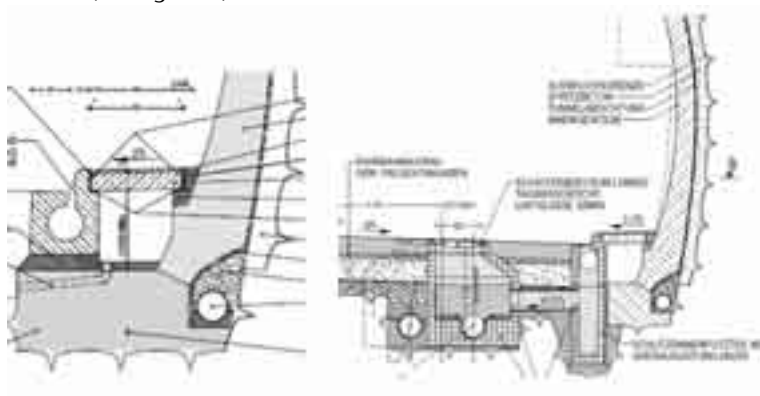


Figure 7: Sewer system



Figure 8: S 6 Tunnel Semmering

Conclusion

In Austria concrete pavements in tunnels have become standard again since around 2000. The main reason for using concrete pavements in tunnels longer than 1.000 m and exceeding risk class II is tunnel safety in respect of fire resistance and no additional smoke generation in the case of fire. Therefore this construction principals have been declared mandatory in the Austrian construction guidelines RVS. Another safety reason for building concrete pavement in tunnels is high skid resistance and brightness of the road surface. This brightness is also an economic reason for the illumination etc. as well as the higher durability.

References

- www.fsv.at
- www.unece.org
- www.asfinag.net
- Kohl, Botschek, Hörhan "Austrian Risk analysis for road tunnels", 3rd Symposium "Tunnel safety an ventilation", Graz 2006
- Rattei "Equipment for operation and safety in highway tunnels", 3rd Symposium "Tunnel safety an ventilation", Graz 2006
- EU-Directive 2004/54/EC
- BGBl. 54/2006: Straßentunnel-Sicherheitsgesetz

Betonové vozovky v tunelech v Rakousku

Günter Breyer, Friedrich Wiesholzer

Ministerstvo dopravy, inovace a technologie, Ředitelství silnic, Rakousko

Obsah

Tento příspěvek poskytuje krátký přehled o výstavbě betonových vozovek v tunelech v Rakousku a údaje o rakouských tunelech, jako je délka tunelu, roční průměr denních intenzit atd. Pomocí příkladů a referencí jsou prezentovány Rakouské směrnice pro betonové vozovky.

Klíčová slova: betonová vozovka, konstrukce tunelu

Úvod

Od zavedení Nové rakouské metody výstavby tunelů (NATM) na konci šedesátých let, byly v rakouských tunelech budovány betonové vozovky. Betonové vozovky v Rakousku mají tedy dlouhou tradici a je k dispozici mnoho zkušeností. V souvislosti s novými bezpečnostními předpisy pro tunely, které byly vyvinuty po katastrofálních požárech v tunelech v roce 1999 (Taurský tunel, Mont Blanc) a v roce 2001 (Gotthardský tunel, Gleinalmský tunel), hrají betonové vozovky klíčovou roli v bezpečnostním vybavení tunelů.

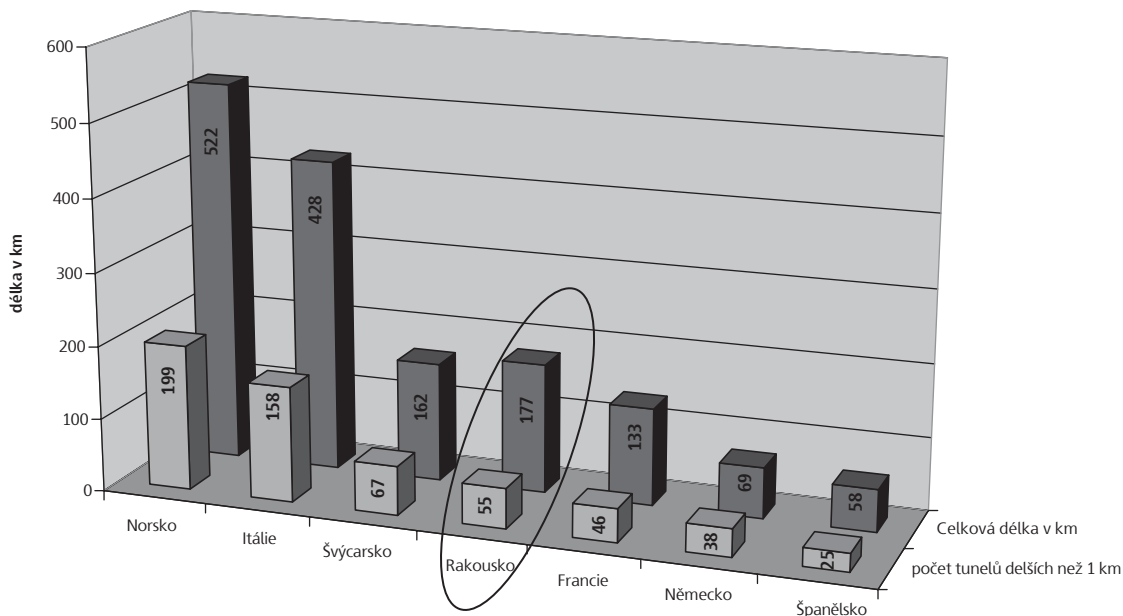
Tunely v Rakousku

Společnost ASFINAG provozuje v Rakousku síť silnic vyšší úrovně o délce zhruba 2 045 km. Celková délka tunelů je 291 km. Plánuje a staví se dalších 290 km dálnic a rychlostních silnic. Podíl tunelových sekcí v této připravované síti bude značně vyšší. Tabulka 1 uvádí všechny rakouské tunely, které jsou v provozu, včetně silnic nižší úrovně, provozovaných regionálními vládami (B + L) a soukromými provozovateli (P).

	Počet tunelů [#]	Počet tubusů [#]	Celková délka tubusu [km]
A&B	130	243	291
B	108	111	55
L	4	5	6
P	10	11	16
Sum	252	370	368

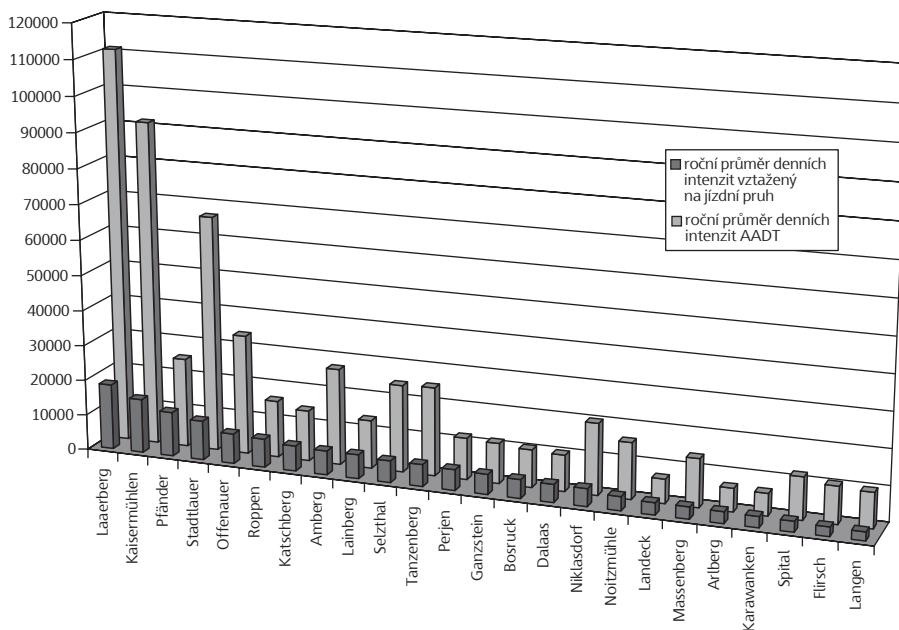
Tabulka 1: Rakouské tunely v provozu (databáze 2006)

Přes malou rozlohu státu ve srovnání s jinými evropskými zeměmi, zaujímá Rakousko čtvrté místo v počtu tunelů (viz obr. 1).



Obrázek 1: Tunely v Evropě o délce přes 1 km (databáze 2002)

Roční průměr denních intenzit provozu (AADT) na jeden pruh je zobrazen na obrázku 2 a v tabulce 2. První dva jednosměrné tunely, „Laaerberg“ a „Kaisermühlen“, jsou situovány ve Vídni, vozovka má tři jízdní pruhy a roční průměr denních intenzit (AADT) je zhruba 100 000 vozidel. Třetí místo v obsazenosti pruhů zaujal obousměrný tunel „Pfänder“ poblíž Bregenze ve Vorarlbersku u německé a švýcarské hranice. Podle směrnice EU 2004/54/ES a nového rakouského zákona o bezpečnosti silničního provozu v tunelech „Straßentunnel-Sicherheitsgesetz“ se nyní pro tunel „Pfänder“ plánuje druhý tubus, který se bude stavět od roku 2007.



Obrázek 2: AADT - roční průměr denních intenzit - příklady (databáze 2005)

Název tunelu	roční průměr denních intenzit AADT	počet tubusů	počet jízdních pruhů v tubusu	roční průměr denních intenzit vztážený na jízdní pruh
Laaerberg	111.112	2	3	18519
Kaisermühlen	91.533	2	3	15256
Pfänder	25.154	1	2	12577
Stadtlauer	66.532	2	3	11089
Offenauer	33.746	2	2	8437
Roppen	16.012	1	2	8006

Tabulka 2: AADT - příklady (Databáze 2005)

Limit ročního průměru denních intenzit provozu (AADT) 10 000 vozidel na jízdní pruh je velmi důležitý, protože z něj vyplývají bezpečnostní požadavky, které jsou všeobecně velmi nákladné; bezpečnostní opatření jsou nařízena zákonem o bezpečnosti silničního provozu v tunelech.

