



Nordisk asfaltforskning åren 2001 – 2003

Sammanställning av de FoU-projekt som presenterats vid förbundsutskottsmötena i Tromsø 2001, Nådendal 2002 och Reykjavík 2003.

Nordisk asfaltforskning åren 2001-2003

Sammanställning av de FoU-projekt som presenterats vid förbundsutskottsmötena i Tromsø 2001, Nådendal 2002 och Reykjavík 2003.

Rapport nr 5: 2004
Utskott 33: Asfaltbeläggningar

FÖRORD.

Utskott 33, asfaltbeläggningar, inom NVF, Nordiska Vägtekniska Förbundet har sedan 1994 delat ut ett ”Forsknings- och utvecklingspris”. Forskare från de olika Nordiska länderna presenterar deras FoU- projekt från respektive land. Efter presentationerna röstar utskottsmedlemmarna landsvis om vilket projekt och projektledare som skall få årets Forsknings- och utvecklingspris inom asfaltområdet. Land får inte rösta på sin representant.

Detta förfarande har höjd standarden på FoU- presentationerna vid förbundsutskottsmötena och har varit ett viktigt bidrag i dagsordningen på mötena. Det var också den ursprungliga målsättningen med priset som infördes vid förbundsutskottsmötet 1994 i Tällberg. Detta förfarande ger också unga forskare möjlighet att呈现出 sitt forskningsarbete och konkurera om ett forskarpris. Asfaltforskarpriiset ökar sålunda unga människors intresse för utskottets och NVF's verksamhet och leder till att generationsklyftan blir mindre.

I denna rapport presenteras ett sammandrag av den asfaltforskning som presenterades vid förbundsutskottsmötena i Tromsö 2001, Nådendal 2002 och Reykjavik 2003. De deltagande ländernas skriftliga bidrag presenteras i sin helhet och respektive års vinnare presenteras kort.

Reykjavik i maj 2004.

Valur Guðmundsson
Orförande i NVF 33

ALKUSANAT

PTL:n jaosto 33 (Asfalttipäälysteet) on vuodesta 1994 lähtien jakanut ”Tutkimus- ja tuotekehitys-palkinnon” (T&K -palkinto). Päälystealan tutkijat eri Pohjoismaista esittelevät PTL 33:n liittojaostokokouksessa T&K -projektiin, joka on valittu kunkin maan vuoden projektiksi. Esittelyn jälkeen liittojaoston jäsenet äänestävät siitä, mille päälystealan projektille ja tutkijalle ko. palkinto tulisi antaa. Oman maan edustajaa ei saa äänestää.

Palkinto ja uusi käytäntö on nostanut liittojaostokokouksessa esitettyjen tutkimus- ja kehitysprojektien esityksien tasoa. Tämä oli myös alunperin tarkoituskin, kun tutkijapalkinto otettiin käyttöön Tällbergin (Ruotsi) liittojaostokokouksessa 1994. Tämä käytäntö antaa nuorille tutkijoille mahdollisuuden esitellä tutkimuksensa ja kilpailulla palkinnosta. Näin sukupolvien välinen kuilu madaltuu ja nuorten ihmisten kiinnostus päälystealaan sekä jaostoon ja PTL:n toimintaan kasvaa.

Tässä raportissa esitellään yhteenveto asfalttialan tutkimuksista, jotka esiteltiin PTL:n asfalttijaoston liittojaostokokouksissa Tromssassa v. 2001, Naantalissa v. 2002 ja Reykjavikissa v. 2003. Kilpailuihin osallistuneiden maiden kirjalliset esitykset esitetään kokonaisuudessaan ja kilpailujen voittajista kerrotaan lyhyesti.

Reykjavik, toukokuussa 2004

Valur Guðmundsson
PTL:n puheenjohtaja (Islanti)

FOREWORD.

The Asphalt Committee of the Nordic Road Association has since 1994 granted the “Research and Development Award”. Researchers are selected from each Nordic country to present their research and development projects at the annual meeting of the Asphalt Committee. After the presentations committee members vote for each project and one of the researchers receives the “Research and Development Award” in the asphalt industry. Each country cannot vote for their representative.

This procedure has contributed greatly to raising the standard of research and development presentations at the Asphalt Committee’s meetings, which was indeed the intention when the award was first introduced at the 1994 meeting in Tällberg. The procedure has also given young researchers the opportunity to present their research projects and compete for an award. In this way the gap between generations diminishes and the interest of the younger generation for the Asphalt Committee’s work is increased, as well as for the activity within the Nordic Road Association in general.

This report gives a summary of the research projects submitted at the meetings of the Asphalt Committee that took place in Tromsö 2001, Nådendal 2002 and Reykjavik 2003. The written contributions of each participating country are presented in their entirety along with a brief presentation of each year’s winner.

Reykjavik, May 2004.

Valur Guðmundsson
Chairman for NVF 33.

Innehåll

Förord, Alkusanat, Foreword

Innehåll

1. **Sammanfattning**
2. **Forskningsprojekt som presenterats vid förbundsutskottsmöte i Tromsø 2001**
 - 2.1 Stabilitet og holdbarhed af danske asfaltbelægninger. *Jørn Raaberg.*
 - 2.2 Environmental and occupational health risks of recycled materials in asphalt production. *Pirjo Heikkilä, Virpi Väänänen, Mervi Hämeilä, Petri Peltonen, Asko Saarela.*
 - 2.3 Prøvning af stenmaterialers fundamentale egenskaper og forudsigelse af tekniske egenskaper. *Thorgeir S. Helgason.*
 - 2.4 Warm Asphalt Mix with **foam**. Produksjonsprosess for asfalt med redusert temperatur. *Olle R. Larsen.*
 - 2.5 Betydelsen av diffusion för återvinning av asfalt. *Robert Karlsson.*
3. **Forskningsprojekt som presenterats vid förbundsutskottsmöte i Nådendal 2002**
 - 3.1 Environmental improvement of binder content and aggregate gradation determination. *Mads Jørgen & Anders Kargo, Erik Nielsen.*
 - 3.2 Den eviga asfaltbeläggningen mot utmattningen? *Jari Pihlajamäki.*
 - 3.3 Forslag til arbejdsprogram verdr. registrering af slitlage på det færøske vejnet. *Boði Haraldson.*
 - 3.4 Metylenblått - en testmetod för att mäta omvandlings-graden av bergmaterial ämnat för konstruktioner. *Þorbjörg Hólmeirs Þóttir.*
 - 3.5 Forsøksveien på Fornebu. *Brit Sylte, Joralf Aurstad.*
 - 3.6 Modell för beräkning av temperatur i asfaltbeläggning. *Åke Hermansson.*
4. **Forskningsprojekt som presenterats vid förbundsutskottsmöte i Reykjavík 2003**
 - 4.1 Holdbarhet af Drænasfalt. Asfaltprøvning. *Carsten Bredahl Nielsen.*
 - 4.2 Measuring electromagnetic properties of asphalt for pavement quality control and defect mapping. *Timo Saarenketo.*
 - 4.3 Stenmaterialer i asfaltbeläggningar: Frostbeständighet och nötningmotstånd. *Pétur Pétursson.*
 - 4.4 Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixtures. *Rabbira Garba.*
 - 4.5 Sprickanalyser i asfaltprovkroppar med datortomografi. *Petra Offrell.*

Sammanfattning

“Asfalturskottets forsknings- och utvecklingspris” utdelades för första gången i samband med förbundsutskottsmötet i Tällberg i Sverige 1994. Reglerna för priset fastställdes i sin nuvarande form vid ordförande- och sekreterarmötet den 3. maj 1995. Enligt dessa vill asfaltutskottet genom att utdela priset:

- € betona betydelsen av FoU för hela branschen
- € visa branschens positiva inställning till FoU-verksamhet
- € ge möjligheter för speciellt unga forskare att komma fram
- € lyfta fram och sprida kunskap om intressanta FoU-projekt på nordisk arena
- € höja kvaliteten och utbytet på förbundsutskottsmötet.

Man har vidare kommit överens om att man vid bedömningen av de projekt som presenteras speciellt skall beakta huruvida projektet:

- € har positiv betydelse för utvecklingen av asfaltbeläggningar
- € på sikt kan ge ekonomisk nytta och ha en marknadspotential
- € har nyhetsvärde
- € är förankrat i verkligheten (ej forskning för forskningens skull).

Dessutom skall man fästa vikt vid huruvida forskaren lyckas presentera sin forskning så att den blir förstådd också av en lekman. Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris består av ett penningpris på 10.000 svenska kronor samt en diplom.

Sedan 1994 har presentationerna av intressanta FoU-projekt tillsammans med utveckling av “Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris” förekommit på varje förbundsutskottsmöte och bidragit till att höja standarden på mötena. I denna rapport ingår de skriftliga presentationerna från Tromsø 2001, Naantali 2002 och Reykjavik 2003. Nedan sammanfattas de skriftliga presentationerna.

Tromsø 2001

Stabilitet og holdbarhed af danske asfaltbelægninger

Jørn Raaberg, Vejteknisk Institut, Danmark

Raaberg presenterede vurdering af stabilitet (resistens mod permanente deformationer) og holdbarhed (resistens mod vandfortrængning) af 10 udvalgte observationsstrækninger, som stod overfor slidlagsfornyelse, og som havde sporkøring hovedsageligt stammende fra asfaltbelægningen. Fra disse observationsstrækninger blev der udtaget prøver til laboratorieundersøgelser i form af borekerner dels i hjulsporene og dels mellem hjulsporene af hele asfaltbelægningen.

Som resultat af undersøgelsen blev de 10 observationsstrækninger klassificeret efter de undersøgtes materialers vandfortrængningsegenskaber ud fra ændring af E-modul ved vand og temperaturpåvirkning. Også for asfaltlag med en lagtykkelse mindre end 30 mm er de 10 observationsstrækninger blevet klassificeret efter

bitumenfyldningsgraden af de enkelte asfaltlag som følger. Ligeledes blev der foretaget en klassificering efter strækningernes sporkøringsegenskaber ud fra krybehastigheden bestemt ved dynamisk krybetest.

Med denne inddeling kunne det konstateres, at der for nogle af de undersøgte observationsstrækninger, var valgt asfaltmaterialer, der ikke var tekniske optimale set i relation til de aktuelle trafikbelastninger/trafikmængder.

Environmental and occupational Health Risks of Recycled Materials in Asphalt Production

Pirjo Heikkilä, Virpi Väänänen, Mervi Hämeilä, FIOH, Helsinki

Petri Peltonen, Asko Saarela, VTT Building and Transport, Espoo, Suomi

The main objective of this project was to assess if inorganic coal fly ash used in asphalt mixtures increased occupational exposures of road pavers. In this paper we report the results of the measurements carried out in laying of asphalt mixtures. The exposure measurements in the actual working environments were carried out with coal fly ash. Following remarks were made:

The results of the exposure measurements show, that the use of coal fly ash did not affect on the concentrations of the exposure indicators: bitumen fumes, vaporous and particulate PAHs and in 1-pyrenol in urine when laying and remixing of SMA mixtures containing lime or coal fly ash.

The results showed that the laying temperature and weather conditions may influence on the concentrations of bitumen fumes sometimes more than coal fly ash itself.

The results were in accordance with general knowledge that inorganic materials, not containing hazardous impurities in significant amounts, do not evaporate at paving temperatures.

Bitumen fume concentrations in laying of SMA mixtures were higher (arithmetic means 0.88-0.98 mg/m³) than those measured in earlier Finnish studies in laying of asphalt concrete mixtures (0.1 mg/m³). This is probably due to the higher paving temperatures of SMA compared to earlier asphalt concrete mixtures.

The mean concentrations in laying of SMA exceeded the Threshold Limit ValueTM (TLV), 0.5 mg/m³, given for bitumen fume in the USA. In the reasonable worst case situation, the bitumen fume concentration exceeded also the Finnish occupational exposure limit OEL-value, 5 mg/m³.

In remixing of old asphalt layers, bitumen fume concentrations were lower than in conventional paving. Concentrations of 1-pyrenol in urine of remixing workers (FO-techniques) were higher than those among conventional paving workers. This urinary study indicated that exposure to 4-6 ring PAHs may be higher with remix-workers. The concentrations of PAHs in air in remixing of asphalt concrete (AC/REM) with FO-techniques, were higher than in remixing with LG-techniques. Carbon monoxide was formed during remixing, and concentration of sulphur dioxide was at the level of occupational limit value when fuel oil was used in REM-techniques.

Workers in remixing of the AC experienced that the emissions were irritating. Concentration of sulphur dioxide, that is strongly irritating, exceeded the acceptable OEL value. In addition to sulphur dioxide, which is an oxidation product of fuel oil,

the remixing temperature was too high explaining also partly the irritating properties of the emissions in FO techniques.

The maximum temperature (210°C) of the SMA in asphalt mixing plant and during laying, was occasionally too high. The temperature of the old asphalt concrete surface layer in remixing was also occasionally too high. The highest surface temperature reached, after the heaters in remixing of the old SMA was about 284°C.

Strict temperature control with SMA is recommended both in normal laying and in re-paving of old asphalt concrete by REM techniques.

Ventilated cabins are recommended in order to keep the paver operator's exposure below recommended occupational limit values.

Prøvning af stenmaterialers fundamentale egenskaper og forudsigelse af tekniske egenskaper

Porgeir Helgason, Petromodel ehf, Island

Formålet med undersøgelsen var at vise at der findes sammenhæng mellem *fundamentale* og *tekniske* egenskaper hos stenmaterialer. Man ville undersøge vilke fundamentale (uafhængige) egenskaper (X eller FE) skal måles hvis man vil forklare, eller forudsige, de tekniske (afhængige) egenskaper (Y eller TE) hos stenmaterialer.

Nogen gange kan man forklare sammenhængen *f* mellem TE og FE med orsagssammenhæng eller orsagsmodel, men oftere skal man nøjes med statistisk sammenhæng basered på eksperimental data.

I presentationen viser Helgason nogle eksempler på sammenhængen mellem fundamentale og tekniske egenskaper, som f.eks. enakse trykstyrke, E-modul, densitet og abrasions-slidstyrke.

Warm Asphalt Mix with foam

Olle R. Larsen, Kolo Veidekke, Norge

As part of our studies on warm asphalt mixture production at about 100 °C using foamed bitumen (WAM-foam) the emission at an asphalt production plant was measured and compared with that from hot mixture production. This was to supplement exposure data for paving operations already obtained using the same types of asphalt.

Despite the intermittent way of asphalt fume emission measurements at the location of the samplers (the actual exposure time was in the order of minutes) a significant difference in fume emission was detected during warm mixture and hot mixture production at the asphalt plant.

PAC emissions were 40, resp. 120 ng/m³ during hot mix production, while during warm mixture production the PAC emission was in the range found with the static samplers (2 ng/m³).

As the weather conditions stayed constant during both productions, the results are fully comparable. The fume emission during warm mixture production is negligible compared to the emission during hot mixture production.

Betydelsen af diffusion för återvinning av asfalt

Robert Karlsson, Kungliga Tekniska Högskolan, Sverige

Mot bakgrund av behovet av djupare kunskap om återvinningsprocessen startades 1997 ett doktorandprojekt för studier av hur gammalt och nytt bindemedel blandas vid återvinning. Blandningsprocessen anses nämligen mycket viktig för de funktionella egenskaperna hos den återvunna beläggningen. Om det återvunna bindemedlet är homogent eller inte betyder skillnader i såväl styvhets som beständighet. Kunskap som också kan vara viktig vid proportionering.

Bindemedlet i asfalt åldras vilket bl.a. leder till en permanent ökning av styvheten. Vid återvinning blandas i regel gammalt bindemedel med nytt så att de negativa effekterna av åldring minskas.

I försöken har påvisats att maltenerna i bitumenet har låg viskositet som påverkas förhållandevis lite av åldring. Bitumens viskositet ökar istället av att en mindre mängd maltener övergår till att bli asfaltener, dvs. de viskositetshöjande strukturerna förtäts. Diffusionen av maltener verkar dock äga rum i maltenfasen självt utan att hindras av asfaltenerna. Försöksresultaten har också kunnat bekräfta kopplingen mellan viskositeten hos extraherade maltener och uppmätta diffusionskoefficienter. Denna koppling leder till slutsatsen att diffusion äger rum i återvunna bindemedel, oberoende av åldring, och att merparten av diffusionsprocessen sker oväntat snabbt.

Diffusionsförsöken pekar mot att gammalt och nytt bindemedel blandas under återvinning eller en viss tid efter åtgärd. Möjligheten till fullständig blandning begränsas dock i följande fall (öräknat inverkan av att stenmaterialet alltid drar till sig vissa substanser i bindemedlet):

- Den kemiska balansen i gamla bindemedel kan vara förstörd - dålig fasstabilitet / kompatibilitet - vilket gör det återvunna bindemedlet inhomogen
- Oxidation kan leda till oxidationsskikt på bindemedelsytor.

Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris 2001

Efter omröstning bland medlemmarna i förbundsutskottet utsågs Robert Karlsson från Sverige till 2001 års mottagare av Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris.

Nådendal 2002

Environmental improvement of binder content and aggregate gradation determination

*Mads Jegsen, Pankas A/S & Anders Kargo, NCC Danmark A/S
Erik Nielsen, asfaltindustrien, Danmark*

The background for the “Binder content by ignition method” in Denmark is the wish to abide to the Danish legislation of substituting control methods using hazardous solvents with methods based on new and cleaner principles in order to avoid emission to the environment and exposure of laboratory personal to dichloromethane (or other solvents).

Through research in the last part of the 90’s it was concluded that dichloromethane, which is the “official” solvent in this field in Denmark couldn’t be substituted with another solvent or solvent system without introducing other problems. Other

chlorinated hydrocarbons like trichloroethylene had the same drawbacks as dichloromethane. Different alcohols would not extract to 100 % the binder and would be highly flammable introducing fire hazards. Some ethers could extract the binder totally, but would also be very high risk material from a fire hazard point of view and even introduce the risk of formation of explosive components (perethers). Aromatic solvents would apart from the fire hazard in some cases introduce toxic material. Supercritical extraction for instance with carbon dioxide was theoretical possible but not economical feasible.

Inspired by the SHRP project in USA in the early 90's ovens for ignition testing of asphalt materials became increasingly commercial available in the late 90's. The manufacturers normally supplied a procedure of their own alongside delivery of an oven, and even early experience with the SHRP procedure gained through a Danish subsidiary company in south east US led us to believe that the SHRP-method was sufficiently well-defined. A small joint task group consisting of both road authorities and industry was established and it put forward a preliminary test procedure , AM-1, based on Danish and US experience. The procedure has been in use since 1998 on a routine basis in many laboratories - not only for internal production control but also for external documentation of product compliance with specifications.

The conclusions are:

- € the ignition method with respect to binder content has the same (or perhaps better) ability of determining the "true" target value and
- € the ignition method generally speaking has the same or even better precision data compared with the traditional extraction method.
- € there is no systematic difference between aggregate gradation determined by wet sieve analysis on aggregate from the ignition method compared to the extraction method
- € differences between the two results are insignificant when compared to the combined overall precision of sampling followed by sieve analysis.

Den eviga asfaltbeläggningen mot utmattning

J. Pihlajamäki, Finland

Den tunga trafiken och dess ständigt fortgående ökning spelar en betydande roll för utvecklingen av vägars nedbrytning. Den maximalt tillåtna bruttovikten och axellaster för lastbilar har haft en växande utveckling i senaste årtionden och har också den samma tendensen i framtiden. I dag är den tillåtna bruttovikten 60 ton och möjligheten till ytterligare höjningar upp till 75 ton diskuteras inom transportsidan i EU.

När trafikbelastningen ökar ständigt, måste vägar också ha mera kapacitet mot belastningen. Vägar bör dimensioneras så, att trycket orsakat av tung trafik i obundna lager är begränsat till sådan nivå att permanent deformation i dessa lager stannar inom limiterade värden. Beläggningens töjning måste begränsas så, att vägen kan bärta de antalet belastningar som är approximerat i dimensioneringsperiod

Vägkonstruktioner kan jämföras genom att bestämma den relativa livslängden för båda konstruktioner baserad på responsmätningar. Vid den samma töjningsnivån skulle testkonstruktionen bärta 100 gånger mera belastning än referenskonstruktionen. Nu var töjningsnivån av testöverbyggnaden bara 50 % från töjningen i

referensöverbyggnaden. Det betyder, att med dessa (olika) tjokleker skulle testkonstruktionen bärä över 10000 mera belastning än referenskonstruktionen.

Vid HVS-NORDIC test var den relativa livslängden av testkonstruktionen 30 gånger större än den av referenskonstruktionen bestämd för lika tjocka asfaltbeläggningar.

Konstruktionkostnader av testbeläggningen var vid årets 1998 prisnivå 10 % större än den av referensbeläggningen och vid årets 2000 prisnivå var konstruktionskostnader likadana.

Man kan säga, att med samma pris kan vinnas tiofals mera livslängd mot utmattningen genom att använda materialets egenskaper, kapacitet optimalt. Man kan få mera möjligheter för vägens underhåll och rehabilitering, också lättåtgärder (fräsning, tunna ytbehandlingar), om man har tillräckligt kapacitet i asfaltbeläggningens undre lager.

Forslag til arbejdsprogram verdr. registrering af slitage på det færøske vejnet

Boði Haraldson, stadsingeniør Thorshavn, Færøerne

Debatten om problematikken vedrørende slitagen at det færøske vejnet været aktiv de seneste mange år, dog uden at man fra politisk side er kommet til en brugbar konklusion. Og årsagen til den såkalte 'manglende vilje' - at få debateret fakta vedrørende brugen af pigdæk - ligger nok til grund for manglende data for behandlingen at et sådant omfattende emne.

For at få sat gang i debatten om brugen af pigdæk begrundet på objektive fakta, vil det færøske udvalg på vegne af udvalg 33 komme med et forslag til videreudarbejdelse af igangværende FoU rapport om friktionsdæk. Som en forsmag til denne opfordring vil de færøske repræsentanter præsentere de undersøgelser, som p.t. er i gang på det færøske vejnet.

Man konkluderer, at nødvendige datamateriale for registrering af pigdæks-slitage på de kommunale veje i Tórshavn er mangelfuld. Man fra vejmyndighedernes side i hovedstadsområdet vurderer, at det samlede forburg af pigdæk undgør ca. 35% af den samlede bilpark. Disse tal skal givetvis tages med et vist forbehold, men det antyder en vis indikation.

Der bør også lægges vægt på forbruget af det færøske vejnet idet der er ca. 442 køretøjer pr. 1000 indbyggere på Færøerne – hvilket svarer til et relativt højt tal i forhold til andre nordiske lande

På baggrund af mere nøjagtig data og med hjælp af presenterede kort af kommunens asfaltplaner, skal der fremgå hvor lang levetiden er for de enkelte slidlag. (Generelt siger man på Færøerne at levetiden for et slidlag bør være mindst 8-10 år, men dette afhænger af en masse forudsætninger som f. eks. vejens opbygning og materialer, vejens årlige trafikbelastning i vægt og tal samt klimaets miljø)

Af konkrete målinger kann nævnes:

1. Slitage på tunnelsåbninger for at kunne konstatare forskel mellem våd og tør vejbelægning.
2. Registreringer (trafiktælling og slitageregistrering) i byområde med forskellige slidlag.
3. Vejens fysiske rammer: hældning og tværsnit – vejkryds eller ligevej
4. Forbrug af salt til vintertjeneste.
5. Hvordan bliver målingerne udført:

- 5.1. Fotografering med digitalt kamera
- 5.2. Måling af spordannelse
- 5.3. Andet

6. Redegørelse for pigdæksforbrug:

Redegørelse for gældende regler for antal af pigge pr dæk. Et fælles ønske fra vejmyndighederne er at få genindført bekendtgørelsen om begrænset brug af pigdæk, idet der ikke er nogen bekendtgørelse gældende i dag. På sigt må man så fra politisk side tage endelig stilling om brugen af pigdæk bør justeres med henblik på 'brugerbetaling' eller om der skal fokuseres på andre 'frikitions dæktyper'.

Metylenblått - en testmetod för att mäta omvandlingsgraden av bergmaterial ämnat för konstruktioner.

Porbjörg Hólmeirsdóttir, Islands Universitet, Ísland

Stenmaterialer är asfaltbeläggningars huvudbestårdsdel och deras egenskaper, speciellt bergart och kornform, är avgörande för slitlagrets beständighet. Internationellt forsknings- och försöksarbete har påvisat att stenmaterial som innehåller svällande lermineraler, t.ex. smektit, betydligt förkortar vägars hållbarhet. Dessa mineraler tillhör det som kallas omvandlings- eller vittringsmineraler. Stenmaterial kan uppfylla krav enligt erkända metoder, t.ex. AIV, ACV, 10% Fines, LA-värde o.fl., men sen visar det sig att vägen inte håller för påfrestningar av väder och trafik, i första hand på grund av variabel fuktighet och frys/tö omväxlingar. Påföljande skador kan medföra höga kostnader.

Målsättningen med detta projekt var i första hand att utveckla en metod där man använder färgade tunnslip för enkel klassificering av stenmaterial med hänsyn till vittringsmotstånd (durability) och därigenom komma bort ifrån den bristande överensstämmelsen mellan nuvarande klassificering och övriga prov på omvandling av basalt. I andra hand undersöktes till vilken grad denna klassificering återspeglar stenmaterialets frostbeständighet.

Resultaten uppvisar korrelation mellan frostbeständighet och blåvärde. Blåvärde mäter proportionen våtmineraler i stenmaterial och enligt tidigare resultat är de också mätt på andelen svällande lermineraler.

Projektets resultat leder till den slutsatsen att mätning av blåvärde i färgade tunnslip lämpar sig för klassificering av stenmaterialers kvalitet, i det minsta med hänsyn til frostbeständighet och troligtvis också dess hygroskopicitet. I fortsättningen kan man tänka sig att bestämma blåvärde i tunnslip av asfalkärnor, t.ex. när slitlager mislyckas av ukänd orsak.

Forsøksveien på Fornebu

Brit Sylte, Statsbygg, Joralf Aurstad, Sinteff, Norge

Grunneierne på Fornebu, Staten og Oslo kommune, har lagt rammeverket for en miljøbevisst utvikling av Fornebuområdet. Et av de viktigste satsingsområdene i miljøoppfølgings-programmet er maksimal gjenvinning og gjenbruk av de eksisterende massene på Fornebu.

Utviklingen av Fornebu til et framtidig byområde vil generere opp til 150.000 m³ asfalt fra gamle rulle- og taxebaner og 50.000 m³ med betong fra bygg som skal rives.

For å kunne nå det overordnede målet om maksimal gjenvinning har det derfor vært nødvending for Statsbygg å utvikle bruksområder og dokumentere egenskapene til resirkulert asfalt og betong. Det har også vært et mål å kunne bidra med innspill til utarbeidelsen av nasjonale retningslinjer for disse materialene.

Med dette utgangspunktet startet Statsbygg i 1999 et FoU-prosjekt med formål å prøve ut knust asfalt og betong som vegbyggingsmaterialer i ubundet, mekanisk stabilisert form. Prosjektet skulle kombinere grundige feltundersøkelser med undersøkelser av materialegenskaper i laboratorium. Det ble bygget en forsøkstrekning i en av de gamle rullebanene, dimensjonert for samme belastning som den planlagte nye hovedveien inn på Fornebu, Ny Snarøyvei. Målet var at resultatene skulle kunne benyttes direkte som dokumentasjon for valg av overbygning for denne veien, som Statsbygg bygger for Statens vegvesen Akershus (SVA).

Forsøksveien har nå i over to år blitt systematisk fulgt opp med felt- og labundersøkelser i samarbeid med Vegdirektoratet, SVA og SINTEF. Hos SINTEF er det utført uttesting av mekaniske egenskaper, CBR-forsøk, dynamisk treaks, fasthetsutvikling over tid, etterberegnning av lagvise E-moduler og lastfordelingskoeffisienter. Vegdirektoratet og SVA har fulgt opp med jevnlige målinger av bæreevne og spordannelse på strekningen. I notatet presenteres resultatene fra dette arbeidet.

Resultatene fra feltundersøkelsene viser at alle felt med resirkulerte materialer har høy bæreevne, liten spordannelse og god motstand mot deformasjon. Etter-beregningene av E-modul for de enkelte lag viser også at stivheten er høyere for de resirkulerte materialene enn for referansematerialialet. Laboratorieresultatene underbygger disse resultatene ved å dokumentere at de resirkulerte materialene har høy E-modul og høye verdier for elastisk grense og bruddgrense sammenlignet med naturlige materialer.

Feltmålingene viser også at den knuste betongen i løpet av 2 år har hatt en markert økning i stivhet. Den samme økningen ble påvist i laboratorium ved CBR og triaksforsøk. En direkte sammenligning av målingene viser at denne fasthetsøkningen faktisk har skjedd i tilnærmet samme takt i lab og felt.

Resultatene fra både felt og lab sammenfaller godt, og er i favør av resirkulerte materialer. De viktigste konklusjonene på bakgrunn av dette er så lang at:

- € Bærevnen er god sammenlignet med tradisjonelle materialer
- € Resirkulerte materialer har høy motstand mot deformasjon
- € Knust asfalts egenskaper oppgraderes ved tung kompaktering
- € Knust betongs egenskaper oppgraderes over tid, ikke av tung kompaktering

Modell för beräkning av temperatur i asfaltbeläggning

Åke Hermansson, VTI, Sverige

En simuleringsmodell har utvecklats för att beräkna beläggningstemperaturer. Indata till modellen är timvärdet för solstrålning, lufttemperatur och vindstyrka. Långväggig strålning ut från och in mot beläggningens yta beräknas utifrån ytans temperatur respektive luftens temperatur. Den andel utav solstrålningen som absorberas av vägytan, beräknas med hjälp av albedo. Konvektionsförsluster från vägytan till luften, beräknas utifrån windsstyrka, lufttemperatur och vägytans temperatur. Med en finit differensapproximation av värmeförslutenhetens sekvationen beräknas transporten av värme vertikalt i vägkonstruktionen.

Modellen visar temperaturfördelningen i beläggningen vid uppvärming efter 30 och 60 s. Avsalningen vid beläggningsåtgärd beräknas på liknande sätt som avsalningen efter heating. Startläget för beräkningen här ges av temperaturprofilen i vägen innan massan läggs ut. Dessutom behövs tjocklek och begynnelsetemperatur för utlagd massa. Utifrån dessa data beräknas sedan hur temperaturfördelningen i massan förändras med tiden. Modellen kan också användas vid fallviktsanalys där det är viktigt att känna till beläggningens temperatur vid bakåträkningen av styvhetsmoduler. I modellen finns också en tjälmodul så beräkningen kan drivas runt ett helt år, genom alla årstider. Själva beläggningen delas vid beräkningen in i ett stort antal skikt på djupet. Skikten kan ha var sin temperatur och temperaturberoende styvhetsmodul. Vid en belastning används dessa moduler, tillsammans med moduler för obundna lager och terrass, för att beräkna töjningar. Simuleringsmodellen inkluderar också beräkningar för terrassen. Här är det den vertikala töjningen i terrassens yta som brukar användas vid beräkning av nedbrytning. Följer man den beräknade nedbrytningen av terrassen under ett år framgår det väldigt tydligt att tjällossningen är den känsligaste perioden.

Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris 2002

Efter omröstning bland medlemmarna i förbundsutskottet utsågs Þorbjörg Hólmeirsdóttir från Island till 2002 års mottagare av Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris.

Reykjavík 2003

Holdbarhed af drænasfalt - Asfaltprøvning

Carsten Bredahl Nielsen, Vejdirektoratet, Danmark

I rapporten *Begrænsning af trafikstøj* (1998) peges der på drænasfalt som et af de potentielt mest effektive virkemidler. Ved at anvende drænasfalt i stedet for tætte belægninger opnås en betydelig støjdæmpning, men holdbarheden af drænasfalt er kortere. Miljøeffekten af drænasfalt kan derfor udvikles yderligere, hvis holdbarheden kan forbedres. Målet er at opnå størst mulig støjdæmpning i længst mulig tid.

Der er undersøgt i alt 18 forskellige drænasfalt produkter, som det fremgår af tabel 1. Alle blandinger er fremstillet i laboratoriet af de tre deltagende asfaltfirmaer og indstamped til Marshall kerner, som er anvendt til prøvningerne.

Referencematerialerne 1k (toplæg) og 11(bundlag) er identisk med dem, som er udlagt på Øster Søgade i København.

Formålet med asfaltprøvningerne er at udvikle blandinger i laboratoriet, som har en længere holdbarhed end referencebelægningen på Øster Søgade i København.

Holdbarheden er vurderet med Cantabro metoden. I alt blev 18 forskellige blandinger undersøgt; alle blandinger undtagen blanding 11 er slidlag med en maksimal stenstørrelse på 5 mm (DA5). Blanding 11 anvendes som nedre lag med en maksimal stenstørrelse på 16 mm (DA16).

Det antages, at Cantabro partikeltabet er et udtryk for de skader (rivninger), som er afgørende for levetiden, men det skal bemærkes, at holdbarheden af den udførte belægning også afhænger af andre faktorer. En variansanalyse af Cantabro partikeltabet gav følgende resultater:

- ☒ Cantabro partikeltabet efter 600 omdrejninger er sammenlignet med resultatet efter 300 omdrejninger. Ud fra disse resultater blev det konkluderet, at der ikke var nogen væsentlig forbedring ved at udføre 600 omdrejninger i stedet for 300, specielt ikke, da omfanget af prøvningen blev fordoblet;
- ☒ Blanding 11 (nederste lag) er meget forskellig fra slidlagene og gik næsten fuldstændigt i stykker under Cantabro testen. Det konkluderes, at det ikke er hensigtsmæssigt at undersøge holdbarheden af bundlag i Cantabro testen. Resultaterne for blanding 11 er derfor ikke taget med i variansanalysen.
Ældningen og vandlagringen har en signifikant effekt på partikeltabet ($F=258$)
- ☒ De forskellige blandinger har et signifikant forskelligt partikeltab ($F=179$)
- ☒ Ældningen er signifikant forskellig for de forskellige blandinger (vekselvirkning, $F=8$)
- ☒ **Det totale gennemsnitlige partikeltab er 6,9 vægt%.** I forhold til dette partikeltab er effekten af ældning for alle blandingerne i gennemsnit:

4 Nye	-2,1 vægt%
4 Ældede	+0,0 vægt%
4 Vandlagrede	+2,1 vægt%
- ☒ Blandingerne 6a, 6b, 6c, 6k og 9 er påvirket signifikant mindre af ældning og vandlagring end referenceblandingen og de øvrige blandinger. De indeholder alle en højmodificeret SBS bitumen. Blanding 6c med et reduceret hulrum (16 vol.%) er den mest holdbare af alle de undersøgte blandinger.
- ☒ De gennemførte undersøgelser viser dermed, at man opnår en god holdbarhed med en højmodificeret SBS bitumen fremstilet med en blød udgangsbitumen og et reduceret hulrum i blandingen.

Measuring electromagnetic properties of asphalt for pavement quality control and defect mapping

Timo Saarenketo, Roadscanners, Finland

This paper presents a status report on the development of electromagnetic test methods for testing asphalt pavements. The most popular methods in the field have been ground penetrating radar (GPR) and capacitance based dielectric probes.

In summer 1996, the research continued in the form of a joint project initiated by the Finnish National Road Administration, the University of Oulu and Neste Oy. The project involved testing the measurement methods in laboratories and at actual pavement laying sites in Southern and Northern Finland. In 1997, the final laboratory and field tests were completed and, as a result of these surveys, the surface reflection technique was accepted by PANK as the standard quality control method for asphalt pavements in Finland.

In the late 1990s and early 2000s, r&d work has been done to develop techniques for detecting different types of pavement defects, such as stripping, segregation and moisture barriers.

In the future, the use of the electromagnetic methods in asphalt testing will be focused more on their integrated use with other test methods such as FWD testing, videos and infrared camera data etc. A real time asphalt quality assurance method will also be a future challenge. The rapid development of computers processors also allows the use of multiple channels in GPR systems and as such coverage of wider pavement areas and allowing 3D modeling and rehabilitation design of asphalt pavements.

The best hope for the future involves three critical steps recommended by Saarenketo and Scullion in 2000: a) developing user friendly packages in order to convert GPR data along with other road survey data into information which is meaningful to pavement engineers, b) gaining and understanding of the electromagnetic properties of road materials and their relation to the moisture, strength and deformation properties, and c) provide training to the road administrations and contractors who use the GPR data as well as the staff responsible for the GPR surveys.

Stenmaterialer i asfaltbeläggningar: Frostbeständighet och nötningsmotstånd *Pétur Pétursson, Rannsóknastofnun byggingariðnaðarins, Ísland*

Över natten fryser vägytan till men tinar igen dagen efter. Dubbade bildäck orsakar ytslitage men slitaget från dubbade däck är mer när vägytan är fuktig än torr p.g.a. frys/tö cykler på saltad yta som försvagar redan uppkomna sår i beläggningen. På den sträckan som visas på bilden är vintertrafiken moderat, och i så fall har antagligen frost cyklerna större inverkan på slitagrets hållbarhet än dubbdäckslitaget även om dessa två faktorer är samverkande. Troligen är inverkan av dessa två faktorer i den grad kopplad till omständigheterna att man knappast kan fastlägga deras inbördes vikt för skadeutvecklingen på beläggningen.

- Nordtest NT BUILD 485 metoden förutsäger om stenmaterialet utstår upprepade frys/tö cykel växlingar i saltad omgivning (till exempel var man saltar gator, eller nära havet).
- Den ger ytterligare information om beständighet, som fattas i resultat fra konventionella styrke- och abrasions-provningar. Därför används metoden mycket i Island, också för bäläger, som inte behöver tåla mycket frys/tö cykel belastning.
- Genom att prova stenmaterialers abrasion och frost beständighet är det möjligt att förutsäga ganska noggrant om asfaltbetongens hållbarhet, utgående ifrån att andra delar i produktionen är i ordning (t.ex. mix-design, vidhäftning, utläggning, vältning, yttre förutsättningar etc.).
- Det kan vara svårt att noggrannt bestämma vad orsakar skada (t.ex. hjulspor) i asfaltbetong och ytbehandling.
- Vid stora trafikmängder anses dubbdäcksslitage vara den bestämmande faktor för asfaltbetongens hållbarhet. Stenmaterialets nötningsmodstånd anses vara viktig i detta sammanhang.
- Av samma anledning anses stenmaterialers nedbrytning på grund av frys/tö cykel omväxlingar vara bestämmande vid liten trafikmängd.
- Slitaget för våta materialer är högre än för torra. Frys/tö cykel beständigheten är sämre i saltvatten än färskvatten. Samtidigt finns tecken på att nötningsmodstånden blir avsevärt dåligare vid flera frys/tö cykel omväxlingar i saltvatten.
- Erfarna lirare i branchen påstår att sista vinter i Island är en av de bästa så långt man kommer ihåg angående slitage och skader i asfaltbetongen. Ändå var användning av dubbdäck ansenlig. Vädermässigt karakteriseras den av mycket få frys/tö cykel växningar, vintern var mild och gatorna saltades litet i huvudstadsområdet.
- Från ovan nämnd är det klart att det är viktigt att undersöka sammanhanged mellan frys/tö cykel påverkan och slitage i ”saltad område” för att bättre förstå hållbarheten hos svarta slitlager.

Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixtures

Rabbira Garba, Norwegian University of Science and Technology, Norge

The properties of asphalt concrete mixtures vary with their composition, temperature, and level and frequency of loading. At low temperatures, low load levels, and high frequencies, asphalt concrete materials are linearly viscoelastic with hereditary characteristics. But at high temperatures, slow loading rates, and high loads, the behavior of the material tend to be nonlinear elasto-viscoplastic.