Historie a analýza rizik

Na počátku výstavby rakouských tunelů byly v tunelech budovány především betonové vozovky a to z následujících důvodů:

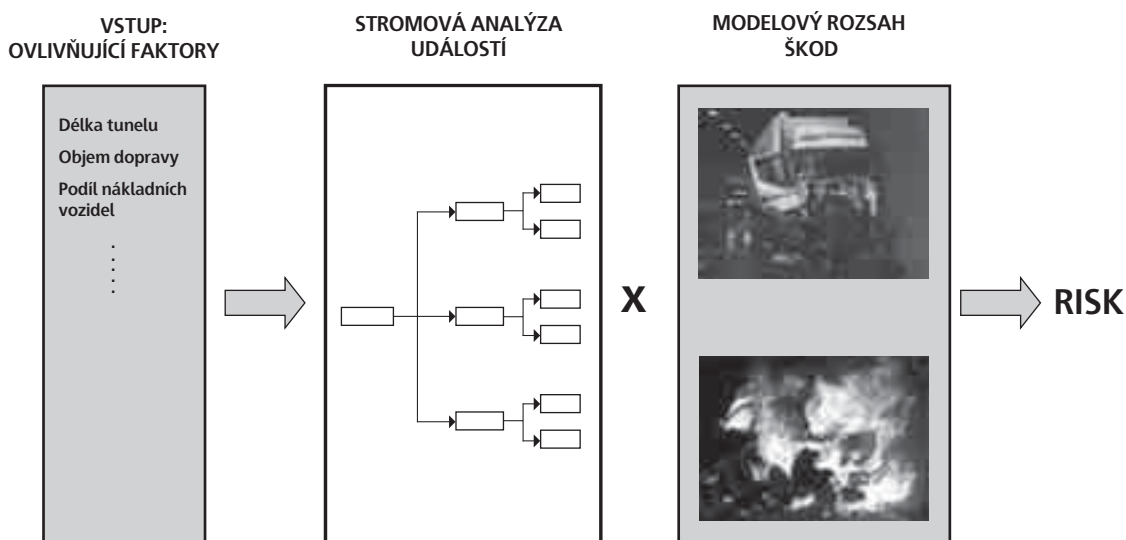
- vysoká životnost
- dobrá odolnost proti smyku
- světlá barva povrchu vozovky

Konstrukce betonových vozovek však byla navržena chybně, do spár nebyly vkládány výztužné spojovací prvky a tloušťka desky v tunelu byla menší než v úsecích mimo tunel. To je jeden z důvodů, proč byly od poloviny osmdesátých let v rakouských tunelech budovány převážně asfaltové vozovky. Po katastrofálních požárech v letech 1999 (Taurský tunel, Mont Blanc) a 2001 (Gotthardský tunel, Gleinalmský tunel) byla 18. 9. 2001 vydána technická směrnice RVS 9.234 (nová # 09.01.23).



Obrázek 3: Požár tunelu S6 Semmering

Jedním z bezpečnostních aspektů této směrnice je povolení asfaltových vozovek pouze v tunelech s nízkou rizikovou třídou (I a II) podle RVS 09.02.31. U vyšších rizikových tříd (III a IV) je pro tunely o délce větší než 1 km předepsán cementobetonový kryt. Třídy rizikovitosti jsou stanovovány novou metodou hodnocení rizik silničních tunelů v Rakousku. Uspořádání analýzy rizik je uvedeno na obrázku 4. Hodnotou výsledku předpokládaného rizika jsou podle tabulky 3 definovány rizikové třídy.



Obrázek 4: Uspořádání analýzy rizik

Riziko smrtelné nehody na tunel a rok		Riziková třída
Dolní limit	Horní limit	
-	$2 \cdot 10^{-2}$	I
$> 2 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-1}$	II
$> 1 \cdot 10^{-1}$	$5 \cdot 10^{-1}$	III
$> 5 \cdot 10^{-1}$	-	IV

Tabulka 3: Rizikové třídy podle RVS 09.02.31

Konstrukce

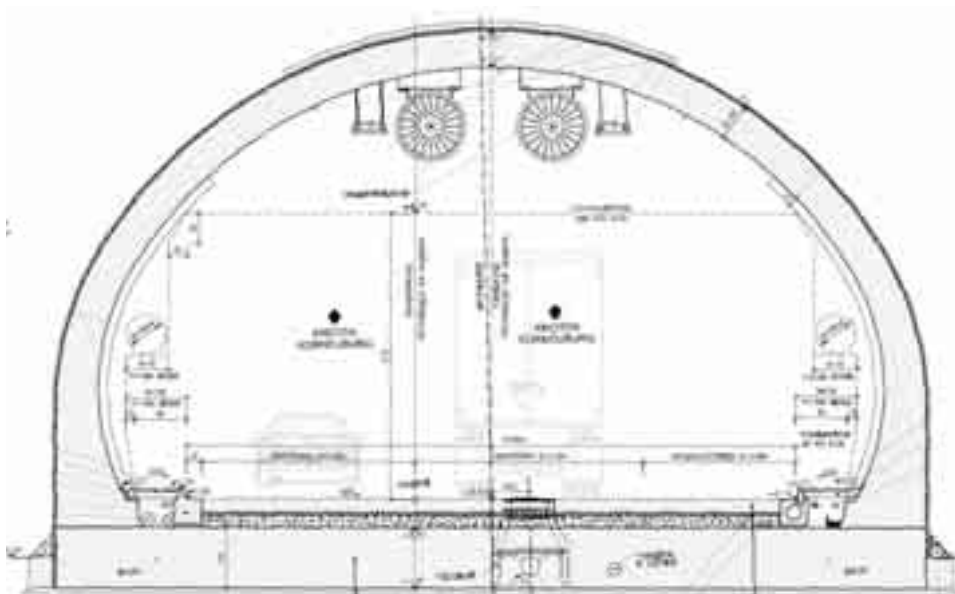
Konstrukce betonových vozovek v rakouských tunelech je předepsána směrnicí RVS 09.01.23 podle dvou projektových tříd. BNLW na obrázku 5 značí projektované nápravové tlaky. V tabulkách pro projektování tunelů je navržena stejná tloušťka cementobetonového krytu v tunelech i v úsecích mimo tunel. Obrázek 5 ukazuje typický průřez tunelu, který se skládá z:

- cementobetonového krytu
- tenké asfaltové mezivrstvy
- nestmelené podkladní vrstvy

BNLW in Mio.		$> 18 \text{ bis } 40^{(4)}$	$\leq 18^{(4)}$
Befondecke verdübelt			
Baufype T2	Betondecke auf ungeb. Unterer TS	cm	cm

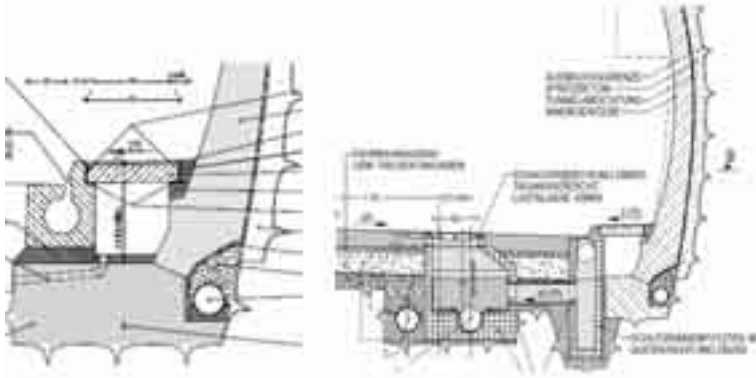
Obrázek 5: Příčný řez betonovou vozovkou

Tuto konstrukci vozovky lze budovat ve všech typech tunelů (NATM, TBM, hloubené tunely). Na obrázku 6 je typický průřez hloubeného tunelu s betonovou vozovkou.



Obrázek 6: Průřez hloubeného tunelu s betonovou vozovkou

Velmi důležitou roli hraje výstavba kanalizačních systémů. V Rakousku je standardní boční štěrbinový žlab („Schlitzrinne“, viz obrázek 7).



Obrázek 7: Kanalizační systém



Obrázek 8: Tunel S6 Semmering

Závěr

Asi od roku 2000 se betonové vozovky v tunelech staly v Rakousku opět standardem. Hlavním důvodem pro stavbu betonových vozovek v tunelech delších než 1 km s rizikovou třídou větší než II, je bezpečnost tunelu, pokud se jedná o odolnost proti požáru a omezení další tvorby kouře v případě požáru. Rakouské technické směrnice RVS proto v tunelech povinně předepisují betonové vozovky. Dalším bezpečnostním důvodem pro stavbu betonových vozovek v tunelech je vysoká odolnost proti smyku a světlost povrchu vozovky. Tato světlost povrchu, ovlivňující náklady na osvětlení tunelu, stejně jako vyšší životnost cementobetonového krytu, znamenají také ekonomické důvody pro budování betonových vozovek v tunelech.

Reference

- www.fsv.at
- www.unece.org
- www.asfinag.net
- Kohl, Botschek, Hörhan „Rakouská analýza rizik pro silniční tunely“, 3. symposium „Bezpečnost a ventilace tunelů“, Štýrský Hradec 2006
- Rattei „Vybavení pro provoz a bezpečnost v dálničních tunelech“, 3. symposium „Bezpečnost a ventilace tunelů“, Štýrský Hradec 2006
- Směrnice EU 2004/54/ES
- BGBl. 54/2006: Straßentunnel-Sicherheitsgesetz

Cementobetonové vozovky v tunelech

Ing. Miloslav Müller, Ing. Jiří Svoboda,
PRAGOPROJEKT, a.s.

Úvod

Domnívám se, že o přednostech cementobetonových vozovek není nutné účastníky konference přesvědčovat. Chtěl bych zde připomenout, že je to právě 80 let, kdy byla realizována první betonová vozovka v Československé republice mezi Chuchlí a Zbraslaví. Na území Čech to pak bylo ještě o jednadvacet let dříve.

Svémi vlastnostmi je cementobetonová vozovka přímo předurčena pro pozemní komunikace s velkým zatížením (většinou dálnice nebo rychlostní komunikace) na kterých se v současné době navrhuje a realizuje nejvíce tunelových staveb. Rovněž skutečnost, že cementobetonové desky jsou nejvíce namáhány od teplotních rozdílů, které v tunelech nejsou tak velké, je kladem použití této technologie v tunelových stavbách pozemních komunikací.

Tyto vozovky mají dlouhou dobu životnosti s minimem oprav (pokud nedojde k technologické chybě ať již při provádění nebo návrhu, případně při výběru kameniva – alkalická reakce), což je pro provoz v tunelech z hlediska bezpečnosti silničního provozu velmi důležité. Nesmíme zapomenout z hlediska bezpečnosti ani na světlejší povrch vozovky, který pohlcuje méně světla, je lépe viditelný a navíc přináší i úsporu provozní energie z osvětlení tunelu. V poslední době k této přednosti přibyla i „nehořlavost“ cementobetonového krytu. Z analýzy požárů ve velkých tunelech (1991 až 2001) se ukázalo, že při požáru dochází vlivem vysokých teplot, mimo jiné, k vývinu a úniku velkého množství toxických látek z asfaltové vozovky.

Jedním z důležitých prvků bezpečného provozu v tunelu je i možnost samoevakuace účastníků silničního provozu před příjezdem hasičů, neboť největší nebezpečí je právě otrava toxickými látkami vzniklých při hoření ropných produktů. Efektivní doba evakuace je cca 5–10 minut. Pak již dochází k zakouření tunelu, které je již lidem nebezpečné.

Specifika návrhu

V tomto příspěvku bych se chtěl zaměřit na specifika návrhu a provádění cementobetonových vozovek v tunelech.

Je známo, že první cementobetonovou vozovkou v tunelu byla realizace vozovky ve „Strahovském tunelu“. Zde byla realizována spojitě vyztužená cementobetonová deska na podkladním betonu, který vyplňoval celý prostor od spodní klenby až pod desku. Povrch byl upraven příčnou stíračí ocelovými košťaty tak, jak to bylo dříve obvyklé. Výhodou spojitě vyztužené desky je neexistence spár, které jsou nejchoulostivějším místem cementobetonových vozovek. Nevýhodou je pak potřeba vysoké technologické kázně při výrobě, dopravě a vlastním zpracování směsi.

Největším poučením z tohoto tunelu je, že každý tunel musí mít řádné odvodnění a pod deskou musí být navrženy propustné vrstvy, které zabrání průniku vody na povrch krytu. Tato skutečnost pak byla zapracována do technických předpisů. Nejvhodnější vrstvou je drenážní beton, který má největší obsah pórů, nebo nestmelené vrstvy ze šterkodrti.

V dalších tunelech, na jejichž přípravě jsme se podíleli (Horelica a Čadca na Slovensku a Valík na dálnici D5 – obchvat Plzně), byly již navrženy cementobetonové kryty z vyztuženými spárami tak, jak je to obvyklé i ve volné trase. Přesto při návrhu cementobetonové vozovky v tunelové troubě je nutné brát v úvahu mnoho dalších specifik.

Poznatky z Tunelu Valík

Jako první je potřeba ověřit, že profil navrženého tunelu vyhovuje pokládce cementobetonové vozovky finišerem pro zabezpečení potřebné kvality provádění. Dalším důležitým specifikem vozovky v tunelu, je přizpůsobení spár vozovky dilatačním celkům tunelu nebo důsledná separace desek od konstrukce tunelu pro zabránění nežádoucí tvorby trhlin. Dalším specifikem jsou pevné části tunelu umístěné v blízkosti pod deskou nebo přímo v desce (např. pojezdové pásy pro betonování horní klenby nebo kanalizační šachty umístěné přímo na spodní klenbě tunelu),

kteře musíme brát při návrhu vozovky v úvahu. Tato skutečnost byla zohledněna návrhem podkladní vrstvy z KSC I, která přímo navazovala na pojezdové pásy tunelu respektive vyztužená deska okolo šachet byla oddílatována od zbytku desky. Umístění šachet mělo i zásadní vliv při návrhu spárořezu. Běžná délka desek byla 5 m a v místě desek, kde se nacházejí šachty byla délka desek upravena tak aby šachty byly umístěny v rohu desky minimálně 0,30 m od kraje desky.

Dalším specifíkem je skutečnost, že tunelem je vedeno velké množství sítí jak průběžných tak potřebných pro technologické vybavení tunelu. V podélném směru jsou pod vozovkou vedeny dálniční kanalizace, tunelový vodovod, drenáže tunelu, dálkové kabelové trasy. Příčně jsou vedeny drenáže pro odvodnění vody z deštníkové izolace, průchodky pro kabely technologického vybavení tunelu. Prostory pod chodníky jsou zcela zaplněny kabelovými chráničkami technologického vybavení tunelu.

Tomuto zadání bylo nutné přizpůsobit výplň spodní klenby. Po zkušenostech s tunely na Slovensku, kde byla navržena výplň spodní klenby drenážním betonem byl ve Valíku navržena výplň ze šterkodrti, pokládané ve vrstvách po 25 cm s hutněním vždy až do úrovně horní hrany sítě, pro kterou pak byla provedena rýha v takové šířce aby bylo možné dostatečné zhutnění okolo sítí a dorovnání šterkodrti až do úrovně pojezdových pásů pro betonáž horní klenby.

Následně byly vybudovány podélné a příčné drenáže u kterých pak během další výstavby, zvláště při betonáži vlastní vozovky, byla prováděna kontrola funkčnosti proplachováním a následně prohlídka TV kamerou. Dále byly vybudovány chodníky včetně obrubníků, kabelovodů a šterbinových odvodňovačů a dosypána a zhutněna vrchní vrstva šterkodrti až pod podkladní vrstvu z KSC I.

Vlastní betonáž desky proběhla v každé tunelové troubě během jedné prodloužené noční směny (menší ovlivnění silničním provozem) z důvodu potřebné plynulosti dodávky betonu a tím odstranění nutnosti pracovních spár a zachování potřebné kvality betonu neovlivněné klimatickými podmínkami během dopravy. Vozovka byla prováděna finišerem do obrub v celé šířce najednou. Trny a kotvy nebyly vkládány strojně, ale byly osazeny na kozlících. Povrch byl upraven vlečenou jutou a chráněn proti nadměrnému odpařování vody při proudění vzduchu v tunelu.

Nařezání a utěsnění spár na závěr je, pro kvalitu desky, nutné věnovat vysokou pozornost, protože v tunelu pokračuje další množství prací, které by mohly např. zapříčinit vniknutí kamének do spáry a jak ukazuje poslední zkušenost z tunelu Horelica, způsobit následně porušení hrany spáry.

Technické parametry Tunelu Valík

Směrové poměry

dvě tunelové trouby situované vedle sebe bez horninového mezpilíře, LTT je dlouhá 380 m a PTT je dlouhá 390 m, osa střední opěry je totožná s osou dálnice, osa levé i pravé tunelové trouby je ve vzdálenosti 8,228 m od osy dálnice, osa dálnice je pravotočivém oblouku o poloměru $R = 2250$ m. příčný sklon v celé délce tunelu je jednostranný, jeho velikost je 2,5%.

Výškové poměry

niveleta dálnice je umístěna i v tunelu ve vzdálenosti 1,75 m od osy dálnice, podélný sklon nivelety dálnice je - 4%, část tunelu se nachází ve vrcholovém oblouku ($R=30000$ m, $T=796,578$ m a $y=10,576$ m). základní výška průjezdného průřezu 5,20 m + 0,15 m (v celém tunelu). celková světlá výška cca 8,16 m (ve vrcholu klenby),

Šířkové uspořádání

šířkové uspořádání je dáno ČSN 73 7509 Projektování tunelů pozemních komunikací, kategorie je dána šířkou mezi obrubníky 11,5 m T-11,5, Základní uspořádání je shodné jako ve volné trase (dálnice D5 je v části IB navržena v kategorii D 27,5/120 základní šířka vozovky poloviny dálnice je tedy 11,5 m).

Šířkové uspořádání jedné tunelové trouby ve směru jízdy je následující:

chodník	0,852 m STT (0,864 m JTT)
vodící proužek	0,50 m
jízdní pruh	3,75 m
jízdní pruh	3,75 m
vodící proužek	0,25 m
odstavný pruh	3,25 m
chodník	0,892 m STT (1,116 m JTT)

Konstrukce vozovky:

betonová deska se spárami	CBI 260, XF4	260 mm	ČSN 73 6123, TKP kap.6
kamenivo zpev. cementem s vrypy	KSC	200mm	ČSN 73 6124
štěrkodrt' frakce 0-32	ŠD	250mm	ČSN 73 6126

celkem konstrukce vozovky

710 mm

Konstrukce chodníků:

beton na chodníku C 30/37 – XF 4 tl. 12 – 15cm
kabelové chráničky v bloku z betonu C 25/30 – XF2, frakce 0-8, PVC DN 80, 50
okolo šachet – beton C 30/37 – XF 4
podkladní beton pod obrubníky C 20/25 – XF2

Vozovka byla oddílatována od štěrbinového žlabu a od obrubníku podélnou pružnou vložkou tl. 20 mm, v horní části chráněnou asfaltovou záhlvkou z modifikovaných asfaltů AMe 65. Příčné spáry v chodníku jsou umístěny po 2,5m, ve stejném staničení jako spáry mezi betonovými bloky klenby a ve čtvrtinách mezi nimi. Spáry jsou proříznuty (vč. obrubníků – obrubník byl proveden jako monolitický.) a těsněny asfaltovou záhlvkou za horka z modifikovaných asfaltů AMe 65.

Příčná spára:

Do spár byly osazeny kluzné trny ve vzdálenostech po 0,25 m. Kluzné trny jsou z oceli s hladkým povrchem jakosti 10.216 nebo 11.373 s hutním atestem, které jsou po celém povrchu opatřeny plastovým nátěrem nebo povlakem (ø 25 mm, délka 500mm).

Podélná spára:

Do spár byly osazeny kotvy z hřebíkové oceli jakosti 10 425 nebo 10 505, jejichž povrch je ve střední části v délce min. 200mm ochráněn proti korozi (ø 20 mm/délka 800 mm). Počet kotev 3 ks na desku.

Těsnění spár:

Do podélných spár byly vloženy mikroporézní pryžové vložky kruhového profilu (ø1,25) a spáry těsněny asfaltovou záhlvkou za horka z modifikovaných asfaltů AMe 65.(dle ZTKP kapitola 6, příloha 3). Příčné spáry byly utěsněny pryžovými profily F10-0 (např. PHOENIX) a do dolní části bude vloženo čistící lanko.

Spáry okolo desky, v které je šachta byly provedeny jako nevyztužené s pružnou vložkou tl. 20 mm (hobra) v horní části chráněnou asfaltovou záhlvkou z modifikovaných asfaltů AMe 65. Okolo šachet byla betonáž desek prováděna dodatečně po projetí finišerem. Tyto desky byly vyztuženy.

Na závěr

V případech, kdy ve volné trase není navržena cementobetonová vozovka je potřebné věnovat zvýšenou pozornost zvláštnímu uspořádání přechodu tuhé vozovky na netuhou. Tuhá vozovka musí být na konci ukotvena k podkladu a zabezpečeno odvodnění příčné pracovní spáry.