In response to loading, both static and cyclic, asphalt concrete materials develop permanent deformation, which accumulates with time or number of load repetitions. This accumulated permanent deformation is the cause of rutting in asphalt pavements. The permanent deformation under a given loading and temperature conditions is highly influenced by the properties and proportions of the constituent materials, i.e., the binder and the aggregates, and the degree of compaction or void level.

Results of triaxial compressive creep and recovery tests on asphalt concrete specimens with varying levels of void content and binder content were analyzed. An elasto-viscoplastic model based on strain decomposition approach was used. The model, though not theoretically based, provides a convenient method for analysis of creep and recovery tests on asphalt concrete mixtures. A simple index, which can be used for ranking mixtures in terms of their resistance to permanent deformation, was defined. The index includes parameters, which are related to over all deformation and shear susceptibility. Further tests are required to prove the validity and applicability of this index.

Sprickanalyser i asfaltprovkroppar med datortomografi

Petra Offrell, Scandiaconsult, Sverige

Sprickor uppstår i vägutan till följd av påkänningar orsakade av trafik och klimat. I många fall samverkar trafik- och klimatbelastningen och påskyndar nedbrytningsförloppet. Sprickor har inte någon direkt inverkan på trafiksäkerhet och åkomfort, förutom sprickor som är väldigt breda, t.ex. tjälsprickor. Indirekt påverkar sprickor ändå vägens funktionella egenskaper eftersom sprickbildning påverkar vägens bärighet negativt. Vatten kan tränga ner i vägkonstruktionen genom sprickorna och påverka de obundna konstruktionslagrens bärighet, vilket resulterar i en accelererad nedbrytning av hela vägkonstruktionen.

Datortomografi är en metod som kan visa inre strukturer i ett material. Det är en icke-förstörande provningsmetod som utvecklats för medicinska tillämpningar. Vid ett färlitligt tillfälle har datortomografi använts för att studera inre strukturer i asfaltprovkroppar. En tomografiutrustning för att studera asfalt utvecklades i ett SHRP-projekt i början av 1990-talet. Syftet med den här studien var att utvärdera datortomografi, som en metod för att studera vertikal sprickgeometri i asfaltprovkroppar. Avsikten var dessutom att studera var i asfaltlagret sprickorna uppkommer och hur de propagerar vertikalt. Studien ingår i ett doktorandprojekt med syfte att ta fram nya, och utvärdera befintliga, metoder för sprickmätning och sprickanalys både på ytan och inuti asfaltbeläggningar. Projektet finansierades av Vägverket via CDU (Centrum för forskning och utbildning i drift och underhåll av infrastruktur).

- € Datortomografi är en metod som gör det möjligt att analysera inre sprickstrukturer i asfaltprovkroppar. Det är en oförstörande metod vilket

innebär att provkropparna kan användas i andra laboratorieförsök efter det att de undersöks med datortomografi. Testerna är dock mycket tidskrävande.

- € Med den provkroppsdiamentet som användes i testerna, 100 mm, är den aktuella utrustningen begränsad till att fånga sprickor med en bredd lika med 0,2 mm eller större. Sprickorna i provkropparna från vägsektionen i fält var alla bredare än 0,2 mm i ytan. Det är dock möjligt att de är smalare längre ner i belägningen och att de då inte syns i tvärsnittsbilderna.
- € Studier av sprickmönster visar att sprickorna normalt finns längs med stenarna snarare än genom stenarna. Sprickmönstren är mycket lika på olika höjder i asfaltprovkroppen, men, närmre bårlagrets underkant ändrar sprickan plötsligt form och förgrenar sig, förmodligen p.g.a. att detta lager inte håller ihop lika bra som de två slitlagren.
- € I fem av de sjutton undersökta provkropparna återfinns sprickor endast i ytan. Dessa sprickor antas därför ha initierats i ytan. I åtta av provkropparna finns sprickor synliga på olika djup men ej i det gamla slitlagret. Det är därför mycket som talar för att sprickorna i det nya slitlagret har initierat i ytan. Det kan dock inte uteslutas att en mycket tunn spricka, mindre än 0,2 mm, förenar sprickorna i ytan med dem återfunna i det bundna bårlagret.

Studierna som beskrivits i Offrells artikel är utförda på ett begränsat antal provkroppar och innehåller mycket tunna sprickor. För att vidare utvärdera användbarheten av datortomografi för vertikal sprickanalys bör ett större antal provkroppar undersökas.

Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris 2003

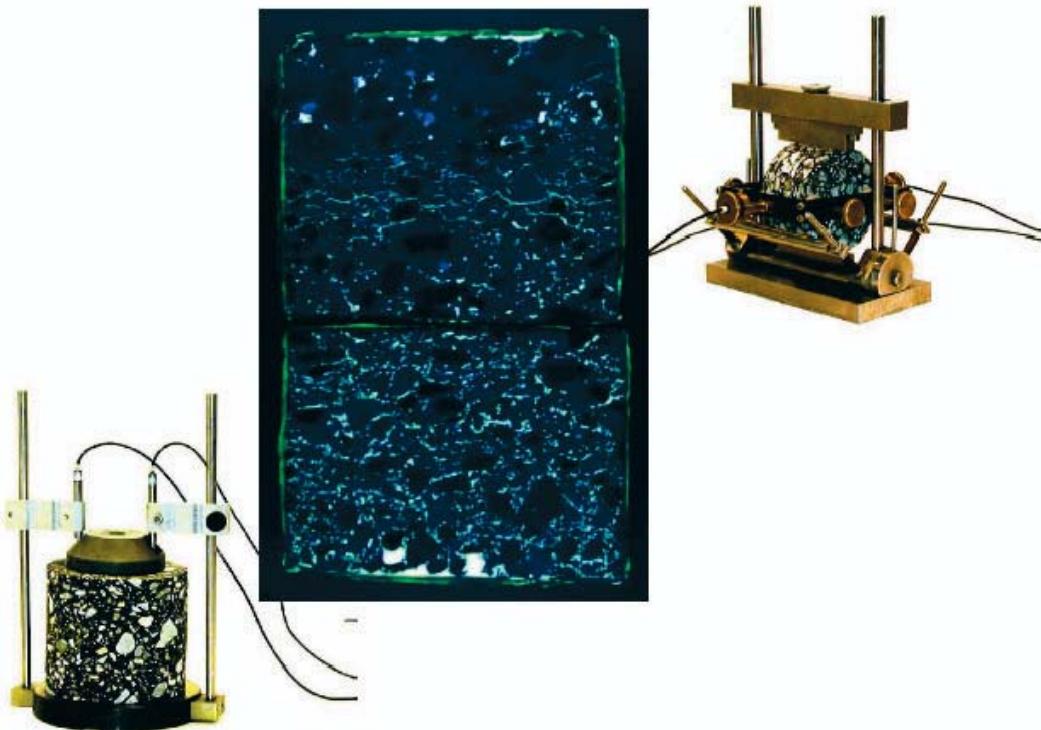
Efter omröstning bland medlemmarna i förbundsutskottet utsågs Pétur Pétursson från Island till 2003 års mottagare av Asfaltutskottets forsknings- och utvecklingspris.

**2. FORSKNINGSPROJEKT SOM
PRESENTERATS VID FÖRBUNDS-
UTSKOTTSMÖTET I TROMSØ 2001**

Stabilitet og holdbarhed af danske asfaltbelægninger

Nordisk Vejteknisk Forbund - udvalg 33

**Tromsø, Norge
1 - 3. juli 2001**



Akademiingenør, Jørn Raaberg
Materiale- og miljøafdelingen
Vejteknisk Institut
Vejdirektoratet
Danmark

Stabilitet og holdbarhed af danske asfaltbelægninger

11. Indledning

I 2000 afsluttede Vejteknisk Institut i samarbejde med 4 amtskommunale vejbestyrelser et større forskningsprojekt. Formålet med projektet var at opnå et grundlag for vurdering af stabilitet og holdbarhed af eksisterende asfaltbelægningsopbygninger.

Denne artikel omhandler vurdering af stabilitet (resistens mod permanente deformationer) og holdbarhed (resistens mod vandfortrængning) af 10 udvalgte observationsstrækninger, som stod overfor slidlagsfornyelse, og som havde sporkøring hovedsageligt stammende fra asfaltbelægningen. Fra disse observationsstrækninger blev der udtaget prøver til laboratorieundersøgelser i form af borekerner dels i hjulsporene og dels mellem hjulsporene af hele asfaltbelægningen.

De 10 observationsstrækninger er fordelt på 3 vejkategorier, som følger:

- € 2 motorvejsstrækninger med en ÅDT > 20.000
- € 7 hovedlandevejsstrækninger med en ÅDT mellem 6.000 og 12.000
- € 1 landevejsstrækning med en ÅDT < 4.000

For at undersøge om forskellige observationstrækninger ud fra deres holdbarhed og stabilitet kan klassificeres, som egnede belægningstyper til de 3 vejkategorier: Motorvej (M), hovedlandevej (Hldv) og landevej (Ldv), blev følgende laboratorieforsøg udført:

- € Materialeoversigt.
- € Holdbarhedstest, hvor de enkelte asfaltlags modstand mod vandfortrængning undersøges.
- € Dynamisk krybetest, hvor asfaltbelægningsopbygningens modstand mod permanent deformation undersøges.
- € Planslib til undersøgelse af asfaltbelægnings strukturelle opbygning.

2. Materialeundersøgelse

Til underbyggelse af resultaterne fra den dynamiske krybetest, holdbarhedstesten og planslibene blev materialeoversigten bestemt af belægningsopbygningerne (de 3-4 øverste asfaltlag). Til materialeundersøgelsen blev der anvendt borekerner fra observationsstrækningerne udtaget i og udenfor hjulsporene. De enkelte lag blev adskilt ved skæring, og følgende materialeundersøgelser blev udført for hvert lag af belægningsopbygningerne:

- € Densitet efter SV 30.1-1985 bestemt i og udenfor hjulspor
- € Bitumenindhold udført på Strassentesteren efter prVI 30-13:1998
- € Blødhedspunkt k og r efter SV 10.1-1985 på genindvundet materiale
- € Penetration efter SV 10.2-1985 på genindvundet materiale
- € Kornkurve udført på Strassentesteren efter prVI 30-13:1998 på ekstraheret materiale
- € Stendensitet efter SV 20.2-1985 på ekstraheret materiale

Ud fra materialeoversigten og densiteterne er de enkelte lags hulrumsindhold samt bitumenfyldningsgrad beregnet efter SV 30.1-1985.

I tabel 1 ses udvalgte værdier fra materialeundersøgelsen fra 3 af de 10 observationsstrækninger.

Materiale		Borekerner			Bitumen	
		Beregnet hulrum				
Strækning	Type	I hjulspor (vol-%)	Mellem hjulspor (vol-%)	Bitumen- fyldning (vol-%)	Indhold (vægt-%)	Penetration (1/10 mm)
	ABS	4,1	3,4	81	6,6	65
M 11	GAB	4,6	4,5	74	5,5	41
	GAB	5,2	5,9	65	4,9	40
	AB	3,9	5,2	71	5,0	101
Hldv 125	GAB	3,4	5,4	71	5,1	109
	GAB	2,1	2,7	84	5,5	122
	AB	1,8	1,4	89	5,1	146
Ldv 608	GAB	5,6	7,1	62	4,8	50
	AB	10,9	9,1	52	4,8	25

Tabel 1 Udvalgte data fra materialeundersøgelse af prøver udtaget fra 3 af de 10 observationsstrækninger.

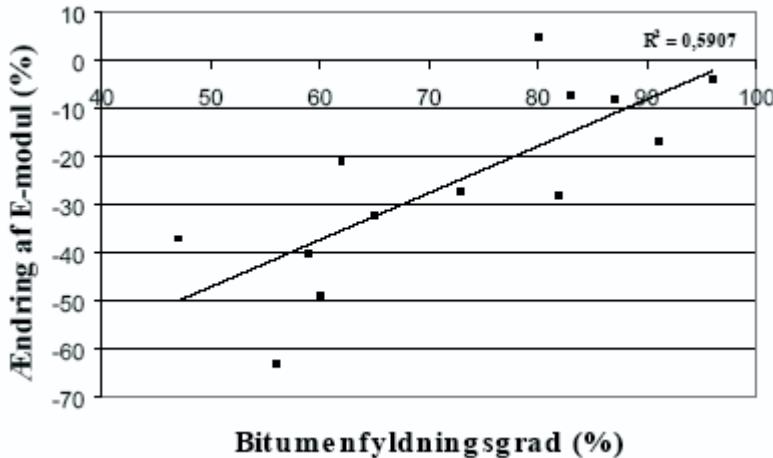
Det ses i tabel 1, at for strækning 125 lag 2 kan konstateres stor forskel i det beregnede hulrum mellem borekerner udtaget i og mellem hjulspor, hvilket indikerer sporkøring i dette lag. Desuden ses det, at strækningerne 125 og 608 indeholder asfaltlag med en relativ høj penetration, svarende til et blødere bindemiddel. For en landevejsstrækning som 608 er dette normalt, da trafikken ifølge de anvendte vejregler på netop denne vejtype ikke fordrer en hård type bindemiddel. Medens det for hovedlandevejsstrækning 125 kan være kritisk pga. risiko for sporkøring, da intensiteten af trafikken her er højere.

3. Holdbarhedstest (Vandfortrængning)

Metoden, der normalt anvendes i Danmark til at bestemme modstanden mod vandfortrængning af et stenmateriale og en bitumen, er den såkaldte rulleflaskemetode. Denne metode tester kun en bestemt fraktion af stenmaterialet og siger ikke noget om selve asfaltblandingens egenskab. I dette projekt har Vejteknisk Institut anvendt en metode, hvor selve mixen testes.

Holdbarhedstesten udføres ved at bestemme E-modulet ved hjælp af The Nottingham Asphalt Tester (NAT) [1] på enkelt lag fra 100 mm borekerner både før og efter, at prøvelegemerne har været utsat for varierende vand- og temperaturpåvirkning [2]. Der gøres opmærksom på, at det udelukkende er asfalt lag med en lagtykkelse større end 30 mm, der er blevet undersøgt, da prøvningsmetoden foreskriver en minimumslagtykkelse på 30 mm.

Resultatet fra holdbarhedstesten angivet som middel ændringen af E-modulet i procent kan ses i figur 1.



Figur 1 Resultater fra holdbarhedsundersøgelse af prøver udtaget fra observationsstrækningerne.

Det kan være hensigtsmæssigt at opdele materialerne efter deres ændring af E-modulet ved vand- og temperaturpåvirkning som følger:

- ✉ God modstand mod vandfortrængning: Δ ændring af E-modul $\leq 20\%$
- ✉ Mindre god modstand mod vandfortrængning: $20\% < \Delta$ ændring af E-modul $\leq 40\%$
- ✉ Dårlig modstand mod vandfortrængning: Δ ændring af E-modul $> 40\%$

Holdbarheden af de asfaltlag med en lagtykkelse mindre end 30 mm kan med fordel vurderes ud fra bitumenfyldningsgraden efter følgende kriterier:

- ✉ God modstand mod vandfortrængning: Bitumenfyldning $\geq 80\%$
- ✉ Mindre god modstand mod vandfortrængning: $60\% \leq \text{Bitumenfyldning} < 80\%$
- ✉ Dårlig modstand mod vandfortrængning: Bitumenfyldning $< 60\%$

4. Dynamisk krybetest

For at belyse belægningernes tendens til sporkøring blev der udtaget prøver i form af borekerner med en diameter på 150 mm af den fulde asfaltbelægningsopbygning uden for hjulsporene. Ved anvendelse af borekerner udtaget mellem hjulsporene opnår man tilnærmelsesvis en materialestruktur og egenskaber, som da materialet blev udlagt, pga. trafikintensiteten i disse positioner regnes for at have været ubetydelig. Der vil dog være sket en naturlig hærdning af bindemidlet, som vil have indflydelse på belægningens sporkøringsegenskaber.

Der blev foretaget dynamisk krybetest efter FAS Metod 468-97 [3] på fuld belægningsopbygning af de øverste 3-4 asfaltlag.

Resultaterne fra den dynamiske krybetest fra 3 af de 10 observationsstrækninger kan ses i tabel 2.

Vejstrækning	Krybehastighed ($\mu\text{e}/\text{puls}$)	Total tøjning ($\mu\text{e}/$)	ÅDT	Æ10
			(1999)	(1999)
M 11	3,0	24.695	24.432	1466
Hldv 125	7,5	+	6.500	399
Ldv 608	1,5	12.614	3.531	213

+ Tertiært flow før 3600 pulser

Tabel 2 Resultater fra dynamisk krybetest udført på belægningsopbygninger fra 3 af de 10 observationsstrækninger.

Ud fra resultaterne af den dynamiske krybetest kan observationsstrækningerne med fordel opdeles i følgende kategorier:

- € God resistens mod permanent deformation: Krybehastighed $\leq 2,0 \mu\text{e}/\text{puls}$.
- € Mindre god resistens mod permanent deformation: $2,0 \mu\text{e}/\text{puls} < \text{Krybehastighed} \leq 4,0 \mu\text{e}/\text{puls}$
- € Dårlig resistens mod permanent deformation: Krybehastighed $> 4,0 \mu\text{e}/\text{puls}$.

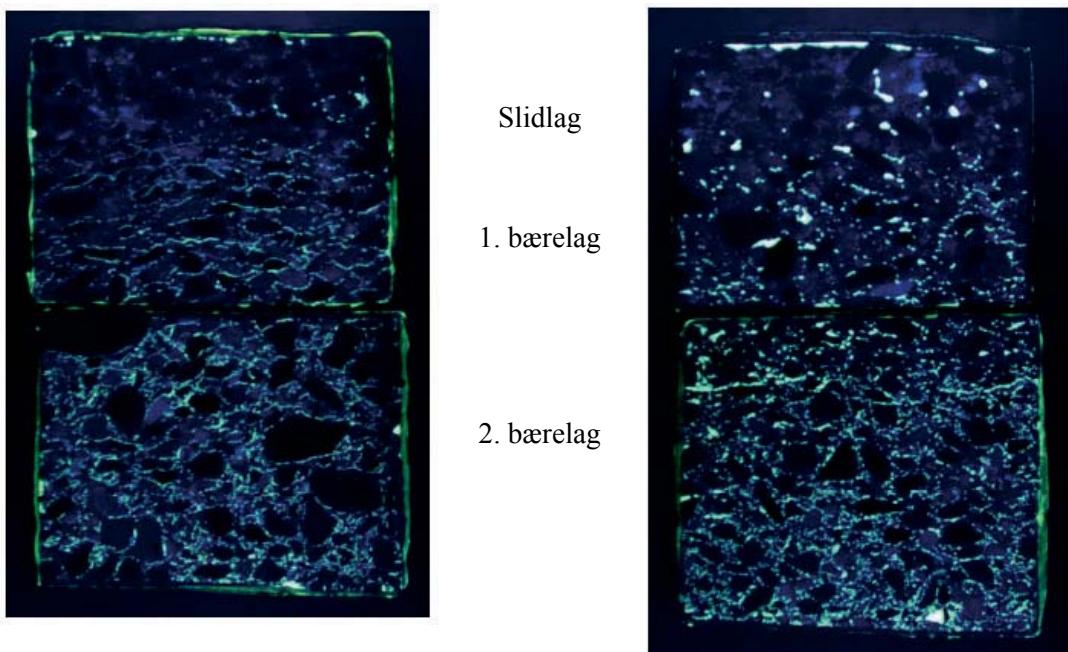
Af tabel 2 ses det, at for landevejsstrækning 608 er anvendt en belægningsopbygning med gode sporkøringsegenskaber, hvilket ikke er teknisk optimalt, da trafikmængden/trafikbelastningen er relativ lav. Hvorimod der er anvendt en belægningsopbygning for motorvejsstrækning 11 med middel gode sporkøringsegenskaber, hvilket ikke er teknisk optimalt, da denne strækning er utsat for relativ store trafikmængder/trafikbelastninger. Desuden er asfaltmaterialerne på hovedlandevejsstrækning 125 ikke tilstrækkelige sporkøringsresistente i forhold til den aktuelle trafikbelastning/trafikmængde.

5. Planslib

Vejteknisk Institut har i mange år anvendt tynd- og planslib i forbindelse med opklaring af skadessager. Ved hjælp af disse metoder har det i flere tilfælde været muligt at finde årsagen til, at en belægning er gået i stykker/under nedbrydning, hvor de gængse metoder ikke har kunnet give en årsag til problemet. Specielt vedsporkøring af en vejbelægnings asfaltlag vil de hulrum, der er indbygget i belægningen formindskes, ændre form og/eller orientering og ofte kunne ses som perler på en snor. I dette projekt er teknikken anvendt for at kunne observere i hvilke lag, man har kunnet registrere en eventuel sporkøring. Fra hver obsservationsstrækning er der lavet planslib af 3 borekerner (1 mellem hjulsporet og 2 i hjulsporet), hvorpå der er blevet foretaget en hulrumsanalyse til bestemmelse af følgende parametre:

- € Samlet indhold af hulrum i vol-%.
- € Størrelse og fordeling af hulrumssnit.
- € Form af hulrum, udtrykt ved en formfaktor (beskriver afvigelse fra cirkelform - 100 angiver cirkel og 0 angiver linjeform).

Et eksempel på planslib fra en udvalgt observationsstrækning kan ses i figur 2 og 3.



Figur 2 Hulrumsfordeling i borekerne udtaget i hjulspor.

Figur 3 Hulrumsfordeling i borekerne udtaget mellem hjulspor.

Af figur 2 og 3 kan der observeres en hulrumsomlejring i det øverste bærelag for borekernerne udtaget I hjulspor sammenlignet med den respektive borekerne udtaget mellem hjulspor, hvilket indikerer at sporkøringen er opstået i det øverste bærelag. Dette betyder, at ved en senere reparation bør man fjerne både slidlag og øverste bærelag for at undgå yderligere sporkøring i vejbelægningerne.

Resultatet fra hulrumsanalyse af planslibene fra udvalgte observationsstrækninger kan ses i tabel 3.

Ved at foretage en sammenligning mellem tallene for formfaktoren i tabel 3 kan man få et overblik over i hvilke lag, der muligvis er problemer med sporkøring. Det har vist sig, at der sker en sammenpresning (tallet for formfaktor bliver mindre) i enkelte tilfælde, hvor laget ikke er sporkøringsresistent. I de viste tilfælde skulle der således være problemer med strækning 11's og 608's øverste lag. Ved både tallene for formfaktoren og for hulrummet skal det dog bemærkes, at antallet af undersøgte planslib (borekerner) er noget begrænset.

Vejstrækning		Hulrumsindhold (%)		Formfaktor	
Sektion	Materialetype	I hjulspor	Mellem hjulspor	I hjulspor	Mellem hjulspor
M 11	ABS	1,4	0,5	58	73
	GAB	5,5	3,0	57	59
Hldv 125	AB	0,9	1,7	65	66
	GAB	3,3	3,8	55	57
	GAB	4,2	5,4	55	57
Ldv 608	AB	2,0	1,2	65	75
	GAB	5,8	7,9	57	58

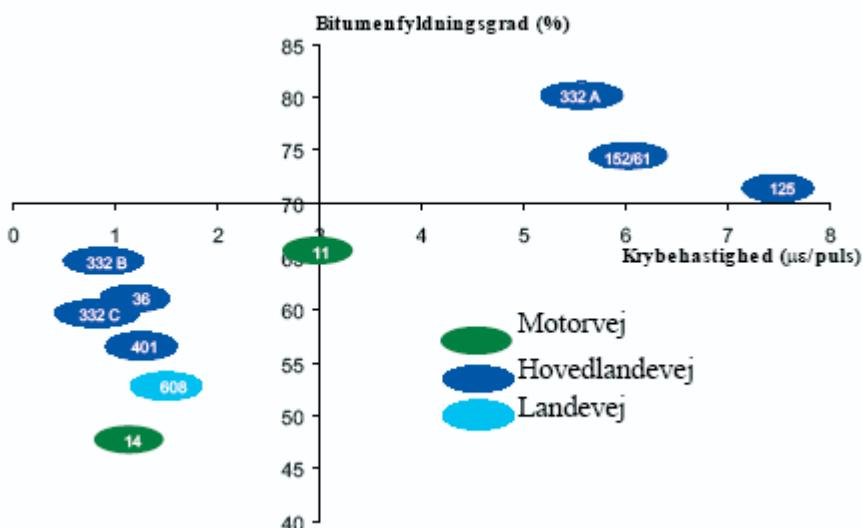
Tabel 3 Udvalgte data fra hulrumsanalyse af planslib fra prøver udtaget fra 3 af de 10 observationsstrækninger.

6. Diskussion

En sammenligning mellem data fra materialeundersøgelsen og de udførte krybeforsøg viser, at for de strækninger, hvor der er anvendt bløde bindemidler, ser man en tilsvarende høj krybehastighed. Hvis trafikbelastningen er høj på den pågældende strækning, vil man kunne få problemer med sporkøring. Det valgte stenmateriale og kornkurven vil også have indflydelse på stabiliteten af belægningen.

Den anvendte metode til bestemmelse af holdbarhed (vandfortrængning) har vist, at det er muligt at kunne differenciere mellem de undersøgte asphaltmaterialer. Ved en sammenligning mellem data fra materialeundersøgelsen og holdbarhedstesten ses, at asphaltmaterialer med høj indbygget hulrum har en mindre holdbarhed end asphaltmaterialer med et mindre indbygget hulrum, og asphaltmaterialer med et højt bitumenindhold har en bedre holdbarhed end asphaltmaterialer med et mindre bitumenindhold.

I nedenstående figur 4 er sammenhængen mellem holdbarhed og stabilitet for de 10 observationsstrækninger vist, som krybehastigheden bestemt ved dynamisk krybeforsøg som funktion af bitumenfyldningen af det asphaltlag i belægningsopbygningen med den laveste værdi.



Figur 4 Karakterisering af observationsstrækninger mht. stabilitet (krybehastighed) og holdbarhed (bitumenfyldningsgrad).

Figuren understøtter, hvad der fremhæves i afsnittet vedrørende krybningsforsøgene. Belægning på landevejsstrækning 608 er valgt med gode sporkøringsegenskaber, men dårlig holdbarhed, hvilket ikke er teknisk optimalt vurderet ud fra den aktuelle trafikbelastning. Mens motorvejsstrækning 11 er valgt med mindre gode sporkøringsegenskaber, til trods for at trafikbelastningen her er relativ høj. Belægningerne 125, 152/61 og 332A er også valgt med asphaltmaterialer med for ringe sporkøringsegenskaber set i relation til den aktuelle trafikbelastning.

Det bør dog stærkt pointeres, at de i artiklen beskrevne klasser vedrørende sporkøringsegenskaber og holdbarhedsegenskaber ikke er egnet til mix design, hvor laboratoriefremstillede prøvelegemer anvendes. De nævnte klassificeringer er udelukkende relevante når en eksisterende vejbelægning skal repareres. De relative simple prøvninger kan bidrage til at klarlægge, om det er rentabelt evt. at fjerne ét eller flere asphaltlag før et nyt asphaltlag udlægges.

7. Konklusion

I perioden 1997-2000 blev 10 udvalgte eksisterende afsaltbelægnings sporkørings- og holdbarhedsegenskaber undersøgt i laboratoriet ved hhv. dynamisk krybetest og vandfortrængningsforsøg for derved at kategorisere belægningernes resistens mod sporkøring og vandfortrængning.

De 10 observationsstrækninger er blevet klassificeret efter de undersøgtes materialers vandfortrængningsegenskaber ud fra ændring af E-modul ved vand og temperaturpåvirkning. Her er følgende klassificering anvendt:

- ✉ God modstand mod vandfortrængning: Δ Endring af E-modul $\leq 20\%$
- ✉ Mindre god modstand mod vandfortrængning: $20\% < \Delta$ Endring af E-modul $\leq 40\%$
- ✉ Dårlig modstand mod vandfortrængning: Δ Endring af E-modul $> 40\%$

For asfaltlag med en lagtykkelse mindre end 30 mm er de 10 observationsstrækninger blevet klassificeret efter bitumenfyldningsgraden af de enkelte asfaltlag som følger:

- ✉ God modstand mod vandfortrængning: Bitumenfyldning $\geq 80\%$
- ✉ Mindre god modstand mod vandfortrængning: $60\% \leq \text{Bitumenfyldning} < 80\%$
- ✉ Dårlig modstand mod vandfortrængning: Bitumenfyldning $< 60\%$

Ligeledes er der foretaget en klassificering efter strækningernes sporkøringsegenskaber ud fra krybehastigheden bestemt ved dynamisk krybetest. Følgende klassificering er anvendt:

- ✉ God resistens mod permanent deformation: Krybehastighed $\leq 2,0 \mu\text{e}/\text{puls}$ for motorveje og tungt trafikerede hovedlandeveje.
- ✉ Mindre god resistens mod permanent deformation: $2,0 \mu\text{e puls} < \text{Krybehastighed} \leq 4,0 \mu\text{e}/\text{puls}$ for hovedlandeveje.
- ✉ Dårlig resistens mod permanent deformation: Krybehastighed $> 4,0 \mu\text{e}/\text{puls}$ for landeveje.

Med denne inddeling kunne det konstateres, at der for nogle af de undersøgte observationsstrækninger, var valgt asfaltmaterialer, der ikke var tekniske optimale set i relation til de aktuelle trafikbelastninger/trafikmængder.

En tilstandsvurdering som beskrevet i denne artikel er første trin i en optimal vedligeholdelsesstrategi for eksisterende asfaltbelægninger. Dette værktøj giver en vurdering af, hvordan asfaltbelægningens tilstand er her og nu. Tilstandsvurderingen giver hermed et godt grundlag for det efterfølgende valg af reparationsmetode, der kan forlænge belægningens levetid mest muligt ved brug af færrest muligt ressourcer.

Referencer

- [1] BSI, DD 213:1993, Draft for development, Technical Committee B/510.
- [2] Lottman, R. P., Predicting Moisture-induced damage to asphalt concrete, Field evaluation, National Cooperative Highway Research Program, Report 246, Transportation Research Board, May 1982
- [3] Bestämning av deformationsresistens med dynamisk kryptest, FAS Metod 468-97.

FINNISH RESEARCH PROGRAMME ON ENVIRONMENTAL HEALTH SYTTY

ENVIRONMENTAL AND OCCUPATIONAL HEALTH RISKS OF RECYCLED MATERIALS IN ASPHALT PRODUCTION

Researchers

Pirjo Heikkilä, Virpi Väänänen, Mervi Hämeilä, Finnish Institute of Occupational Health (FIOH), Helsinki

Petri Peltonen, Asko Saarela VTT Building and Transport, Infrastructure and Environment, Espoo

1 INTRODUCTION

Background

The project presented in this paper belongs to the *Finnish Research Programme on Environmental Health 1998 - 2001* (SYTTY) co-ordinated by Academy of Finland. The total budget of SYTTY is abt. 8 million Euros, and 46 projects participate in SYTTY. Research groups from seven universities and seven research institutes are involved. The funding is shared among the projects on the *indoor air quality* (29 %), *environmental and occupational chemicals* (28 %), *urban air and fine dust particles with social aspects of environmental health* (29 %) and the others e.g. *drinking water and food quality* (14 %). The topic of our project is environmental and occupational health risks of recycled materials in asphalt production. The project will be finished at the end of the year 2002.

Occupational risks are not known

Waste utilisation is under intensive development work in all European countries. The goal of the EU's waste management is to decrease waste formation and to increase the recycling and utilisation of wastes primarily as materials and secondly as a source of energy. E.g. according to EU directive 94/64/EC, 50-65 % of all packing wrapping materials must be exploited and recycled. The deadline for this directive is in the middle of 2001. At the moment only 2000 tons of the total 90.000 tons of plastic packings are recycled in Finland.

Recycling should be accomplished in a way, which does not cause new occupational and environmental hazards. There are increasing efforts to use waste materials in road construction. Pilot studies of recycled materials have shown that technically these products e.g. waste plastics, hematite /1/ and coal fly ash may be used in road paving. The environmental and occupational health risks of these products are not, however, known. When the production temperatures are higher, the un-known thermal decomposition and reaction products of recycled materials may be formed.

The Naantali energy plant burns coal about 0,6 million t/a. Amount of coal fly ash in Naantali is 0,07 million t/a. Coal fly ash is stored in large silos (Fig.1).

Objectives

Objectives of the study are following:

- to study effects on the environment and working conditions with inorganic and organic recycled materials which are technically suitable for road paving
- determination of environmental diffusion of waste compounds in water e.g. solubility of heavy metals
- recognition and quantification of hazardous compounds in emissions of asphalt mixtures containing selected inorganic or organic recycled materials
- occupational inhalation and dermal exposure measurements at paving sites
- assessment of environmental and occupational risks with the ultimate goal to produce data for paving companies and authorities to create instructions and regulations
- to suggest improvement by machines

This paper will present methods and results of diffusion tests and the exposure measurements carried out in the laying (Fig. 2) and in remixing (Fig. 3) of stone mastic asphalt (SMA) containing lime (NLF) and coal fly ash (CFA) as a filler.



Fig.1. View of a storage silo of coal fly ash from the Naantali energy plant in Finland /2/.

2. Materials and methods

2.1. Methods for diffusion testing

Diffusion testing means acceptable environmental water solubility of solid materials. Diffusion testing is carried out based on the Dutch diffusion test (NEN 7343) where leaching of inorganic impurities from solid materials e.g. from coal fly ash in the asphalt concrete can be measured. In the test, the compacted asphalt concrete sample or the core sample is stored for 64 days in the acidified water. The water soluble impurities are measured cumulatively during the test. The final results are evaluated based on the environmental water solubility limits of the test. When going under the limits, the material in this case coal fly ash can be exploited continuously in asphalt concretes.

2.2. Assessment of occupational health risks

Occupational exposures of workers were surveyed in laying of the following mixtures during paving seasons in 1999-2000:

- SMA containing coal fly ash as a filler
- SMA containing lime as a filler
- SMA containing coal fly ash (REM-techniques)
- SMA containing lime (REM)
- conventional asphalt concrete (AC/REM)

In remixing of SMA mixtures the liquid gas (LG), and in remixing of AC, fuel oil (FO) was used for heating.

Effects of coal fly ash on working environment were evaluated by measuring inhalation and dermal exposures of asphalt workers: paver operator, heater machine operator in REM, screedman, shoveller man, roller driver and traffic controller. Exposure to carcinogenic compounds by monitoring urinary concentration of 1-pyrenol and symptoms of workers were surveyed.

The concentrations of following air impurities were monitored: inhalable dust, bitumen fumes, bitumen vapours, vaporous and particulate polycyclic aromatic hydrocarbon; (PAH) compounds.

The methods used for evaluation of exposures were as follows:

- inhalable dust: teflon filters, gravimetry
- bitumen fumes: teflon filters, Fourier Transform Infrared Spectroscopy (FTIR)
- bitumen vapours: XAD-2 –tubes, gas chromatography (GC)
- vaporous and particulate PAHs: high pressure liquid chromatography (HPLC)
- carbon monoxide, nitrogen and sulphur oxides: Dräger tubes
- 1-pyrenol in urine samples: HPLC
- survey of experienced symptoms by a questionnaire.



Fig.2. Working during the normal laying of SMA from field exposure survey in 1999 /2/.



Fig.3. Renewing of SMA by the REM-techniques with liquid gas IR-heating system from field exposure survey in summer 2000 /3/

3 RESULTS

3.1 Environmental and technical results

3.1.1 Solubility of coal fly ash from asphalt concrete

Contents of SMA 18 in water solubility test was following: bitumen content (B70/100) 6,0 %, coal fly ash content 10 % in aggregate. Topcel fibre granule content was 0,4 %. In the diffusion test the sample was stored for 64 days in water. Diffusion of the elements, leaching out of the sample, was calculated as an amount of element in mg/m² of surface of the sample. Results of solubility, Table 1.

Table 1. Results of diffusion water solubility of core sample with coal fly ash from Kaivoksela SMA test road in survey in 1999 /2/.

Elements measured	Solubility by diffusion into water 64 d, mg/m ²	Evaluation criteria 8requirements) of diffusion mg/m ² /64d	
		Storage place 1A, without insulation continuously wet storage	Storage place 1B, without insulation partly wet storage
Arseni, As	{ 3,6	41	140
Cadmium, Cd	{ 0,7	1,1	3,8
Chrome, Cr	{ 1,7	140	480
Plumb, Pb	{ 3,3	120	400
Nickel, Ni	{ 3,3	50	170
Vanadium, V	{ 2,0	230	760
Molybdenum, Mo	{ 1,9	14	48
Quicksilver, Hg	{ 0,6	0,4	1,4

3.1.2 Temperature control during production of asphalt concrete

Temperature control during production of SMA was carried out because the temperature levels reached in production may have influence on the amounts of generated fumes. In Table 2 the control temperatures are presented for REM techniques. Results from temperature control with conventional SMA are in Table 3.

Table 2. Average temperature (°C) follow-up control of renewing of SMA/REM mass by liquid gas IR-techniques in test road in Nurmijärvi in survey in 2000 /3/.

Asphalt station	Laying from lorry	After Heater 1	After Heater 2	After Heater 3	New surface
193	192	151	237	260	133
¹ 183-208	189-195	119-182	190-270	247-282	120-147

¹variation

Table 3. Average temperature control of production of conventional SMA18 with coal fly ash in the test road Karhusaarentie-Tapiola in survey in 2000 /3/.

Temperature °C		
Asphalt concrete station ¹	Laying from lorry ¹	Surface of SMA ²
209	210	170
203	195	164
202	199	165
202	202	165
202	204	160
199	200	163
206	205	170
199	201	167
193	202	167
194	195	157
185	187	156
198	200	166
198	201	163
181	184	151

¹ Temperature of mass, ² temperature after rolling

3.2 Occupational exposures

The measured concentrations of bitumen fume, total PAHs (15 identified PAH compounds), PAHs with 4-6 aromatic rings (carcinogenic PAHs) and 1-pyrenol in urine of the paving workers in 1999 - 2000 are presented in figures 4-7.

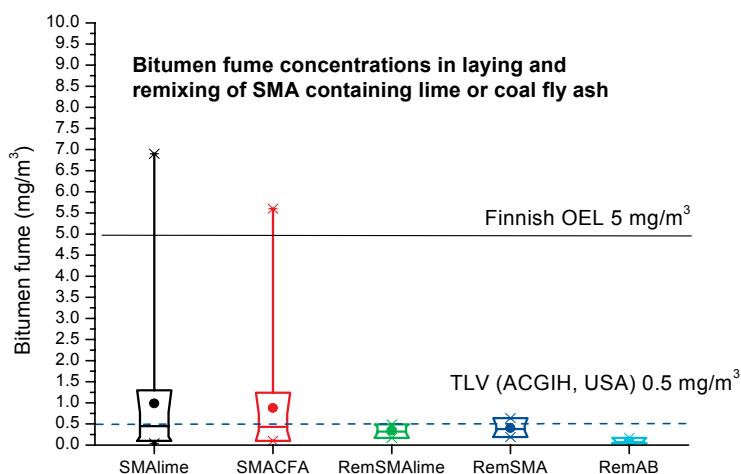


Fig. 4. Bitumen fume concentrations presented as averages (●), result levels (-) in % and ranges (*) as max. and min. values at breathing zone of workers in laying and remixing of SMA containing lime or coal fly ash (CFA) as a filler.

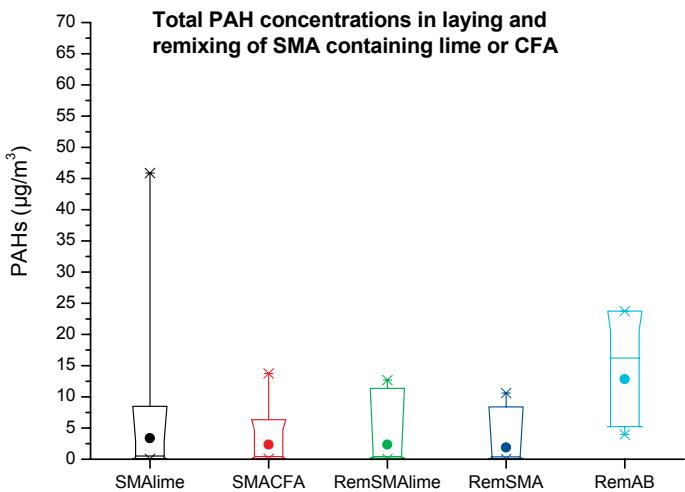


Fig.5. Total PAH concentrations (averages and ranges) at breathing zone of workers in laying and remixing of SMA containing lime or coal fly ash (CFA) as a filler.

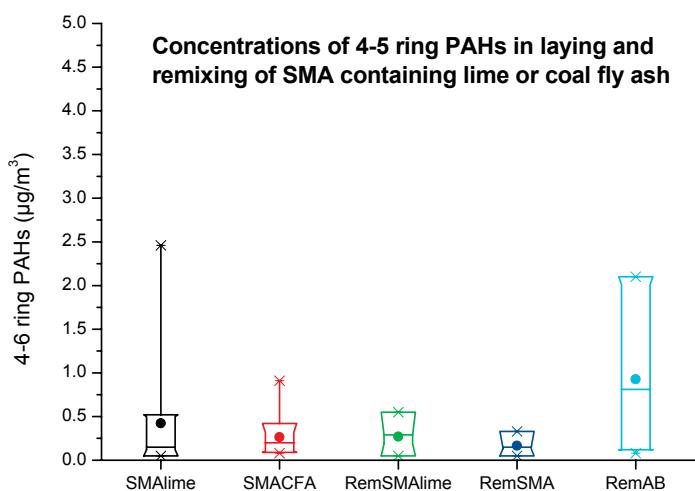


Fig.6. Concentrations (averages and ranges) of 4-6 ring PAHs at breathing zone of workers in laying and remixing of SMA containing lime or coal fly ash (CFA) as a filler.

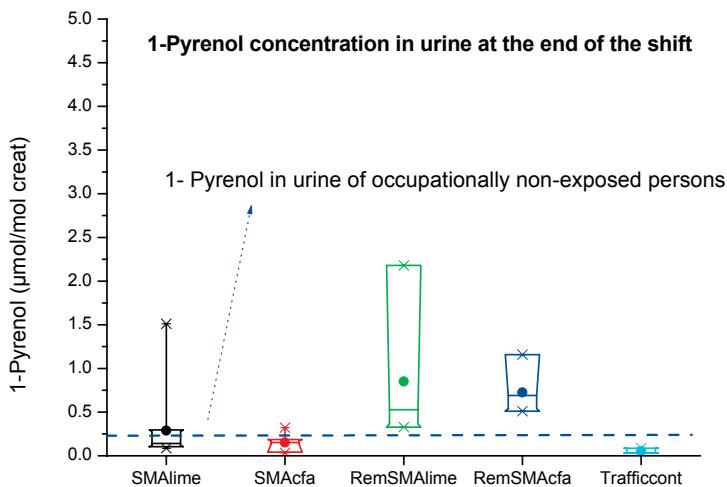


Fig.7. 1- Pyrenol concentrations (averages and ranges) in urine samples collected at the end of shift of workers in laying and remixing of SMA containing lime or coal fly ash (CFA) and in urine of traffic controllers.

Table 4 shows the concentrations of pyrolysis gases of remixing the SMA.

Table 4. The concentration (ppm, parts per million) of pyrolysis gases during remixing of SMA /3/.

Agent	OEL, Occupational Exposure Limit in Finland	Rem of SMA/lime/ LG heater	REM of SMA/ coal fly ash/ LG heater	REM of asphalt concrete/FO heater
NO ₂	3	0,2	0,2	0,5
SO ₂	1	0,1	-	2
CO	30	25	25	30

3.3 Experienced symptoms

The workers experienced that both mixtures, SMA with lime and SMA with coal fly ash, stained the skin and the working clothes in equal amounts and that the smell was unpleasant in both cases. Most of the workers experienced that emissions of both mixtures irritated respiratory systems and eyes.

In remixing, the workers reported that emissions in remixing of asphalt concrete, when fuel oil was used for heating, were the most irritating on the respiratory track and the eyes. Workers complained also about headache and tiredness.

4 CONCLUSIONS

The main objective of this project was to assess if inorganic coal fly ash used in asphalt mixtures increased occupational exposures of road pavers. In this paper we report the results of the measurements carried out in laying of asphalt mixtures. The exposure measurements in the actual working environments were carried out with coal fly ash. Following remarks were made:

The results of the exposure measurements show, that the use of coal fly ash did not affect on the concentrations of the exposure indicators: bitumen fumes, vaporous and particulate PAHs and in 1-pyrenol in urine when laying and remixing of SMA mixtures containing lime or coal fly ash (Figures 4-7).

The results showed that the laying temperature and weather conditions may influence on the concentrations of bitumen fumes sometimes more than coal fly ash itself.

The results were in accordance with general knowledge that inorganic materials, not containing hazardous impurities in significant amounts, do not evaporate at paving temperatures.

The results may be different if organic, industrial wastes such as plastics or water rubber are added in asphalt mixtures.

Bitumen fume concentrations in laying of SMA mixtures were higher (arithmetic means 0.88-0.98 mg/m³) than those measured in earlier Finnish studies in laying of asphalt concrete mixtures (0.1 mg/m³) /4/. This is probably due to the higher paving temperatures of SMA compared to earlier asphalt concrete mixtures.

The mean concentrations in laying of SMA exceeded the Threshold Limit ValueTM (TLV), 0.5 mg/m³, given for bitumen fume in the USA /5/. In the reasonable worst case situation, the bitumen fume concentration exceeded also the Finnish occupational exposure limit OEL-value, 5 mg/m³.

In remixing of old asphalt layers, bitumen fume concentrations were lower than in conventional paving. Concentrations of 1-pyrenol in urine of remixing workers (FO-techniques) were higher than those among conventional paving workers. This urinary study indicated that exposure to 4-6 ring PAHs may be higher with remix-workers. The concentrations of PAHs in air in remixing of asphalt concrete (AC/REM) with FO-techniques, were higher than in remixing with LG-techniques. Carbon monoxide was formed during remixing, and concentration of sulphur dioxide was at the level of occupational limit value when fuel oil was used in REM-techniques.

Workers in remixing of the AC experienced that the emissions were irritating. Concentration of sulphur dioxide, that is strongly irritating, exceeded the acceptable OEL value. In addition to sulphur dioxide, which is an oxidation product of fuel oil, the remixing temperature was too high explaining also partly the irritating properties of the emissions in FO techniques.

The maximum temperature (210°C) of the SMA in asphalt mixing plant and during laying, was occasionally too high. The temperature of the old asphalt concrete surface

layer in remixing was also occasionally too high. The highest surface temperature reached, after the heaters in remixing of the old SMA was about 284°C.

Strict temperature control with SMA is recommended both in normal laying and in re-paving of old asphalt concrete by REM techniques.

Ventilated cabins are recommended in order to keep the paver operator's exposure below recommended occupational limit values.

Acknowledgements

The study was financially supported by Academy of Finland, the Finnish Work Environment Fund, Finnish National Road Administration, fly ash companies and asphalt contractors.

LITERATURE

/1/ *Peltonen, P. and Heikkilä, P.* Influence of hematite filler in occupational and environmental impacts of stone mastic asphalt. Session: Recycling and use of waste materials, chair man: G.Sweere, FEHRL. 2nd European Road Research Conference. Proceedings, 7-9 June 1999, Palais des Congrés, Brussels (in English).

/2/ *Väänänen, V., Heikkilä, P., Peltonen, P. and Hämeilä, M.* Coal fly ash in stone mastic asphalt. Influence on working conditions and environmental impacts. Finnish Road Administration publication series 23/2000 (TIEL 3200611), Helsinki 2000. Pages 34 (abstract in English)

/3/ *Väänänen, V., Heikkilä, P., Hämeilä, M. and Peltonen, P.* Coal fly ash in stone mastic asphalt. Working influences of remixing method. Finnish Road Administration publication series 25/2001, Helsinki 2001. Pages 30 (abstract in English)

/4/ *Heikkilä P, Riala R, Hämeila M, Nykyri E, Pfäffli P.* Occupational exposure to bitumen in road paving. AIHAJ (in press).

/5/ *ACGIH.* Threshold limit values for chemical substances and physical agents; biological exposure indices. Cincinnati, OH: American Conference of Governmental Industrial Hygienists; 2000.

Prøvning af stenmaterialers fundamentale egenskaper og forudsigelse af tekniske egenskaper

Thorgeir S. Helgason

Petromodel ehf
ITI-Keldnaholt
IS-112 REYKJAVIK

thorgeir.helgason@petromodel.is

Indledning

Formålet med foredraget er at vise at der findes nogen *fundamentale (uafhængige) egenskaper (X eller FE)* hos stenmaterialer som, idealistisk set, skal måles hvis man vil forklare sammenhængen med, eller forudsige, de *tekniske (afhængige) egenskaper (Y eller TE)* hos stenmaterialer:

$$\notin \text{TE} = f(\text{FE}) \quad (1)$$

Nogen gange kan man forklare sammenhængen f mellem TE og FE med orsagssammenhæng eller orsagsmodel, men oftere skal man nøjes med statistisk sammenhæng baseret på eksperimental data.

Det er logisk og direkt at aflede det som her er givet som formål med foredraget, ud fra materiallæren. Den handler om ”..sammenhengen mellom de enkelte materialers og materialgruppers fysiske egenskaber og deres oppbygning, sammensætning og struktur.” (Markestad og Maage 1975). James K. Mitchell (1993) siger også, omtrent så her: For at udvikle forståelse af de faktorerer som beslutter og styrer tekniske egenskaper af stenmaterialer, så er det nødvendigt at måle sammensætningen af materialet, d.v.s. både de enkelte korn og porevandet og sammenhængen mellem disse faktorer indbyrdes og omgivelsen (miljøet).

Denne gang vil ingen litteraturstudie være presentedet, kun nogen få eksempel vist. En af de første til at bruge denne materialtekniske viden i praktisk geologi og udvikle teorien, er Griffiths (1957) som arbejdede inden for olieindustrien. I Norden har f.eks. Hreinn Haraldsson (1984), Thorgeir S. Helgason (1990) og Bjørn Brattli (1992) beskrevet denne sammenhæng. Mere spesielle studier findes f.eks. hos Børge J. Wigum (1995) og Hanna Järvenpää (2001).

Fundamentale og tekniske egenskaper

Hvilke er så de fundamentale egenskaper? De fleste som skriver om det her, er enige om at se på sammensætning af kornene, her kaldt for *petrotype, b* (eller petrografisk type) som en af disse egenskaber (inkluderer også bindemateriale, som cement og asfalt), og også *størrelsen af kornene, d* og *geometrisk udformning af kornene, fo*. I sammenhæng med vad Mitchell siger, så skal man tilføje *porevæsken mellem kornene, pv* (luft, vand eller anden væske) som en af de fundamentale egenskaper. Disse egenskaper bruges når man arbejder med løst, ubundet materiale, men når man har pakket det ind i vejen eller betonen etc., så skal den rumlige placering af

kornene tilføjes, som Griffiths har valgt at definere med *orientering*, *o* og *nærhed eller pakning*, *p*.

Sammenhængen mellem de fundamentale egenskaber og de tekniske egenskaper, TE kan så beskrives sådan:

$$\notin \text{TE} = f(\text{FE}) = f(b, s, fo, o, p, pv) \quad (2)$$

Om disse egenskaper er alle nødvendige eller om de er tilstrækkelige kan diskuteres.

I foredraget behandles først og fremst egenskaber på løse, ubundne stenmaterialer som måles på laboratoriet. I de fleste af disse tilfælde vil problemet blive meget enklere end ligning (2) tyder på. Som et eksempel, så gælder det ved måling af slidstyrke, S_D , d.v.s. ved "Dorry"-abrasionsmåling, at *s* (11,2-12,5 mm), *fo* (kubiske korn), og *pv* (luft) er fastsat, og *o* (kubiske korn har ingen orientering) og *p* (der er konstant, ca. 10 mm afstand mellem kornene) er urelevante i denne måling:

$$\notin S_D(s, fo, o, p, pv) = f(b) \quad (3)$$

Det vil sige, at hvis man forstår den fysiske *sammenhæng*, *f* så kan vi forudsige Dorry-slidstyrken hvis vi mäter petrotypen, *b*. Det ville give en kvalitativ og kvantitativ forståelse af fenomenet - kausaliteten. En anden vej er at analysere resultater fra forsøg og komme frem til en eksperimentel sammenhæng. Det giver en slags kvantitativ prøvningsmetode, uden at vi forstår vad som sker.

De egenskaper som CEN kalder bl.a. for mekaniske, fysiske og termiske egenskaper, kaldes her tekniske egenskaper og hvor CEN taler om generelle og geometriske egenskaper tales her om fundationale egenskaper.

Petrografisk analyse – klassisk målemetode for petrotype

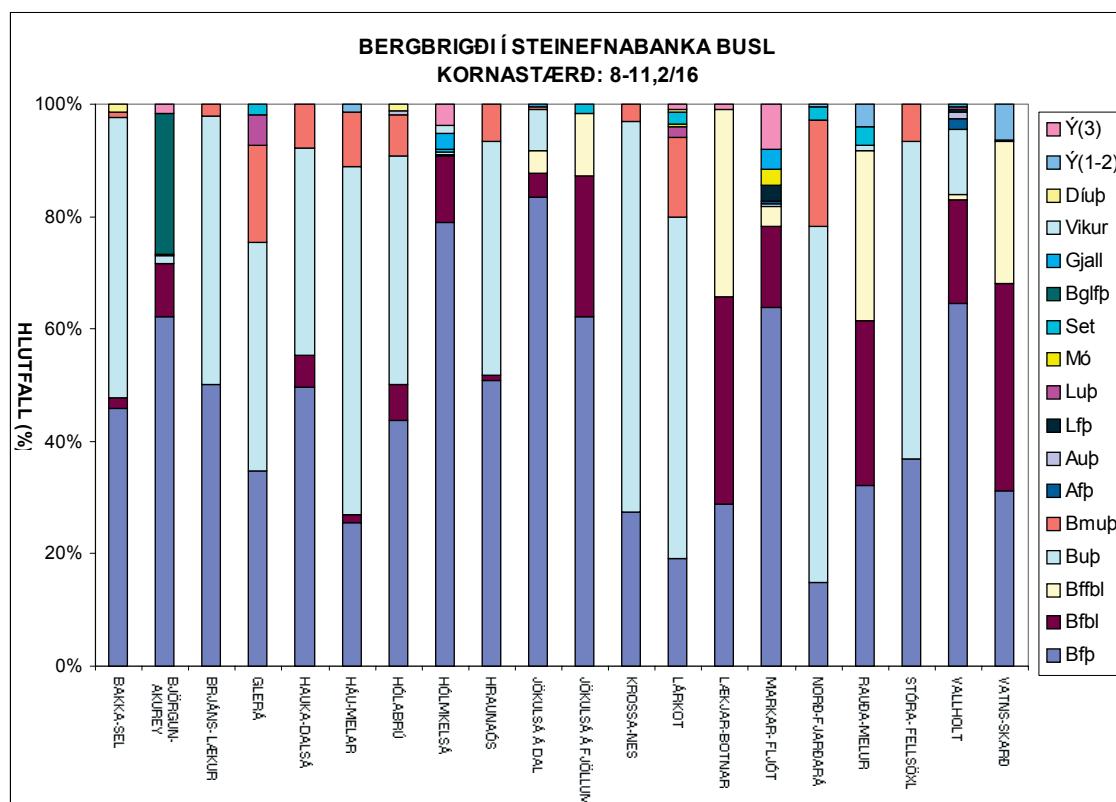
Det Europeiske standardiseringsforbund, CEN har udgivet en standard for petrografisk analyse, som på engelsk hedder: EN 932-3:1996 Tests for general properties of aggregates - Part 3: Procedure and terminology for simplified petrographic description. (Det vil blive vist at EN 932-3 kan bruges for mere end bare forenklet analyse).

I Island har man brugt en standardiseret petrografisk metode siden 1979. Det har været en forudsætning at metoden skulle være billig og hurtig, og derfor er hovedvægten lagt på makroskopisk analyse. Metoden endredes radikalt når man startede at bruge edb eller computer for indsamling af resultaterne i 1983 (Rannsoknastofnun byggingaridnadarins 1989). Nu har vi fået endret lidt på metoden sådan at den kan siges at være tilpasset EN 932-3 (Thorgeir Helgason et al. 2001). Metoden er brugt af industrien og myndigheder i Island.

Den islandske petrologi er særpreget og det genspejles i metoden, hvor kornene grupperes efter petrotype, som defineres som bjergart eller mineraltype, nøjere defineret på grund af omdannelse (hovedsagelig hydrothermal), og porositet. Denne definition er systematisered med en kode for hver type. Se eksempel om resultat af en petrografisk analyse i tabel 1 og figur 1.

Tabel 1. Eksempel af resultat af petrografisk analyse.

Petrotype, b: bjergart eller mineralart- omdannelsesgrad- porøsitetsgrad	Antal korn n (-)	Andel korn x (%)	Nr. af petrotype: nr. af bjergart eller mineralart— nr. af omdannelsesgrad- nr. af porøsitetsgrad
Basalt-færsk & lidt omdannet-noget porøs	126	52	001-1-2
Basalt-noget omdannet-tæt & lidt porøs	57	24	001-2-1
Basaltglas-færsk & lidt omdannet-noget porøs	33	14	009-1-2
Scoria-noget omdannet-meget porøs	17	7	011-2-3
Plagioklas-undefineret omdannelse-undefineret porøsitet	7	3	062-5-5
Antal og andel totalt	240	100	



Figur 1. Petrotyper og deres andel i 8-11 mm stenmateriale i 20 grusgrave i Island.

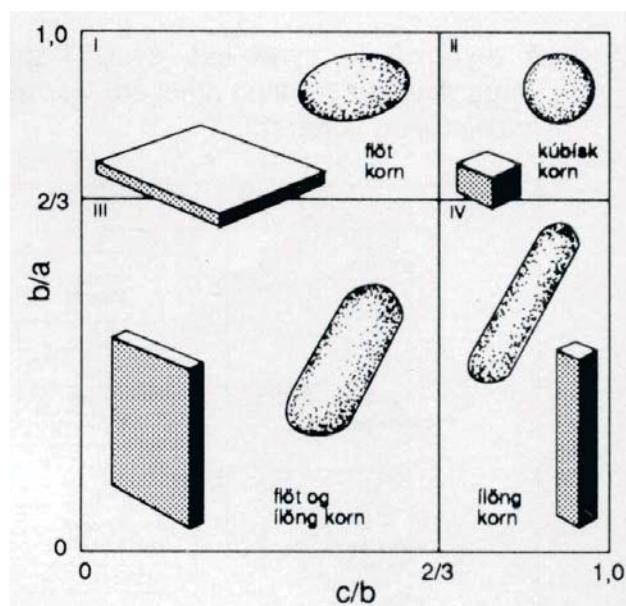
Nogen generelle ord til sidst om petrografisk analyse med mere:

- ✗ Petrografisk analyse er en prøvningsmetode for at måle en af de fundamentale egenskaper, og ikke en metode for uklar almen klassificering.
- ✗ "Simplified petrographic description" skulle være forstået som med mindre presision (god prøvning, ved lav kvalitetsniveau) og ikke som ufuldendt (dårlig prøvning, ved lav kvalitetsniveau). Derfor skulle også det som siges i artikel 7.2 b) i standarden, "...counting a sufficiently representative number of particles.." tolkes som .. counting the number of particles that satisfy the wished precision..".

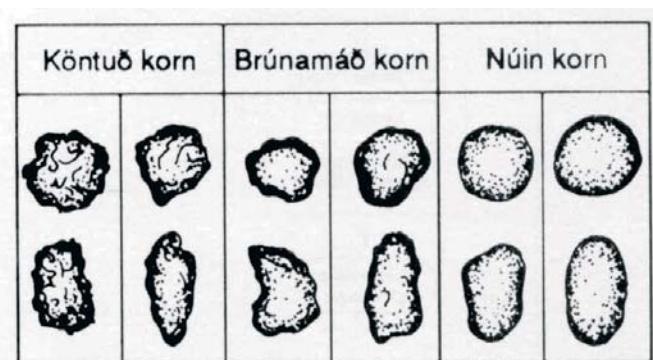
- € Tænk i petrotyper, i stedet for kun bjergarter. Et bjergværk, som ofte produserer næsten udelukkende kun en bjergart, produserer stadigvæk mange petrotyper, b.
- € Hvad sker i fremtiden: Hvordan vil billed analysen og de opto-elektroniske metoder influensere petrografisk analyse og standardene? Vil petrografisk analyse blive en hurtig, kvantitativ prøvningsmetode, på højt kvalitetsniveau?

Målemetoder for geometrisk udformning

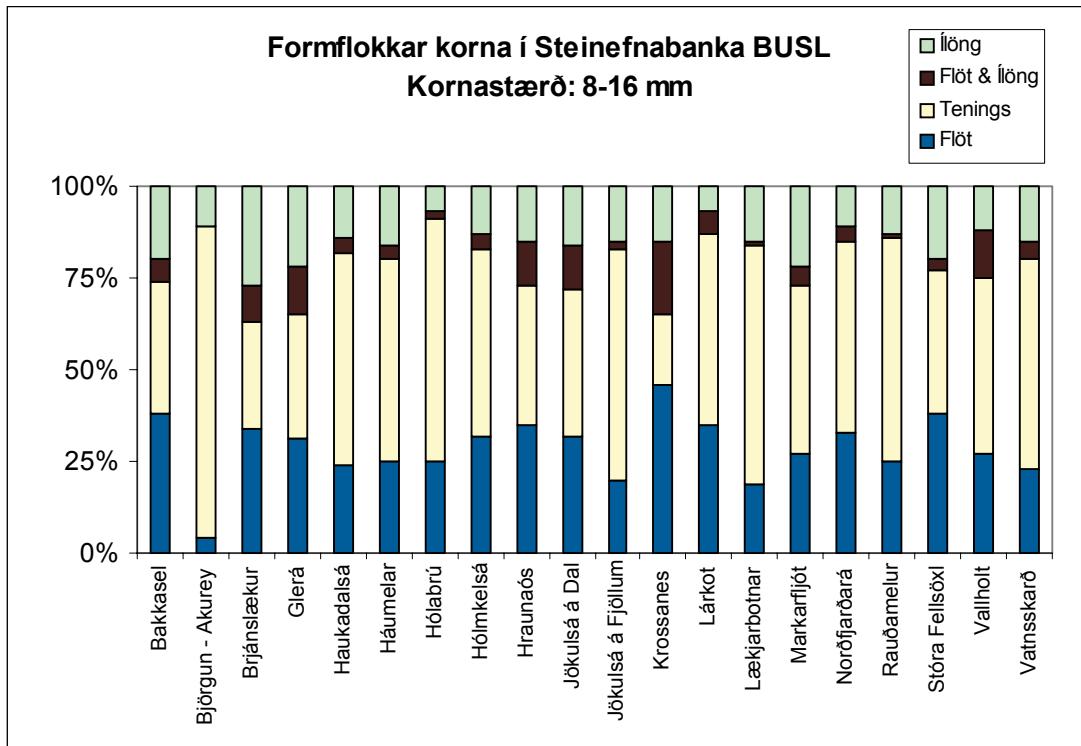
Her vil geometrisk udformning af kornen blive beskrevet som bestående af tre faktorer: *kornform*, *kantethed* og *overfladecharakter* (Aalborg Portland 1979). Se figur 2, 3 og 4. Beskrivelse af kornformen indebærer at man har idealt målt tre akse i kornet: Den lange aksis a, mellem aksis, b og den korte aksis, c. De nye CEN metoder for geometrisk analyse vil ikke blive beskrevet her og ikke nyere billedanalyse metoder.



Figur 2. Kornform. Formklasser: I=flade korn, II=kubiske korn, III=flade & lange korn, IV=lange korn. (Rannsoknastofnun byggingaridnadarins 1989).



Figur 3. Kantethed. Klasser: Skarpkantede korn, kantrundede korn, afrundede korn. (Rannsoknastofnun byggingaridnadarins 1989).



Figur 4. Kornformklasser og deres andel i 8-11 mm stenmateriale i 20 grusgrave i Island. Nederst, klasse I, næst klasse II, så klasse III og øverst klasse IV.

Sammenhængen mellem fundamentele og tekniske egenskaper

Som et eksempel på sammenhængen vises tabel 2, som viser tekniske egenskaber for de forskellige petrotyper, som f.eks. enakse trykstyrke, E-modul og densitet. Denne tabel kan bruges når man har rene typer, eller egenskaber som er linieret afhængig af petrotypen, eller når man søger stenmateriale med visse egenskaber, o.s.v. Endnu mangler der målinger for nogen af de vigtige petrotyper i Island.

Tabel 2. Nogen tekniske egenskaper hos petrotyper (Thorgeir S. Helgason og Jon Haukur Steingrimsson 1996.)

Berggerð			Eiginleiki					
Númer i tölvuskrá	Heiti		Heiti, tákni og tákni mælieiningar					
	Bergtegund	ummyndun	þéttleiki	Einása þrýstistyrkur Ω_b (MPa)	Schmidt- hörkutala h_s (-)	Kleyfni- tostyrkur Ω_k (MPa)	Fjaður- stuðull E (GPa)	
				Meðaltal og staðalfrávik magnþölu eða mæligildis Ef fjöldi mælinga er aðeins 1 eða 2 eru svígar um meðaltalið og strikið staðalfráviks				
01-1-1	Basalt	ferskt	þétt	(238) (-)	(46) (-)	(15) (-)	(41) (-)	(0,26) (-)
01-1-2	Basalt	ferskt	blöðrótt					
01-1-3	Basalt	ferskt	finblöðrótt					
01-4-1	Basalt	lítilegum umm.	þétt	211 (51)	43 (4,6)	15 (3,3)	51 (19)	0,22 (0,04)
01-4-2	Basalt	lítilegum umm.	blöðrótt	88 (27)	35 (3,8)	8 (1,5)	(27) (-)	(0,25) (-)
01-2-1	Basalt	ummyndað	þétt	153 (62)	42 (6,4)	15 (4,5)	60 (14)	0,26 (0,09)
01-2-2	Basalt	ummyndað	blöðrótt	(60) (-)		(10) (-)	(37) (-)	(0,25) (-)
01-3-1	Basalt	mjög umm.	þétt					
09-4-1	Basaltgler	lítilegum umm.	þétt					
11-4-0	Gjall	lítilegum umm.						
02-4-1	Andesít	ummyndað	þétt					
03-1-1	Líparít	ferskt	þétt					
03-2-1	Líparít	ummyndað	þétt					
04-0-0	Móberg			10 (4,2)			3,6 (1,2)	
05-0-0	Setberg			32 (21)	31 (7,0)	3,9 (1,6)	5,2 (3,9)	0,19 (0,15)
19-0-0	Síltsteinn			50 (35)	35 (5,0)	3,2 (1,6)		
20-0-0	Sandsteinn			34 (18)	34 (7,2)	3,6 (1,6)	7,1 (4,8)	0,25 (0,14)
21-0-0	Völbberg			31 (20)	26 (3,3)	4,4 (2,0)		
23-0-0	Jókulberg			22 (11)			4,5 (2,5)	

Men, hvad nu hvis man skal bedømme et materiale fra en heterogen grusgrav? Måske duer en linier opsummering af egenskabsværdi (f.eks. fryse-tø nebrydning) gange andel petrotype (i %). Men for mange egenskaber gælder ikke sådan linier opsummering, f.eks. for abrasionsslidstyrke. Derfor skal man finde frem til eksperimentelle ligninger af sammenhængen i mellem egenskap, E og petrotype, b.

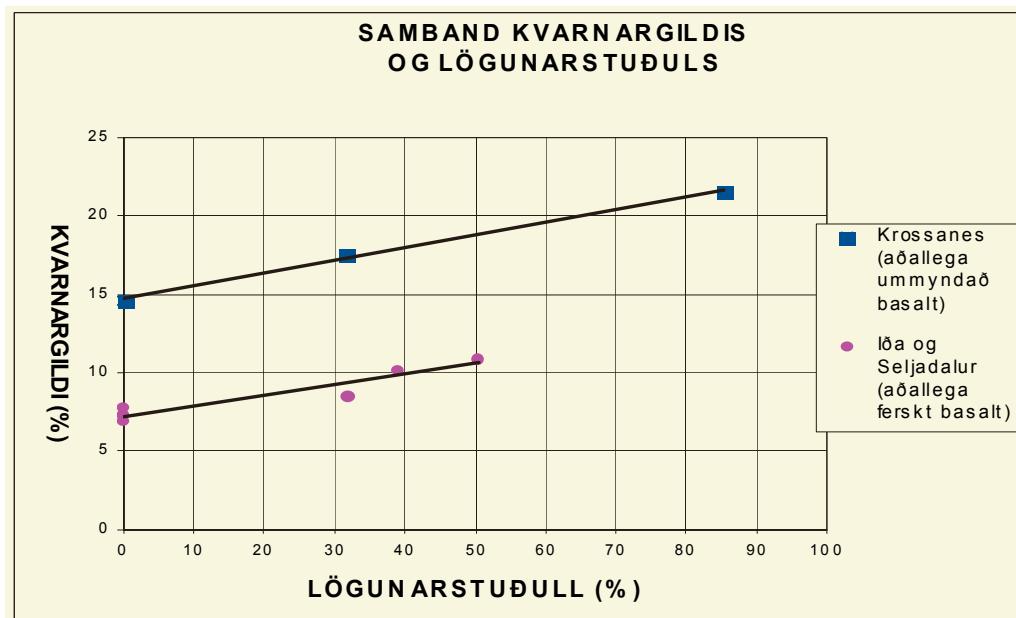
Det første eksempel på statistisk sammenhæng baseret på eksperimental data viser resultater, fra 1996 af en analyse af 121 målinger af abrasions-slidstyrke (og derfor 121 TE'er), hvor man også havde gjort petrografiske analyser af materialet (27 b'er, reduseret til 8 i analysen). Dataen blev analyseret med multipel regressionsmetode. Analysen viste at for at forudsige slidstyrken kan følgende ligning bruges, se også ligning nummer (3):

$$\notin S_D = 0,636 - 0,009*b_1 - 0,006*b_2 + 0,021*b_3 + 0,025*b_4 \quad (3)$$

Her er b_1 basalt-færsk-tæt, b_2 er basalt-lidt omdannet-tæt, b_3 er basalt-uomdannet-porøs, og b_4 er basalt-uomdannet-finporøs. Petrotypen, b er opgivet som % af mængde korn, og slidstyrken som cm^3 . Resultatet af analysen ses på figur 5.

I andre tilfælde influeres den tekniske egenskab af flere fundamentale egenskaper. Her vises et eksempel, fra Halldor Torfason (1996), se figur 5, som viser at efter som kornene er mindre kubiske så for man højere kulemølle værdi. Her gælder altså:

$$\notin S_K(s, o, p, pv) = f(b, fo) \quad (4)$$



Figur 5. Sammenhængen mellem kornform (her, "shape index", på X-aksis) og kulemølle værdi. Fra Halldor Torfason (1996).

Til slut

I Island arbejder man på flere projekter som vil føre til videre udvikling af det som har været presenterede her. Blandt andet kan man nævne:

- \notin Et projekt, finansieret af Vegdirektoratet og gennemført af Byggforskningsinstituttet, om den petrografiske analyses presision.
- \notin Et projekt, finansieret af Vegdirektoratet og gennemført af Steinbeis Transfercentre i Østerrige og Petromodel ehf, om statistisk analyse af

sammenhængen mellem forskellige slags tekniske egenskaber målt i stenmateriale fra 20 forskellige grusgrave i Island.

- € Et projekt, finansieret af Petromodel ehf og gennemført af Steinbeis Transfercentre i Østerrige og Petromodel, om udvikling af et statistisk modelerings-software for analyse af sammenhængen mellem fundamentale egenskaper og tekniske egenskaper og forudsigelse af de tekniske egenskaper og også sammenhængen mellem forskellige slags tekniske egenskaper og forudsigelse af tekniske egenskaper. Softwaret nævnes midlertidig, PM-Techmodel.
- € Et projekt, finansieret af Petromodel ehf og de Islandske og Østrigske forskningsråde og gennemført af Petromodel, Islands Universitet, VTT i Finland og Steinbeis Transfercentre i Østerrige. Projektet går ud på at udvikle et instrument for hurtig, automatisk analyse af sammensætning eller petrotype, b og geometrisk udformning, fo af stenmaterialer. Instrumentet kaldes midlertidig for PM-Petroscope.

Vejvæsenet i Island og asfaltplanten i Reykjavik – Malbikunarstöðin Høfdi hf - har støttet foredraget finansielt.

Det arbejde som her er omtalt, startedes som forsknings- og udviklingsprojekter af forfatteren, først ved det Islandske byggeforskningsinstitut - Rannsoknastofnun byggingaridnadarins - og senere ved det rådgivende ingeniørfirma, Linuhónnun hf. Nu har den samme startedt et videnfirma, Petromodel ehf (ApS) for at videreføre arbejdet og få det sat på marked, sammen med andre lignende varer.

Litteratur

- Aalborg Portland 1979. Beton-Bogen. Cementfabrikernes tekniske Oplysningkontor, Aalborg, 719 bls.
- Brattli, Bjørge 1992. The influence of geological factors on the mechanical properties of basic igneous rocks used as road surface aggregates. *Engineering Geology*, 33, 31-44.
- Griffiths, J.C. 1967. Scientific method in analysis of sediments. McGraw-Hill, New York, 508 bls.
- Hanna Järvenpää (2001). Quality characteristics of fine aggregates and controlling their effects on concrete. Dissertation, 194 s.
- Halldor Torfason 1996. Kulnakvarnarprof – lokaskyrsla. (Islandske, med engelsk abstrakt). Vegagerdin (BUSL – Efnisgædanefnd, E-11).
- Hreinn Haraldsson 1984. Relations between petrography and the aggregate properties of Icelandic rocks. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 30, 73-76.
- Markestad, A. og M. Maage 1975. Bygningsmateriallære 1. Tapir, Oslo, bls.
- Mitchell, J.K. 1993. Fundamentals of soil behavior. 2 útg. John Wiley & Sons, New York, 437 bls.
- Rannsoknastofnun byggingaridnadarins 1989. Berggreiningarkerfi Rannsoknastofnunar byggingaridnadarins. Flokkun og gædamat steinefna. (Thorgeir S. Helgason og Guðmundur H. Guðfinnsson). (Islandske, med engelsk abstrakt). Rannsoknastofnun byggingaridnadarins, Reykjavík, 57 s.

Thorgeir S. Helgason 1990. Characteristics, properties, and quality rating of Icelandic volcanic aggregates. 43rd Canadian Geotechnical Conference, St. Foy, Universite Laval, 1:339-345.

Thorgeir S. Helgason og Jon Haukur Steingrimsson 1996. Berggerd og tæknilegir eiginleikar steinefna. Islandsk, med engelsk abstrakt. Linuhónnun hf og Rannsoknastofnun byggingaridnadarins, 35 s.

Thorgeir S. Helgason et al. 2001. Berggreining - afangaskyrsla 2: Leidbeiningar Efnisgæðanefndar vid staðalinn IST EN 932-3:1996. (Islandsk, med engelsk abstrakt). Vegagerdin (BUSL – Efnisgæðanefnd, E-26), 36 s.

Wigum, Børge J. (1995). Alkali-aggregate reactions in concrete. Properties, classification and testing of Norwegian cataclastic rocks. Dissertation, 227 s.

Warm Asphalt Mix with foam

Produksjonsprosess for asfalt med redusert temperatur

Miljø - Helse

WAM⊗ - foam

NVF's Utvalg 33
Tromsø, 2. juli 2001

OLLE R. LARSEN



A comparison of emissions from hot mixture and warm asphalt mixture production

P.C. de Groot, C. Bowen - Shell Global Solutions International BV, The Netherlands

B.G. Koenders, D.A. Stoker - Shell Global Solutions (France) s.a.s, France

O. Larsen, J. Johansen - KoLo Veidekke a.s, Norway

Abstract

As part of our studies on warm asphalt mixture production using foamed bitumen (WAM-foam), the emission was measured and compared with that from hot mix production. Asphalt fume emissions, total particular matter, benzene soluble matter and specific polycyclic aromatic compounds, were determined. This was carried out at two positions above the passage route of the transport cart (from asphalt mixer to the storage facility). Despite the intermittent nature of asphalt fume emission at the location of the samplers a significant reduction in fume emission during warm mixture production was detected in comparison with hot mixture production.

Keywords: bitumen, foam, asphalt, temperature, fume, emissions

IRF 2001 Partie B: Thèmes Techniques, S.00469

1. Introduction

As part of our studies on warm asphalt mixture production at about 100 °C [1] using foamed bitumen (WAM-foam) the emission at an asphalt production plant was measured and compared with that from hot mixture production. This was to supplement exposure data for paving operations already obtained using the same types of asphalt.

Asphalt fume, or airborne particulate matter, consist of an inorganic part (dust from the mineral aggregates, etc., and an organic part [2]. Fume emissions, i.e. both inorganic and organic parts were determined as Total Particulate Matter (TPM). The organic part, known as the Benzene Soluble Matter (BSM) was also determined. Bitumens and their fumes contain traces of polycyclic aromatic compounds (PACs) originating from the crude oil. These compounds are of interest because some of them are irritant and other are known, or suspected, to have carcinogenic properties. Although PAC concentrations are very low, occupational exposure to bitumen fumes is undesirable and should be kept as low as practicable. Apart from the PACs in the particulates phase, attention is also given to compounds that are in the gas phase, called Semi-Volatiles (SV), which are not retained on a particulates filter but are collected on an adsorbent tube. The BSM and SV samples were analysed for a number of PACs as listed by the Environmental Protection Agency (EPA).

2. Project description

In May 2000, at the Hobøl asphalt plant (KoLo-Veidekke) located in the Hobøl area south of Oslo, Norway, the production of 100 tons of a hot asphalt mixture and 130 tons of a warm asphalt mixture was carried out for a field trial in the neighbourhood. The warm asphalt mixture production included the application of a bitumen foam. The hot mixture was of a conventional type.

Asphalt fume emissions were determined at two positions immediately after the freshly produced mixture was exposed to open air.

3. Sampling details

3.1 Equipment description

The sampling equipment consisted of polystyrene filter cassettes, with a filter combination consisting of a 37-mm diameter, glass-fibre and a 37-mm diameter, 0.8 µm pore size silver membrane supported by a cellulose ester back-up pad and backed up with XAD-2 containing adsorbent tubes. Suction was provided by using portable battery operated pumps (Escort Elf from MSA), adjusted at 2.0 L/min.

The sampling included TPM and BSM collected with 37 mm filter cassettes. Semi-volatiles were retained on the adsorbent tubes [3].