Ukazuje se ze zkušeností, s ohledem na návaznost sítí ve volné trase, že tuhou vozovku je nejlépe ukončit v lici portálu. Toto uspořádání bylo realizováno i na tunelu Valík. Této skutečnosti bylo využito i pro umístění ovládacích a měřících smyček, které byly situovány do předportálového úseku tak, aby nebylo nutné již do cementobetonové desky zasahovat.

PRAGORPOJEKT, a.s. působil jako hlavní projektant na dvou tunelových stavbách, kde je provedena cementobetonová vozovka s vyztuženými spárami. Zkušenosti z tunelu Horelica (i z více než jednoročního provozu) byly zapracovány do realizačního projektu tunelu Valík.

Letištní cementobetonové vozovky, jejich specifika, výhody, nevýhody

ing. Vladimír Roith

Nikodem & partner, s.r.o.

Pro letištní vozovky, na rozdíl od dálničních a hlavně silničních, platí trochu jiná pravidla, která je velmi důležité respektovat jak již při návrhu a zpracování projektu, tak při realizaci. Tento příspěvek je pokusem o shrnutí zkušeností získaných při výstavbě nových, oprav a rekonstrukcí stávajících vozovek na letištích v České republice.

Hlavním rozdílem u letištních vozovek (týká se to samozřejmě i velkých manipulačních a parkovacích ploch pro silniční vozidla) jsou velké plošné rozměry. Pokud se u dálničních vozovek šířky pohybují max. do 15 metrů, tak u letištních vozovek jde o desítky a někdy i stovky metrů. Z této skutečnosti pak vyplývají následující problémy:

- velké množství srážkové vody, které nelze po pár metrech odvést příkopem. Z povrchu vozovky je možné vodu odvést vhodným systémem krytých (štěrbinových) žlabů, ale problémy nastávají s vodou, která se dostane do podkladních vrstev a do podloží. Problémy jsou samozřejmě větší tam, kde je podloží z nepropustných zemín. Z toho důvodu je nutné velmi pečlivě volit materiál podkladních vrstev a vhodnou konstrukci a rovněž provést funkční drenážní síť pro odvodnění pláň vozovky. Množství vody, které se do konstrukce vozovky dostane bývá obrovské. To se ukázalo například při výstavbě nové pojezdové dráhy na letišti Praha Ruzyně, kdy po odtěžení zeminy a vybourání betonového štěrbinového žlabu v místě napojení nové dráhy na stávající plochy došlo k silnému výronu vody z podsypných vrstev stávajících vozovek do prostoru staveniště.
- vznik velkých tlaků při ohřátí cementobetonového krytu v letních měsících. V letištních vozovkách odbavovacích ploch se nachází poměrně velké množství objektů – kanalizační šachty, komory kabelovodů a kolektorů, základy osvětlovacích stožárů a zmíněné odvodňovací žlaby. U těchto objektů je nutné velmi pečlivě navrhnout úpravu spárořezu a hlavně je důsledně oddělovat dilatačními spárami. Pokud se dilatace nenavrhnou nebo neprovedou pečlivě, dojde zcela určitě k poškození těchto objektů nebo krytu vozovky. Tyto tlaky jsou tak velké, že dokáží porušit i tuhý štěrbinový žlab tvořený uzavřeným profilem z vyztuženého vysoce kvalitního betonu. S tímto problémem souvisí i nutnost včasného vyčištění a utěsnění spár nového krytu a samozřejmě pak jejich průběžná pečlivá kontrola a údržba.

V souvislosti s velkými plošnými rozměry je nutné se zmínit o jedné výhodě CB krytu oproti živičným, která se však může přinést velké problémy. Jedná se o možnost pokládky krytu i za extrémně nízkých teplot. S úspěchem již byl proveden kryt při teplotách $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$ (a krátkodobě i nižších). Takový beton však dostane do „vínku“ velmi malý počáteční objem a při zvýšení teplot dojde pak velkému roztažení, které je nutné podchytit dobře provedeným spárořezem a hlavně systémem dobře provedených dilatačních spár.

Spáry: samozřejmostí je již vyztužení příčných spár kluznými trny. Na letištních plochách (zejména odbavovacích a parkovacích plochách) však dochází ke stírání rozdílu mezi příčnou a podélnou spárou z hlediska pojezdu podvozků letadel. Proto se v podstatě podélné spáry stávají nejslabším prvkem vozovky z hlediska jejího dimenzování. Je proto vhodné podélné pracovní spáry provádět se zazuběním.

Jak známo, kromě kluzných trnů se používá i kotvení spár pomocí pevných kotev. Jejich účelem je zamezení odjíždění desek od sebe. Ovšem jejich používání je třeba volit velmi opatrně, používat je pouze u krajních podélných (případně i příčných) spár nebo v případě rozšiřování vozovky (řádkově do 5 metrů). Jejich nadměrným používáním i uprostřed ploch může dojít ke zbytečnému zvýšení napětí v deskách a následně k rozvoji poruch (trhlin). Při provádění rekonstrukce části krytu vzletové a přistávací dráhy 06/24 na letišti Praha Ruzyně v roce 1992 byl pomocí trnů a hlavně kotev svázán do jednoho bloku úsek u prahu 24 v délce cca 780 m a šířce 60 m. V současné době (po čtrnácti letech provozu) lze v tomto úseku pozorovat v místě pojezdu letadel poměrně rozsáhlý výskyt podélných trhlin.

Rozměry desek: norma připouští až 25násobek tloušťky desky s omezením maximální délky a šířky u letištních vozovek na 7,5 m. Podle zkušeností by však rozměr desky neměl u letištních vozovek překročit 20násobek jejich tloušťky a ve výsledku pak 6 m.

V souvislosti se spárami se spárami je nutné zmínit další typy, které se mohou vyskytnout, a to styk nové vozovky se stávající při rozšiřování ploch nebo prodlužování drah a styk cementobetonové vozovky se živičnou. U styku nové a staré vozovky se osvědčilo provádění tzv. podpůrných prahů pod oběma deskami z důvodu zamezení případného pozdějšího poklesu jedné nebo druhé vozovky, protože při provádění nové vozovky může dojít k poškození

stávajících podkladních vrstev nebo podloží, případně nové podloží v blízkosti stávající vozovky nemusí být řádně zhutněno. Samozřejmostí je pak funkční odvodnění podloží pod styčnou spárou. Vyztužení spáry kluznými trny nemusí být vhodné, protože vývrty provedené do původní desky pro jejich vložení nebyvají být vždy rovnoběžné a kolmé na spáru a betonáž nové desky, což může mít za následek vnášení dalšího zbytečného napětí do obou desek.

Styk živice-beton: jedná se hlavně o styk letištních ploch s různými servisními komunikacemi u terminálů a podobně. Zde je rovněž nutné navrhovat dilatační spáry, nejlépe však prováděné až po pokládce obou krytů, aby nedošlo k poškození dilatační vložky. Pohyb okraje tuhé vozovky je opět kvůli plošným rozměrům velký a pokud se zde dilatace neprovede, vede to velice brzy ke vzniku trhlin v živičném krytu rovnoběžných se spárou a přináší to zbytečné náklady na neustálou opravu.

Při dodržení všech potřebných zásad při navrhování cementobetonových vozovek a při vysoké technologické kázni za jejich realizace mají tyto vozovky nesporné výhody oproti živičným vozovkám:

- tuhost povrchu, který je výhodný zejména na odbavovacích plochách, kde se vyskytují velké soustředěné tlaky od podvozků letadel a případně i od podvozků teleskopických nástupních mostů, živice zvláště v letních měsících těžko zvládají tato zatížení a to i v případě, že se použijí pro kryt směsí s vysokou stabilitou a v podkladu výztužné tkaniny.
- v souvislosti s tuhostí krytu je ještě nutné zmínit jednu věc – v letištních vozovkách větších letišť se nacházejí zapuštěná návěstidla, která se často instalují dodatečně do stávajícího krytu. Přírodní kabely k těmto návěstidlům se pak vkládají do drážek vyfrézovaných v krytu dráhy. V živičných krytech se velmi často stěny těchto drážek bortí v místě přejezdu kol podvozků letadel a opravy jsou velmi problematické
- odolnost vůči ropným produktům a ohni. Při leteckých neštěstích, zejména na vzletové a přistávací dráze, dochází k úniku pohonných hmot, které se mohou lehce vznítit a v případě živičných krytů dochází ke zbytečné podpoře požáru, nehledě na zásadní poškození konstrukce vozovky. Na odbavovacích plochách se běžně doplňují pohonné hmoty a dochází tedy k jejich úkapům. U živičných vozovek je nutné zde provádět speciální nátěr, který však má omezenější životnost a při lokálních opravách je jeho obnova problematická
- již zmíněná možnost pokládky krytu i při nízkých teplotách
- mnohem delší životnost tuhých vozovek a menší náklady na údržbu
- určitou výhodou, i když u moderních mezinárodních letišť ne tak výraznou, je lepší viditelnost cementobetonového krytu v nočních hodinách
- stálejší drsnost povrchu a tedy lepší protismykové vlastnosti (hlučnost povrchu není u letištních vozovek žádným zásadním problémem). U některých pojezdových drah (tzv. rychlostních odboček), kde jsou vyšší pojezdové rychlosti a někdy i na vzletových a přistávacích dráhách se živičným krytem se v poslední době používá z důvodu zajištění potřebných protismykových vlastností krytu speciální nátěr, který samozřejmě zvyšuje cenu vozovky a má i jen určitou životnost.

Nevýhody: týkají se v podstatě jen oprav a nutných rekonstrukcí vozovek na konci jejich životnosti. Opravy CB krytu jsou technologicky a časově mírně náročnější než opravy živičných vozovek. Zvláště čas (a tedy doba výluky) hraje na letištích velkou úlohu, neboť v podstatě není možné zajistit, tak jako u silnic, „objížďku“. Bohužel se na letištích v České republice potýkáme s problémy a to u vozovek, které byly provedeny ještě za minulého režimu, což vede k určité stále nedůvěře k cementobetonovým vozovkám. Problémy s těmito vozovkami vyplývají z tehdejší úrovně znalostí o CB vozovkách, ne vždy vhodně zvoleného způsobu rekonstrukce a nízké technologické kázni při provádění. Tyto důvody pak mnohdy vedou správce k prosazování spíše živičných vozovek. Letištní vozovky mají oproti silničním a dálničním vozovkám ještě další specifické vlastnosti, které ne každý stavitel zvládne. Jedná se zejména o:

- nízké hodnoty podélných příčných sklonů. Podélný a příčný sklon většinou nesmí překročit 1,5 %, na rozsáhlých odbavovacích plochách dokonce výsledný sklon nesmí být větší jak 1% !
- nutná rovinatost povrchu (a tedy plynulost betonáže), která je nutná z důvodu odtoku vody i při malých sklonech na velkých plochách a u vzletových a přistávacích drah i z důvodu vysokých rychlostí letadel (okolo 250 km/h)

K rekonstrukcím CB vozovek ještě malou poznámku – při zvolení typu rekonstrukce položením nové desky na stávající by mělo být již samozřejmostí použití separační a vyrovnávací (!) mezivrstvy s kluznou vrstvou a to i při provedení segmentace stávajících desek. Zatížení, posuny vlivem teplotní roztažnosti betonu a deformace desek od teplotních rozdílů obou povrchů dosahují u letišť extrémních hodnot a namáhání z toho vyplývající jsou tedy také extrémní. Rozhodně je nutné vyloučit případ „tvrdé“ desky na „tvrdém“ podkladu.