3.2 Position of sampling devices

In order to have a good understanding of the position of the samplers and the sampling conditions some pictures of the asphalt plant are shown.

Figure 1 shows the position of the transport cart (dog) at the moment of filling. This took about 15 seconds. The dog, containing 3000 kg of asphalt, was hauled up across a 30 degrees slope (Figure 2). When it arrived above one of the 5 silos the bottom opened and the asphalt mixture was dropped. The silos are of increasing capacity, usage depending on the demand (Figure 3).



Figure 1 Underneath the mixer



Figure 2 Mixture-filled dog being pulled up to silos



Figure 3 Storage silos of increasing capacity

Figure 4 shows a schematic view of the position of the samplers. They were hanging down from the landing, those close to the mixer are 2 meters above the dog, the others 1 meter above the dog (see also Figure 5). The pairs were 3 meters apart. Ideally they should have been positioned on the edge of the cart or above the silo, however that was technically impracticable. It is obvious that, at the chosen positions, fume emission occurred only intermittently.

For background measurements a sampler was placed alongside the road, about 50 m away from the plant (Figure 6, left side of Figure 3).

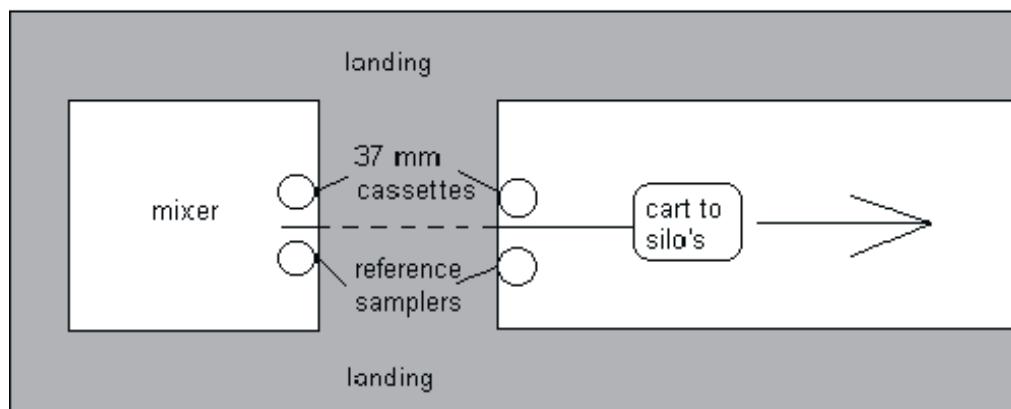


Figure 4 Schematic view from above of the position of the samplers



Figure 5 Samplers on landing



Figure 6 Background sampler

3.3 Conditions during asphalt production

It took about 90 minutes to produce the desired quantity of hot asphalt mixture. During that time the dog passed some 30 times underneath the samplers. The mixture had a temperature of 165°C. Weather conditions: cloudy, dry, wind almost absent, variable, temperature 12 °C, relative humidity 60%.

The WAM-foam asphalt production took about 130 minutes, which was equivalent to about 45 dog passages. The mix temperature was around 115° C. Weather conditions: same as during hot mixture production, temperature increased to 15°C.

4. Analyses and results

After conditioning the filters were weighed (TPM) and extracted with benzene (BSM) according to an in-house (Shell) method [3]. The extracts were analysed for a number of individual polycyclic aromatic compounds by chromatographic analysis (HPLC) with fluorescence detection [4]. By combining the PAC analysis of a filter/adsorbent tube combination the total emission of PAC is obtained.

Also 2 filter field blanks (37 mm only) were analysed and 2 adsorbent tube field blanks (prepared but not used filters and tubes).

Table 1 shows the TPM and BSM data of exposed standard 37 mm filters and field blanks. Low TPM results are often inaccurate due to loss of fibres of the filters during the disassembly of the cassettes. This gives an underestimation of the result or may even give negative values as was the case for the hot mixture production background sample and one of the warm mixture samples. Despite this, it is possible to say that the TPM from the warm mixture production were lower than from the hot mixture production.

During hot mixture production BSM emissions were 0.17 and 0.49 mg/m³. From limited data it is estimated that the detection level is at 0.08 mg/m³. For warm mixture production the estimated detection level is 0.05 mg/m³ and the BSM values were below that level.

No true repeatability and reproducibility figures of field surveys are available. However from a limited number of data obtained from twin sampling by two laboratories the estimated precision for a single measurement is 24% relative for TPM and 31% relative for BSM determinations (df = 7, P = 0.95).

Figure 7 shows the emission of 10 PACs (summed) in the 4-6 ring range. The results are given for both positions of the samplers, one set facing the mixer and one set facing the silos.

Statistically significant PAC (sum of 10, 4-6ring) emission was observed during the hot mixture production: 38 and 119 ng/m³ compared to the background value (4.8 ng/m³). The emission during the warm mixture production was very small (4.9 and 2.5 ng/m³) and in the range found with the background static sampler (1.9 ng/m³).

Table 1 Asphalt production at the Hobøl plant in Norway - TPM and BSM data of standard 37 mm samplers and field blanks

Hot mixture production (corrected for average of 2 field blanks)

Filter#	Location	TPM (mg/m ³)	BSM (mg/m ³)	BSM sampled	
(for reference)				mg	period (min)
N1	near mixer	1.2	0.17	0.070	89
N2	opposite N1	0.93	0.49	0.124	86
N5	field static 50 m distance	neg.	<0.08	0.042	90

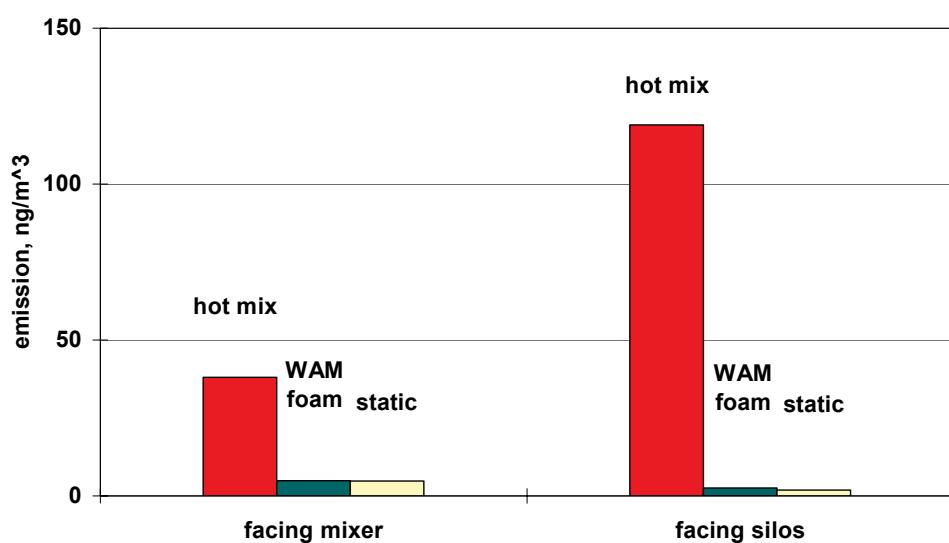
Warm mixture production (corrected for the average of 2 field blanks)

Filter#	Location	TPM (mg/m ³)	BSM (mg/m ³)	BSM sampled	
(for reference)				mg	period (min)
N3	near mixer	0.090	<0.05	0.038	133
N4	opposite N1	neg.	<0.05	0.042	134
N6	field static 50 m distance	0.081	<0.05	0.037	129

Field blanks

Filter# (for reference)	BSM after extraction (mg)
N7	0.034
N8	0.045

Figure 7 PACs (10) emission profiles (4-6 ring)



5. Discussion and conclusions

Despite the intermittent way of asphalt fume emission measurements at the location of the samplers (the actual exposure time was in the order of minutes) a significant difference in fume emission was detected during warm mixture and hot mixture production at the asphalt plant. At two positions above the passage route of the transport cart (from asphalt mixer to the storage facility) BSM emissions of 0.2 and 0.5 mg/m³ were measured during the hot mixture production. Under the existing conditions the detection level was estimated at 0.08 mg/m³. During the warm mixture production BSM emission was below the estimated detection level of 0.05 mg/m³.

PAC emissions (10, 4-6 ring) were 40, resp. 120 ng/m³ during hot mix production, while during warm mixture production the PAC emission was in the range found with the static samplers (2 ng/m³).

As the weather conditions stayed constant during both productions, the results are fully comparable. The fume emission during warm mixture production is negligible compared to the emission during hot mixture production. No reference data are available so the results must be regarded on their own merits.

Acknowledgement

We like to thank the KoLo-Veidekke staff at the Hobøl plant for their kind assistance in this study.

References

1. B.G. Koenders, D.A. Stoker, C. Bowen, P. de Groot, O. Larsen, D. Hardy and K.P. Wilms, "Innovative process in asphalt production and application to obtain lower operating temperatures" 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Barcelona, 20-22 September 2000, Book 2, Session 3, pp 831- 840.
2. H.C.A. Brandt and P.C. de Groot, "A Laboratory Rig for Studying Aspects of Worker Exposure to Bitumen Fumes". AIHA 60 (1999) 182-190.
3. Shell Global Solutions Int. Ltd, Amsterdam Method Series no. 861-3 "Determination of Personal Exposure to Bitumen Fumes, Sampling and Determination of Total Particulate Matter and Benzene Soluble Matter and Sampling of Semi-Volatiles".
4. Shell Global Solutions Int. Ltd, Amsterdam Method Series no. 1057-1 "Determination of Polycyclic Aromatic Compounds in Condensed Bitumen Fumes".



KUNGL
TEKNISKA
HÖGSKOLAN



Bidrag till tävlingen om Forskarpriset vid NVF, Utskott 33, möte i Tromsø 2001

Betydelsen av diffusion för återvinning av asfalt

Robert Karlsson

Avd Vägteknik, Kungliga Tekniska Högskolan; 100 44 Stockholm
robert@infra.kth.se

Sammanfattning

Återvunnen asfalt utgör idag mer än en tiondel av den totala mängd asfalt som årligen läggs på det svenska vägnätet. De återvunna beläggningarna motsvarar i de flesta fall förväntningarna men osäkerhet råder kring hur inblandning av gammal asfalt påverkar beläggningens prestanda, särskilt på lång sikt. Djupare förståelse saknas t.ex. för hur gammalt och nytt bindemedel samverkar. Denna artikel redogör kortfattat för de resultat som hittills erhållits i ett doktorandprojekt om återvinning av asfalt. Studier har gjorts på blandningsförloppet varigenom nytt och gammalt bindemedel blandas, eftersom graden av blandning väntas inverka på den återvunna beläggningens egenskaper. En förutsättning för fullständig blandning av bindemedlen vid återvinning är att bindemedlen tillåts diffundera samman. Homogen blandning kan dock endast uppnås om kemin har den rätta "balansen". Inledningsvis har fokus varit på diffusion medan arbete om kopplingen mellan bindemedlets kemi och homogenitet pågår.

De inledande studierna har visat hur diffusionen varierar med temperatur, skiktjocklek och typ av bindemedel. De visar också att åldringsgraden hos det gamla bindemedlet är av ringa betydelse för diffusion. Slutsatsen är att goda förutsättningar finns för att diffusion ska äga rum vid återvinning och att processen kan fortsätta även efter läggning, särskilt under den varma årstiden.

Förväntningarna på de fortsatta undersökningarna av den kemiska "balansen" är att de ska ge ledtrådar till om blandningen kan bli homogen och hur åldrat det gamla bindemedlet i så fall får vara.

Inledning

Värderingar av vinsterna med återvinning och val av tillvägagångssätt för att optimera användningen av gammal asfalt är komplexa frågor som kräver ingående kunskaper. Till exempel är kunskaperna begränsade om bindemedlets funktion i återvunna beläggningar, särskilt på lång sikt. Idag finns återvunnen asfalt i mer än tio procent av all asfalt som läggs i Sverige. Beläggningar med återvunnen asfalt har mestadels uppfyllt förväntningarna och hela tiden skaffar vi oss nya lärdomar. Det verkliga kvittot på hur väl återvinning fungerar kommer vi dock inte att få förrän om flera år när tillräckligt många vägar utvärderats under tillräckligt lång tid. Mot bakgrund av behovet av djupare kunskap om återvinningsprocessen startades 1997 ett doktorandprojekt för studier av hur gammalt och nytt bindemedel blandas vid återvinning. Blandningsprocessen anses nämligen mycket viktig för de funktionella egenskaperna hos den återvunna beläggningen. Om det återvunna bindemedlet är homogent eller inte betyder skillnader i såväl styvhetsgrad som beständighet. Kunskap som också kan vara viktig vid proportionering.

Bindemedlet i asfalt åldras vilket bl.a. leder till en permanent ökning av styvheten. Vid återvinning blandas i regel gammalt bindemedel med nytt så att de negativa effekterna av åldring minskas. För att blandning ska äga rum och förbli stabil krävs:

- Mekanisk blandning
- Diffusion
- Kompatibilitet mellan bindemedlen
- Fasstabilitet hos det återvunna, blandade bindemedlet.

Med mekanisk blandning menas helt enkelt omrörning i blandaren och är självfallet av största vikt. Diffusion utjämnar koncentrationsskillnader på molekylnivå genom att molekylerna ständigt befinner sig i rörelse. Kompatibilitet och fasstabilitet beror på hur gärna de olika komponenterna i bindemedlen löser i varandra och kan sammanfattas med att det återvunna bindemedlet kräver en slags kemisk "balans" för att fungera bra. Olja och vatten är exempel på inkompatibla system. Även om man till synes lyckats blanda två inkompatibla system genom kraftig mekanisk blandning kommer de så småningom att separera. Den kemiska balansen hos gammalt bindemedel försämras vid åldring.

I litteraturen finns sedan tidigare redovisat studier där mekaniska provningar har gjorts på provkroppar av återvunnen asfalt. Genom att studera hur materialegenskaperna för hela provkroppar utvecklas över tiden, och jämföra med styvheten hos ingående bindemedel, har man funnit att blandning faktiskt äger rum [Carpenter och Wolosick i, Noureldin och Wood, ii], till och med då mycket åldrad asfalt används [Kooij och Verburg, iii]. Förmodligen blandas dock inte riktigt allt gammalt bindemedel [Oliver, iv]. De undersökningar som gjorts på återvunnet material har således visat att blandning äger rum men inte i vilken utsträckning eller vad som styr förfloppet.

Inverkan av diffusion var ämnet för den första delstudien i ovan nämnda doktorandprojekt. Enligt klassisk diffusionsteori styr viskositeten hos en vätska hur snabbt diffusionen kan ske. Vid åldring kan viskositeten hos ett bindemedel öka med minst fyra tiopotenser. Huvudsyftet med diffusionsförsöken blev därför att studera inverkan av åldring och viskositet på diffusionsprocessen, men även andra viktiga faktorer har undersökts. Nästa delstudie i projektet som behandlar inverkan den kemiska "balansen" på blandning berörs ej i denna artikel. Projektet finansieras av Vägverket via CDU (centrum för forskning och utbildning i drift och underhåll av infrastruktur).

Metod

För mätning av diffusion utvecklades en metod i projektet baserad på Infraröd Spektroskopier och en teknik som använder Dämpad Totalreflektans (se figur 1), utförligt beskriven i [Karlsson, 5]. Jämfört med andra kemiska analysmetoder som prövats eller föreslagits är metoden relativt enkel att tillämpa. Bindemedlen behöver heller inte märkas¹ för att känna

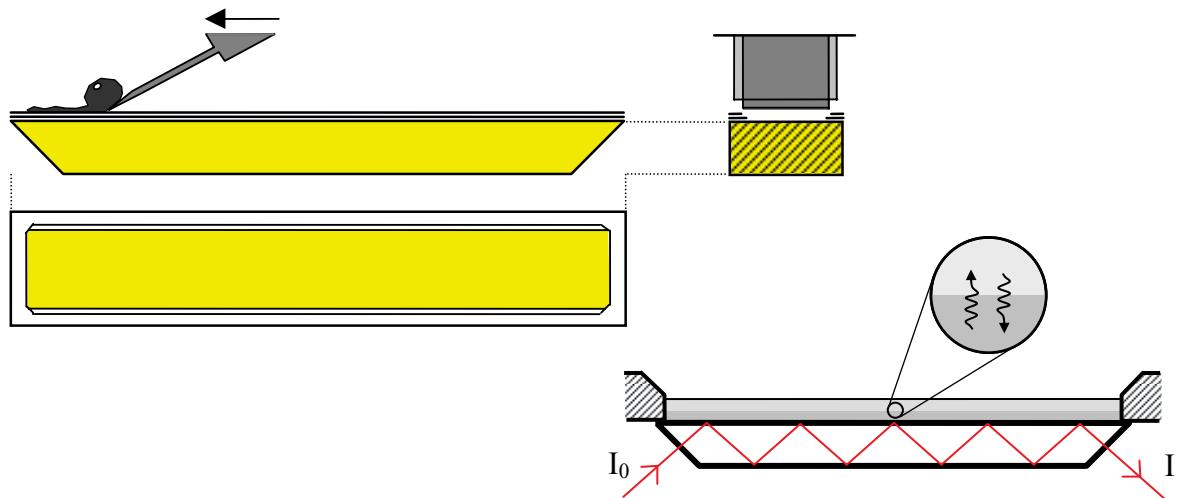
¹ Med märkning menas förändring av någon egenskap hos ett bindemedel så det kan detekteras och känna igen.

igen vid mätningarna. All märkning innebär alltid kemiska förändringar som kan påverka diffusionen. En nackdel med metoden är att vissa bindemedel inte kan detekteras i andra eftersom de har alltför lika infraröd absorption. I figur 1 visas hur tunna skikt appliceras på ett prisma för totalreflektans (*ovan*) och hur den infraröda ljusstrålen totalreflekteras inne i prismat (*nadan t h*). Trots inre totalreflexion av det infraröda ljuset absorberar dock bindemedlet på prismats yta en del av ljuset. Förändringen i absorption av infrarött ljus under det att lagren diffunderar samman analyseras och en diffusionskoefficient tas fram för den aktuella kombinationen av bindemedel och temperatur. Diffusionskoefficienten är ett mått på hastigheten i diffusionsförloppet.

I diffusionsförsöken undersöktes följande faktorers inverkan:

- € Temperaturen varierades i steg från rumstemperatur, 30, 40,... till 130°C.
- € Lagertjocklek och uppmjukande effekter av föryngringsmedel; *skiktjocklekarna 200+200, 200+500, 500+200, 500+500 om användes vid försöken.*
- € Åldringsgraden hos de gamla bindemedlen; *flera bindemedel åldrades i en Thin Film Oven.*
- € Bitumenkälla och raffineringsprocess
- € Egenskaperna hos de substanser som diffunderar; *diffusionshastigheten hos olika kända kemiska substanser, men även ett tungt och ett lätt bitumenderivat, bestämdes när de diffunderade genom bitumen.*

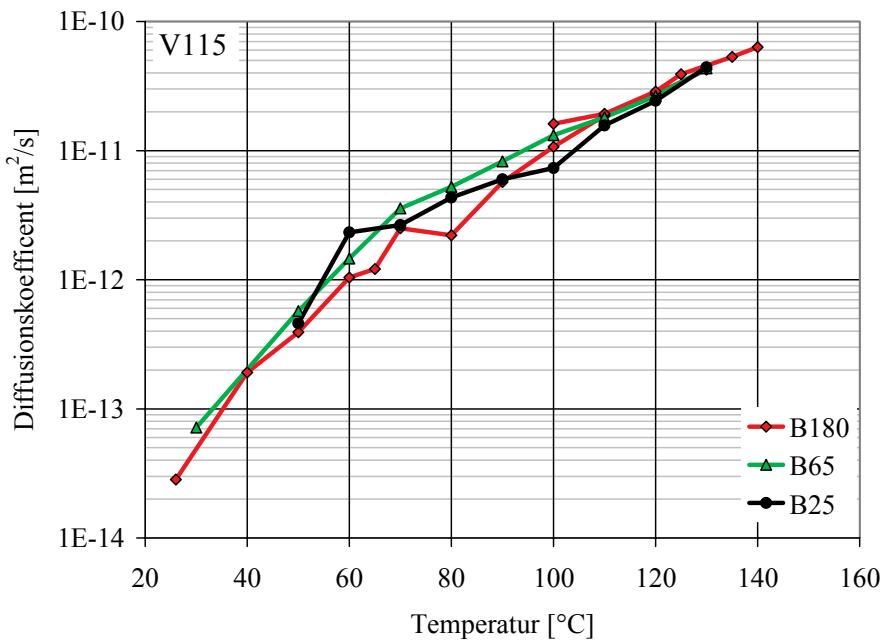
I de flesta försöken studerades diffusion av ett föryngringsmedel (benämnt *V115*), som är ett destillat med lättare molekyler än bitumen som specialanpassats för att ge tillbaka åldrade bindemedel dess egenskaper.



Figur 1 Skiss av mätutrustning för diffusionsmätning prisma för infraröd absorption genom totalreflektans och metallbleck för applicering av bindemedelslager (*ovan*) samt en schematisk illustration av totalreflektans av infrarött ljus (*nadan t h*).

Resultat från diffusionsförsök

Försöken kunde inte visa någon större inverkan av varken skiktjocklek eller åldringsgrad på diffusionshastigheten hos föryngringsmedlet *V115*, vilket var oväntat. Figur 2 visar diffusion av *V115* vid olika temperaturer genom ett bindemedel som åldrats med *Thin Film Oven* från B180 i penetration till B65 och B25. Inga statistiskt signifikanta skillnader mellan de åldrade bindemedlen kunde fastställas. Jämförelser mellan olika typer av bindemedel visade dock en viss variation beroende på från vilken källa bindemedlen kom och hur de raffinerats. Den allt överskuggande faktorn av betydelse för diffusion var dock temperaturen. Det samband mellan diffusionskoefficient och temperatur som visas i figur 2 är typiskt. Avvikelse i diffusionshastighet var uppemot tio gånger vid låg temperatur (40°C) mellan ett bitumen med penetration B180 och ett bitumen som raffinerats till B15. Diffusion av *V115* skedde ca tre gånger snabbare jämfört med relativt tunga icke associerade molekyler som extraherats ur ett bitumen.



Figur 2 Diffusion av föryngringsmedel genom bindemedel med olika åldringsgrad vid olika temperaturer. Observera att vertikalexeln är logaritmisk.

Diskussion

Vid tolkningen av resultaten är det viktigt att känna till mätmetodens begränsningar och vad som egentligen mäts. Kopplingen mellan slutsatser och mätresultat kan i denna diskussion endast kortfattat återges, eftersom omfattningen inte medger annat. För en mer utförlig beskrivning, se [Karlsson, v, Karlsson och Isacsson, vi, Karlsson och Isacsson, vii]. Istället koncentreras diskussionen på att förmedla och förklara de slutsatser som kan dras ur försöken, samt att redogöra för de hypoteser som fortfarande återstår att bevisa för att få en fullständig bild ska erhållas, dels av diffusion i bitumen, dels av blandningsförloppet under vilket gammalt och nytt bindemedel blandas vid återvinning.

Enligt klassisk diffusionsteori beror tidsåtgången för diffusion av skikttjockleken och diffusionshastigheten, som i sin tur beror av temperatur, molekylstorlek och viskositet [Cussler, viii]. För skikttjocklek, temperatur och molekylstorlek visade sig teorin direkt applicerbar på diffusion i bitumen. För tidsåtgången vid diffusion betyder detta:

- Tidsåtgången, t , är proportionell mot skikttjockleken, x , i kvadrat ($t \propto x^2$)
- Om blandningstiden förkortas så kan möjligheterna till homogen blandning avsevärt försämras
- Tidsåtgången, t , är omvänt proportionell mot absoluta temperaturen, T , i Kelvin ($t \propto 1/T$)
 - Temperaturen har i sig liten inverkan på diffusionen men påverkar viskositeten desto mer (som i sin tur är viktig för diffusion) - därav den kraftiga inverkan av temperatur som observeras i figur 2
- Tidsåtgången, t , är proportionell mot molekylstorleken, R ($t \propto R$)
 - Asfaltener, dvs. mycket stora molekyler eller molekyler som sitter ihop i agglomerat, diffunderar relativt långsamt.

Kopplingen mellan bindemedlets viskositet (och därmed inverkan av åldring) och tidsåtgången för diffusion är dock svårare att se i bitumen. Figur 2 visar hur substanser från föryngringsmedlet V115 tränger igenom ett bindemedel från Mexiko beroende av om det åldrats eller ej. Viskositeten hos det åldrade bindemedlet har ökat med mer än tre tiopotenser utan synbar inverkan på diffusionshastigheten. Det är således inte bindemedlets viskositet som styr diffusionsprocessen. Förklaringen är troligen att bitumen principiellt består av en mindre andel ämnen som bidrar till bitumens viskositet genom att länka sig samman i "ärmerande" strukturer som i sin tur är lösta i den mängd som utgör den övervägande andelen i bitumen [ix]. De förstnämnda ofta benämnda asfaltener och de sistnämnda maltener. I

försöken har påvisats att maltenerna har låg viskositet som påverkas förhållandevis lite av åldring. Bitumens viskositet ökar istället av att en mindre mängd maltener övergår till att bli asfaltener, dvs. de viskositethöjande strukturerna förtätsas. Diffusionen av maltener verkar dock äga rum i maltenfasen självt utan att hindras av asfaltenerna. Försöksresultaten har också kunnat bekräfta kopplingen mellan viskositeten hos extraherade maltener² och uppmätta diffusionskoefficienter. Denna koppling leder till slutsatsen att diffusion äger rum i återvunna bindemedel, oberoende av åldring, och att merparten av diffusionsprocessen sker oväntat snabbt.

Diffusionsförsöken pekar mot att gammalt och nytt bindemedel blandas under återvinning eller en viss tid efter åtgärd. Möjligheten till fullständig blandning begränsas dock i följande fall (oräknat inverkan av att stenmaterialet alltid drar till sig vissa substanser i bindemedlet):

- Den kemiska balansen i gamla bindemedel kan vara förstörd - dålig fasstabilitet / kompatibilitet - vilket gör det återvunna bindemedlet inhomogen
- Oxidation kan leda till oxidationsskikt på bindemedelsytor.

Slutsatser

- Figur 2 ger ett typiskt samband mellan temperatur och diffusion. Skillnaden i diffusionshastighet mellan 30 och 130°C är en faktor 1000. Enligt data från mätningar av vägens temperatur på E18 vid Köping 1997 motsvarar tidsperioden från 21 maj till 8 oktober knappa två timmar diffusion vid 130°C. Skikt på uppemot en halv millimeter hinner genomdiffunderas på denna tid, vilket torde vara tillräckligt även i sammanhang såsom kall återvinning.
- Figur 2 visar hur åldringsgraden inte nämnvärt inverkar på möjligheten för maltenerna (och därmed förmodligen hela bindemedlet) att blanda sig. Möjligheterna för asfaltenerna att blanda sig av egen kraft är sämre, särskilt vid låg temperatur. Dess möjligheter till blandning är även begränsade av den kemiska balansen.
- Om några definitiva slutsatser ska kunna dras om huruvida gammalt och nytt bindemedel blandas vid återvinning eller inte, måste kunskaperna om diffusion kompletteras med undersökningar av den kemiska balansen .

Referenser

-
- [i] Carpenter S H, Wolosick J R "Modifier Influence in the Characterization of Hot-Mix Recycled Material" *Transportation Research Record* **777** pp. 15-22. (1980)
 - [ii] Noureldin A S, Wood L E "Rejuvenator Diffusion in Binder Film for Hot-Mix Recycled Asphalt Pavement" *Transportation Research Record* **1115** pp. 51-61. (1987)
 - [iii] van der Kooij J, Verburg H A "Mixing of High Penetration Bitumen with Aged Bitumen during Hot-Mix Recycling of Porous Asphalt" *Euroasphalt & Eurobitume Congress* 5.137. (1996)
 - [iv] Oliver J W H "The Influence of the Binder in RAP on Recycled Asphalt Properties" Project Report, Austroads Project No: NT&E 9806 (1999)
 - [v] Karlsson R "Laboratory Studies of Bitumen Rejuvenator Diffusion using FTIR-ATR" Kungl Tekniska Högskolan. Vägteknik. TRITA-IP FR 00-65. (2000)
 - [vi] Karlsson R, Isacsson U "Application of FTIR-ATR to Characterisation of Bitumen Rejuvenator Diffusion" skickad till ASCE (*Am. Soc. of Civil Eng.*)
 - [vii] Karlsson R, Isacsson U "Diffusion of Bitumen Rejuvenator as Influenced by Ageing" Manuskript ämnat för *International Journal of Road Materials and Pavement Design*
 - [viii] Cussler E L "Diffusion – Mass Transfer in Fluid Systems" Second ed. *Cambridge University Press*. (1997)
 - [ix] "Chemical Properties of Asphalts and Their Effects on Pavement Performance" *Transportation Research Circular*. **499**. July. (2000)

² Maltenerna har erhållits genom att fälla ut asfaltenerna genom lösning av bitumen i lösningsmedlet n-hexan.

**3. FORSKNINGSPROJEKT SOM
PRESENTERATS VID FÖRBUNDS-
UTSKOTTSMÖTET I NAANTALI
2002**

Paper presented by Denmark on FoU-project,
NVF 33 Meeting in Finland on 17th June 2002

Environmental improvement of binder content and aggregate gradation determination

Mads Jegsen & Anders Kargo
Pankas A/S, Denmark & NCC Danmark A/S, Denmark

Erik Nielsen
Asfaltindustrien, Denmark

ABSTRACT: One of the threats to both working and external environment in analysing asphalt material has been the use of hazardous solvents for determining the aggregate gradation, the binder content and the recovery of binder. The objective of this paper is to provide the technical basis for a large reduction of solvents used through introducing a binder content by ignition method, AM-1. The paper verifies and documents through round robin testing that quality control of binder content and aggregate gradation with this technique has the same (or perhaps slightly improved) precision compared to the “traditional” solvent based methods for the benefit of the environment. It is estimated that this new method fully implemented will reduce the amount of solvents used in asphalt laboratories in Denmark by 90 %.

1. INTRODUCTION

1.1 Background

The background for the “Binder content by ignition method” in Denmark is the wish to abide to the Danish legislation of substituting control methods using hazardous solvents with methods based on new and cleaner principles in order to avoid emission to the environment and exposure of laboratory personal to dichloromethane (or other solvents).

Through research in the last part of the 90’s it was concluded that dichloromethane, which is the “official” solvent in this field in Denmark couldn’t be substituted with another solvent or solvent system without introducing other problems. Other chlorinated hydrocarbons like trichloroethylene had the same drawbacks as dichloromethane. Different alcohols would not extract to 100 % the binder and would be highly flammable introducing fire hazards. Some ethers could extract the binder totally, but would also be very high risk material from a fire hazard point of view and even introduce the risk of formation of explosive components (perethers). Aromatic solvents would apart from the fire hazard in some cases introduce toxic material. Supercritical extraction for instance with carbon dioxide was theoretical possible but not economical feasible.

In 2001 a revised version of the official guideline for emission from industry was published. If these guidelines were to be enforced by the Environmental Authorities a laboratory would be limited to a mass flow of dichloromethane of 25 g/hr (or approximately 19 ml/hr) weighted over a 7 hour period. Depending on your method of extraction of the bituminous binder from the asphalt material 500 – 3000 ml dichloromethane will be lost in order to accomplish one determination of binder content due to evaporation/diffusion/leakage from automatic equipment during test and handling of this very volatile solvent in a fuming cupboard. Especially some

automated equipment had huge losses but at that time it was difficult to imagine how solvent extraction methods could be optimised to a solvent consumption below 200 ml.

There was a need for a method working with a new principle and a procedure, which also would make it possible for third party control in a contracting situation.

1.2 AM-1 is born

Inspired by the SHRP project in USA in the early 90's ovens for ignition testing of asphalt materials became increasingly commercial available in the late 90's. The manufacturers normally supplied a procedure of their own alongside delivery of an oven, and even early experience with the SHRP procedure gained through a Danish subsidiary company in south east US led us to believe that the SHRP-method was sufficiently well-defined. A small joint task group consisting of both road authorities and industry was established and it put forward a preliminary test procedure , AM-1, [1] based on Danish and US experience. The procedure has been in use since 1998 on a routine basis in many laboratories - not only for internal production control but also for external documentation of product compliance with specifications.

But the test method was introduced as a Trade Standard and not as an official test method for two reasons. From a technical point of view questions were raised concerning potential problems with the working principle of the method, which needed to be addressed. The second reason was the lack of precision data for the method, which could be gained through round robin tests with a sufficient number of laboratories participating. Some round robin tests were at that time performed in US [2] but they didn't take into account the more well-defined description of the procedure (especially the correction factor procedure). Other round robin tests like in England [3] were also biased by the fact that the ignition method were biased with the use of extraction methods influencing the overall precision determination.

Alongside this technical development Asfaltindustrien (The Association of Danish Asphalt Industries, that is the contractors' association) made a commitment through an Environmental Action Plan in 1998 that the members of the association over a 5 years period would reduce the amount of dichloromethane used for analysis by 40 %. This Action Plan was proactively revised in 2001 stating an aim for a 85-90 % reduction from the level of 1998. This would mean that virtually all binder content determination should be performed with the ignition principle, leaving a small amount of solvents for the use in recovery of binder for research purposes and in cases where recovery couldn't be avoided through other tests on the asphalt material in stead of the recovered binder.

Driven by this incentive we could see that from an environmental point of view the development of European Standards to be introduced January 2004 was going in the wrong direction. At that time the only method for binder content which we would be enforced to use after January 2004 was based on extraction with dichloromethane (or similar solvents). This meant that we had not only to get acceptance in the local Danish road community but it was also necessary to influence the European Standards through our representative in CEN TC227 WG1 TG2 by proposing AM-1 as European Standard and as speedily as possible provide international acceptable documentation for the precision of the method.

Under the responsibility of Working Group 3.12 in the Danish Road Standards Organisation a plan for Round Robin tests was set up in order to evaluate the Danish proposal for a European method for "Binder content by ignition method" and at the same time provide answers for the technical questions raised.

2. POTENTIAL PROBLEMS WITH THE IGNITION PRINCIPLE

2.1 Scenario 1 : Aggregate degradation and variability.

One of the potential problems with the method is not with the binder content but with the remaining aggregate. Apart from providing an analysis of the binder content , the traditional solvent extraction can be seen as a process to isolate the aggregate fraction for further quality control like aggregate gradation and density. If the ignition method does not produce a representative aggregate material, little would be gained because solvent extraction would nevertheless be necessary for quality control of the gradation of the aggregate.

You could also fear that the aggregate could be isolated but wouldn't be representative for the gradation in the asphalt material. The temperature of the oven is normally controlled around 540 °C but at the time when the sample catches fire the temperature can rise up till 750 °C before levelling out again at 540 °C. The normal time of an test is approximately 30 to 45 minutes, so the influence of the high temperature could lead to cracking of weak aggregate which again could change the gradation curve of the material.

Different aggregates behave differently when exposed to such a treatment. Some minerals even in dry form can under these temperature conditions loose some crystal water bound in the aggregate. Limestone and other carbonate mineral could loose weight due to evaporation of carbon dioxide. To some extent this mechanism is counteracted by the partial pressure of the carbon dioxide present in the oven due to the burning of the binder. These mechanisms influence the correction factor in the analysis and means that a valid documentation of the precision of the test must involve several different mineral types.

2.2 Scenario 2 : special fillers.

Many recipes for asphalt in Denmark call (for various reasons) for addition of special fillers like fly ash from coal fired power plants, Portland cement or hydrated lime. This variability (like the mineral type of the aggregate) must also be covered by the round robin tests. Hydrated lime is a special case as the filler absorbs carbon dioxide from the burning process, which lead to a positive, non-neglectable correction factor.

2.3 Scenario 3 : Polymer modified binders.

Polymer modified bitumens are sometimes difficult to handle for the solvent based binder content methods. The ignition method might have an advantage here, so such bitumens also should be represented in the round robin tests.

2.4 Scenario 4 : cellulose fibres.

Certain mixtures (like porous asphalt and open graded asphalt concrete) might contain cellulose fibres, which have been added to ensure that a thick film of bituminous mortar doesn't run off the coarser aggregate. These will also represent a special case, as the fibres will influence the correction factor.

3. ROUND ROBIN TEST PLAN

3.1 General considerations

Documentation of the precision of the method has been established through round robin tests in several parts in the year 2000 and additional parts are planned for year 2001. It was important for Working Group 3.12 that the assessment of the precision of the method would be based on the real life condition with plant produced materials, including the variation due to sampling. This fact must be taken into account when comparing the obtained results with other, more theoretical assessments, of precision of sieve analysis.

The round robin test is performed in accordance to ISO 5725-2 “Accuracy (trueness and precision) of measurement methods and results - Part 2 : Basic method for the determination of repeatability and reproducibility of a standard measurement method” [4] and the data (binder content and sieve analysis) were evaluated accordingly.

3.2 Participation

So far 13 laboratories (units) are participating in the test using ovens of two different manufactures; one of these with two different models. All three ovens are equipped with built-in weighing systems:

MAX CEM
Troxler model 4155
Troxler model 4731 NTO

3.3 Selected asphalt materials

The program for year 2000 consisted of three asphalt materials, which apart from the general objective to determine the precision of the binder content together with aggregate variation were chosen as possible “worst case” scenarios to give information on the potential problems mentioned earlier.

1st material : GAB 0 type 16

Bituminous bound base course, containing gravel with a maximum aggregate size of 16 mm nominal containing limestone as additional filler and a binder content targeted at 5,1 %.

Special objective : degradation of particle shape (cracking) of temperature sensitive aggregates in the gravel. Decomposition of the limestone filler.

2nd material : AB 8t

Dense graded asphalt concrete with a maximum aggregate size of 8 mm nominal containing fly ash and cement as additional fillers and a binder content targeted at 5,7 %.

Special objective : Behaviour of special fillers (fly ash and Portland cement).

3rd material : ABB 16 PmB

Binder course with a maximum aggregate size of 16 mm nominal containing limestone and hydrated lime as additional fillers and a binder content comprising of a SBS-modified bitumen targeted at 4,7 %.

Special objective : Decomposition of the limestone filler, carbon dioxide absorption in hydrated lime and polymer modified bitumen.

3.4 Sampling

It is the general Danish opinion that round robin test and any test programmes comparing asphalt materials shall be performed on full scale produced mix from an asphalt plant. Asphalt sampling was done from the loose mix on the lorry. After randomising 5 samples of approximately 16 kg were sent to each participating laboratory along with samples of each mixture's components necessary to produce the same mix in the laboratory for establishing the correction factor for the ignition method.

3.5 Reference methods etc.

The ignition method is compared with the official Danish extraction method for binder content [5, 6] and any possible influence on the aggregate is judged by comparing the sieve analysis [7] on both ignited and extracted aggregate. Both the official binder content and sieve analysis method resemble equivalent methods throughout Europe. The correction factor for the ignition method is found by Alternative 1 (often described as "wet-calibration") in the Danish ignition method. This "wet-calibration" is based on ignition of a carefully produced laboratory produced mix to the same recipe.

3.6 Presentation of results

The results from materials 1, 2 & 3 are given in the tables and corresponding figures in Annexes 1, 2 & 3 where the following nomenclature is used.

r_i & R_i repeatability and reproducibility of the ignition method respectively

r_e & R_e repeatability and reproducibility of the extraction method respectively

% material passing is use as abscissa in figures A1, A2 & A3 because the repeatability and reproducibility of the sieve analysis is dependent on the "steepness" of the gradation curve. A fact that is also recognised in the way precision estimates are written in test methods for instance [8]. Using % material passing as abscissa also facilitates comparisons between asphalt materials of different maximum aggregate size.

4 DISCUSSION

4.1 Binder content

In Table 1 the binder content data are summarised from the Annexes. For the 1st material (bituminous base course with gravel) there is a small difference between the ignition and the extraction method. The difference is not significant when you take into account the repeatability and reproducibility of the methods (Table 2). Compared with the target value of the asphalt plant it is obvious that the extraction method is underestimating the binder content. This could be due to the fact that some of the aggregate is absorptive and the ignition method seems to get a better estimate than the extraction method when absorbed binder is involved.

For the 2nd material (dense graded asphalt concrete with granite using a small maximum aggregate size) there is an excellent agreement between the two methods and the target value of the asphalt plant.

For the 3rd material (binder course with PmB) there is again an excellent agreement between the two methods, with both giving values a little lower than the target value. We are not certain why both methods show this difference to the target value. One plausible explanation could be the extra “stickiness” of the polymer modified binder. At every handling step from the mixer to the lorry, sampling from the lorry and sample preparation in the laboratory you are bound to loose – relatively speaking – more of the binder rich mortar than of the aggregate.

Table 1 Binder content

Material No.	Short description	Target value (asphalt plant)	Ignition method	Extraction method	Difference
1 st material	GAB 0 type 16	5,1 %	5,16 %	4,98 %	0,18 %
2 nd material	AB 8t	5,7 %	5,69 %	5,75 %	-0,06 %
3 rd material	ABB 16 PmB	4,7 %	4,55 %	4,58 %	-0,03 %

Table 2 shows the precision data for the binder content extracted from the Annexes. For all three materials it can be seen that the repeatability of the ignition method is quite close to the reproducibility. This means that the reproducibility of the ignition method to a large extent is governed by factors like the sample handling etc. in each individual laboratory. For the extraction method the repeatability is roughly between one half or two third of the reproducibility, which could mean that the laboratories have a small permanent offset between each other (due to unknown factors). For the gravel based material (1st material) there is a clear difference between the repeatability of the two methods with the ignition method having the largest value. This can be explained by combining a few facts. It is recognised that sampling relatively large stone mixes can give variability in the number of large stones present in each sample (ratio between maximum aggregate size and sample size). If as mentioned above the ignition method is better than the extraction method to determine absorbed binder, this difference towards a variation of large, absorptive aggregates could account for the larger repeatability of the ignition method.

Table 2 Precision data for binder content

Material No.	Short description	r _i repeatability	R _i reproducibility	r _e repeatability	R _e reproducibility
1st material	GAB 0 type 16	0,30 %	0,33 %	0,22 %	0,39 %
2nd material	AB 8t	0,17 %	0,19 %	0,14 %	0,28 %
3rd material	ABB 16 PmB	0,25 %	0,33 %	0,25 %	0,33 %

From the tests performed so far it can be concluded that

- € the ignition method with respect to binder content has the same (or perhaps better) ability of determining the “true” target value and
- € the ignition method generally speaking has the same or even better reproducibility compared with the traditional extraction method.

4.2 Aggregate gradation and deterioration

Table 3 shows the difference between the two gradation curves (size distributions) obtained from the ignition and extraction methods. From the way the difference is calculated a positive value means that for the sieve size in question the ignited aggregate is finer than the extracted aggregate

(and vice versa for negative values). In general the maximum difference (numerical) between the two is 1,0 % and it occurs especially for the 3rd material, which has a relatively steep curve for the larger sizes and therefore is extra sensitive to small aggregate variations. On average the difference is around 0,3-0,4 % and this is not significant if you take into account the overall precision of sampling followed by sieve analysis.

If you suspected a deterioration of the aggregate particle by the ignition method like a split down the middle of the particle, you would expect predominantly positive signs for the values in Table 3 apart from the coarse sieves. This seems not to be the case. Even for the 1st material with its potential weakest aggregate towards heating you only see very small positive values (average around 0,3 %, maximum 0,7 %), which again should be compared with the overall precision. The tolerance for comparison between an aggregate gradation found by analysis and a specified gradation is in Denmark – when you combine the precision for both sampling and sieve analysis – found to be ± 6 % above 25 % aggregate passing, ± 2 % on the 0,075 mm sieve and ± 4 % on all other sieves [7].

Table 3 Difference in values of % passing (Ignition – Extraction values)

Material No.	1 st material	2 nd material	3 rd material
Short description	GAB 0 type 16	AB 8t	ABB 16 PmB
% Passing 16 mm sieve	-0,2 %	-	-1,0 %
% Passing 11,2 mm sieve	0,6 %	-	-0,9 %
% Passing 8 mm sieve	0,5 %	-0,2 %	-1,0 %
% Passing 5,6 mm sieve	0,2 %	-0,8 %	-0,9 %
% Passing 4 mm sieve	0,2 %	-0,5 %	-0,6 %
% Passing 2 mm sieve	0,0 %	-0,2 %	-0,5 %
% Passing 1 mm sieve	0,2 %	-0,3 %	-0,2 %
% Passing 0,5 mm sieve	0,7 %	-0,2 %	-0,3 %
% Passing 0,25 mm sieve	-0,1 %	-0,2 %	-0,3 %
% Passing 0,125 mm sieve	0,4 %	-0,2 %	-0,3 %
% Passing 0,075 mm sieve	-0,2 %	-0,3 %	-0,5 %
% Passing 0,063 mm sieve	- *	- *	-0,2 %

* sieves of this size were not available at the time of test.

From the aggregates tested so far it can be concluded that

- € there is no systematic difference between aggregate gradation determined by wet sieve analysis on aggregate from the ignition method compared to the extraction method
- € differences between the two results are insignificant when compared to the combined overall precision of sampling followed by sieve analysis.

5 FURTHER DEVELOPMENT - PILOT STUDY

A pilot study has been conducted among a few of the participating laboratories in order to investigate into a possible alternative (“dry-calibration”) to the above mentioned normal

procedure (“wet-calibration”) for establishing the correction factor. This pilot-study will be discussed in ERFA groups for knowledge exchange.

“Dry-calibration” is performed by submitting each virgin aggregate fraction of the material predried at 110 °C for the normal duration of the ignition test at the test temperature. The overall correction factor for an asphalt mix is then obtained by a calculation combining the weighted correction factors for the aggregate fractions in question. The mass percentage is used as the weighting.

With the technique hydrated lime gives rise to a special consideration as the hydrated lime under normal ignition absorbs carbon dioxide from the ignited bitumen which is not present during a “dry-calibration”. From a back-calculation comparing correction factors from “dry-” and “wet-calibration” a preliminary theoretical correction factor of -25,0 has been determined. It is important to remember that the normal amount of hydrated lime in the mix of aggregates is around 1,5 %. This means that the weighted contribution of hydrated lime to the correction factor is approximately -0,375.

In Table 4 the initial results from the pilot study are shown for comparison of “wet-” and “dry-calibration” for laboratories A, B and C. The difference between values of the two ways of estimating the correction factor is insignificant. If this result can be confirmed on the next round robin test it will have a tremendous effect on saving laboratory resources for asphalt plants with many mix formulas.

Table 4 Pilot study - Comparison between “wet-” and “dry-calibration”

Material	Laboratory	Correction factor		Difference “dry” - “wet”
		“wet- calibration”	“dry-calibration”	
1 st material GAB 0 type 16	A	0,16 %	0,16 %	0,00 %
	B	0,06 %	0,01 %	-0,05 %
2 nd material AB 8 t	A	0,13 %	0,11 %	-0,02 %
	C	0,06 %	0,08 %	0,02 %
3 rd material ABB 16 PmB *	A	-0,15 %	-0,17 %	-0,02 %

* containing hydrated lime

The saving in work effort concerning the correction factors will be important as a preliminary study of the round robin tests [9] showed that the correction factor is unique being both dependent on the performing laboratory and on the oven used. This means that it is not possible to use a correction factor estimated at another laboratory. In addition [9] also showed, that there is no indication of differences between the three types of ovens used in the final result of the ignition method.

6 CONCLUSIONS (SUMMARY):

The conclusions from the three parts are:

- € the ignition method with respect to binder content has the same (or perhaps better) ability of determining the “true” target value and
- € the ignition method generally speaking has the same or even better precision data compared with the traditional extraction method.
- € there is no systematic difference between aggregate gradation determined by wet sieve analysis on aggregate from the ignition method compared to the extraction method
- € differences between the two results are insignificant when compared to the combined overall precision of sampling followed by sieve analysis.

7. ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to acknowledge the effort and corporation from the asphalt plants and laboratories involved in this project for volunteering this huge amount of work in the height of the production season.

8. REFERENCES

- [1] Asfaltindustriens metodesamling AM-1 : Bestemmelse af bitumenindhold i asfaltmaterialer ved afbrænding. (*Determination of binder content in asphalt materials by ignition*)
- [2] Brown, E.R. and Mager, S. , 1996 : Asphalt Content by Ignition Round Robin study. *Paper No. 96-1103, National centre for Asphalt Technology, Auburn University.*
- [3] Meller, G. and Nicolls, JC, 2000 : A Standardisation Trial for The Analysis of Asphalt by The Ignition Method , *TRL-paper*
- [4] ISO 5725-2 “Accuracy (trueness and precision) of measurement methods and results - Part 2: Basic method for the determination of repeatability and reproducibility of a standard measurement method”
- [5] SV Prøvningsmetode SV 30.2 1985 : Ekstraktionsanalyse. Centrifugemetoden
- [6] SV Prøvningsmetode SV 30.3 1985 : Ekstraktionsanalyse. Hurtigmetoden
- [7] SV Prøvningsmetode SV 20.1 1985 : Sigteanalyse
- [8] ASTM D 5444 Standard Test Method for Mechanical Size Analysis of Extracted Aggregate.
- [9] Nielsen, E, 2001 : Repeatability and reproducibility of “Binder content by ignition method”, Asfaltindustrien , paper to CEN TC227 WG1 TG2

Annex 1

Table A1. Results for GAB 0 type 16 (bituminous base course with gravel)

Analysis	Ignition			Extraction			Difference Ign. - Ext.
	mean	r _i	R _i	mean	r _e	R _e	
% Passing 16 mm sieve	98,6	2,8	3,0	98,8	2,2	2,2	-0,2
% Passing 11,2 mm sieve	85,1	6,4	7,5	84,5	6,1	7,8	0,6
% Passing 8 mm sieve	73,2	5,3	6,1	72,7	5,5	6,9	0,5
% Passing 5,6 mm sieve	67,8	5,0	6,6	67,6	5,0	6,9	0,2
% Passing 4 mm sieve	58,9	4,7	5,5	58,7	4,2	5,8	0,2
% Passing 2 mm sieve	45,0	3,3	4,2	45,0	3,0	4,7	0,0
% Passing 1 mm sieve	38,2	2,8	3,6	38,0	2,5	4,2	0,2
% Passing 0,5 mm sieve	28,3	1,9	2,8	27,6	1,9	3,9	0,7
% Passing 0,25 mm sieve	16,9	1,4	1,9	17,0	1,4	2,2	-0,1
% Passing 0,125 mm sieve	9,3	0,8	1,4	8,9	1,1	2,2	0,4
% Passing 0,075 mm sieve	6,5	0,8	1,7	6,7	0,8	1,7	-0,2
% Passing 0,063 mm sieve	-	-	-	-	-	-	-
Binder content %	5,16	0,30	0,33	4,98	0,22	0,39	0,18

Binder content % (target value at the asphalt plant)	5,1
--	------------

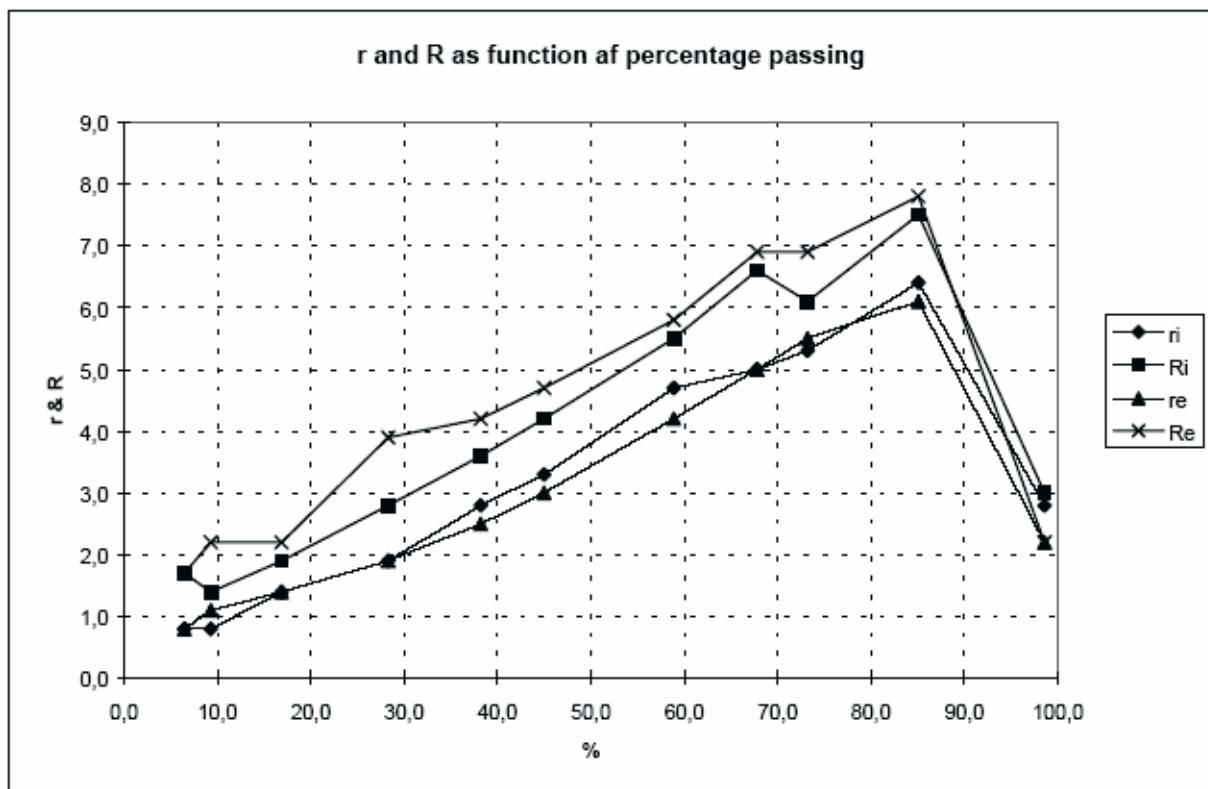


Figure A1 r and R as function of percentage passing for GAB 0 type 16.

Annex 2

Table A2. Results for AB 8t (dense graded asphalt concrete)

Analysis	Ignition			Extraction			Difference Ign. - Ext.
	mean	r _i	R _i	mean	r _e	R _e	
% Passing 8 mm sieve	96,8	1,1	2,8	97,0	1,7	3,3	-0,2
% Passing 5,6 mm sieve	75,7	2,5	3,6	76,5	1,9	4,4	-0,8
% Passing 4 mm sieve	58,8	1,9	3,6	59,3	1,9	4,4	-0,5
% Passing 2 mm sieve	41,2	1,1	1,9	41,4	1,1	1,7	-0,2
% Passing 1 mm sieve	32,5	0,8	1,4	32,8	0,6	1,1	-0,3
% Passing 0,5 mm sieve	24,0	0,8	1,9	24,2	0,8	1,4	-0,2
% Passing 0,25 mm sieve	13,5	0,6	1,1	13,7	0,8	0,8	-0,2
% Passing 0,125 mm sieve	8,6	0,3	0,8	8,8	0,3	0,6	-0,2
% Passing 0,075 mm sieve	7,2	0,6	0,8	7,5	0,3	0,8	-0,3
% Passing 0,063 mm sieve	-	-	-	-	-	-	-
Binder content %	5,69	0,17	0,19	5,75	0,14	0,28	-0,06

Binder content % (target value at the asphalt plant)	5,7
--	------------

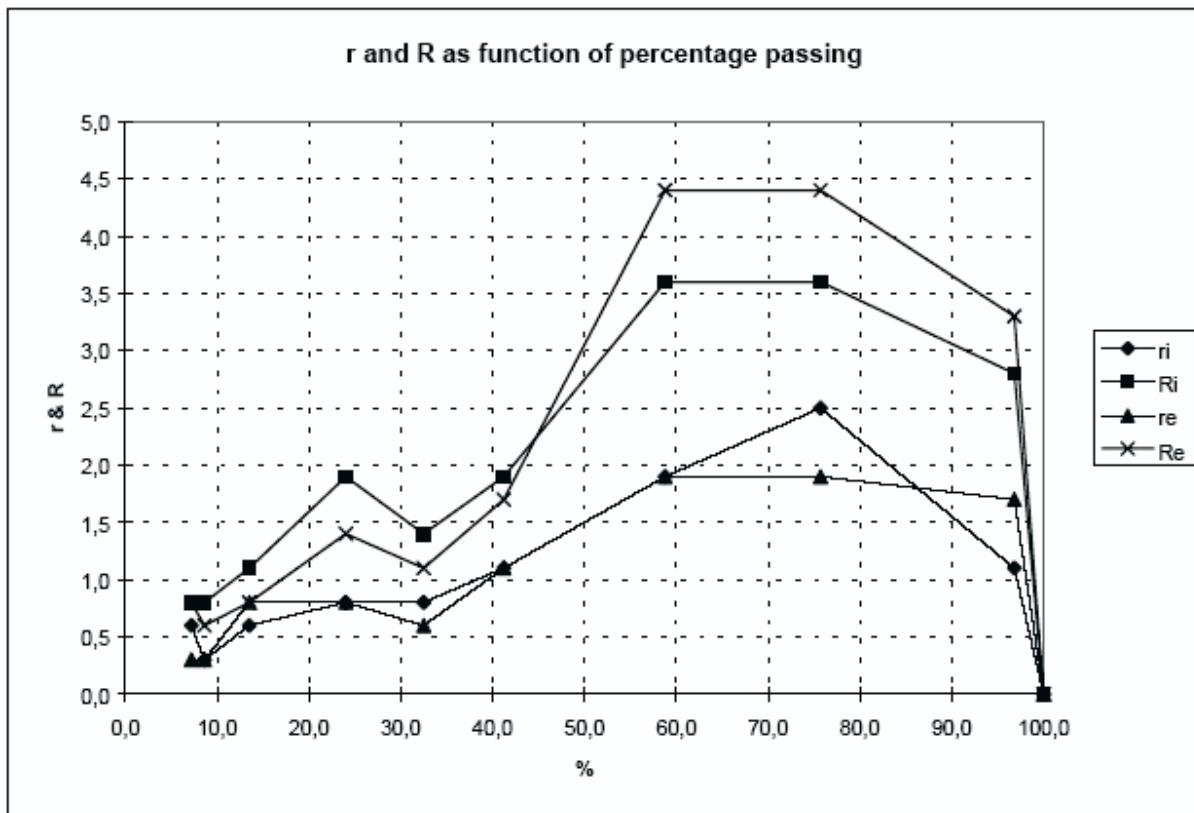


Figure A2 r and R as function of percentage passing for AB 8t.

Annex 3

Table A3. Results for ABB 16 PmB (binder course with PmB)

Analysis	Ignition			Extraction			Difference Ign. - Ext.
	mean	r_i	R_i	mean	r_e	R_e	
% Passing 16 mm sieve	95,1	5,5	7,5	96,1	3,3	3,3	-1,0
% Passing 11,2 mm sieve	66,1	7,8	10,0	67,0	6,6	9,4	-0,9
% Passing 8 mm sieve	57,9	6,1	7,8	58,9	6,6	9,1	-1,0
% Passing 5,6 mm sieve	40,0	4,2	5,3	40,9	4,7	6,1	-0,9
% Passing 4 mm sieve	31,9	2,8	3,9	32,5	3,3	3,9	-0,6
% Passing 2 mm sieve	24,5	1,9	2,2	25,0	2,5	2,8	-0,5
% Passing 1 mm sieve	18,2	1,4	1,9	18,4	1,1	1,4	-0,2
% Passing 0,5 mm sieve	14,0	1,1	1,4	14,3	0,8	1,4	-0,3
% Passing 0,25 mm sieve	11,1	0,8	1,4	11,4	0,8	1,7	-0,3
% Passing 0,125 mm sieve	8,6	0,8	0,8	8,9	0,8	1,1	-0,3
% Passing 0,075 mm sieve	6,7	0,8	1,4	7,2	0,8	1,1	-0,5
% Passing 0,063 mm sieve	6,5	0,3	1,1	6,7	0,8	0,8	-0,2
Binder content %	4,55	0,25	0,33	4,58	0,25	0,33	-0,03

Binder content % (target value at the asphalt plant)	4,7
--	------------

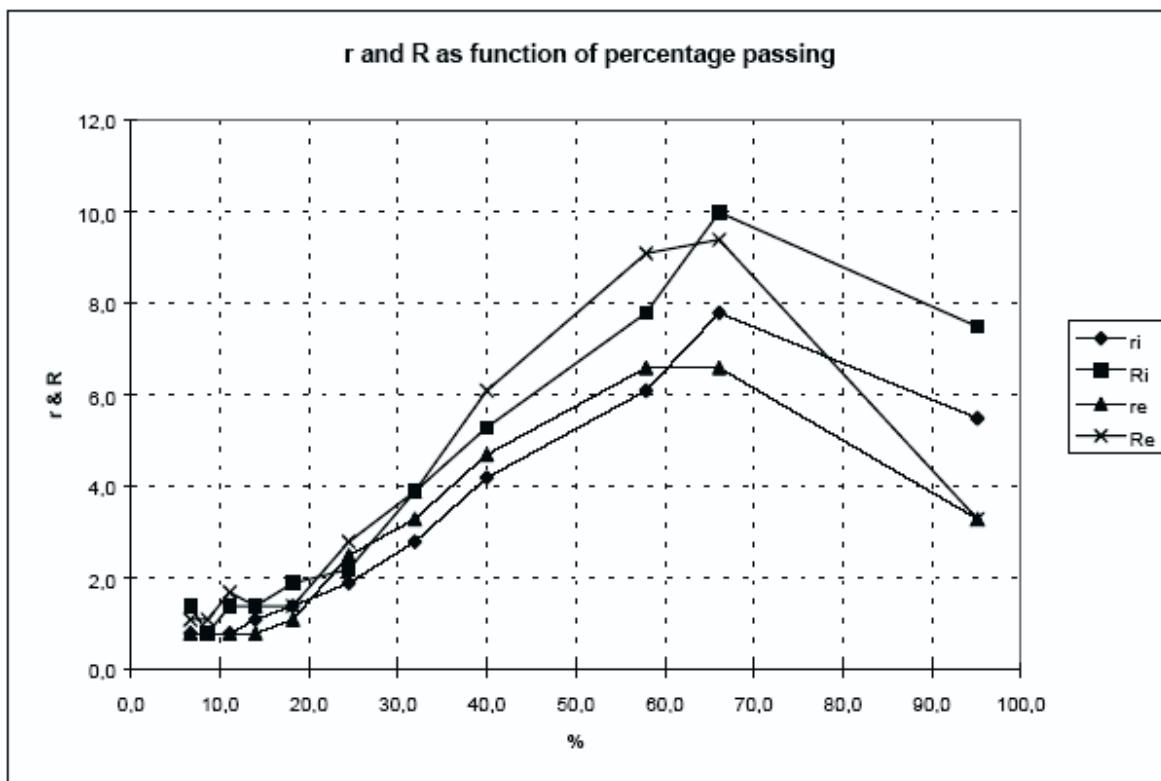


Figure A3 r and R as function of percentage passing for ABB 16 PmB

Den eviga asfaltbeläggningen mot utmattningen? - erfarenheter från testsektioner på ringväg II

Trafikbelastningen ökar - vägars hållbarhet?

Den tunga trafiken och dess ständigt fortgående ökning spelar en betydande roll för utvecklingen av vägars nedbrytning. Den maximalt tillåtna bruttovikten och axellaster för lastbilar har haft en växande utveckling i senaste årtionden och har också den samma tendensen i framtiden. I dag är den tillåtna bruttovikten 60 ton och möjligheten till ytterligare höjningar upp till 75 ton diskuteras inom transportsidan i EU.

Utvecklingen i däcktyper ökar också trafikbelastningen av vägar. Breda singelhjul i stället för tvillinghjul är fortfarande mera allmänna på tunga fordon. Påkänningsmätningar i vägkroppen har visat, att breda singeldäck kan vara upp till fyra gånger så aggressiva mot vägen som konventionella tvillinghjul. Den betydande utvecklingstendensen är också ökningen av däckstrycket på tunga fordon, vilket ökar påkänningar i vägkroppen.

När trafikbelastningen ökar ständigt, måste vägar också ha mera kapacitet mot belastningen. Vägar bör dimensioneras så, att trycket orsakat av tung trafik i obundna lager är begränsat till sådan nivå att permanent deformation i dessa lager stannar inom limiterade värden. Beläggningens töjning måste begränsas så, att vägen kan bärta de antalet belastningar som är approximerat i dimensioneringsperiod.

Vägens konstruktion – funktionen av olika lager

Funktionen av obundna lager är att fördela belastningen på undergrunden och att vara en stabil grund för bundna lager. Nedbrytningsmekanismen av obundna lager är permanent deformation och därför måste de ha tillräckligt hållbarhet mot deformationer orsakade av tunga fordon.

Bitumenbundna lager har mera funktioner, konstruktiva och trafik relaterade. Om vägen har planerat för stort trafkflöde, är det logiskt att konstruera asfaltbeläggningen av olika lager. Varje lager har sin huvudfunktion och har optimala egenskaper för den.

Slitlager måste vara jämn, ha god förmåga mot slitage och ha goda egenskaper för friktion och ljusreflektivitet. Den viktigaste funktionen av beläggningens understa lager är att tolerera repetitiva horisontella töjningar orsakade av tunga fordon dvs. ha god förmåga mot utmattningen. Huvudfunktionen av beläggningens mellersta lager är att fördela belastningen och den viktigaste egenskapen därför styvhets.

Det bästa slutresultatet kan nås genom att använda ändamålsenliga bitumtyper och additiv för olika asfaltbetonger för att få optimala egenskaper för asfaltbeläggningens varje lager.

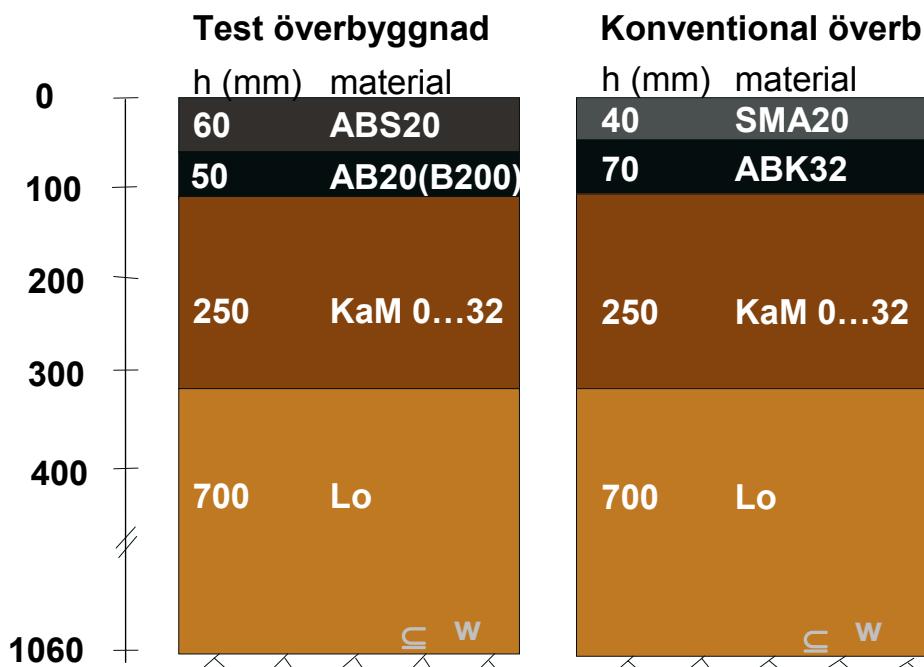
Testkonstruktioner

För att undersöka fenomenet beskrivit ovan, byggdes testkonstruktioner på ringväg II. Ringväg ligger nära Helsingfors och har mycket trafik, ÅDT 35000 varifrån 7 % tunga fordon. Först byggdes bara korta testsektioner för provvägsmaskinen och testades med HVSNORDIC år 1998. Efter goda resultat byggdes en kilometer lång testsektion på ringväg II år 2000. Vägen öppnades till trafiken i hösten 2000.

Testkonstruktioner är presenterade i figur 1. Testöverbyggnadens bottenglager var 50 mm asfaltbetong (B160/220), som har mycket hög hållfasthet mot utmattningen. Nästa lager var 60 mm mycket styvt bindlager av asfaltbetong (17 % Gilsonite av bindemedel), som delar trafikbelastningen. Slitlager 40 mm SMA ska läggas år 2002. Testöverbyggnaden skulle vara lika bra eller bättre också mot spårbildningen än referensöverbyggnaden.

Referensen var konventionell överbyggnad typisk i Nylands distrikt, 70 mm asfaltbetong i bärslagret och 40 mm SMA (stenrik asfaltbetong). Slitlager 40 mm SMA ska läggas år 2002.

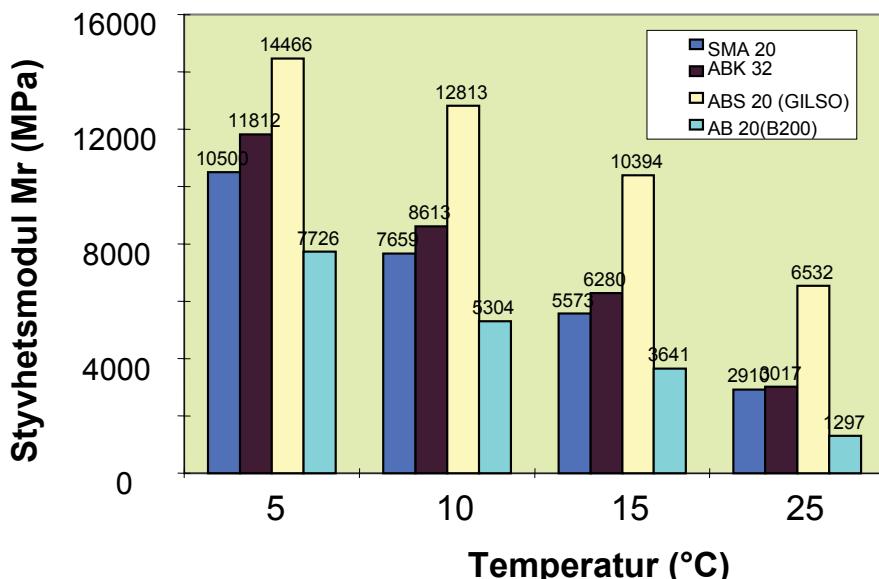
När sektioner byggdes, blev testbeläggningen 20 mm tjock och referensbeläggningen 5 mm för tunn, då är skilnaden i tjockleken tillsammans 25 mm mellan sektioner. Den orsakar lite osäkerhet vid jämföringen av konstruktioner.



Figur 1. Test överbyggnader, Lo = sprängsten, KaM = krossat berg, ABK = asfaltgrus, AB = asfaltbetong, ABS = bindlager av asfaltbetong, SMA = stenrik asfaltbetong.

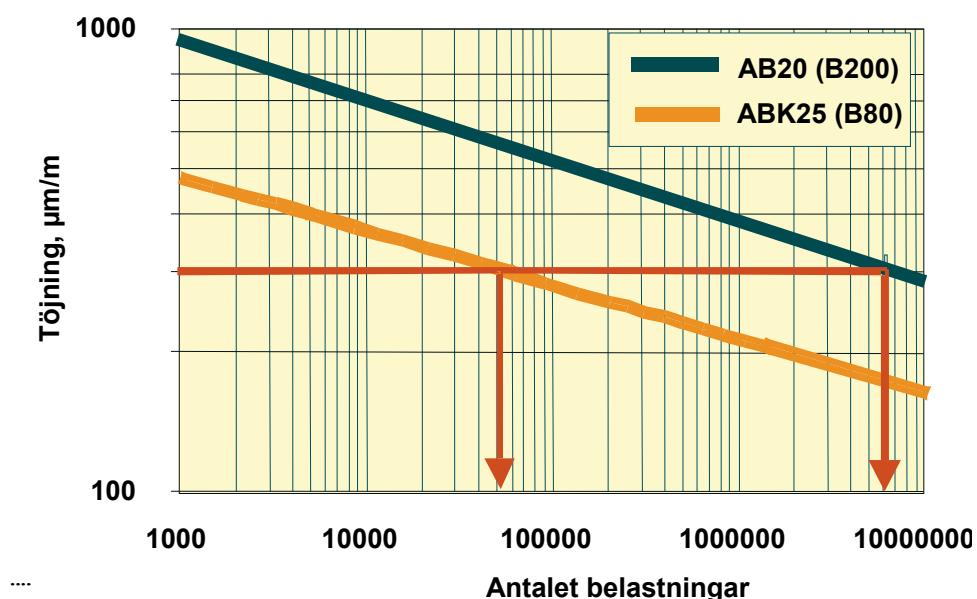
Viktiga funktionella parametrar vid dimensioneringen av överbyggnader är styrhetsmodulen av varje lager och utmattningskriteriet av de understa lagren av beläggningen.

Styrhetsmoduler av asfaltmaterial kan ses i figur 2. Särskilt vid höga temperaturer, som i praktiken är kritiska, är styrhetsmodulen av ABS (bindlager av asfaltbetong) mycket högre än den av andra asfaltmaterial.



Figur 2. Styrhetsmoduler av asfaltmaterial vid olika temperaturer, AB = asfaltbetong, ABK = asfaltgrus, ABS = bindlager av asfaltbetong, SMA = stenrik asfaltbetong.

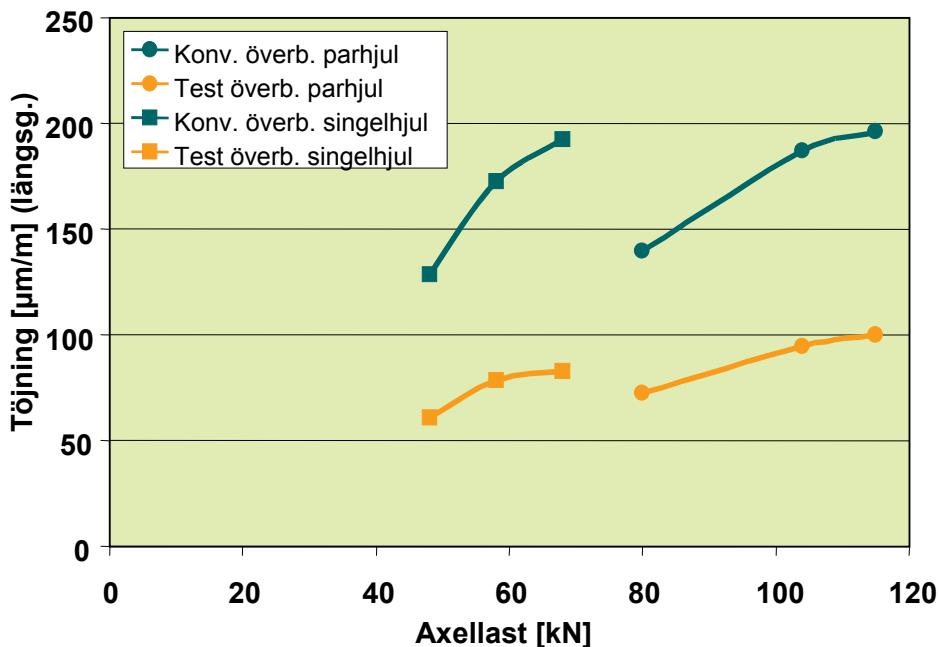
Utmattningskriteriet av de understa lagren av beläggningen kan ses i figur 3. Det är lätt att se, att AB (asfaltbetong) har mycket större förmåga mot utmattningen än ABK (asfaltgrus). Vid samma töjningsnivå bär asfaltbetong 100 gånger mera belastningar än asfaltgrus.



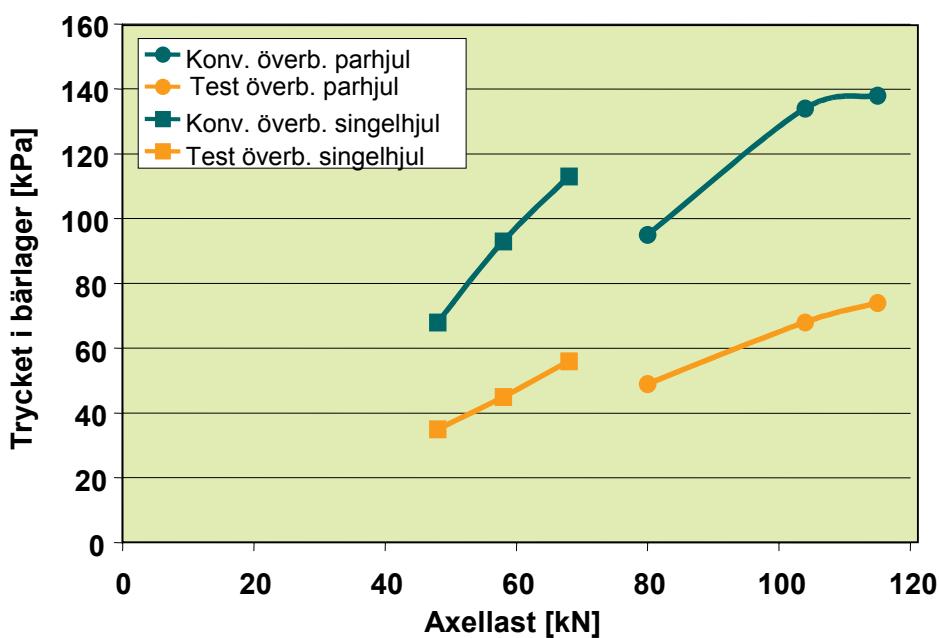
Figur 3. Utmattningskurvor av de understa lagren av beläggningen, AB = asfaltbetong, ABK = asfaltgrus.

Båda testsektioner instrumenterades med fyra töjningsgivare i asfaltbeläggningens underkant både i längsgående och tvärsgående riktningen samt fyra tryckdosor i obundet bäläger. Vägkroppens respons orsakade av tung lastbil mättes i höst 2000 före öppningen till trafiken och motsvarande i höst 2001.

Resultat av responsmätningar kan ses i figurer 4 och 5. Den horisontella töjningen av asfaltbeläggningens underkant i testöverbyggnaden är bara 50 % från töjningen i referensöverbyggnaden. Det är samma sak med trycket i obundet bäläger.



Figur 4. Den horisontella töjningen av asfaltbeläggningens underkant enligt axellasten med två hjultyp för båda vägkonstruktioner



Figur 5. Det vertikala trycket i obundet bäläger enligt axellasten med två hjultyp för båda vägkonstruktioner.

Analys – relativa livslängden av vägkonstruktioner

Vägkonstruktioner kan jämföras genom att bestämma den relativa livslängden för båda konstruktioner baserad på responsmätningar. Vid den samma töjningsnivån skulle testkonstruktionen bära 100 gånger mera lastning än referenskonstruktionen. Nu var töjningsnivån av testöverbyggnaden bara 50 % från töjningen i referensöverbyggnaden. Det betyder, att med dessa (olika) tjokleker skulle testkonstruktionen bära över 10000 mera lastning än referenskonstruktionen.