Závěr: Používáním moderních materiálů jak při novostavbě, tak při opravách a rekonstrukcích, dobrým návrhem vozovky a jejím pečlivým provedením při důsledném dodržování všech technologických postupů je možné všechny nevýhody cementobetonových vozovek eliminovat a je možné prohlásit (bez jakékoliv podpory tzv. „betonové lobby“), že pro materiálové a klimatické podmínky České republiky jsou pro letištní vozovky větších letišť zcela jednoznačně nejvýhodnější vozovky s cementobetonovým krytem.



Detail poškození



Poškození betonového štěrbinového žlabu umístěného na styku nové (vlevo) a staré (vpravo) vozovky v ploše široké celkem 375 m ve směru kolmém na žlab



Poškození povrchu žlabu, které může způsobit včasné nevyčištění a neutěsnění styčné dilatační spáry



Trhliny na styku živичné a cementobetonové vozovky



Poškození stěny otevřeného žlabu při nedostatečné dilatační spáře



Příklad zapuštěného návěstidla v letištní vozovce

Přehled dosavadních poznatků o příčinách poruch na letišti Mošnov

Ing. Jaroslava Škarková

DÁLNIČNÍ STAVBY PRAHA, a.s.

Sekce cementobetonových vozovek České silniční společnosti

Úvodem

Dlouhodobá ekonomická výhodnost betonových vozovek ve srovnání s netuhými asfaltovými vozovkami je nepochybně důvodem ke skutečnosti, že v posledním období na silně zatížených komunikacích podíl betonových vozovek stoupá.

S rozvojem stavby cementobetonových krytů v České republice se ukázalo jako nezbytné zhodnotit kameniva používaná do betonu z hlediska jejich reaktivnosti s alkáliemi. K tomuto kroku jsme byli přinuceni v souvislosti s rozsáhlým porušením cementobetonového krytu dálnice D11, vedoucím k rekonstrukci některých nejvíce porušených úseků.

Z pohledu reaktivnosti kameniva s alkáliemi jsou problematické moravské kulmské droby, které vykazují při zkouškách poměrně velmi nepříznivé laboratorní výsledky. Proto bylo vytipováno letiště Ostrava – Mošnov, kde byla podle archivních podkladů při jeho rekonstrukci v roce 1984 použita droba z lokality Bělkovice a kde povrch betonu vykazuje poruchy, které lze vizuálně kvalifikovat jako poruchy od alkalicko-křemičité reakce.

Z hlediska alkalicko-křemičité reakce byl hodnocen stav betonu severní stojánky SL2. Přestože je vzhledem k malému počtu informací naše hodnocení pouze orientační, je žádoucí se s těmito fakty seznámit.

A. Rekonstrukce letišť v 80. letech 20. století

Rekonstrukce letištních drah a ploch realizované v 80. letech minulého století se prováděly dvěma následujícími způsoby:

a/ položením nové desky z prostého betonu na starý kryt

b/ položením vyztužené cementobetonové desky TEVYCED na původní kryt.

V obou případech byl nový rekonstrukční kryt oddílatován od původního rekonstruovaného cementobetonového krytu pomocí separační vrstvy.

A.1/Letiště Mošnov

Rekonstrukce severní stojánky SL2 letiště Mošnov byla provedena způsobem ad b/.

Rekonstrukční cementobetonový kryt pásů 115 až 110 (naše označení 1 až 6 viz odstavec A.3/ tohoto sdělení) byl prováděn na podzim 1984 a pro tento úsek jsou k dispozici následující informace (1):

- spojitě vyztuženou desku na stojánce letadel SL2 letiště Mošnov lze charakterizovat následovně:

délka jednotlivých pásů šířky 7 m je 601,1 m. Celková plocha rekonstrukce je 25 246 m², procento vyztužení v podélném směru 0,565 až 0,737 %. Jednotlivé pásy TEVYCED byly uloženy buď na folii nebo na pískovém posypu.

Literatura (2) doplňuje informace takto:

projektovaná tloušťka byla 178 mm, skutečná změřená na jádrových vývrtech 169 mm. Jednotlivé pásy se od sebe liší druhem kluzné mezivrstvy a množstvím a druhem vyztuže.

- receptura betonu pro TEVYCED

složka	kg/m ³
cement SC Maloměřice	427
DTK 0/4 mm Tovačov	676
HDK 4/8 mm Bělkovice	178
HDK 8/16 mm Bělkovice	925
voda	162
Plastifikátor S	1,71
SIKA AER	0,855
teoretická objemová hmotnost	2371

- výsledky kontrolních zkoušek betonu:
 průměrná objemová hmotnost na kontrolních trácích 150x150x700 mm 2 225 kg/m³
 pevnost v tahu ohybem po 28 dnech 6,01 MPa
 tlak na zlomcích tráců po 28 dnech 30,9 MPa
 obsah vzduchu v čerstvé betonové směsi 7,2 %
 - kluzná mezivrstva – infiltrační postřik s posypem písku 0/4 mm a postřik Likvafaltu s folií Penefol.

Informace o betonu dalších pásů (naše označení od 7 výše) nebyly autorce tohoto příspěvku k dispozici, ale lze předpokládat obdobnou recepturu betonu. Rozdíly mohly být v použitém max. zrnu drčeného kameniva, jak naznačuje zrnitost kameniva u vývrtu č.9/DSP/04, viz odstavec C.1/.

A.2/Vlastnosti kameniva do betonu z hlediska ASR

Pro informaci uvádím v následující tabulce výsledky reaktivnosti kameniva s alkáliemi lokalit Tovačov a Bělkovice, stanovené v letech 2000 až 2004 podle (3, 4, 5):

Výsledky stanovení reaktivnosti kameniva s alkáliemi

	zkoušeno rok	ASTM prodloužení (%)	ČSN 72 1179 metoda			
			chemická (mmol/l)		dilatometrická (%)	
			SiO ₂	úbytek zásaditosti	3 měs.	6 měs.
Tovačov	2000	0,10	29,6	126,9	0,02	0,03
		0,16	58,6	88,5	0,04	0,05
	2001	0,15	21,7	231,8	0,02	0,03
		0,16	16,4	231,8	0,02	0,04
		0,12			0,023	0,035
2003	0,145	27,8	126,0	0,017	0,02	
Bělkovice	2002	0,31	24,1	53,4	0,036	0,095
		0,315	32,9	130,2	0,056	0,109
	2004	0,277	42,1	119,4	0,034	0,083
		0,275	48,3	98,7	0,037	0,081

B. Stav povrchu cementobetonového krytu stojánky sever SL2

B.1/květen 2002

Stav povrchu pojezdové dráhy a stojánky sever posoudili a Ing. Hromádko, Ředitelství silnic a dálnic ČR a Ing. Hörbe, Zkušebna kamene a kameniva, Hořice v Podkrkonoší. Stav povrchu je dokumentován na obr.1 a 2, autorem obou fotografií je Ing.Hromádko.



Obr.1: 2002 – soustava příčných trhlin



Obr.2: 2002 – mozaika

B.2/prosinec 2003

Ing. Birnbaumová, Ředitelství silnic a dálnic ČR, RNDr. Blížkovský, Českomoravské šterkovny a Ing. Škarková, Dálniční stavby Praha, a.s. provedli prohlídku a fotograficky zdokumentovali povrch betonu stojánky sever letiště Ostrava – Mošnov. Z nejvíce postižených oblastí byly odebrány odseknutím orientační vzorky betonu. Stav povrchu ukazuje obr.3 a 4.



Obr.3: 2003 – soustava příčných trhlin



Obr.4: 2003 – mozaika

B.3/říjen 2004

Byla provedena podrobnější prohlídka povrchu stojánky sever a při pomalé jízdě autem velmi zběžná prohlídka spojovacích drah SD a vzletové a přistávací dráhy VPD (ředitel letiště Ing. Červinka, vedoucí provozu a údržby letiště Ing. Štegrer, Ing. Vaněk – Bautest CZ a Ing. Škarková – Dálniční stavby Praha, a.s.).

Popis stojánky sever:

Na stojánce SL2 se nacházejí dva různé druhy konstrukce cementobetonového krytu (pásky jsou číslovány od vnější podélné hrany betonu stojánky):

Spojité vyztužený cementobetonový kryt TEVYCED bez řezaných spár

- pásky 1 až 6 o šířce 7 m bez řezaných příčných spár; v literatuře (2) označení 115 až 110
- časté příčné trhliny, které nejsou vlasové a jsou hnědavě zbarvené
- 5. pás: po celém povrchu mozaika, vlasové trhlinky zbarvené hnědavě, barva betonu šedá, vedlejší 4. pás pískově hnědý. Pás č. 5 je oproti pásu 4 a 6 o 30 cm posunutý zpět, okolní pásy se dotýkají odvodňovacího betonového žlabu

Spojité vyztužený cementobetonový kryt TEVYCED s řezanými příčnými spárami po 15 m

- pásky 7, 8, 9, 10, na hraně 11. pásu je modré světlo, s řezanými příčnými spárami po 15 m
- šířka pásů 7 m, délka desek 15 m, vznikly aktivní trhliny, některé v polovině desky, často ve třetinách desky, tj. desky se rozlámaly nejčastěji po 5 m
- mezi 8. a 9. pásem je nerovnost na hraně podélné pracovní spáry

Utěsnění spár a širokých trhlin: vzniklé trhliny nejsou ošetřené, spáry jsou místy utěsněné zálivkou, místy jsou původní pryžové těsnící vložky, místy jsou spáry zcela neutěsněné. Velmi zřídka zálivka vystupuje nad povrch, což svědčí o sevření spáry.