Vid HVS-NORDIC test var den relativa livslängden av testkonstruktionen 30 gånger större än den av referenskonstruktionen bestämd för lika tjocka asfaltbeläggningar.

Slutsats

Konstruktionkostnader av testbeläggningen var vid årets 1998 prisnivå 10 % större än den av referensbeläggningen och vid årets 2000 prisnivå var konstruktionskostnader likadana.

Man kan säga, att med samma pris kan vinnas tiofals mera livslängd mot utmattningen genom att använda materialets egenskaper, kapacitet optimalt. Man kan få mera möjligheter för vägens underhåll och rehabilitering, också lättåtgärder (fräsning, tunna ytbehandlingar), om man har tillräckligt kapacitet i asfaltsbeläggningens undre lager.

Forslag til arbejdsprogram vedr. registrering av slitage på det færøske vejnet.

Forord

Med hensyn til det sidste møde i NVF 33 i NCC hovedkontor i Herlev den 05.04.2002 vedlægges herved det færøske forslag til FoU rapport den 16., 17. og 18.juni 2002 i Åbo, Finland til formel godkendelse.

De færøske repræsentanter har valgt at behandle problematikken vedrørende indsamling af materiale til vurdering af pigdækkenes slitage på det færøske vejnet.

Tórshavn mai/juni 2002

På vegne af det færøske udvalg 33

Boði Haraldson
stadsingeniør

Fakta om Færøerne og det færøske vejnet:

Færøernes befolkning	ca. 47.500 indbyggere
Antal øer	18
Samlede areal	1399 km2
Samlet vejlængde landsveje	450 km (landsveje)
Samlet vejlængde kommunalveje	500 km (kommunale)
Samlet vejlængde i Tórshavns kommune	120 km
Antal registrerede køretøjer på landsplan	20.974 (01.01.2002)
Antal registrerede køretøjer i Torshavns kommune	7.867 (01.01.2002)
Vækst i registrerede køretøjer % de seneste 5 år på landsplan	38,5%
Vækst i registrerede køretøjer % de seneste 5 år i Torshavn kommune	38,3%
Pigddæk sæson	Fra 1.oktober til 1 maj

Indledning.

Debatten om problematikken vedrørende slitagen at det færøske vejnet været aktiv de seneste mange år, dog uden at man fra politisk side er kommet til en brugbar konklusion. Og årsagen til den såkalte 'manglende vilje' - at få debateret fakta vedrørende brugen af pigdæk - ligger nok til grund for manglende data for behandlingen at et sådant omfattende emne.

For at få sat gang i debatten om brugen at pigdæk begrundet på objektive fakta, vil det færøske udvalg på vegne av udvalg 33 komme med et forslag til viderefudarbejdelse af igangværende FoU rapport om friktionsdæk. Som en forsmag til denne opfordring vil de færøske repræsentanter præsenitere de undersøgelser, som p.t. er i gang på det færøske vejnet.



Tilfældige trafiks situationer i Torshavn

Hvad er det, som bliver undersøgt.

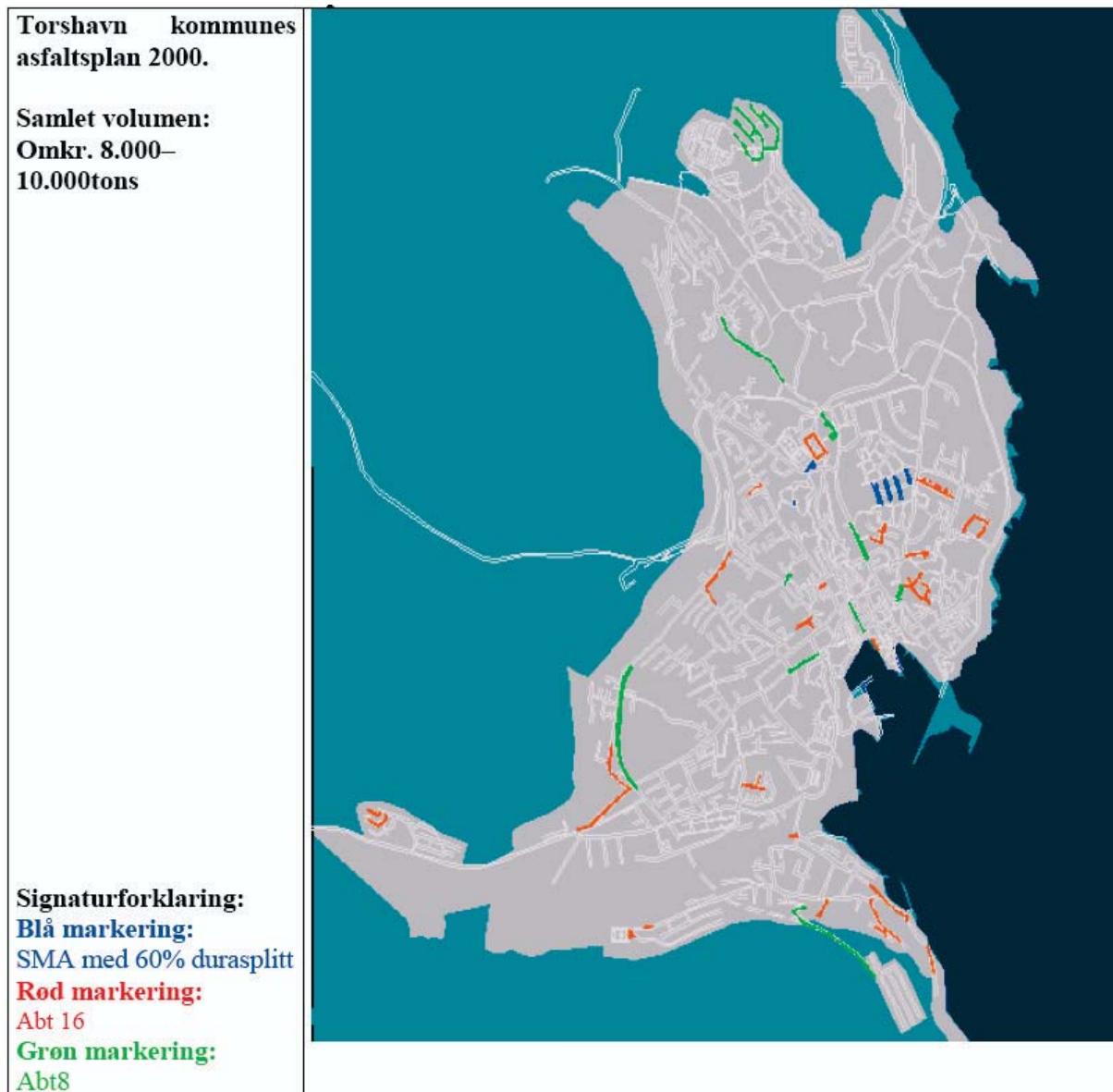
Landsveje.

Som en begyndelse for indsamling af data har man fra vejmyndighedens side igangsat trafiktællinger og slitageregistreringer på enkelte strækninger på de færøske landsveje. Disse undersøgelser står landsingeniøren for, og er antallet ca. 20 tællesteder, hvor blandt andet slitagen bliver registreret på bestemte 'fikspunkter' på vejprofilet. Derudover registreres også forbrugen af pigdæk i vinterperioden og hvornår der er glat føre. Landsingeniøren har siden slutningen 1980'erne udarbejdet rapporter som behandler disse emner.

Kommunale veje i Tórshavn.

I Torshavns kommune har man registreret trafiktællinger på de kommunale veje men slitageregistreringer er desværre ikke igangsat endnu. Derimod har man registret samtlige områder i kommunale veje, som har været asfalteret de seneste 4-5 år på GIS-system.

Kort af de kommunale asfaltplaner fra 2000 til 2002.



Torshavn kommunes
asfalsplan 2001.

Samlet volumen:
Omr. 10.000 tons.



Signaturforklaring:

Blå markering:

SMA med 60% durasplitt

Rød markering:

Abt 16

Grøn markering:

Abt8

**Torshavn kommunes
asfalsplan 2002.**

**Samlet volumen:
Omr. 8.000 tons**

Signaturforklaring:
Blå markering:
SMA med 60% durasplitt
Rød markering:
Abt 16
Grun markering:
Abt8



Slitage af slidlag på landsveje.

En samlet oversigt fra landsingeniørens registreringer viser, at årlige mængde af bortslidt asfalt udgør ca. 2.400 tons. I vinterperioden er slitagen vurderet til ca. 1.700 tons og de resterende 700 tons i sommerperioden.

Gennemsnitlig slitage af landsvejnettet for perioden 1999-2001

(kilde: Rapport fra Landsingeniørens vejafdeling: Vinteren 2000/2001)

	1999	1999/2000	2000	2000/2001	2001
Slitage okt-april		0,50mm (1.273tons)		0,80mm (2.037tons)	
Slitage maj-sept	0,30mm (770 tons)		0,51mm (1.283tons)		0,30mm (770tons)
Trafik	150 mill. km		160 mill. km		163 mill. km

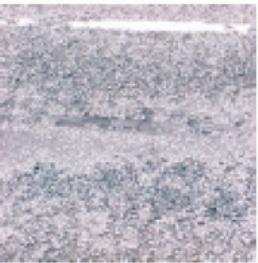
(Til sammenligning kan der oplyses, at i 1994 var den samlede trafik ca. 115,1 mill. km)

	1999	1999/2000	2000	2000/2001	2001
Antal dage med glat føre		134 dage		88 dage	
Antal dage med gennemsnitlig glat føre		34 dage		36 dage	
Antal dage med sortkalk/tøris		46 dage		29 dage	
Brug af pigdæk		42%		39%	

Slitage af slidlag på kommunale veje.

Man kan ikke på baggrund af kommunens kortoversigt fra de sidste asfaltplaner konstatere klare tendenser, hvor slitage på vejnettet i Torshavn er størst. Beslutningen for asfaltring af de respektive vejstrækninger tages på baggrund af slitlagets status i vinterperioden året før. Generelle parametre for vejafdelings statusrapportering er spordannelse, krakelering og mindre hul i vejbanen.

Største delen af de kommunale veje er blevet asfalteret med Abt 16 med 60% durasplitt. Dette gælder for alle de mest trafikerede veje, og ellers ABt8 eller ABt16 på mindre befærdede veje. Man ud fra registrerede køresedler og bestillingsbekræftelse fra Landsingeniøerns asfaltværk konkludere, at i enkelte tilfælde er der tale om væsentlige længere levetid for f. eks. SMA 16 med 60% durasplitt. Dette er en af hovedårsagen til kommunens forventede fremtidige brug af SMA 16

	 Slitage af vejbelægningen
Billede af spordannelse i Bøkjarabrekka. (spordybde omkr. 35mm) (Sidst asfalteret i 1992)	
 Gågaden i Torshavns centrum med flisebelægning	 Slitage af flisebelægning.  Ingen slitage

Slitage af afstribning.

Mest afslørende slitage på vejnettet er de første par uger efter pigsæsonens start (som regel efter den første snevarsling) ses på vejenes afstribninger. Kommunen bruger hvert år ca. 20 tons termoplast til afstribninger. Største delen – omkr. 75% - er reparationsarbejde.



Billede af slitage af termoplast ved vejkryds.

Hvad der det, som bør undersøges.

Mål for fremtidige registreringer på det færøske landsvejnet.

De igangværende undersøgelser hos landsingeniøren fortsætter i stort set samme omfang. På baggrund af eksisterende data kan der konkluderes, at slitagen af landsvejene ikke alene skyldes på grund af pigdæk. En anden væsentlig faktor er det ekstreme klimatiske forhold på Færøerne.

Mål for fremtidige registreringer på det kommunale vejnet.

Der foretages som før nævnt ingen slitageregistreringer på vejnettet i Tórshavn, men planen er at registrere pigdæksslitage sammen med trafiktællingerne på ringveje og større sammenkoblingsveje (ÅDT mellem 5.000 til 10.000) i løbet af de næste 2-3 år. Registreringerne skal udarbejdes på samme fremgangsmåde som hos Landsingeniøren.

De eksisterende trafiktællinger bliver registreret at Archer & Marksman udstyr i gennemsnitligt én uge ad gangen for hvert registrerings-sted. Samlede antal registreringer har for året 2000 været ca. 30 og 2001 ca. 40, og er planen at øge registreringen til det tredobbelte i løbet af de næste 2-3 år.

Kort for fremtidige trafiktællinger og slitageregistreringer.



Torshavns kommune har i dag 3 stk mobile trafiktælleapparater, og har tællingerne af trafikintensiteten i Torhavns vejnet været uden for 'pigdæksæsonen'. Dette har medført begrænsninger i antallet af trafiktællinger, ca. 30 tællinger pr år. Men tællingerne for hele året er påbegyndt, og dette har medvirket at antallet af tællinger forventes 90 pr. år. Målet er at få anskaffet ca. 150-200 tællinger hvert år – dvs. mulig anskaffelse for flere tælleapparater.

Foreløbig konklusion.

På baggrund af ovenstående må man konkludere, at nødvendige datamateriale for registrering af pigdæks-slitage på de kommunale veje i Tórshavn er mangelfuld. Man fra vejmyndighedernes side i hovedstadsområdet vurderer, at det samlede forburg af pigdæk undgør ca. 35% af den samlede bilpark. Disse tal skal givetvis tages med et vist forbehold, men det antyder en vis indikation.

Foruden ovenfornævnte registreringer bør der også foretages mere detaljerede registreringer af brugen af pigdæk på de kommunale veje.

Der bør også lægges vægt på forbruget af det færøske vejnet idet der er ca. 442 køretøjer pr. 1000 indbyggere på Færøerne – hvilket svarer til et relativt højt tal i forhold til andre nordiske lande

På baggrund af mere nøjagtig data og med hjælp af ovenstående kort af kommunens asfaltplaner, skal der fremgå hvor lang levetiden er for de enkelte slidlag. (Generelt siger man på Færøerne at levetiden for et slidlag bør være mindst 8-10 år, men dette afhænger af en masse forudsætninger som f. eks. vejens opbygning og materialer, vejens årlige trafikbelastning i vægt og tal samt klimaets miljø)

Af konkrete målinger kann nævnes:

1. Slitage på tunnelseabninger for at kunne konstatere forskel mellem våd og tør vejbelægning.
2. Registreringer (trafiktælling og slitageregistrering) i byområde med forskellige slidlag.
3. Vejens fysiske rammer: hældning og tværsnit – vejkryds eller ligevej
4. Forbrug af salt til vinterjeneste.
5. Hvordan bliver målingerne udført:
 - 5.1. Fotografering med digitalt kamera
 - 5.2. Måling af spordannelse
 - 5.3. Andet
6. Redegørelse for pigdæksforbrug:

Redegørelse for gældende regler for antal af pigge pr dæk. Et fælles ønske fra vejmyndighederne er at få genindført bekendtgørelsen om begrænset brug af pigdæk, idet der ikke er nogen bekendtgørelse gældende i dag. På sigt må man så fra politisk side tage endelig stilling om brugen af pigdæk bør justeres med henblik på 'brugerbetaling' eller om der skal fokuseres på andre 'frikitions dæktyper'.



UNIVERSITY OF ICELAND

Metylenblått - en testmetod för att mäta omvandlingsgraden av bergmaterial ämnat för konstruktioner

Thorbjörg Hólmeirsdóttir

*Islands Universitet
Jardbraedihus
101 Reykjavík*

thorholm@hi.is

Inledning

Stenmaterialer är asfaltbeläggningars huvudbestårdsdel och deras egenskaper, speciellt bergart och kornform, är avgörande för slitlagrets beständighet. Internationellt forsknings- och försöksarbete har påvisad att stenmaterial som innehåller svällande lermineraler, t.ex. smektit, betydligt förkortar vägars hållbarhet, se bl.a. Scott 1955, van Atta & Ludowise 1976, Wylde 1976, och Cawsey & Massey 1988. Dessa mineraler tillhör det som kallas omvandlings- eller vittringsmineraler. Stenmaterial kan uppfylla krav enligt erkända metoder, t.ex. AIV, ACV, 10% Fines, LA-värde o.fl., men sen visar det sig att vägen inte håller för påfrestningar av väder och trafik, i första hand på grund av variabel fuktighet och frys/tö omväxlingar. Påföljande skador kan medföra höga kostnader.

Förekomsten av svällande lermineraler i omvandlade bergarter, t.ex. smektit, har nyligen påvisats i isländskt stenmaterial som användes för konstruktion (Sveinsdóttir et al. 1999). På grund av den unga ålder hos isländska bergarter har den åsikten varit rådande att dessa mineraler inte skulle vålla skada i konstruktioner.

I ett isländskt omfattande projekt om stenmaterialers nerbrytning har påvisats samband mellan frostbeständighet och omvandlingsgraden i stenmaterialet (Pétursson 1998).

I ett isländskt försök med frostbeständighet av asfaltered väg har ökad slitage vid trafik med dubbdäck påvisats, och även vid liten trafik kan nedsatt hållbarhet förväntas om frys/tö omväxlingar förekommer ofta (Ingason 1999).

Målsättningen med detta projekt var i första hand att utveckla en metod där man använder färgade tunnslip för enkel klassificering av stenmaterial med hänsyn till vittringsmotstånd (durability) och därigenom komma bort ifrån den bristande överensstämmelsen mellan nuvarande klassificering och övriga prov på omvandling av basalt (Steinefnanefnd 1994). I andra hand undersöktes till vilken grad denna klassificering återspeglar stenmaterialets frostbeständighet.

Material och metoder

Till forskningen användes stenmaterialer som man har erfarenhet av, där av några som användes i asfaltbetong i Islands huvudstادområde. Det rör sig dels om material från grustäckter (sediment), dels om krossad berg. Basalt, färskt (i ursprunglig form) och på olika omvandlingsstadier, är dominante, både glas och kristalliserad material. Bild 1 visar olika stenmaterialers fördelning på färskt, omvandlad och mycket omvandlad basalt enligt de petrografiska analysmetoder som används på Byggforskningsinstitutet (Helgason & Guðfinnsson 1989). Prover observerades i bergmikroskop och frostskador uppmättes. Kornstorleksfraktionen 8-16 mm användes i alla mätningar.

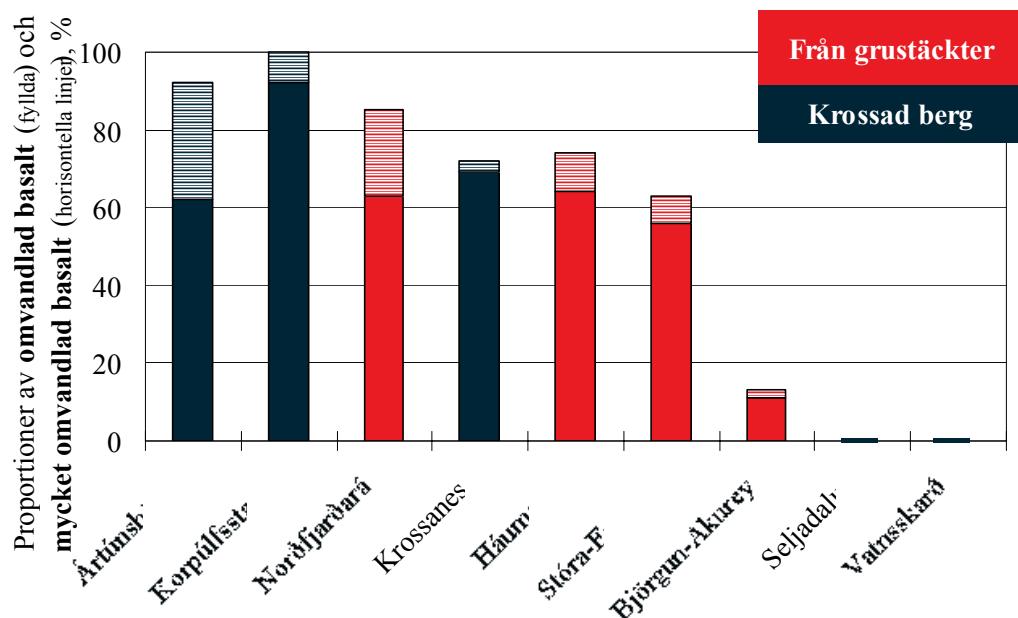


Bild 1. Fördelning på omvandlingsstadier i försöksmaterialet

Före mikroskoperingen krossades fraktionen 8-16 mm och korn av storleken 2-4 mm blev stöpta i tunnslip som färgades med metylenblått och blå punktar räknades. Procentandelen blå punktar, som benämns *blåvärdet*, återspeglar andelen av vattenhaltiga mineraler i provet. Förutsättningen är att det är i första hand svällande lermineraler som blir blåfärgade och att blåvärdet ger ett mått om andelen av dessa mineraler i försöksmaterialet (Shayan & van Atta 1986). Minst tre tunnslip stöptes av varje material och i de flesta fall räknades åtminstone 500 punktar i varje tunnslip (Hólmeirs Ólafsdóttir 1999 och 2000).

Frostbeständighet mättes enligt Nordtest-metoden på fraktionen 8-16 mm (NT BUILD 485, 1998).

Resultat

Prov av omvandlad och mycket omvandlad basalt absorberade det blåa färgämnet olika mycket beroende på mineraler och omvandlingsnivå, se bild 2 och tabell 1 där också mätningarnas standard avvikeler anges. Prov av färskt basalt och basaltglas förblev i det närmaste ofärgade, bild 3. Bild 4 visar sambandet mellan blåvärde och frostindex.

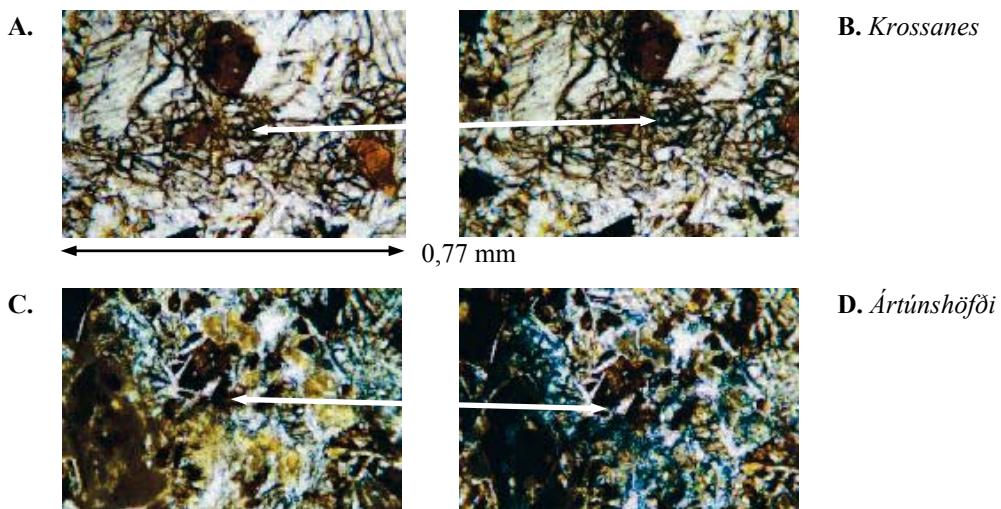
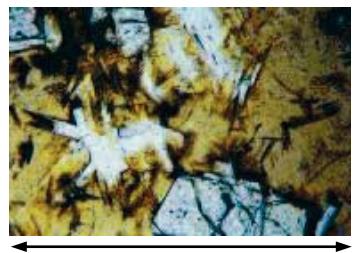


Bild 2. Prov av omvandlad (A och B) och mycket omvandlad basalt (C och D). Bilder A och C viser proven före färgning och bilder B och D efter färgning. Pilerna pekar på mineraler som färgas blå.

A. Björgun-Akurey



B. Vatnsskarð



C. Seljadalur

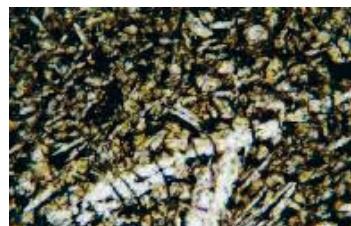


Bild 3. Tunnsnitt av färsk basaltglas (A) och basalt (B och C) efter färgning med metylenblått.

Tabell 1. Blåvärde och frostindex.

Gruva	Blåvärde, %	Standard deviation	Frostindex, %
Ártúnshöfði	20,8	0,75	64,8
Korpúlfssstaðir	17,8	1,51	7,0
Norðfjarðarár	16,1	0,81	13,5
Háumelar	14,7	2,95	11,0
Stóra-Fellsöxl	15,5	3,62	7,0
Krossanes	6,5	0,19	1,4
Björgun-Akurey	3,2	0,93	2,9
Seljadalur	0,4	0,10	0,6
Vatnsskarð	0,3	0,13	1,7

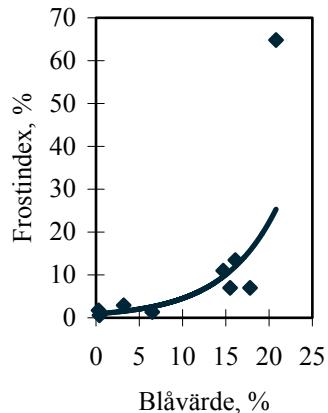


Bild 4. Sammanhanget mellan blåvärde och frostindex.

Diskussion och sammanfattning

Resultaten uppvisar korrelation mellan frostbeständighet och blåvärde, bild 4. Blåvärde mäter proportionen våtmineraler i stenmaterial och enligt tidigare resultat är de också mätt på andelen svällande lermineraler (Shayan & van Atta 1986).

De resultat som har uppnåtts i detta projekt ger anledning till den slutsatsen att våtmineraler påverkar stenmaterialets frostbeständighet.

I Europa ställs ökade krav på hushåll med råmaterialer. Det innebär bl.a. att transporter hålls till ett minimum samt att man använder marginala materialer och återvinning (recycling). I många fall har tillgången på material av hög kvalitet blivet mycket begränsad och borde besparas för de konstruktioner som ställer de högsta kraven. Detta kan medföra att i en del fall måste man nöjas med material som inte uppfyller de krav som tidigare ställts. Detta gör tillgången på enkla prover för snabb och säker klassificering ytterst viktig. Mätning av blåvärde i tunnslip av stenmaterial kan användas för att leta efter "döljda fel" som inte kan utläsas av traditionella prov. Prov på frostbeständighet används nu för att leta efter dyliga fel. Genom tillämpning av blåvärdemetoden kan prov på frostbeständighet eventuellt besparas och därigenom också tid och man kan även förvänta att produktionkontroll underlättas.

Projektets resultat leder till den slutsatsen att mätning av blåvärde i färgade tunnslip lämpar sig för klassificering av stenmaterialers kvalitet, i det minsta med hänsyn til frostbeständighet och troligtvis också dess hygrokopicitet. I fortsättningen kan man tänka sig att bestämma blåvärde i tunnslip av asfaltkärnor, t.ex. när slitlager mislyckas av ukänd orsak.

I förberedelse är att konstruera ett instrument för automatisk mätning av blåvärde i samarbete med Islands Universitets forskningstjänst och Isländsk nydaning (Icelandic Innovation).

Projektet är en del av författarens doktorand-forskning med understöd från Vägverket, Isländska forskningsfonden, Islands Universitet och Byggforskningsinstitutet. Statistisk konsultation: dr. Hólmgeir Björnsson, Lantbruksforskningens institut och Ásbjörn Jóhannesson, Byggforskningsinstitutet.

Referanser

- Cawsey D.C. & Massey S.W. 1988: In service deterioration of bituminous highway wearing courses due to moisture-susceptible aggregates. *Engineering Geology*, 26, 89-99.
- Helgason Th. & Gudfinnsson G. 1989: *Rb's Petrographic analysis* [på islandsk]. IBRI, Reykjavik, 1-44.
- Holmgeirsdottir Th. 1999: *The influence of weathering and alteration on aggregates as construction material* [på islandsk]. BUSL Report E-32, 1-27.
- Holmgeirsdottir Th. 2000: *The effects of swelling clays on the freeze resistance of aggregates* [på islandsk]. BUSL Report E-39, 1-31 + appendices.
- Ingason Th. 1999: *Freeze/thaw resistance of asphalt concrete* [på islandsk]. IBRI, BUSL-Report E-34, 1-17 + appendices.
- NT BUILD 485, 1998: *Frost resistance test using 1% NaCl*. Nordtest, Espoo, Finland
- Petursson P. 1998: *Resistance of aggregates to fragmentation, weathering and abrasion* [på islandsk]. IBRI, BUSL-Reprt E-20, 1-27 + appendices.
- Scott L.E. 1955: Secondary minerals in rock as a cause of pavement and base failure. *Proc. Highw. Res. Board, 34th Ann. Meet.*, 412-417.
- Shayan A. & van Atta R.O. 1986: Comparison of methylene blue and benzidine staining for detection of smectite clay minerals in basaltic aggregates. *13th ARRB/5th REAAA*, 56-65.
- Steinefnanefnd 1994: *Aggregates for pavements. Mechanical tests*. [på islandsk]. IBRI, V-209, Reykjavík, 1-92.
- Sveinsdottir E.L., Magnusdottir B., Hardardottir V., Holmgeirsdottir Th., Kristmannsdottir H. & Tryggvason N., 1999: *The effect of alteration minerals on the quality of construction aggregates* [på islandsk]. IBRI Report no. 99-01, IBRI, Reykjavik, 1-53 + appendices.
- Van Atta R.O. & Ludowise H. 1976: Causes of degradation in basaltic aggregates and durability testing. *14th Eng. Geol. and Soils Eng. Symp.*, 241-254.
- Wylde L.J. 1976: Degradation of road aggregates. *Australian Road Research* 6(1), 22-29.

FORSØKSVEIEN PÅ FORNEBU

Brit Sylte, Statsbygg
Joralf Aurstad, SINTEF

INNLEDNING

Grunneierne på Fornebu, Staten og Oslo kommune, har lagt rammeverket for en miljøbevisst utvikling av Fornebuområdet. Et av de viktigste satsingsområdene i miljøoppfølgingsprogrammet er maksimal gjenvinning og gjenbruk av de eksisterende massene på Fornebu.

Utviklingen av Fornebu til et framtidig byområde vil generere opp til 150.000 m³ asfalt fra gamle rulle- og taxebaner og 50.000 m³ med betong fra bygg som skal rives. For å kunne nå det overordnede målet om maksimal gjenvinning har det derfor vært nødvending for Statsbygg å utvikle bruksområder og dokumentere egenskapene til resirkulert asfalt og betong. Det har også vært et mål å kunne bidra med innspill til utarbeidelsen av nasjonale retningslinjer for disse materialene.

Med dette utgangspunktet startet Statsbygg i 1999 et FoU-prosjekt med formål å prøve ut knust asfalt og betong som vegbyggingsmaterialer i ubundet, mekanisk stabilisert form. Prosjektet skulle kombinere grundige feltundersøkelser med undersøkelser av materialegenskaper i laboratorium. Det ble bygget en forsøkstrekning i en av de gamle rullebanene, dimensjonert for samme belastning som den planlagte nye hovedveien inn på Fornebu, Ny Snarøyvei. Målet var at resultatene skulle kunne benyttes direkte som dokumentasjon for valg av overbygning for denne veien, som Statsbygg bygger for Statens vegvesen Akershus (SVA).

Forsøksveien har nå i over to år blitt systematisk fulgt opp med felt- og labundersøkelser i samarbeid med Vegdirektoratet, SVA og SINTEF. Hos SINTEF er det utført uttesting av mekaniske egenskaper, CBR-forsøk, dynamisk treaks, fasthetsutvikling over tid, etterberegning av lagvise E-moduler og lastfordelingskoeffisienter. Vegdirektoratet og SVA har fulgt opp med jevnlige målinger av bæreevne og spordannelse på strekningen. I notatet presenteres resultatene fra dette arbeidet.

OPPBYGGING AV FORSØKSVEIEN

Forsøksvegen er dimensjonert for en trafikk tilsvarende 400 000 overfarter av standard tunge kjøretøyer pr år ($\text{ÅDT} = 15\ 000$, 15 % tungandel, 2 felt). Den består av 7 felt á 30 m, hvor felt 5, 6 og 7 har henholdsvis knust asfalt (Ak), mix (50% Ak, 50% Bk) og knust betong (Bk) i forsterkningslaget, og feltene 2, 4 og 3 har tilsvarende i bærelaget. Felt 1 har vanlig oppbygging. Alle feltene har 4,5 cm Ska og 3,5 cm Ab i dekkelaget. Oppbygging av forsterkningslag og bærelag er vist i tabellen nedenfor:

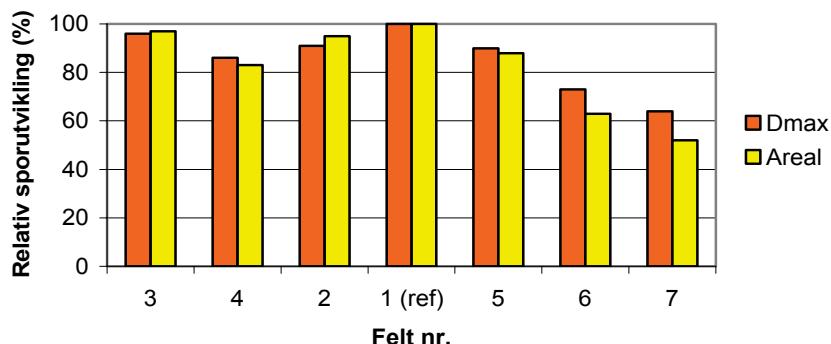
	Felt 3	Felt 4	Felt 2	Felt 1	Felt 5	Felt 6	Felt 7
Bærelag	5 cm Ak	5 cm Ak	8 cm Ak	6 cm Ag	6 cm Ag	6 cm Ag	6 cm Ag
Forsterkn.lag	20 cm Bk (0-40)	16 cm mix	8 cm Ak	10 cm Ap	10 cm Ap	10 cm Ap	10 cm Ap
	40 cm pukk 20-120	40 cm pukk 20-120	40 cm pukk 20-120	40 cm pukk 20-120	40 cm Ak	40 cm Mix	40 cm Bk

Forsøksstrekningen har nå vært under trafikk i 2 år. Det er utført kontinuerlige registreringer av trafikk i hele prøveperioden. Beregninger viser at den faktiske trafikken i perioden er sammenfallende med den belastning som vegen er dimensjonert for.

RESULTATER FRA FELTUNDERSØKELSENE

Spor og jevnhet

Det er utført jevnlige spormålinger fra oktober 1999 til august 2001. Figuren nedenfor viser utviklingen i spordybde og sporareal for de ulike feltene.

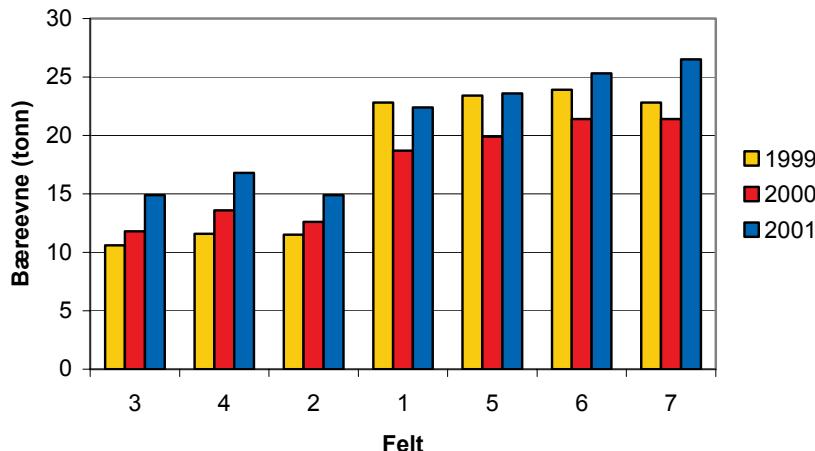


Figur 1: Relativ sporutvikling på forsøksvegen fra oktober 1999 til august 2001

Figuren viser at felt 7 med knust betong i forsterkningslaget bare har 50-60 % spor i forhold til referansefeltet. Også felt 6 med mix asfalt/betong forsterkningslag har vesentlig lavere sporutvikling enn feltene 1-5. Feltet med knust asfalt (felt 5) ligger også lavt i forhold til referansefeltet, men her er forskjellene noe mindre. Litt overraskende har de antatt svakeste konstruksjonene felt 2, 3 og 4, med bærelag av ikke-stabiliserte resirkulerte materialer også mindre spor enn referansefeltet.

Bæreevne

På alle konstruksjonene er det målt bæreevneverdier over den dimensjonerende bæreevnen på 10 tonn. Figuren nedenfor viser utviklingen i bæreevneverdier fra starten i 1999 til høsten 2001.

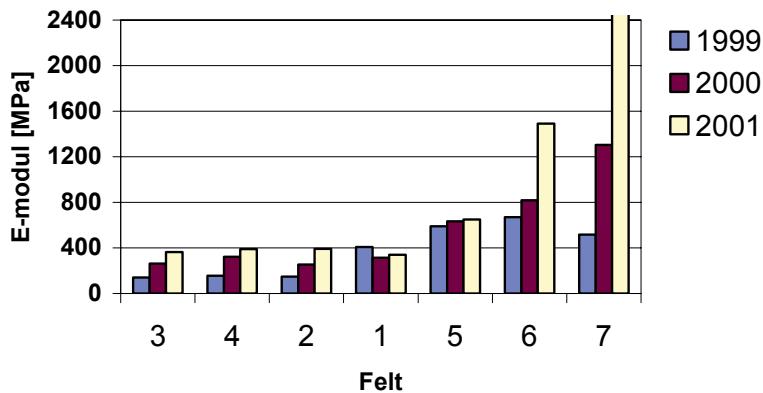


Figur 2: Midlere bæreevneverdier (tonn tillatt aksellast) pr felt

Figuren viser at det er en generell økning av stivhet/bæreevne fra 1999 til 2001 for alle felt, muligens med unntak av felt 1, referansefeltet. Bæreevnen viser en spesielt markert økning på konstruksjon 7, med knust betong i forsterkningslaget. Det er som forventet et nivåsprang i bæreevne mellom feltene 1, 5, 6 og 7 med stabiliserte bærelag og feltene 2, 3 og 4 med ikke-stabiliserte, resirkulerte bærelag. Både initialbæreevne og ”2-års bæreevne” viser høye verdier for de resirkulerte materialene.

Etterberegnede lagstivheter, E-moduler

Bæreevnemålingene er også brukt til å etterberegne lagvise E-moduler i de ulike konstruksjonene. Verdiene for forsterkningslagene er vist i figur 3 nedenfor.



Figur 3: Etterberegnede E-moduler fra fallodd for forsterkningslagene

Resultatene viser at alle forsterkningslagene med resirkulerte materialer i felt 5, 6, 7, har høyere stivhet enn feltene 3, 4, 2 og 1 som har vanlig maskinkult. Det er en kraftig stivhetsøkning gjennom perioden for felt 6, med mix og spesielt for felt 7, med betong. Dette laget har etter 2 år ute på forsøksvegen en E-modul på mer enn 3000 Mpa.