B.4/Hodnocení časového vývoje poruch a stavu povrchu betonu

Od jara roku 2002 do konce roku 2004 nenastalo viditelné progresivní zhoršení stavu povrchu betonu. Na ploše jsou spáry rozšířené, pouze výjimečně u některých spár lze nalézt vytlačené těsnění (zálivku) spár. Pokud by v betonu intenzivně probíhaly expanzivní reakce, spáry by vykazovaly malou příp. žádnou šířku a hrany spár a trhlin by vykazovaly značná porušení. Konstatování týkající se šířek spár však je jistě ovlivněno tím, že pod spojitě vyztuženou deskou byla realizována tzv. kluzná mezivrstva, která nebrání posunu desek.

C. Vývrty

C.1/Odběr a vizuální hodnocení jádrových vývrtů

Pro bližší zkoumání betonu byl proveden odběr tří jádrových vývrtů o průměru 15 cm na místech, která byla pro místní poruchy vytipována jako charakteristická. Stav povrchu betonu a vývrty v místech jejich odběru dokumentují obr. 5 až 8.

Odběr na povrchu s MOZAIKOU, vývrt označen 8/DSP/04

- odebrán z pásu č.5 přes mozaiku, situován asi v 1/3 délky stojánky od letištních budov
- 2,5 m od vnější hrany pásu a mezi dvěma příčnými trhlinami vzdálenými od sebe cca 3 m
- výška vývrtu je 19 cm, beton vizuálně kromě mozaiky na povrchu bez poruch, rozložení kameniva rovnoměrné, max. zrno asi 22 mm
- na spodní ploše vývrtu je asfalt
- beton je spojen s podkladní vrstvou (voda v otvoru po vývrtu)
- **na plášti vývrtu vizuálně nejsou zřejmé žádné známky alkalicko – křemičité reakce ASR**

Odběr na NEPORUŠENÉM povrchu, vývrt označen 9/DSP/04

- odebrán z pásu č.9, tzn. tam, kde byly nařezané příčné spáry, vybráno lokální místo bez poruch
- nepodařilo se odebrat vývrt přes celou tloušťku, vrtání bylo uskutečněno až do celkové hloubky 46 cm, podařilo se vyjmout pouze vývrt z horního krytu o výšce cca 16 cm. Z toho vyplývá, že konstrukční vrstvy betonu jsou spojené
- beton je kvalitní, rozložení kameniva rovnoměrné, max. zrno je pravděpodobně 16 mm
- na spodní ploše vývrtu je asfalt
- **na plášti vývrtu nejsou okem zřejmé žádné známky ASR**



Obr.5: 2004 – mozaika, odběr vývrtu 8/DSP/04



Obr. 6: 2004 – neporušený beton, odběr vývrtu 9/DSP/04

Odběr NA TRHLINĚ a povrchu s MOZAIKOU, vývrt označen 10/DSP/04

- z pásu č.5 na „aktivní“ trhlině, která prochází po celé výšce vývrtu a to v 1/3 jeho průřezu. Při vyjímání vývrtu se horní část vývrtu rozpadla, vývrt nemohl být odebrán vcelku
- max. zrno kameniva je 22 mm
- na spodní ploše vývrtu je asfalt
- **na uvolněných částech betonu jsou přítomny bílé nálety, na některých zrnech hrubého drceného kameniva lemy, v některých dutinách bílé produkty**



Obr. 7: 2004 – vývrt 10/DSP/04



Obr. 8: 2004 – otvor po vývrtu 10/DSP/04, mozaika, aktivní trhлина

C.2/Výsledky laboratorních zkoušek vývrtů

Fyzikálně-mechanické vlastnosti betonu z vývrtů jsou sestaveny v následující tabulce:

označení vývrtu	celý vývrt		zbytek vývrtu		odřez z vývrtu
	OH přirozená (kg/m ³)	nasákavost po 24hod (%)	OH (kg/m ³)	příčný tah (MPa)	OH odřezů (kg/m ³)
8/DSP/04 s mozaikou	2304	1,15	2291	1,80	první 2153 druhý 2250
9/DSP/04 neporušený	2326	0,49	2314	1,74	2172

pozn.: ve zbytcích vývrtů je výztužná ocel
OH ... objemová hmotnost

C.3/Hodnocení výsledků fyzikálně mechanických vlastností vývrtů

- 1/ nízkou objemovou hmotnost betonů lze vysvětlit vysokým obsahem vzduchu (v čerstvém betonu průměrně 7,2%). Tomu odpovídá vynikající odolnost povrchu betonu vůči mrazu a rozmrazovacím látkám in situ
- 2/ nasákavost betonu po 24 hod je sice vzájemně rozdílná (beton s mozaikou má 3x vyšší nasákavost než beton neporušený), avšak obě odpovídají nasákavosti kvalitních vozovkových betonů
- 3/ pevnosti v příčném tahu betonu s mozaikou na povrchu a betonu neporušeného jsou srovnatelné, i když ve srovnání s prostým betonem nízké (může být ovlivněno přítomností výztuže).

D. Mikroskopie betonu

D.1/Mikroskopie na úlomcích betonu z roku 2003

V optickém mikroskopu byly zkoumány odseky betonu odebrané u mozaikových trhlin, u širokých trhlin a z porušeného betonu. Pokud byly nalezeny bílé kontury resp. bílé krystaly, byly identifikovány jako vápenaté sloučeniny. **Žádné reakční produkty ve formě křemičitých gelů nebyly prokázány.**

D.2/Odřezy z vývrtů

Pro mikroskopická zkoumání byly z vývrtu 8/DSP/04 a 9/DSP/04 odebrány celkem 3 odřezy o tloušťce cca 10 mm. U vývrtu 8/DSP/04 bylo zjištěno, že mikrotrhlinky z mozaiky sahají do hloubky max. 15 mm.

Na žádném z čerstvých ploch odřezů z vývrtu 8/DSP/04 a 9/DSP/04 nebyly zaznamenány žádné viditelné známky alkalicko-křemičité reakce.

D.3/Mikroskopie betonu z vývrtu 10/DSP/04 z roku 2004, odebraného na trhlíně s mozaikou

Byly zkoumány uvolněné části betonu. Na optickém mikroskopu byly pozorovány gely, gely na rozhraní hrubého drceného kameniva a cementového tmelu, bílé nálety na zrnech hrubého kameniva, bílé krystaly – lištovité, jehlicovité, paprskovité, shluky krystalů a volné bílé produkty obsažené v dutinách betonu.

Na částicích odebraných z dutiny a z lemů okolo zrn kameniva byla provedena v elektronovém skanovacím mikroskopu HITACHI S 4700 bodová mikroanalýza EPMA.

Pravděpodobné produkty hydratace jsou následující:

- bílé částičky z dutiny byly identifikovány jako ettringit, portlandit a další produkty hydratace minerálů cementu
- v bílém lemu kolem zrn kameniva bylo zkoumáno devět míst, z toho byly v šesti místech identifikovány produkty alkalicko-křemičité reakce. Pro názornost uvádím výsledky jednoho měření bodové mikroanalýzy, kde je produkt ASR jednoznačně identifikován:

10/DSP/2004

bílý lem kolem kameniva – velký kousek

Refit _CO-K' _CO-K" _Al-K' _Al-K"

Refit _O-K" _Na-K' _Na-K"

Filter Fit Method

Chi-sqd = 1.06 Livetime = 100.0 Sec.

Standardless Analysis

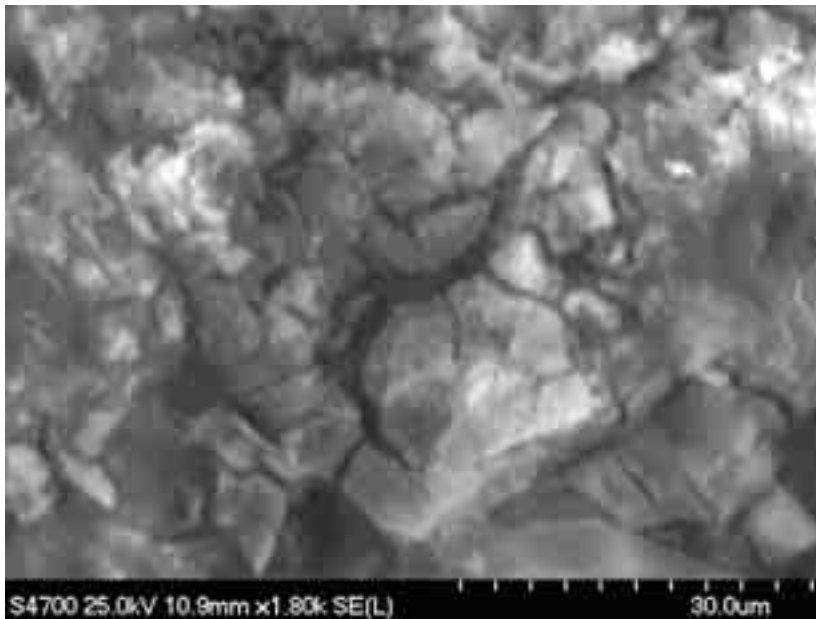
Element	Relative k-ratio	Error (1-Sigma)	Net Counts	Error (1-Sigma)
C -K	---	---	210	+/- 23
O -K	---	---	2243	+/- 46
Na-K	0.03193	+/- 0.00148	844	+/- 39
Al-K	0.00303	+/- 0.00136	117	+/- 52
Si-K	0.50548	+/- 0.00552	20224	+/- 221
K -K	0.19287	+/- 0.00622	6856	+/- 221
Ca-K	0.26669	+/- 0.00797	8904	+/- 266

ZAF Correction Acc.Volt.= 25 kV Take-off Angle=12.89 deg

Number of Iterations = 9

Element	k-ratio (calc.)	Z	A	F	Element Wt %	Atom %	Compound Formula	Compound Wt %
Na-K	0.0095	1.038	5.804	0.997	5.72	5.45	Na2O	7.71
Al-K	0.0009	1.042	2.782	0.989	0.26	0.21	Al2O3	0.49
Si-K	0.1506	1.011	2.003	0.998	30.45	23.77	SiO2	65.14
K -K	0.0575	1.056	1.413	0.987	8.47	4.75	K2O	10.20
Ca-K	0.0795	1.031	1.436	1.000	11.77	6.44	CaO	16.47
O -K	--- 0.974	14.209	1.000	43.34 S	59.39	---	---	---
Total					100.00	100.00		100.00

Table Symbols: S -- Wt.% calculated by Stoichiometry



D.4/Závěr z mikroskopie

- na žádném ze vzorku odebraném v roce 2003 odseknutím betonu v bezprostřední blízkosti poruch v různých místech stojánky SL2 nebyly reakční produkty ASR identifikovány
- v dutině vývrtu 10/DSP/2004 z roku 2004 odebraného ze značně porušeného betonu nebyly produkty ASR identifikovány, naopak v lemu na zrnu hrubého drceného kameniva téhož vývrtu produkty ASR identifikovány byly. Současně však byly identifikovány i gely jako produkty hydratace cementu. Tzn., že u některých gelů byly produkty alkalicko-křemičité reakce vyloučeny.