RESULTATER FRA LABORATORIEUNDERSØKELSENE

Parallelt med feltoppfølgingen har det blitt gjennomført et laboratorieprogram som omfattet undersøkelser av

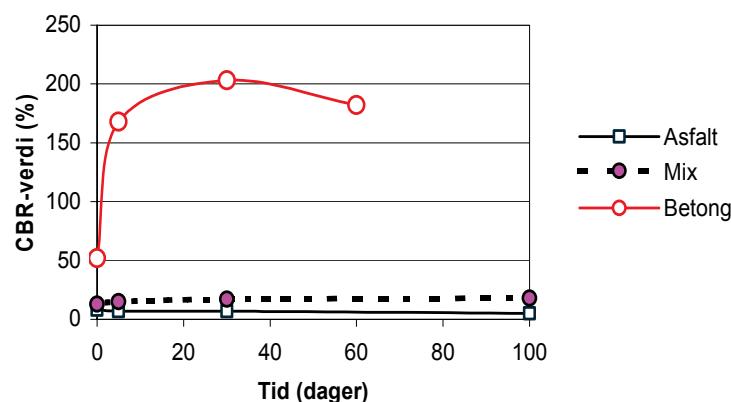
- € Mekaniske egenskaper, motstand mot nedknusing
- € Styrkeegenskaper, langtidseffekter ved CBR testing
- € Bæreevne, deformasjonsegenskaper og langtidseffekter ved triaksialtesting.

Mekaniske tester

De mekaniske styrketestene på det rene betongmaterialet og på mix-materialet viste at betongen som ble brukt i forsøksvegen er av relativt god kvalitet. Både med hensyn til sprøhet og Los Angeles-verdi tilfredsstiller materialet de gjeldende bærelags- og forsterkningslagskravene i vegvesenets veinormal 018. Erfaringer fra andre prosjekter viser imidlertid at ren mekanisk testing ikke gir noe godt bilde av materialenes funksjonelle egenskaper i vegen, og det ble derfor gått videre med CBR og deretter treaks, for å bedre kunne studere egenskapene til materialene i laboratorium i forhold til egenskaper i felt.

CBR

Det er utført standard CBR-forsøk på alle de tre resirkulerte materialtypene. I tillegg er det kjørt forsøk på prøver som har vært lagret en tid etter innstamping (vannmettet, romtemperatur). Figuren nedenfor viser utvikling i CBR-verdi for materialene over tid.



Figur 4: CBR-verdier ($CBR_{0,1}$) som funksjon av lagringstid

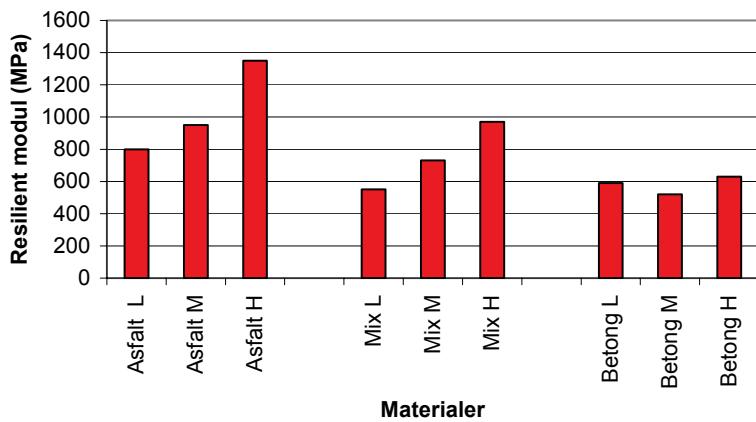
Resultatene viser liten, eller ingen styrkemessig oppbygging i prøvene av knust asfalt og mix. Betongmaterialet skiller seg ut med vesentlig høyere initialverdier. I tillegg er det på disse prøvene målt et kraftig hopp i CBR-verdi ved en tids lagring i laboratorium før testing. I løpet av 30 dager har CBR-verdien steget fra 50 til 200. De lave verdiene for asfaltmaterialet skyldes sannsynligvis at denne typen kompaktering ikke gir styrkemessig oppbygging i materialet.

Dynamisk treaks

Målet med triaks-forsøkene var å kunne sammenligne styrke og stabilitet av de resirkulerte materialene sammenlignet med tradisjonelle materialer, og resultater fra felt. Prøvene ble laget i gyrator-kompaktør, og kompaktert ved optimalt vanninnhold ved tre ulike nivåer, henholdsvis "lett", "middels" og "hard", for å kunne se effekten av økende kompaktering.

E-modul

Alle de tre alternative materialene har generelt målt høye E-moduler sammenlignet med verdier målt for et utvalg av norske naturlige grus- og steinmaterialer. Figuren nedenfor viser responsen på kompaktering for de forskjellige materialtypene:



Figur 5: E-moduler for de tre materialtypene ved ulike kompakteringsnivå (ved 200 kPa)

Figuren viser at det for asfalt er en betydelig forskjell i stivhet mellom prøver utsatt for ”lett” og ”hard” kompaktering, og at det er nødvendig med god kompaktering for å utnytte asfaltmaterialets stivhet og lastfordelende evne. Mix-materialet øker også stivheten jevnt med økende kompaktering, men ikke så mye som ren asfalt. Betongprøvene viser marginale forskjeller i stivhet mellom ”lett” og ”hard” kompaktering. Materialegenskapene synes dermed ikke å være så avhengige av kompakteringsmetode for betong.

Motstand mot deformasjon

Beregnet elastisk grense og bruddgrense ble brukt for å karakterisere materialenes motstand mot permanente deformasjoner. Undersøkelsene viste at de resirkulære materialene har høyere verdier for både elastisk grense og bruddgrense enn de fleste naturlige steinmaterialer, og indikerer at resirkulerte materialene har gode deformasjonsegenskaper. Alle materialene fikk en økning i stabilitet med økende kompaktering, men den rene asfalten viste også her en signifikant økning i elastisk grense og bruddgrense ved hard kompaktering.

Lastfordelingskoeffisienter

I det norske dimensjoneringssystemet for veger benyttes lastfordelingskoeffisienter til rangering av materialer. Det er derfor viktig for den videre bruken av resirkulerte materialer at det fastsettes ”reelle” lastfordelingskoeffisienter. Tabellen nedenfor viser beregnede lastfordelingskoeffisienter fra felt og lab undersøkelsene i prosjektet. Spennvidden i de beregnede lastfordelingskoeffisientene i laboratorium avhenger blant annet av hvordan treaksprøvene ble tillaget og formelgrunnlaget. Spennvidden i feltverdiene er avledet fra falloddsmålingene henholdsvis like etter utlegging og etter 2 år i felt.

Materialtype	FELT	LAB	Veinormalen 018
Knust asfalt	1,76 - 1,82	1,59 - 2,32	
Mix	1,84 - 2,40	1,40 - 2,08	
Knust betong	1,69 - 3,38	1,43 - 2,41*	
Knust stein	1,25 - 1,51		
Bærelagspukk			1,35
Forsterkningslagsgrus			1,0

* Lagret inntil 250 døgn

Fasthetsutvikling over tid

Denne undersøkelsen er bare gjort på det rene betongmaterialet. Triaks-forsøk på betongprøver som var lagret en viss tid etter tillagingen i gyrator viste klar fasthetsøkning, uttrykt både gjennom høyere E-modul og høyere deformasjons-motstand.

OPPFØLGING AV NY SNARØYVEI

Underveis i prosjektperioden har Statsbygg benyttet knust asfalt i forsterkningslaget i bygging av Ny Snarøyvei, den nye hovedveien inn til Fornebu, unntatt foran kryss og i kollektivfelt hvor det ble benyttet vanlig oppbygging.

Det er også her utført bæreevnemålinger på felt med 30 cm knust asfalt og felt med vanlig oppbygging foran kryss. Målingene viser større forskjell i kvalitet mellom naturlige materialer og knust asfalt enn det som ble oppnådd i forsøksveien. Feltet med 30 cm knust asfalt hadde en bæreevn på over 23 tonn, mot 20 tonn for feltet med vanlig oppbygging. Målingene antyder at større fokus på kompaktering og vanning av den knuste asfalten her enn i forsøksveien har gitt resultater.

KONKLUSJON

Resultatene fra feltundersøkelsene viser at alle felt med resirkulerte materialer har høy bæreevn, liten spordannelse og god motstand mot deformasjon (figur 1 og 2). Etterberegnogene av E-modul for de enkelte lag viser også at stivheten er høyere for de resirkulerte materialene enn for referansematerialen (figur 3). Laboratorieresultatene underbygger disse resultatene ved å dokumentere at de resirkulerte materialene har høy E-modul og høye verdier for elastisk grense og bruddgrense sammenlignet med naturlige materialer (figur 5).

Feltmålingene viser også at den knuste betongen i løpet av 2 år har hatt en markert økning i stivhet. Den samme økningen ble påvist i laboratorium ved CBR og triaksforsøk (figur 4). En direkte sammenligning av målingene viser at denne fasthetsøkningen faktisk har skjedd i tilnærmet samme takt i lab og felt.

Resultatene fra både felt og lab sammenfaller godt, og er i favor av resirkulerte materialer. De viktigste konklusjonene på bakgrunn av dette er så lang at:

- ☒ Bærevnen er god sammenlignet med tradisjonelle materialer
- ☒ Resirkulerte materialer har høy motstand mot deformasjon
- ☒ Knust asfalts egenskaper oppgraderes ved tung kompaktering
- ☒ Knust betongs egenskaper oppgraderes over tid, ikke av tung kompaktering

I et større perspektiv har prosjektet gitt Statsbygg den nødvendige dokumentasjonen for å kunne ta i bruk den knuste asfalten på Fornebu til veiformål. Resultatene fra prosjektet har også gitt verdifulle bidrag i det pågående arbeidet med revisjon av norske veistandarder, og bidratt til økt bruk av resirkulerte materialer i Oslo-området.

REFERANSER

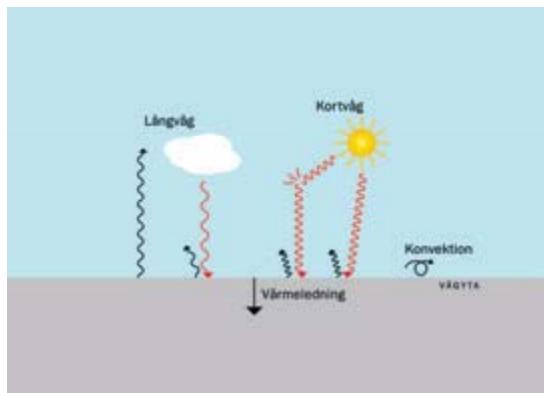
Joralf Aurstad: Gjenbruksmaterialer til veibygging på Fornebu, SINTEF Bygg og Miljøteknikk, 2002

Modell för beräkning av temperatur i asfaltbeläggning

Åke Hermansson
VTI
SE-581 95 Linköping
Sweden
Email: ake.hermansson@vti.se

Inledning

En simuleringsmodell har utvecklats för att beräkna beläggningstemperaturer. Indata till modellen är timvärden för solstrålning, lufttemperatur och vindstyrka. Långvågig strålning ut från och in mot beläggningens yta beräknas utifrån ytans temperatur respektive luftens temperatur. Den andel utav solstrålningen som absorberas av vägytan, beräknas med hjälp av albedo. Konvektionsförluster från vägytan till luften, beräknas utifrån vindsstyrka, lufttemperatur och vägytans temperatur. Med en finit differensapproximation av värmeförståndsekvationen beräknas transporten av värme vertikalt i vägkonstruktionen.

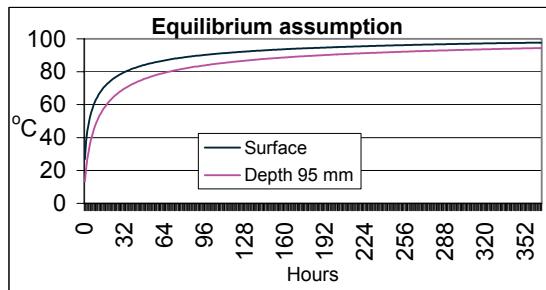


Figur 1: Vägkroppens temperatur påverkas av solstrålning, långvågig strålning, vinden och värmeförståndet i vägkroppen.

Superpave

I Superpave antas att jämvikt råder när årets högsta beläggningstemperatur nås. Jag har besökt den ansvarige, Dr. Mansour Solaimanian, vid Superpave Center i Austin, Texas och framfört att ett jämviktsantagande innebär att den temperatur som beräknas, skulle uppnås om solen hålls högt på himlen i all oändlighet. I Figur 2 redovisas hur beläggningstemperaturen utvecklas under sådana omständigheter, enligt beräkningar med min modell. Jämviktstemperaturen är de 100 °C som ytan närmar sig asymptotiskt. Det skulle alltså krävas ca 10 dygn med solen frusen i högt läge på himlen, för att komma i närheten av den temperatur som beräknas i Superpave. I själva verket går solen ner efter några timmar, och jämviktsantagandet innebär en överskattning av maxtemperaturen med ungefär 30 °C. Som kompensation för detta antas i Superpave, också att maxtemperatur nås när det blåser 4,5 m/s.

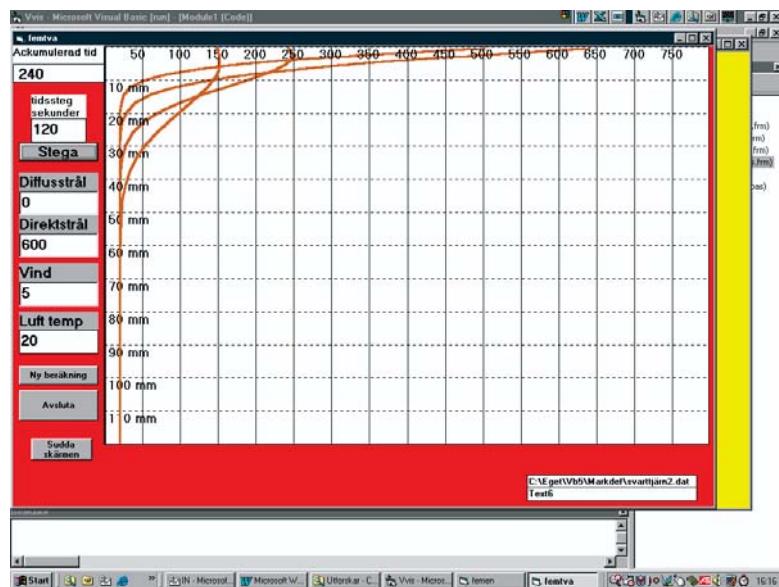
Ett mer rimligt antagande är att årets högsta temperatur nås vid mycket svaga vindar. De två felaktigheterna tar i stort sett ut varandra.



Figur 2: Förändringen över tiden i beläggningens temperatur om solen 'låses' kl 12 midsommardagen.

Heating

När temperaturförfloppet vid heating ska beräknas är strålning den absolut viktigaste komponenten. Den domineras helt under uppvärmningen och den första delen av avsvalningen. I Figur 3 visas temperaturfördelningen i beläggningen vid uppvärmning efter 30 och 60 s. Efter 60 s har uppvärmningen avbrutits, och i figuren finns kurvor som svarar mot temperaturen efter 60 och 180 s avsvalning.

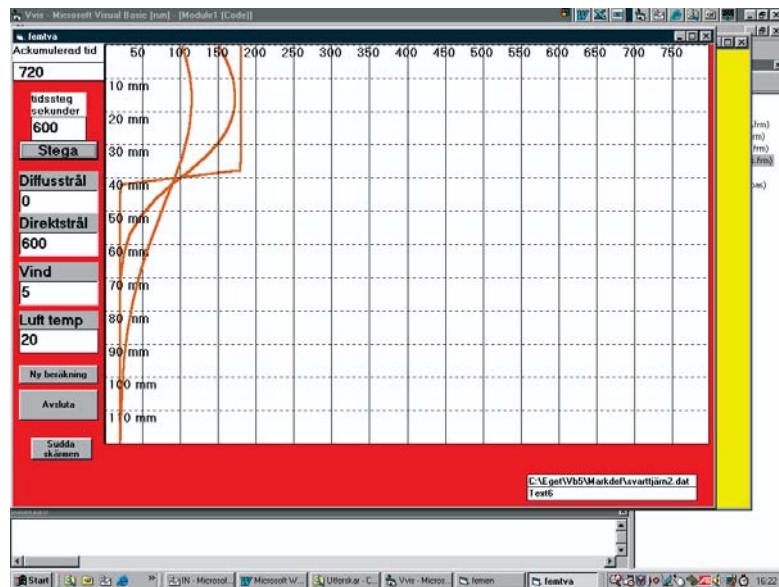


Figur 3: Temperaturfördelning efter 30 och 60 s heating och efter 60 och 180 s avsvalning.

Avsvalningsförfloppet vid beläggningsåtgärd

Avsvalningen vid beläggningsåtgärd beräknas på liknande sätt som avsvalningen efter heating. Startläget för beräkningen här ges av temperaturprofilen i vägen innan massan läggs ut. Dessutom behövs tjocklek och begynnelsetemperatur för utlagd massa. Utifrån dessa data beräknas sedan hur temperaturfördelningen i massan förändras med tiden. I Figur 4 visas läget

alldeles efter utläggning, och efter avsvalning under 120 s och 720 s. Avsvalningsförloppet har validerats mot databas vid Dynapac.

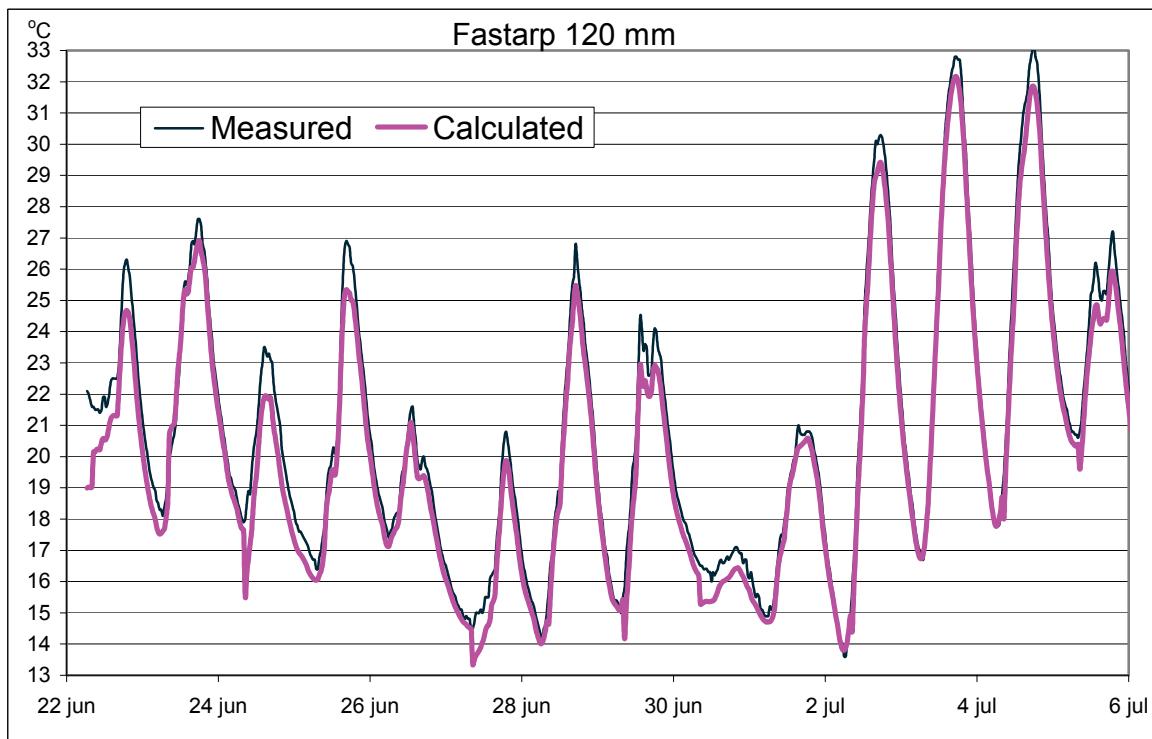


Figur 4: Temperaturfördelning vid utläggning av beläggning. Kurvorna svarar mot begynnelsetemperaturen och temperaturen efter 120 och 720 s.

Fallviktsanalys

Modellen kan också användas vid fallviktsanalys där det är viktigt att känna till beläggningens temperatur vid bakåträkningen av styrhetsmoduler. Ofta används här en uppskattad temperatur mitt i beläggningen eller på 1/3-dels djup. För beräkning av beläggningens temperatur använder min modell hela serien av yttemperaturer som normalt samlas in vid fallviktsmätning. Dessa mätta yttemperaturer ges då som indata istället för solstrålning, vind och lufttemperatur. Yttemperaturerna är då randvillkor för beräkningen med värmceledningsekvationen. Ett litet problem här är dock att få till en bra temperaturfördelning att starta beräkningen med. En särskild startrutin har därför tagits fram som använder den första uppmätta temperaturen. Tester visar att detta fungerar bra om man startar senast ca kl 10 på morgonen. Här pågår en del arbete fortfarande för att ta fram en rutin som gör att man kan starta senare. Jag planerar att skicka ett bidrag till nästa TRB med en sådan startrutin, och där också visa hur skuggade områden påverkar beräkningen.

Vid årets TRB visade jag hur programmet fungerar i den här tillämpningen. I Figur 5 visas beräknade och uppmätta temperaturer för djupet 120 mm. Beräkningen har här startats om motsvarande varje dag kl 8, utan att någon information använts från dagen innan. Startrutinen har alltså använts inför varje nytt dygn. Det är orsaken till hacken i kurvan varje dag kl 8.



Figur 5: Beräknad och uppmätt temperatur för djupet 120 mm. Tillämpning fallviktsanalys. Beräkningen har startats om motsvarande kl 8 varje dag. Ingen information har använts om temperaturer dagen före.

Temperaturberoende nedbrytning av beläggning och terrass

För närvarande arbetar jag också med en simuleringsmodell för nedbrytning av beläggning och terrass. Soliga sommardagar kan en asfaltbeläggning uppnå mycket höga temperaturer. Den höga temperaturen innebär att beläggningens styvhetsminskar drastiskt och töjningarna vid belastning ökar. Vid beskrivning av beläggningens nedbrytningsförflopp tas hänsyn till att töjningarna ökar medökande temperatur, men också att beläggningen tål större töjningar när den är varm.

I Vägverkets VViS finns uppmätta yttemperaturer sparade för varje halvtimme från hundratals vägar spridda över hela Sverige. På liknande sätt som vid fallviktsanalysen, kan en sådan serie av yttemperaturer användas för att, timme för timme, beräkna temperaturfordelningen i en hel vägkonstruktion, inkluderande också terrassen. I modellen finns också en tjälmodul, den som jag utvecklat till ATB 2000, så beräkningen kan drivas runt ett helt år, genom alla årstider. Själva beläggningen delas vid beräkningen in i ett stort antal skikt på djupet. Skikten kan ha var sin temperatur och temperaturberoende styvhetsmodul. Vid en belastning används dessa moduler, tillsammans med moduler för obundna lager och terrass, för att beräkna töjningar.

I Figur 6 framgår moduler enligt Väg 94 som används för obundna lager och terrass. I figuren visas också den formel som används för moduler i de olika lagren i beläggningen, där T är skiktets temperatur.

	Höst	Vinter	Tjällossning
	$E 15400e^{40,065T}$		
Bärlager	450	1000	300
F-lager	450	450	450
Skyddslager	100	1000	70
Silt	45	1000	10

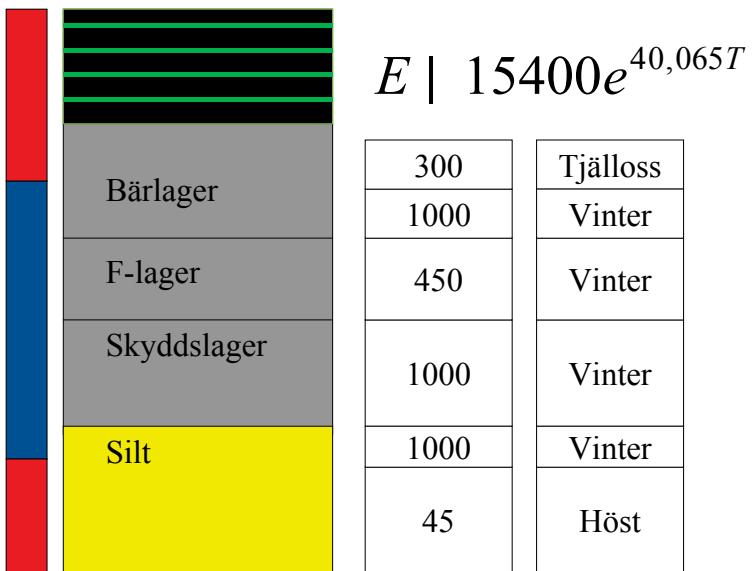
Figur 6: Styvhetsmoduler som används i beräkningen

För uppskattning av hur stor skada (nedbrytning), som lasten orsakar beläggningen, används töjningen i beläggningens underkant och den beräknade temperaturen där, eftersom nedbrytningen beror på både töjning och temperatur.

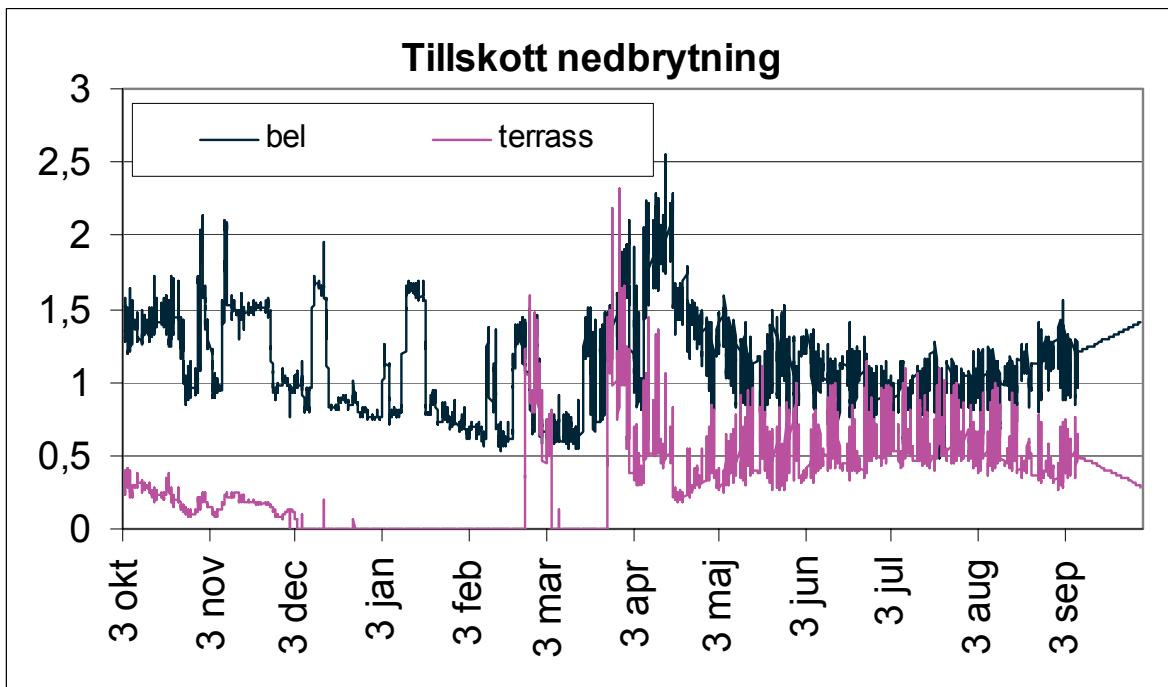
På detta sätt kan programmet drivas framåt timme för timme. Temperaturfördelning beräknas, och ett antal belastningar sker varje timme, eller enligt någon annan fördelning. Nedbrytningen beräknas för varje last och ackumuleras till tidigare nedbrytning. Man får på detta sätt belyst hur nedbrytningen varierar mellan dag och natt under sommaren, och hur den förhåller sig en vinterdag jämfört med en sommardag. Kalla vinterdagar är beläggningen styv, och konstruktionen i övrigt frusen, vilket innebär små töjningar. Men då måste hänsyn tas till att den kalla beläggningen är mycket känslig för töjningar.

Effekten vid tjällossning kan också beskrivas genom att ansätta moduler för obundna lager och terrass, som svarar mot låg styvhet under tjällossningen. Figur 7 visar hur moduler väljs när vägkroppen delvis tinat (övre halva bärlagret är tinat).

Simuleringsmodellen inkluderar också beräkningar för terrassen. Här är det den vertikala töjningen i terrassens yta som brukar användas vid beräkning av nedbrytning. Följer man den beräknade nedbrytningen av terrassen under ett år framgår det väldigt tydligt att tjällossningen är den känsligaste perioden. I figur 8 visas hur det beräknade tillskottet till beläggningens och terrassens nedbrytning varierar när en VViS fil för Ludvika används. Oroligheterna i beläggningen under vintern beror på upprepade 'tjällossningar'.



Figur 7: Halva bärlagret har tinat och fått den låga tjällossningsmodulen. Resten av vägkroppen är frusen och har hög styvhet. Den nu ofrusna delen av terrassen har samma modul hela året.



Figur 8: Variationen i nedbrytning hos beläggning och terrass för en väg vid Ludvika.

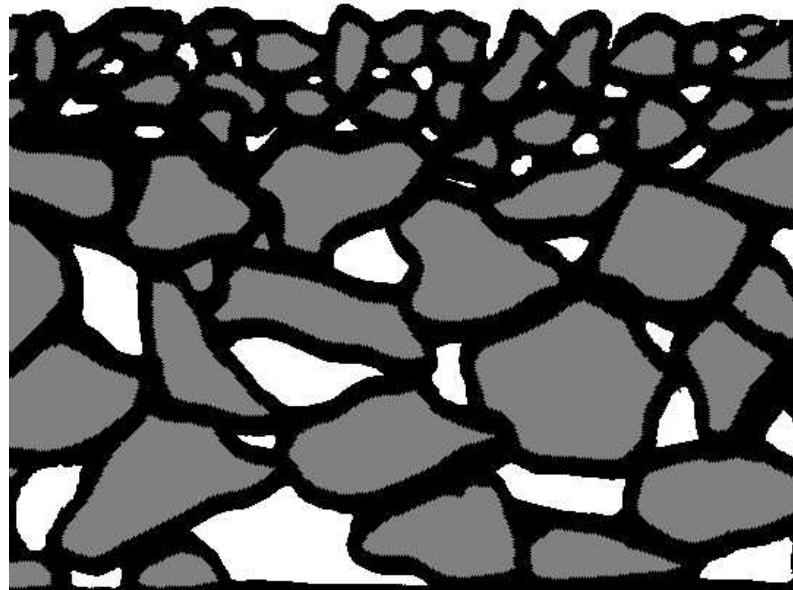
Under 2002 kommer olika alternativ att koppla töjning till nedbrytning av terrassen att undersökas. På sikt ska också modell för fuktvandring inkorporeras i modellen. Strävan är då att Emoduler för obundna lager beräknas utifrån varierande vattenkvot.

**4. FORSKNINGSPROJEKT SOM
PRESENTERATS VID FÖRBUNDS-
UTSKOTTSMÖTET I REYKJAVÍK
2003**



Holdbarhed af Drænasfalt

Asfaltprøvning



Civilingeniør, ph.d Carsten Bredahl Nielsen
Vejdirektoratet
Danmark

Nordisk Vejteknisk Forbund – udvalg 33
Forbundsudvalgsmøde 28. juni – 1. juli 2003
Reykjavik, Island

Vejdirektoratet
Niels Juels Gade 13
Postboks 9018
1022 København K
Tlf. 3341 3333
Fax 3315 6335

Notat Holdbarhed af Drænasfalt
Asfaltprøvning

Dato 30. maj 2003
Forfatter Carsten Bredahl Nielsen
Udgiver Vejdirektoratet
Elisagårdsvej 5
Postboks 235
4000 Roskilde

Introduktion.....	5
Baggrund	5
Formål	5
Relaterede undersøgelser.....	6
Fremgangsmåde.....	8
Plan for prøvninger.....	8
Fremstilling af asfaltprøver	9
Ældning af prøver.....	9
Cantabro prøvning.....	10
Hærdning af bindemiddel.....	10
Støjabsorption.....	10
Tynd- og planslib.....	10
Resultater	12
Asfaltblandinger	12
Hærdning af bindemiddel	13
Cantabro	13
Stivhed.....	14
Tynd- og planslib.....	14
Støjabsorption.....	14
Vurdering af resultater	15
Cantabro metoden.....	16
Holdbarhed af nye prøver.....	17
Holdbarhed af ældede og vandlagrede prøver.....	18
Støjabsorption.....	18
Konklusion	20

Introduktion

Baggrund

I rapporten *Begrænsning af trafikstøj* (1998) peges der på drænasfalt som et af de potentielt mest effektive virkemidler. Ved at anvende drænasfalt i stedet for tætte belægninger opnås en betydelig støjdæmpning, men holdbarheden af drænasfalt er kortere. Miljøeffekten af drænasfalt kan derfor udvikles yderligere, hvis holdbarheden kan forbedres. Målet er at opnå størst mulig støjdæmpning i længst mulig tid.

Det er væsentligt, at miljøeffekten ved en øget støjdæmpning ikke reduceres af en kort holdbarhed af belægningen, og at miljøeffekten af en øget holdbarhed ikke reduceres af en mindre støjdæmpning. Formålet med et igangværende projekt *udvikling af støjdæmpende belægninger til bygader* er at videreudvikle og teste hollandsk teknologi med tolags drænasfalt belægninger, så de kan anvendes under danske forhold. Der er i projektet udført en prøvestrækning på Øster Søgade i København, hvor der fokuseres på belægningernes støjdæmpende egenskaber og mindre på belægningernes fysiske holdbarhed. Projektet *holdbarhed af drænasfalt*, som denne undersøgelse er en del af, fokuserer på en forlængelse af holdbarheden, så der opnås en reduktion i materiale- og energiforbrug ved anlæg og drift af belægningen. Kun herved kan man fuldt ud udnytte miljøeffekten af den nye belægningstypes støjdæmpende potentiale.

Det store hulrum i en drænasfalt belægning, der er nødvendigt for at opnå en god støjdæmpning, har stor betydning for holdbarheden af belægningen. Med det store hulrum er der let adgang for vand og ilt, og dermed vil der ske en udvaskning og hærdning af bindemidlet, så materialet mister sammenhæng og bliver nedbrudt. For at opnå en bedre holdbarhed er det nødvendigt at forhindre udvaskningen og hærdningen, hvilket kan ske ved at tilstræbe en bedre klæbning mellem bitumen og tilslag, tykkere hinder af bitumenmørtel omkring tilslaget og mindre hærdning af bitumenmørtlen. Med tykkere bitumenhinder er der en risiko for, at der sker afrinding af bitumen under transporten fra asfaltværk til udlægningsstedet. De tykkere bitumenhinder kan også nedsætte støjabsorptionen i belægningen, hvis hulrummet bliver mindre.

For at udførelsen af belægningen skal være økonomisk rentabel er det nødvendigt at anvende et kommersielt tilgængeligt stenmateriale i kendte handelsfraktioner. Da der allerede i projektet *udvikling af støjdæmpende belægninger til bygader* er tilstræbt at anvende det bedst egnede stenmateriale, når der tages hensyn til disse praktiske forhold, vælges det at anvende det samme stenmateriale i det nye projekt. Herved kan resultaterne fra laboratorieforsøgene sammenlignes med de praktiske erfaringer fra prøvestrækninger på Øster Søgade. For at begrænse antallet af prøvninger vælges det kun at anvende dette stenmateriale, da det skønnes, at der opnås den største forbedring af holdbarheden ved at optimere bitumenmørtlen. Andre stenmaterialer kan afprøves på samme måde i efterfølgende projekter ud fra resultaterne i dette projekt.

Formål

Formålet med undersøgelsen er at udvikle materialer og metoder i laboratoriet, så holdbarheden af støjreducerende drænasfalt kan forøges. Projektets hovedresultat

bliver således en belægningstype, hvor man får den størst mulige støjbegrænsning i længst mulig tid.

Projektets reference for holdbarhed er den drænasfalt belægning, der er udført på Øster Søgade i København. Det er således projektets mål at designe en belægning, der har en bedre holdbarhed end denne vurderet med prøvninger af laboratoriefremstillede materialer.

Samtidig er det målet at vurdere, om støjabsorptionen bliver mindre på de produkter, der har en bedre holdbarhed.

Relaterede undersøgelser

Asfaltprøvningen er en del af projektet *Holdbarhed af Drænasfalt*, der med støtte fra Miljøstyrelsen er gennemført i perioden oktober 2000 til september 2002. Projektets overordnede mål er at udvikle en renere teknologi, hvor det samlede materiale- og energiforbrug ved anlæg og drift af en tolags drænasfaltbelægning gør anvendelsen rentabel i forhold til alternative asfaltslidlag, og dermed fremmer anvendelsen af støjreducerende belægninger. Det kan opnås ved at forøge holdbarheden af drænasfaltbelægninger.

Projektets specifikke mål er derfor at udvikle materialer og metoder i laboratoriet, så holdbarheden af støjreducerende drænasfalt kan forøges. Projektets hovedresultat bliver således en belægningstype, hvor man får den størst mulige støjbegrænsning i længst mulig tid.

Projektet er rapporteret i rapporten *Holdbarhed af Drænasfalt - Samlet rapport*, Miljøstyrelsen september 2002. Rapporten samler en række notater, som udgør en selvstændig og mere detaljeret del af projektet

- € Holdbarhed af Drænasfalt - Start seminar i København 15. December 2000
- € Holdbarhed af Drænasfalt - Rejsrapport fra studietur til Holland og Belgien, November 2001
- € Holdbarhed af Drænasfalt - Afsluttende seminar i København, 20. september 2002
- € Holdbarhed af Drænasfalt - Mørtelprøvning
- € Holdbarhed af Drænasfalt - Asfaltprøvning
- € Hollandsk vejledning i design, udførelse og vedligeholdelse af drænasfalt

Desuden er projektet rapporteret i en engelsk og en dansk artikel og præsenteret ved *Vejforum 2002*, 4.-5. december 2002 på Nyborg Strand.

Ved *start seminar* blev projektets formål og metoder diskuteret af projektets deltagere samt to internationale eksperter Dr. Johan Litzka, Technische Universität Wien, Østrig og Mr. Gerbert van Bochove, Heijmans Civil engineering, Holland.

Formålet med *studietur til Belgien og Holland* var at indsamle disse landes erfaringer med drænasfalt, specielt med henblik på holdbarhed og drift, og at få et indblik i, hvordan man sikrer en mindre støjende belægning.

Ved *afsluttende seminar* blev projektets resultater og anvendelse diskuteret af projektgruppen og to internationale eksperter Mrs. Ann Vanelstraete, Belgian Road Research Center (BRRC) og Mr. Gerbert van Bochove, Heijmans Civil engineering, Holland.

Denne rapport beskriver *asfaltprøvningen*, hvor holdbarheden af forskellige produkter vurderes, mens *mørtelprøvningen* er en mere detaljeret vurdering og optimering af produkternes holdbarhed og belyser de mulige årsager til resultaterne af asfaltprøvningen.

Den hollandske vejledning beskriver, hvordan man designer, udfører og vedligeholder drænasfalt. Projektgruppen fik kendskab til dokumentet under start seminaret og studieturen, og med en dansk oversættelse kan de hollandske erfaringer bringes til Danmark.

Fremgangsmåde

Plan for prøvninger

Der er undersøgt i alt 18 forskellige drænasfalt produkter, som det fremgår af tabel 1. Alle blandinger er fremstillet i laboratoriet af de tre deltagende asfaltfirmaer og indstamped til Marshall kerner, som er anvendt til prøvningerne.