E. Stanovení indexu stupně poškození DRI

E.1/Princip metody

Podle literatury (6) a (7) se sledují pro ASR význačné diagnostické rysy, ke kterým se přiřazuje specifický váhový koeficient související s degradací betonu. Metoda sestává z počítání význačných rysů majících souvislost s ASR uvnitř čtvercové mřížky o straně 1,5 cm a suma takto získaných hodnot DRIu přepočtená na normalizovanou plochu 100 cm² vyjadřuje tzv. Damage Rating Index DRI. Takto lze v podstatě alespoň rámcově kvantifikovat porušení betonu z důvodu alkalicko-křemičité reakce. Rozdíly viditelné in situ obecně s DRI korespondují: uvádí se, že např. porušení betonu s DRI 550 je zřejmé, zatímco beton s DRI 75 má pouze kosmetické vady.

Váhový koeficient pro jednotlivé rysy význačné pro ASR uvádí následující tabulka:

Význačný rys	váhový koeficient
Kamenivo s trhlinou	0,25
Kamenivo s trhlinou a gelem	2
Nesoudržnost kameniva	3
Reakční lemy	0,5
Cementový tmel s trhlinou	2
Cementový tmel s trhlinou a gelem	4
Vzduchové bublinky s gelem	0,5

E.2/Příprava vzorků pro stanovení DRI

U odřezu z vývrtu č. 8/DSP/04 (s mozaikou) byla pozorována plocha nacházející se cca 12 mm pod povrchem, obsahující různě velká zrna hrubého drceného kameniva Bělkovice. Odřez byl následně rozdělen na devět kostiček o rozměrech cca 3x3 cm, které byly pozorovány v optickém polarizačním mikroskopu při 16násobném zvětšení (doporučené zvětšení je 10 až 30).



Obr. 9: příprava vzorku pro DRI, povrch vývrtu 8/DSP/04



Obr. 10: příprava vzorku pro DRI, spodní plocha odřezu z 8/DSP/04

V našem konkrétním případě bylo v 9 vzorcích po 4 kvadrantech, tzn. v 36 pozorovacích polích nalezeno:

DRI betonu vývrtu 8/DSP/2004 s mozaikou

diagnostický rys	počet pozorování x váhový koeficient
Kamenivo s trhlinou	13 x 0,25 = 3,25
Kamenivo s trhlinou a gelem	0
Nesoudržnost kameniva s maltou	0
Reakční lemy	0
Cementový tmel s trhlinou	9 x 2 = 18
Cementový tmel s trhlinou a gelem	0
Vzduchové bubliny s gelem	0
celkem	DRIu = 21,25 na plochu 91 cm ²
	DRI = 23

E.3/Závěr z DRI

U vývrtů 8/DSP/04 (s mozaikou) nebyly nalezeny výše uvedené diagnostické rysy typické pro ASR; nalezené trhliny v kamenivu a v maltě nesouvisí s ASR.

Závěr

Zdůrazňuji, že v ČR máme málo zkušeností jak s identifikací alkalicko-křemičité reakce, tak s posouzením alkalicko-křemičité reakce jako příčiny porušení betonu.

K poruchám betonu letiště Mošnov

Přítomnost produktů alkalicko-křemičité reakce ve vozovkovém betonu stojánky sever letiště Ostrava-Mošnov byla potvrzena. Z toho vyplývá, že alkalicko-křemičité reakce v souvislosti s drobou Bělkovice je skutečností, podstatná je však kinetika reakce a kvantita vzniklých produktů.

Rozvoj reakce v konkrétním případě betonu stojánky sever SL2 letiště Mošnov lze posoudit následovně: produkty alkalicko-křemičité reakce byly identifikovány pouze tam, kde měla voda do betonu přístup neutěsněnou aktivní trhlinou. Kamenivo s alkáliemi sice reaguje, ovšem na základě provedených zkoušek je možno konstatovat, že reakce jsou pouze lokální.

Ve srovnání s poruchami betonu dálnice D11, kde byla prokázána přímá souvislost mezi alkalicko-křemičitou reakcí a porušením betonu je jasné, že **20letý mošnovský beton nebyl porušen v důsledku reakce kameniva s alkáliemi**, ale mechanismus a tedy příčina porušení je zřejmě jiná.

Bylo prokázáno, že síťové trhliny (mozaika) na povrchu betonu nejsou důsledkem alkalicko-křemičité reakce. Značnou roli při vzniku této poruchy mohl hrát druh a množství cementu, ošetřování čerstvého betonu a v některých případech i přítomnost výztužné sítě.

Z hlediska rozvoje alkalicko-křemičité reakce je třeba:

- a) bezpodmínečně kvalitně těsnit spáry a široké aktivní trhliny, protože neošetřenými trhlínami a neutěsněnými spárami je umožněn neomezený přístup vody do betonu a tím je splněna jedna ze tří základních podmínek pro alkalicko-křemičitou reakci,
- b) jako sekundární ochranu lze doporučit cyklické provádění účinné impregnace povrchu betonu, ovšem se zohledněním protismykových vlastností povrchu.

K použití moravských kulmských drob do cementového betonu

Při dodržení zásad zohledňujících určitou nejistotu při použití moravských drob a platicích pro návrh betonu (výběr lokality kameniva s ohledem na výsledky zkoušek reaktivnosti kameniva s alkáliemi, volba druhu a obsahu cementu, omezení celkového obsahu alkálií v betonu $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) a pro provádění (nutnost pečlivého ošetřování betonu) není třeba obecně moravské droby pro výrobu betonu do cementobetonových krytů vozovek vyloučit.

Literatura

- (1) J. Jareš: Spojitě vyztužené cementobetonové desky v letištním stavitelství, konference Nové poznatky, hmoty a technologie při rekonstrukci a výstavbě cementobetonových letištních drah a ploch, VAAZ Brno 1985
- (2) Experimentální bezespará dráha Mošnov, Závěrečná zpráva z ověřování E 17/86, VAAZ Brno 1988
- (3) ČSN 72 1179 Stanovení reaktivnosti kameniva s alkáliemi
- (4) TP 137 Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací, září 2000
- (5) TP 137 Vyloučení alkalické reakce kameniva v betonu na stavbách pozemních komunikací, změna 1, listopad 2003
- (6) P. Rivard, G. Ballivy: Application de méthodes pétrographiques a l'évaluation de l'état de dégradation du béton affecté par l'alcali réaction, Université de Sherbrooke, Quebec
- (7) Fred Shriver: Application and Use of Damage Rating Index in Assessment of AAR-Affected Concrete-Selected Case Studies, 11. Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Québec 2000
- (8) J. Škarková: Zpráva č.1 a 2/2005/DSP/BET Stanovení možných příčin poruch cementobetonového krytu severní stojánky letiště Ostrava-Mošnov. Identifikace produktů alkalicko-křemičité reakce, Dálniční stavby Praha, a.s., 2005

Oprava a výstavba cementobetonových krytů pomocí „rychlých“ betonů

Ing. Jiří Šrutka

Skanska DS a.s., závod 86 Uherské Hradiště

Příspěvek pojednává o opravách cementobetonových krytů pomocí technologie „rychlých betonů“. Tato technologie představuje zkrácení časů na dosažení požadovaných parametrů betonu z dnů na hodiny. V praxi to znamená, že není potřebné realizovat dlouhodobé až několikátýdenní uzávěry, ale pouze omezení provozu v řádu několika hodin.

Úvod

Obrovský nárůst dopravy způsobil značné přetížení silniční a dálnic sítě. S tím jsou samozřejmě spojeny kolony, dopravní nehody, ničení komunikací a další nepříznivé faktory. Motoristická veřejnost si proto vynucuje snižování všech dopravních omezení způsobených stavebními pracemi. Protože deficit v údržbě komunikací je za poslední období značný, není možno stavební práce na komunikacích omezit. Z těchto výše uvedených důvodů jedinou schůdnou cestou jak řešit špatný technický stav komunikací a přitom nezastavit údržbu je maximální zkrácení oprav. Toto je možné pouze za podmínky použití nejmodernějších technologií.

Vývoj technologie

Vývoj „rychlých betonů“ u SKANSKA DS a.s. začal před 2,5 rokem. Za tuto dobu bylo postupným vývojem, soustavným zlepšováním dosažených výsledků, trvalým získáváním zkušeností a značným úsilím v oblasti zkušebnictví dosaženo dnešního stavu.

Proto dnes můžeme odpovědně konstatovat, že technologie vyvinutá SKANSKA DS a.s. v úzké spolupráci s dodavatelem stavební chemie pro stavebnictví je provozuschopná a použitelná v praxi.

Samotný vývoj začal zadáním vývoje „zrychlených betonů“, které by umožnily provádění oprav betonových vozovek v časovém prostoru 3 dnů. Přitom v tomto čase je nutno provést jak veškeré přípravné práce (dopravní omezení, přivezení techniky, ...) tak i samotnou realizaci opravy spočívající ve vybourání poškozených míst, jejich důkladné vyčištění (většinou vyarmování, případně zakotvení do okolních betonových desek), vybetonování a po zatvrdnutí betonu i nařezání spár včetně jejich zatěsnění. Ve vymezeném čase je nutno provést i dokončovací práce, jako úklid, odvoz stavební techniky, odstranění dopravních omezení, To znamená, že na samotné tuhnutí a tvrdnutí betonu je časový prostor 24, maximálně 36 hodin.

Po dosažení tohoto cíle bylo ve vývoji pokračováno dále novým zadáním úkolu. Zadání znělo: „Betony s dobou tuhnutí a tvrdnutí v rozmezí 6 až 18 hodin.“

Ke spolupráci na vývoji „hodinové“ technologie byly vyzvány tři firmy zabývající se výrobou a dodáváním stavební chemie. Z těchto tří firem se do spolupráce na vývoji zapojily pouze dvě firmy. Na základě zkušeností po provedení zkušebních betonáží a na základě výsledků laboratorních zkoušek byla do fáze skutečného použití v praxi vybrána jedna firma dodávající nezbytnou stavební chemii.

V dnešní době je tato technologie odzkoušena s kladným výsledkem v praxi při betonáži na dálnici D1. Do konce roku 2006 je v plánu realizovat cca 30 betonáží, což představuje cca 100 desek.

Základní technické parametry betonu

Beton je navržen dle speciálních požadavků ŘSD a v souladu se všemi platnými předpisy na vozovkové betony. Podle dosavadních zkušeností a výsledků zkoušek je možno touto technologií realizovat opravy betonových ploch, letišť a silnic v časovém rozmezí 6 až 12 hodin tuhnutí a tvrdnutí betonu. Volba rychlosti dosažení požadovaných pevností betonu je závislá na požadavcích investora a technických možnostech realizace. Základním technickým parametrem je rozsah opravované plochy za daný čas. Při dosažení požadovaných parametrů od ukončení betonáže za 12 hodin je maximální rozsah jednotlivé opravy cca 24–30 m². Při dosažení požadovaných parametrů za 6 hodin je maximální rozsah jednotlivé opravy cca 12–15 m². Pokud je požadavek na opravu větších plošných výměr, je nutno tuto plochu dělit pracovními spárami a opravu realizovat postupně. Při tomto postupu je celková

opravovaná plocha omezena pouze nutností dělení plochy a celkovým časem na opravu. Například při opravách na dálnici D1 je používána technologie 12 hodin a počet opravovaných desek v rozsahu 3–5 kusů. Jednotlivé desky jsou rozměrů až 4 x 6 x 0,3 m.

Oprava dálnice v tomto rozsahu představuje celkovou délku dopravního omezení (od položení první dopravní značky omezující provoz až po její odstranění) 36 hodin. Dopravní omezení je realizováno jenom částečně a to svedením provozu do jednoho jízdního pruhu. V tomto časovém prostoru 36 hodin se provádí veškeré práce přípravné, realizační a dokončovací, jak již bylo uvedeno výše. Práce probíhají zpravidla o víkendech tak, aby omezení dopravy v pracovním týdnu (větší provoz než o víkendech) bylo minimální.

V průběhu zkoušení byly dosaženy následující parametry betonu:

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	≥ 4,0MPa (na trámcích 150 x 150 x 700 mm)
pevnost betonu v tahu ohybem po 7 dnech	≥ 4,5 MPa (na trámcích 150 x 150 x 700 mm)
odolnost betonu proti působení vody a CHRL	< 1000g/m ² (po 150 cyklech metodou A ve stáří 28 dnů)

Pokud budeme pevnost v tlaku a pevnost v tahu ohybem považovat za automatické parametry betonu na opravu betonových ploch, zůstává poslední parametr, kterým je odolnost betonu proti působení vody a CHRL. Z dosavadních zkušeností je zřejmé, že pevnosti jsou bezproblémový parametr. Jinak tomu je u parametru odolnosti proti působení vody a CHRL. Zde platí pravidlo čím „rychlejší“ betony používáme, tím se tento parametr zhoršuje a tím víc se blíží výsledky k povolené normové hranici max. 1000 g/m². To znamená, že u extrémně rychlých betonů je velmi malá bezpečnostní rezerva na tento parametr. Proto jsme v současnosti jako kompromis mezi rychlostí tvrdnutí betonu a odolností proti působení vody a CHRL zvolily maximální rychlost 6 hodin. Další zkoušky, které dnes provádíme, jsou zaměřeny na dokonalé odladění technologie v praxi (odstranění ztrátových časů a kritických míst). Po dokončení tohoto kroku bude následovat vývoj, který zajistí možnost použití „rychlých betonů“ i pro finišery a další zkrácení časů k hranici 4 hodin.

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, špatně odhadnuté povětrnostní poměry 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 velikost proudění vzduchu. Ke všem těmto vnějším vlivům je nutno odpovědně přistupovat a správně jejich vliv na technologii vyhodnotit.

Zajímavosti z praxe

Při praktických pokusech byly prováděny různá měření. Jedním z nich bylo měření teplot jak na povrchu betonu, tak i v samotné hmotě betonované desky. Tyto teploty uvnitř betonované desky byly měřeny v několika místech a za různých okrajových podmínek. Tato měření například ukázala, že beton nastavený jako 6 hodinový, se zahřeje na teplotu blízkou se 60 °C. V případě našeho měření to bylo konkrétně uvnitř betonu až 58,5 °C.

Tato skutečnost znamenala při vývoji technologie nutnost řešení dalších následných problémů. Jedním z nich je například důkladná ochrana betonu proti odpařování vody.

Závěr

Úspěšný vývoj „rychlých betonů“ u SKANSKA DS a.s. byl završen jejím uvedením do praxe v závěru měsíce července letošního roku. Její náročnost nás nutí k neustálému zdokonalování samotné technologie. Toto zdokonalování musí vést k omezení kritických míst, jinými slovy k jejímu zjednodušení. Dále se samozřejmě tato technologie musí vyvíjet podle požadavků zákazníků směrem k dalšímu urychlení (v odůvodněných případech) na hranici 4 hodin, ale také k jejímu možnému využití pro strojní pokládku (využití na realizaci větších ploch, městských křižovatek, rozsáhlejších oprav na letištích, dálnicích, atd.).

Náročnost této technologie sebou nese také podstatně vyšší ceny oprav. To je zapříčiněno především skutečností, že snaha o rychle provedenou opravu nebo novou betonáž vyžaduje nasazení velkého počtu drahé techniky, ale i pracovníků. V neposlední řadě je potřeba zdůraznit, že náročnost použití „rychlých betonů“ je dána složitostí koordinace jednotlivých detailů.

Náročnost a cena má vliv na způsob využití, což je adekvátní v případě řešení krizových situací, nikoliv k řešení problémů vzniklých dlouhodobým podceňováním údržby a oprav vyvolávající rozsáhlé, komplexní rekonstrukce.



Obr. 1. Bourání staré poškozené betonové desky



Obr. 2. Deska připravená na betonáž



Obr. 3. Betonáž desky za pomoci „rychlých“ betonů



Obr. 4. Provedení zdrsnění povrchu vozovky



Obr. 5. Těsně po betonáži je důležité vše precizně uklidit.



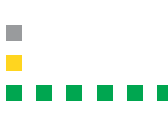
Obr. 6. V průběhu betonáže je prováděna řada kontrolních zkoušek a měření.



Obr. 7. Výsledkem je plnohodnotná betonová deska realizovaná v krátkém čase.



Pevný základ každé stavby



Českomoravský cement, a.s.,
nástupnická společnost
Mokrá 359
664 04 Mokrá
e-mail: info@cmcem.cz

Prodejní středisko Beroun
areál cementárny Králův Dvůr
tel.: 311 643 056, 311 643 055
fax: 311 643 001, 311 643 002

Prodejní středisko Mokrá
areál cementárny Mokrá
tel.: 544 122 219
fax: 544 226 151



www.cmcem.cz



**ČESKOMORAVSKÝ
CEMENT**
HEIDELBERGCEMENT Group

materiály se kterými postavíme svět



www.lafarge.cz

Portlandské cementy

CEM I 42,5 R

CEM I 52,5 R

Doporučené použití

- betony vysokých počátečních pevností
- náročné betonové prvky
- velmi namáhané prefabrikované konstrukce

Portlandské struskové cementy

CEM II/B-S 32,5 R

CEM II/A-S 42,5 R

Doporučené použití

- běžné betony, základy staveb
- masivní betonové konstrukce
- běžné betonové a železobetonové konstrukce
- méně namáhané prefabrikované konstrukce

Multibat

- maltovinové pojivo tř.12,5

- vhodný pro zdění a omítání

všech typů stavebních konstrukcí

- k dostání ve stavebninách

Lafarge Cement, a.s.

411 12 Čížkovice 27

tel.: 416 577 111



Správný materiál na správném místě



Beton od Holcimu.

Už není pochyb o tom, že beton je vynikající stavební materiál s vysokou pevností, nosností a životností. Cílem společnosti Holcim je nabídnout Vám beton, cement i kamenivo té nejvyšší kvality. Kdekoliv a kdykoliv.



skupina

Dyckerhoff 

Cement Hranice,

akciová společnost

Bělotínská 288

753 39 Hranice I - Město

Tel.: 581 829 111

Fax: 581 829 475

e-mail: cement@cement.cz

www.cement.cz



Stavíme pro budoucnost



Dálniční stavby Praha, a.s., se řadí k významným společnostem České republiky v oblasti dopravního stavitelství. Kromě kompletního a zkušeného vedení projektů, profesionálního zpracování nabídek a moderního projektmanagementu nabízí provedení staveb ve stanoveném termínu a ve vysoké kvalitě.

Provádíme výstavbu a rekonstrukci:

- silnic a dálnic
- ploch pro průmyslová a obchodní centra
- letištní ploch
- železničních a tramvajových tratí

Veškeré vozovky a plochy stavíme s použitím betonové nebo asfaltové technologie.

Dálniční stavby Praha, a.s., získala v roce 1998 certifikát ČSN EN ISO 9002 pro provádění silnic a dálnic, v roce 2000 certifikát pro provádění staveb železničního spodku a svršku. V roce 2002 zavedla a udržuje systém environmentálního managementu dle ČSN EN ISO 14001.



Dálniční stavby Praha, a.s.
Na Bělidle 198/21, CZ - 150 00 Praha 5
Česká republika
Tel.: (+420) 222 868 224
Fax: (+420) 224 266 946
<http://www.dsp.cz>





**„Postavili
jsme pro Vás další úsek
dálnice D11. Dálnice
pro rychlejší a bezpečnější
dopravu.“**

**Milan Zeman, projektový manažer stavby
dálnice D11, úsek D1105/I Chýšt' – Osíčky, Skanska DS**

Měníme tvář této země pro budoucí generace

Po dvou letech výstavby předá letos konsorcium společností vedené Skanska DS řidičům další úsek dálnice D11 z Chýští do Osíček. Nový úsek se tak stane významnou součástí mezinárodního dálkového tahu E67 Varšava – Wrocław – Hradec Králové – Praha a významně tak ulehčí obcím na hlavním tahu z Prahy do Pardubického a Královéhradeckého kraje. Na téměř 11 nových kilometrech dálnice usnadní cestování jedna mimoúrovňová křižovatka a celkem 15 mostních objektů, z toho sedm dálničních, sedm nadjezdů a jeden tzv. zelený most pro bezpečný přechod zvířete. Při výstavbě byla věnována maximální pozornost ochraně okolní přírody a drobných živočichů.

www.skanska.cz

SKANSKA

Thinking Ahead