Referencematerialerne *1k* (toplag) og *11*(bundlag) er identisk med dem, som er udlagt på Øster Søgade i København. Denne blanding indeholder følgende komponenter:

€ Stenmateriale	Himberg
€ Kalkfiller	Faxe kalk
€ Klæbeaktivt filler	Hydratkalk
€ Bindemiddel	SBS 50/100-75
€ Støttefibre	Karacell

De øvrige blandinger er fremkommet ved at ændre på en enkelt af de indgående komponenter mens kornkurven er fastholdt. Til to af blandingerne er desuden tilsat klæbeforbedrer, hvilket også er tilfældet for belægningen på Øster Søgade. For de to blandinger 1ax og 1kx er kornkurven ved en fejl ændret, så den minder om kornkurven for en åbengraderet asfaltbeton.

Tabel 1. Oversigt med de undersøgte asfaltblandinger

Nr.	Variant
1ax	Reference med ændret kornkurve (ABå)
1kx	Reference med klæbeforbedrer med ændret kornkurve (ABå)
1a	Reference
1k	Reference med klæbeforbedrer (Øster Søgade)
2	Cement erstatter hydratkalk
3	Aggersund kalk erstatter Faxe kalk
4	Hyperit stenmel erstatter Himberg
5	Blød 8 % EVA bitumen erstatter reference bitumen
6a	Blød 8 % SBS bitumen erstatter reference bitumen
6b	Ekstra blød 8 % SBS bitumen erstatter reference bitumen
6c	Som 6b med mindre hulrum (15-18)%
6k	Som 6a med klæbeforbedrer
7	EVA bitumen erstatter reference bitumen
8	Alternativt bindemiddel, firma 1
9	Alternativt bindemiddel, firma 2
10a	Alternativt bindemiddel, firma 3 med Hyperit
10b	Alternativt bindemiddel, firma 3 med Himberg, klæbeforbedrer
11	Reference DA 16 bundlag

For hver blanding er der fremstillet 18 Marshall kerner. De 6 kerner er ældet ved opvarmning, 6 kerner er ældet i vand og de sidste 6 er ikke ældet. Kernerne er herefter blevet prøvet i Cantabro testen. Det er herved muligt at vurdere holdbarheden i forhold til referencematerialet og se effekten af ældningen.

For materiale 1a, 1k, 2, 3, 4, 5, 6a, 7 og 11 er bindemidlet genindvundet efter Cantabro testen og hårdheden bestemt (blødhedspunkt og penetration).

For materiale 1a, 1k og 11 er der fremstillet tynd- og planslib af Marshall kernerne for de nye og ældede materialer til vurdering af porestrukturen og bindemidlets vedhæftning.

For materiale 1k, 1kx og 11 er E-modulet bestemt.

Med materiale 1k, 6b og 6c som toplag og materiale 11 som bundlag er der fremstillet prøver til måling af støjabsorption. Målingerne er herefter gennemført for disse tolags prøver.

Fremstilling af asfaltprøver

Alle asfaltmaterialer er blandet i laboratoriet hos de tre deltagende asfaltfirmaer. Der er anvendt følgende bindemidler:

Bindemiddel	Blanding
1. SBS 50/100-75 (reference)	1ax, 1kx, 1a, 1k, 2, 3, 4, 11
2. SBS 100/150-75	6a, 6k
3. SBS (ekstra blød)	6b, 6c
4. EVA 70/100-48	7
5. EVA 100/150-43	5
6. Bindemiddel firma 1	8
7. Bindemiddel firma 2	9
8. Bindemiddel firma 3	10a, 10b

For hvert materiale er der udført afrindingstest efter prEN12697-18c, bestemt bitumenindhold og stendensitet og udført en sigteanalyse på det ekstraherede stenmateriale.

Alle materialer er indstamped med en Marshall hammer med 2 x 50 slag, hvorefter de er sendt til prøvning på Vejteknisk Institut.

Ældning af prøver

Efter modtagelse på Vejteknisk Institut er prøvernes densitet bestemt ved geometrisk opmåling.

For blanding 1k, 1kx og 11 er der bestemt E-modul med Nottingham Asphalt Tester (NAT) ved 20°C.

For hver blanding er prøvelegemerne er herefter ældet på følgende måde:

✉ Nye: Kerne 1-5 er ikke ældet

- ⌘ *Varmelagring*: Kerne 6-10 er blevet ældet ved varmelagring i et varmeskab ved 85 °C i 5 døgn som beskrevet i SHRP No. 1030
- ⌘ *Vandlagring*: Kerne 11-15 er blevet ældet ved lagring 68 timer i vand ved 40 °C efter vacuumvandmætning som beskrevet i prEN 12697-12

Cantabro prøvning

Efter ældning er prøverne opbevaret ved 10 °C inden udførelse af Cantabro test. Cantabro test er udført ved 10 °C, 300 omdrejninger som beskrevet i prEN 12697-17.

For blanding 1ax, 1kx, 1a, 1k, 2, 3, 4, 5, 6a og 7 er der yderligere udført en Cantabro test ved 10 °C med 300 omdrejninger på prøvelegemerne fra den første prøvning, så de i alt er blevet påvirket af 600 omdrejninger. De to prøvninger er udført uafhængigt af hinanden, således at alle prøvninger i første serie er gennemført inden prøvningerne i den anden serie er begyndt. De to serier er gennemført for at undersøge, om der er større forskel mellem blandingerne efter 600 omdrejninger end efter 300 omdrejninger.

For de øvrige blandinger er der kun udført en serie prøvning med 300 omdrejninger.

Hærdning af bindemiddel

For blanding 1a, 1k, 2, 3, 4, 5, 6a, 7 og 11 er bindemidlet genindvundet efter Cantabro testen som beskrevet i DS/EN 12697-3:2000 for de nye og varmelagrede prøver. For blanding 1a er bindemidlet desuden genindvundet for de vandlagrede prøver. På den genindvundne bitumen er der bestemt penetration efter DS/EN 1426:1999 og blødhedspunkt efter DS/EN 1427:1999.

Støjabsorption

Måling af støjabsorption skal bruges til at dokumentere, om der stadig er en rimelig støjdæmpning selvom holdbarheden er bedre. Der er fremstillet følgende 4 serier á 3 prøver med to lag i hver prøve

	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Toplag	1k	6a	6a	6c
Bundlag	11	11	11	11

Blandingerne er fremstillet i laboratoriet på Vejteknisk Institut og komprimeret med Gyrokompaktor i to omgange. Bundlaget er komprimeret og afkølet i formen inden komprimering af toplaget. Prøverne er fremstillet som ø150 mm kerner, hvor der bagefter er opboret ø100 mm kerner i midten. Formålet er at opnå prøver, der svarer til kerner, som er boret op fra vejen. Måling af støjabsorption er udført på Delta Akustik & Vibration.

Tynd- og planslib

Der er fremstillet 9 planslib til vurdering af prøvernes porestruktur i blanding 1a, 1k og 11 for henholdsvis ulagrede (nye), ældede og vandlagrede prøver.

Der er fremstillet 3 tyndslib til vurdering af bindemidlets vedhæftning til stenmaterialet i blanding 11 for henholdsvis ulagrede (nye), ældede og vandlagrede

prøver. Tyndslibene er fremstillet med epoxy indeholdende farve til mikroskopi med gennemfaldende lys.

Der er endvidere fremstillet 7 tyndslib til primært at karakterisere strukturen af det polymermodificerede bindemiddel i blanding 1a og 1k for henholdsvis ulagrede (nye), ældede og vandlagrede prøver samt et af blanding 11 for ulagrede (nye) prøver. Tyndslibene er fremstillet med epoxy uden farvestof til mikroskopi med påfaldende UV-lys. Disse slib er sekundært mikroskoperet med gennemfaldende lys, for at vurdere bindemidlets vedhæftning til stenmaterialet.

Resultater

Asfaltblandinger

Tabel 2. Materialeesammensætning for de undersøgte blandinger

Blandin g	Bitumen, vægt-%	Afrinding, B_{dt} , vægt-%	Stendensitet, kg/m ³	Sigtekurve, gennemfald%								
				22,4 mm	16 mm	11,2 mm	8 mm	5,6 mm	4 mm	2 mm	1 mm	0,5 mm
1ax	6,2	-	2.734			100	100	83	32	20	15	8,7
1kx	6,5	-	2.731			100	100	86	34	22	16	9,6
Ø.Søg	6,2	-	2.730			100	99	66	10	7	7	6,0
1a	6,1	0,16	2.729			100	99	75	10	9	9	7,7
1k	6,1	0,15	2.733			100	77	9	8	8	8	7,2
2	6,0	- 0,07	2.730			100	79	12	9	7	7	5,7
3	6,2	0,32	2.730			100	74	12	9	7	7	5,4
4	5,8	0,16	3.001			100	78	13	9	8	8	6,3
5	6,2	0,16	2.720			100	82	12	9	8	8	6,3
6a	6,3	0,05	2.730			100	99	78	12	9	8	5,7
6b	6,8	0,15	2.727			100	81	13	9	8	8	5,3
6c	7,1	0,16	2.729			100	84	15	10	9	9	5,4
6k	6,2	- 0,04	2.735			100	79	13	9	8	8	5,8
7	6,2	0,14	2.720			100	78	11	9	8	8	5,8
8	6,3	0,18	2.737			100	77	13	9	8	8	6,8
9	6,3	0,16	2.737			100	81	11	8	7	7	5,5
10a	4,8	0,00	3.035			100	72	16	12	10	10	6,9
10b	6,2	0,01	2.730			100	76	12	9	7	7	5,0
Ø.Søg.	3,9	-	2.796	100	98	28	8	7	7	6	6	4,8
11	4,1	0,09	2.750	100	91	28	11	9	8	7	7	5,0

Hærdning af bindemiddel

Tabel 3. Hårdhed af genindvundet bitumen fra prøver efter Cantabro test

Blanding	Bitumentype	Blødhedspunkt (k&r) °C		Penetration 1/10 mm,		Penetrationsnindeks s PI	
		Ny	Varmelag	Ny	Varmelag	Ny	Varmel.
1a	SBS 50/100-75	74,8	75,0	61	52	4,1	3,7
1k	SBS 50/100-75	89,2	86,4	60	43	6,0	4,8
2	SBS 50/100-75	89,4	87,6	62	44	6,1	5,0
3	SBS 50/100-75	90,0	89,0	62	44	6,2	5,1
4	SBS 50/100-75	89,6	88,2	62	45	6,1	5,1
5	EVA 100/150-43	62,2	68,0	45	37	1,2	1,8
6a	SBS 100/150-75	92,0	90,2	84	59	7,3	6,1
7	EVA 70/100-48	60,0	65,4	39	26	0,4	0,6
11	SBS 50/100-75	106,8	103,2	70	49	8,2	7,0

Cantabro

Tabel 4. Partikeltab ved Cantabro test for alle blandinger

Blanding	Hulrum Vol-%	Partikeltab, vægt-%					
		300 omdrejninger			600 omdrejninger		
		Ny	Varm e	Vand	Ny	Varm e	Vand
1ax	11,9	4,0	5,8	5,1	10,0	12,7	12,2
1kx	10,7	3,3	4,4	3,6	7,1	9,7	9,0
1a	20,5	3,5	8,2	7,5	10,2	17,6	13,8
1k	19,9	3,5	5,2	6,9	9,6	12,5	13,7
2	22,4	6,0	10,8	12,9	14,9	25,4	24,6
3	22,4	5,4	9,4	15,1	14,6	23,0	30,1
4	21,6	6,7	10,2	12,0	14,6	21,9	22,6
5	22,0	7,7	8,8	11,6	15,4	19,0	20,0
6a	22,7	1,9	4,1	7,7	5,7	9,3	12,1
6b	21,3	1,2	1,3	4,3	-	-	-
6c	16,0	0,8	1,0	1,9	-	-	-
6k	22,3	1,3	2,6	4,0	-	-	-
7	20,7	11,2	13,4	17,1	27,0	26,7	38,8
8	21,0	14,7	16,0	15,8	-	-	-
9	21,7	1,7	3,6	5,0	-	-	-
10a	20,8	5,0	8,3	14,1	-	-	-
10b	22,6	3,4	3,7	7,2	-	-	-
11	24,7	61,2	78,0	73,8	-	-	-

Stivhed

Tabel 5. Stivhed af prøver for referenceblandinger

Blanding	Stivhed, 20 °C MPa	
	Middel	Spredning
1k	1.142	71
11	261	45

Tynd- og planslib

I blanding 11 er der observeret stenoverflader, der ikke er dækket af bitumen i den ulagrede prøve men ikke i den ældede eller vandlagrede prøve. Der er iagttaget knuste sten i den ulagrede og i den vandlagrede prøve. Generelt er der mange sten, der kun har en meget tynd bitumenhinde. I blanding 1k og 1a er der generelt mange stenoverflader, der ikke er dækket af bitumen. Der er kun observeret knuste sten i den vandlagrede prøve af blanding 1a.

For alle tre blandinger er strukturen af den polymermodificerede bitumen ens i de ulagrede (nye) og i de vandlagrede prøver. Polymerfasen kan ses som små ”nister” homogent fordelt i bitumenen. I de varmelagrede prøver er strukturen af den polymermodificere bitumen derimod ikke homogen. Polymerfasen ses også her som ”nister”, der sammenlignet med de ulagrede og vandlagrede prøver er større og ikke homogent fordelt. Der er større eller mindre områder, hvor der ikke kan iagttages polymerfase.

Støjabsorption

Tabel 6. Støjabsorption af laboratoriefremstillede kerner med to lag drænasfalt.

	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4
Støjabsorption, max.	45 %	45 %	45 %	35 %
Frekvensområde, Hz	315-400	315-400	315-400	250
Slidlag	1k	6a	6a	6c
Bitumen indhold, vægt%	6,2	6,2	6,5	7,3
Hulrum	26 %	27 %	27 %	24 %
Nedre lag	11	11	11	11
Bitumen indhold, vægt%	3,9	3,9	3,9	3,9
Hulrum	24 %	23 %	24 %	26 %
Øster Søgade		Str.1	Str. 3	
Støjabsorption, max.		72 %	54 %	

Vurdering af resultater

Der er gennemført en tosided variansanalyse af data fra Cantabro testen (tabel 4). De uafhængige variable er ældningsmetode (rækker) og asfalttype (kolonner).

Blanding 11 (bundlag) er meget forskellig fra slidlagene og blev næsten fuldstændigt nedbrudt i Cantabro testen. Efterfølgende kan det konkluderes, at det ikke er hensigtsmæssigt at undersøge holdbarheden af bundlag i Cantabro testen. Resultaterne for blanding 11 er derfor ikke taget med i variansanalysen.

Alle de øvrige blandinger er medtaget i variansanalysen, der med et totalt antal frihedsgrader på 204 giver følgende resultater:

- ✉ Ældningen og vandlagringen har en signifikant effekt på partikeltabet ($F=258$)
- ✉ De forskellige blandinger har et signifikant forskelligt partikeltab ($F=179$)
- ✉ Ældningen er signifikant forskellig for de forskellige blandinger (vekselvirkning, $F=8$)

F-værdien er forholdet mellem variansen for en uafhængig variabel og variansen mellem gentagne bestemmelser af partikeltabet. F.eks. er variansen mellem nye, ældede og vandlagrede prøver 258 gange større end variansen mellem de 5 gentagne bestemmelser af partikeltabet.

Det totale gennemsnitlige partikeltab er 6,9 vægt%. I forhold til dette partikeltab er effekten af ældning for alle blandingerne i gennemsnit:

- | | |
|---------------|------------|
| ✉ Nye | -2,1 vægt% |
| ✉ Ældede | +0,0 vægt% |
| ✉ Vandlagrede | +2,1 vægt% |

Den enkelte blandings betydning for partikeltabet er angivet i tabel 7 som afvigelsen fra det totale gennemsnitlige partikeltab. Positive værdier angiver, at blandingen er dårligere end gennemsnittet og negative værdier, at blandingen er bedre. Vekselvirkningen mellem ældningen og blandingens type skal lægges til disse værdier. Herved fås de partikeltab, som er angivet i tabel 4.

Tabel 7. Blandingens betydning for partikeltabet (referencebelægning med fed type)

1ax	1kx	1a	1k
-1,9%	-3,1%	-0,5%	-1,7%

2	3	4	5	6a	6b	6c	6k	7	8	9	10a	10b
3,0%	3,1%	2,8%	2,5%	-2,3%	-4,6%	-5,6%	-4,2%	7,0%	8,6%	-3,4%	2,3%	-2,1%

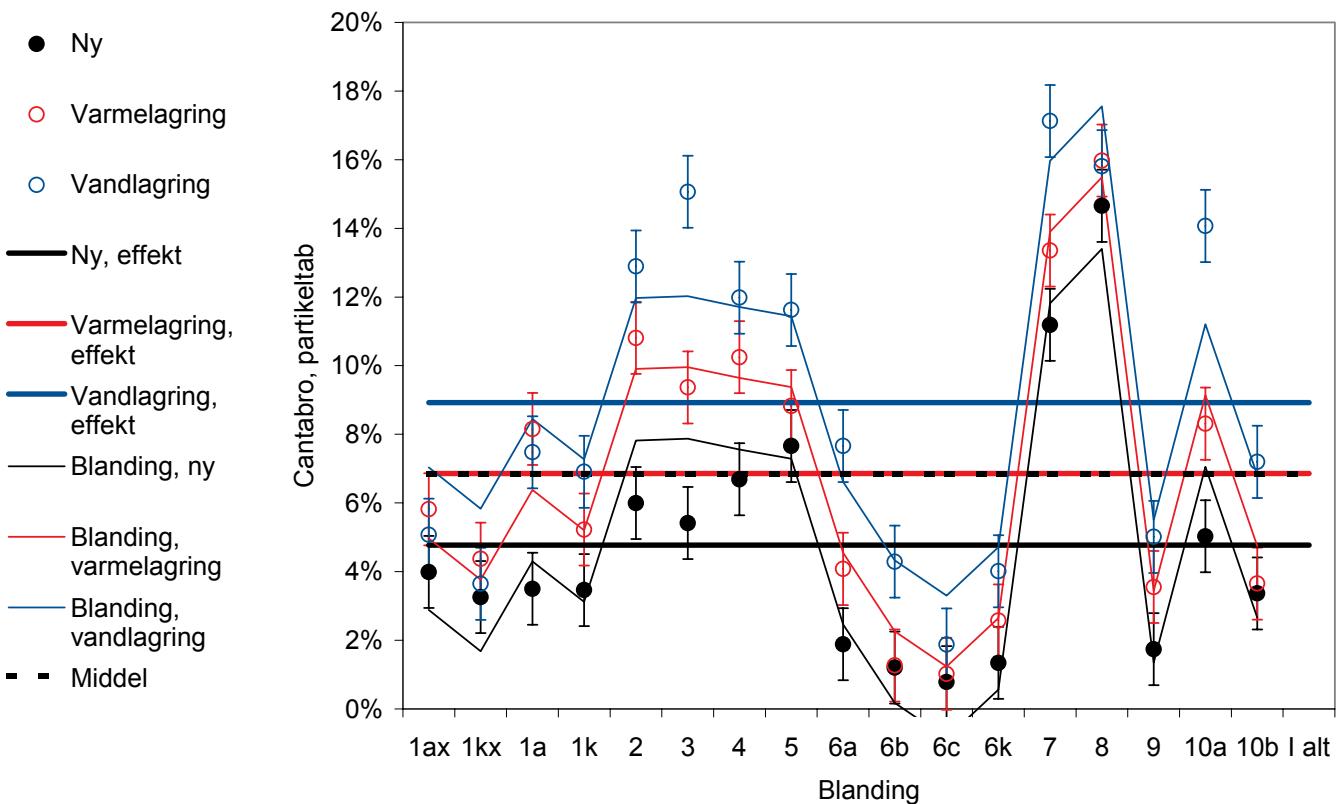
95 % konfidensintervallet for disse værdier er $\pm 1,0$ vægt%. Resultaterne er illustreret i figur 1.

- ✉ Det totale gennemsnit og effekten af ældning er angivet med fede, vandrette linier. Bemærk, at linien for det totale gennemsnit overlapper linien for effekten af ældning.
- ✉ Det samlede partikeltab for hver enkelt blanding er markeret med enkelte punkter, hvor 95 % konfidensintervallet er angivet som et lodret interval.

Effekten af blandingen, hvor man ser bort fra vekselvirkning mellem ældning og blanding, er angivet med tynde linier for nye, ældede og vandlagrede blandinger. Forskellen mellem liniene og de enkelte punkter angiver størrelsen af vekselvirkningen.

Figur 1. Resultatet af Cantabro testen af alle blandinger.

Det antages, at holdbarheden er bestemt af Cantabro partikeltabet, men man skal være opmærksom på, at holdbarheden af en drænafslafbelægning også er bestemt af andre faktorer. Det kan betyde, at holdbarheden i praksis kan afvige fra det, som Cantabro testen viser. Det er nødvendigt at udføre prøvestrækninger for at bestemme den faktiske holdbarhed.



Cantabro metoden

Efter gennemførelsen af de første Cantabro prøvninger for referenceslidlaget opnåede man et relativt lille partikeltab. Det man antog, at de følgende prøvninger ville være bedre (optimerede materialer), og dermed ville have et mindre partikeltab, var der en risiko for at metodens følsomhed var for lille til at skelne mellem materialerne. Det blev derfor besluttet at fortsætte Cantabro testen med yderligere 300 omdrejninger for nogle af blandingerne som beskrevet under fremgangsmåde.

For i alt 10 blandinger blev der gennemført både 300 og 600 omdrejninger som det fremgår af tabel 4, og der blev gennemført en tosidet variansanalyse af partikeltabet efter 300 omdrejninger og efter 600 omdrejninger. Det totale antal frihedsgrader i analysen er 149. Resultatet udtrykt ved de beregnede F-værdier er angivet i tabel 8.

Tabel 8. Resultatet af tosided variansanalyse af Cantabro test efter 300 og 600 omdrejninger for 10 blandinger.

F-værdier ANOVA	300 omdrejninger	600 omdrejninger
Ældning, vandlagring	189	114
Blanding	111	140
Vekselvirkning	8	8

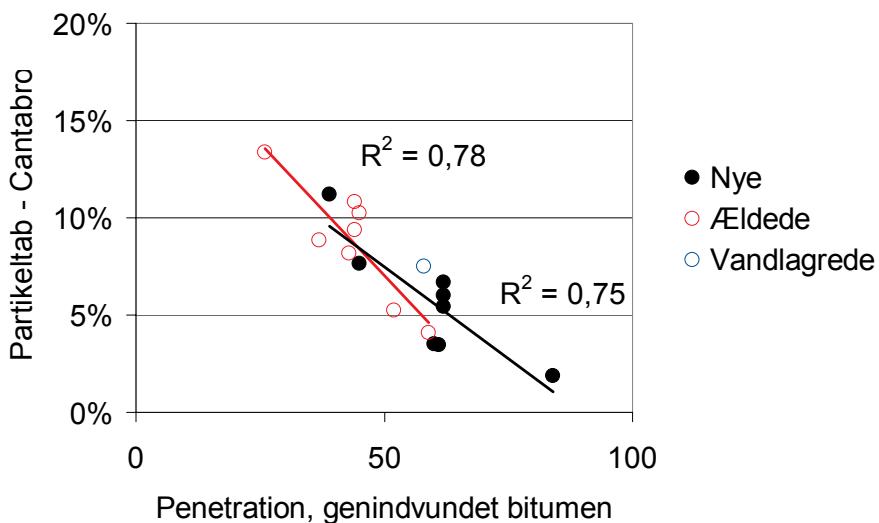
Resultatet viser, at det efter 600 omdrejninger er blevet vanskeligere at se effekten af ældning og vandlagring, mens effekten af blandingen er blevet mere signifikant. Vekselvirkningen er uændret. Ud fra disse resultater blev det konkludert, at der ikke var nogen væsentlig forbedring ved at udføre 600 omdrejninger i stedet for 300, specielt ikke, da omfanget af prøvningen blev fordoblet. Selvom partikeltabet bliver større ved 600 omdrejninger fås ikke mere information fra prøvningen, da variansen på partikeltabet samtidig bliver større.

Det blev derfor besluttet kun at gennemføre 300 omdrejninger for de resterende Cantabro test.

Figur 2. Partikeltab som funktion af den genindvundne bitumens hårdhed

Cantabro testen giver et udtryk for slagsejheden eller sprødheden af de undersøgte materialer. Det kan ses, hvis man afbilder partikeltabet i tabel 4 som funktion af bitumenens hårdhed i tabel 3 (figur 2). Jo hårdere bitumenen er, desto større partikeltab får man.

Afgørende for Cantabro metodens egnethed til at vurdere holdbarhed af drænasfalt er, om der er en sammenhæng mellem partikeltabet i Cantabro og de skader (rivninger), som er afgørende for levetiden. Det antages i det følgende.



Holdbarhed af nye prøver

Referenceblandingerne 1a og 1k er mere holdbare end gennemsnittet af de undersøgte, nye blandinger. Der er ikke nogen signifikant forskel mellem referenceblandingerne og de åbengraderede alternativer 1ax og 1kx. Blanding 10b tilhører også denne gruppe af blandinger.

Ved at ændre en enkelt komponent i forhold til referenceblandingen i blandingerne 2, 3, 4, 5 og 10a fås en lidt dårligere holdbarhed, specielt når den bløde EVA bitumen erstatter referencebitummen. Effekten af at bruge en hårdere EVA bitumen er meget tydelig for blanding 7, som har et betydeligt større partikelstab. Holdbarheden af blanding 8 endnu dårligere.

Blanding 6a, 6b, 6c, 6k og 9 er signifikant mere holdbare end referenceblandingen. De indeholder alle en højmodificeret SBS bitumen fremstillet på grundlag af en blød bitumen. Blanding 6k indeholder desuden klæbeforbedrer og blanding 6c har et lavere hulrum.

Holdbarhed af ældede og vandlagrede prøver

Effekten af referenceblandingernes ældning og vandlagring er af samme størrelsesorden som det gennemsnitlige niveau for alle blandingerne. De åbengraderede blandinger er lidt bedre end de tilsvarende drænasfalter, specielt efter vandlagring, hvilket formentlig skyldes det lavere hulrum i de åbengraderede blandinger. Blanding 10b er sammenlignelig med referenceblanding 1k (begge indeholder klæbeforbedrer) og blanding 10a med referenceblanding 1a (begge er uden klæbeforbedrer). Blanding 10a bliver dog påvirket mere af vandlagringen, hvilket formentlig skyldes et lavere bitumenindhold og et lidt højere hulrum.

Ved at ændre en enkelt komponent i blanding 2, 3, 4 og 5 forøges effekten af ældning og specielt vandlagring betydeligt. Det er også tilfældet for de to blandinger 7 og 8 med den dårligste holdbarhed selvom blanding 8 kun i mindre grad påvirkes af ældning og vandlagring.

Blandingerne 6a, 6b, 6c, 6k og 9 er påvirket signifikant mindre af ældning og vandlagring end referenceblandingen og de øvrige blandinger. De indeholder alle en højmodificeret SBS bitumen. Sammenlignet med referenceblandingen er blanding 6a mere holdbar og bliver påvirket mindre af ældningen mens indflydelsen af vandlagringen er på samme niveau. Ved at til sætte en klæbeforbedrer som i blanding 6k reduceres effekten af vandlagringen. Ved at anvende en blød udgangsbitumen som i blanding 6b reduceres effekten af ældning og ved at reducere hulrummet som i blanding 6c reduceres vandlagringens effekt yderligere.

Blanding 6c er den mest holdbare af alle de undersøgte blandinger. De gennemførte undersøgelser viser dermed, at man opnår en god holdbarhed med en højmodificeret SBS bitumen fremstillet med en blød udgangsbitumen.

Støjabsorption

I Holland er der krav til en minimum støjabsorption på ca. 80% i et nærmere angivet frekvensspektrum. Den målte støjabsorption på de laboratoriefremstillede kerner er i alle tilfælde betydeligt lavere end det hollandske krav, men kravet er baseret på borekerner (fra vejen) og kan derfor ikke umiddelbart sammenlignes med de målte resultater. Det ses også, at støjabsorptionen målt på Øster Søgade ligger under det hollandske krav.

Hulrummet i de fremstillede kerner er væsentligt højere end hulrummet i de prøvelegemer, som er anvendt til asfaltprøvningerne i dette projekt. Der er ingen forskel i støjabsorption for referencebelægningen (serie 1) og slidlagene med højmodificeret bitumen (serie 2 og 3), mens støjabsorptionen for serie 4 med et lavere hulrum er lidt mindre og frekvensområdet lidt lavere. Det er i overensstemmelse med det forventede, som beskrevet ovenfor. Da der som nævnt ikke er nogen kendt sammenhæng mellem støjabsorptionen og belægningens støjdæmpning, er det vanskeligt at sige, hvad det vil betyde for støjdæmpningen på en udført belægning.

Konklusion

Formålet med asfaltprøvningerne er at udvikle blandinger i laboratoriet, som har en længere holdbarhed end referencebelægningen på Øster Søgade i København. Holdbarheden er vurderet med Cantabro metoden. I alt blev 18 forskellige blandinger undersøgt; alle blandinger undtagen blanding 11 er slidlag med en maksimal stenstørrelse på 5 mm (DA5). Blanding 11 anvendes som nedre lag med en maksimal stenstørrelse på 16 mm (DA16).

Det antages, at Cantabro partikeltabet er et udtryk for de skader (rivninger), som er afgørende for levetiden, men det skal bemærkes, at holdbarheden af den udførte belægning også afhænger af andre faktorer. En variansanalyse af Cantabro partikeltabet gav følgende resultater:

- ✉ Cantabro partikeltabet efter 600 omdrejninger er sammenlignet med resultatet efter 300 omdrejninger. Ud fra disse resultater blev det konkluderes, at der ikke var nogen væsentlig forbedring ved at udføre 600 omdrejninger i stedet for 300, specielt ikke, da omfanget af prøvningen blev fordoblet;
- ✉ Blanding 11 (nederste lag) er meget forskellig fra slidlagene og gik næsten fuldstændigt i stykker under Cantabro testen. Det konkluderes, at det ikke er hensigtsmæssigt at undersøge holdbarheden af bundlag i Cantabro testen. Resultaterne for blanding 11 er derfor ikke taget med i variansanalysen.
- ✉ Ældningen og vandlagringen har en signifikant effekt på partikeltabet ($F=258$)
- ✉ De forskellige blandinger har et signifikant forskelligt partikeltab ($F=179$)
- ✉ Ældningen er signifikant forskellig for de forskellige blandinger (vekselvirkning, $F=8$)
- ✉ **Det totale gennemsnitlige partikeltab er 6,9 vægt%.** I forhold til dette partikeltab er effekten af ældning for alle blandingerne i gennemsnit:

4 Nye	-2,1 vægt%
4 Ældede	+0,0 vægt%
4 Vandlagrede	+2,1 vægt%
- ✉ Blandingerne 6a, 6b, 6c, 6k og 9 er påvirket signifikant mindre af ældning og vandlagring end referenceblanding og de øvrige blandinger. De indeholder alle en højmodificeret SBS bitumen. Blanding 6c med et reduceret hulrum (16 vol.%) er den mest holdbare af alle de undersøgte blandinger.
- ✉ De gennemførte undersøgelser viser dermed, at man opnår en god holdbarhed med en højmodificeret SBS bitumen fremstillet med en blød udgangsbitumen og et reduceret hulrum i blandingen.

MEASURING ELECTROMAGNETIC PROPERTIES OF ASPHALT FOR PAVEMENT QUALITY CONTROL AND DEFECT MAPPING

Timo Saarenketo
Roadscanners
Rovaniemi, FINLAND
timo.saarenketo@roadscanners.com

1. INTRODUCTION

This paper presents a status report on the development of electromagnetic test methods for testing asphalt pavements. The most popular methods in the field have been ground penetrating radar (GPR) and capacitance based dielectric probes.

In Scandinavia, the first tests with GPR were conducted in Denmark, in the early 1980s, (Berg 1984) and in Sweden (Johansson 1987) but did not gain general acceptance at that time. In Finland, the first tests were conducted, by the author, in 1986 (Saarenketo 1992) and the method became a routine tool in road surveys in the late 1980s. The first tests on asphalt were done in the late 1980s when high frequency antennas were tested in pavement thickness measurements and for detecting transverse crack growth in pavements (Saarenketo and Scullion 1994).

Capacitance probes were first tested in the early 1990s in Finland and since then it has been used especially in the Tube Suction test, developed by the author in the mid-1990s (Scullion and Saarenketo 1997). Worldwide, the most popular use of this technique is currently in asphalt density control in paving projects.

The author's idea for using GPR technique in measuring asphalt air voids content was tested in Rovaniemi, for the first time, in the summer of 1993, in a project financed by the Finnish Technology Development Centre, TEKES. This involved testing the Canadian multi-channel ground penetrating radar system, manufactured by Road Radar Inc., on experimentally surfaced pedestrian paths along HW 4 between Rovaniemi and Saarenkylä, which contained void spaces of different types depending on the number of times the pavements had been rolled. The results were not encouraging, however, mainly due to technical problems with hardware and software. Research was continued in 1994-95 in Texas Transportation Institute, when series of laboratory tests were conducted.

In summer 1996, the research continued in the form of a joint project initiated by the Finnish National Road Administration, the University of Oulu and Neste Oy. The project involved testing the measurement methods in laboratories and at actual pavement laying sites in Southern and Northern Finland. In 1997, the final laboratory and field tests were completed and, as a result of these surveys, the surface reflection technique was accepted by PANK as the standard quality control method for asphalt pavements in Finland.

In the late 1990s and early 2000s, r&d work has been done to develop techniques for detecting different types of pavement defects, such as stripping, segregation and moisture barriers.

2. ELECTRICAL PROPERTIES OF ASPHALT

2.1. Magnetic susceptibility, electric conductivity and dielectric permittivity

There is general agreement that electrical properties of materials comprise 1) magnetic permeability, i.e. magnetism of the material, 2) dielectricity and 3) electrical conductivity.

As magnetic permeability is of the same order as the vacuum in bitumen and in most crushed aggregates, the electromagnetic properties of asphalt pavements can be described by means of electrical conductivity and dielectric properties.

Electrical conductivity of materials is attributable to the free or restricted transfer of electrons and ions, which may be attributable to a number of phenomena. Most of the minerals occurring in the crushed rock used for pavement, such as quartz, mica and feldspar, are, when dry, solid electrolytes that can almost be regarded as insulators. Thus electricity is transmitted only through impurities and disorders in their crystal lattice. Since bitumen can also be regarded as an electrical insulation material, hot-rolled pavements can be regarded, for calculation purposes, as electrical insulation materials. However, the situation changes when chlorides, for de-icing purposes, are spread on the pavement, especially if the pavement is porous.

The term dielectric value or "relative dielectric permittivity" refers to the capacity of a material to store and then allow the passage of electromagnetic energy when an electrical field is imposed upon it. It can also be described as a measure of the ability of a material within an electromagnetic field to become polarized, and therefore respond to, propagated electromagnetic waves. The dielectric value of a material is a function of the volumetric proportions of its material components and the dielectric properties of these components. Dielectric permittivity is, generally speaking, a complex number (it has real and imaginary parts) and is a function of frequency. The imaginary part is often called as lossy part and it is a measure of the proportion of the charge transferred in conduction and stored in polarization.

2.2. Dielectric properties of new hot mix asphalt pavements

The real part of the dielectric permittivity can vary in natural materials between 1 (air) and 81 (free polar water at 20 °C). The components of hot mix asphalt were examined at the Texas Transportation Institute by the author in 1994-1995 (Saarenketo 1997). The results showed that the dielectric values of absolutely dry aggregates vary between 4.5 and 6.5, carbonate rich rock types, such as limestone, had higher values. These materials are not dielectrically frequency-dependent, i.e. dispersive when absolutely dry. Network analyzer tests at TTI also showed that there were no remarkable fluctuations in the dielectric values of various types of bitumen or for different bitumen viscosities, the values have usually remained at a level of 2,6 – 2,8 (figure 1). The TTI tests also indicated that ageing of the bitumen samples in the sun for 6 months had no appreciable effect on dielectricity.

Since the electrical properties of the components of the asphalt were known, mixture models could be made. The basic assumption was that the dielectric value of a dry asphalt core is a function of the volumetric ratios of asphalt, air and rock and their individual dielectric values (2,5, 1, and 5,5 respectively). When material is compacted the volumetric proportion of air, which has a low dielectric value, is squeezed out of the mixture and thus the dielectric value of the asphalt mixture increases. The effect of the changes on bitumen content was also studied and small changes in the values did not affect the dielectric value of the mixture.

The values recorded for imaginary part of the asphalt components in the case of new and dry asphalt showed to be very close to the value of 0 at the frequencies GPR uses, which means that dielectric losses do not have to be taken into consideration when analyzing the results of the new hot mix asphalt surfaces.

The effect of water has also been examined, in the laboratory and in the field, due to the fact that water is present in emulsion pavements. Thus far there has not been any evidence to indicate that water has an effect on the results of quality control surveys.

2.3 Dielectric values of older bituminous pavements

During the last ten years, after measuring thousands of kilometers of new and old asphalt pavements, a better understanding of the dielectric history of asphalt pavements, as presented in figure 2, could be gained. After the paving year dielectric value rises up one unit but then the value of asphalt remains on the same level until, after 5-10 years, it starts to rise slowly. The rapidity of the rise depends on traffic volume and the use of chlorides. A few years before the pavement starts to crack, the water molecules start to penetrate between bitumen and aggregates thus breaking the bonds. This can be seen as rapidly increasing dielectric values. At that time, the imaginary part of the asphalt is also increasing from a level of 0, which can be seen in the form of electrical losses.

Dielectric values start to decrease rapidly when the pavement starts to crack. This is due to fact that cracks increase the volumetric proportion of air in the pavement. The decrease in dielectric values even out normally to a level of 4,0 – 4,5.

3. MEASURING ASPHALT USING GPR AND OTHER ELECTROMAGNETIC TECHNIQUES

3.1. Ground Penetrating Radar

Ground Penetrating Radar systems use discrete pulses of radar energy. These systems typically have the following components 1) a pulse generator, which generates a single pulse of given frequency and power, 2) an antenna or antennas which transmit the pulse into the medium being measured, and 3) a sampler/recorder which captures and stores the reflected signals from the medium.

Once the return waveform is captured another input pulse is generated and transmitted into the medium. The time between the reflections from electrical interfaces in road will be measured from the stored signal as well as the amplitude of the reflection. The radar antennas in common use fall into two broad groups: air-coupled antennas (usually horn) and ground-coupled dipole antennas (Saarenketo and Scullion 1994).

The ground-coupled antennas operate in a wide range of central frequencies from 80 MHz to 1500 MHz. The clear advantage of ground-coupled antennas is their depth of signal penetration and better vertical resolution. However, these surface coupled systems have not yet been optimized for road surveys, the surface coupling antenna ringing presents the main problem. Typically, it is difficult to obtain any quantitative information from the near surface with these antennas. Another limitation of these antennas has been that they have to remain in near contact with the medium and data collection the speed is limited to typically less than 25 km/h. In asphalt quality surveys, ground coupled antennas can be used for mapping different types of defects, such as cracking and stripping in asphalt, but not for measuring asphalt air voids content due to the fact that the signal velocity measuring accuracy in these systems is not high enough.

The air-launched systems operate around 1 GHz central frequency and their depth of penetration in typical pavement structures is limited to approximately 0.5 m. During data acquisition these antennas are suspended 0.3 - 0.5 m above the pavement surface (Figure 3). Air-launched systems typically have the capability to transmit and capture up to 1000 scans per second, which means that they can collect useful pavement layer information at highway speeds (100 km/h). Pavement surface dielectric value is measured with a GPR horn antenna by using a surface reflection technique (Maser and Scullion 1991). The layer specific dielectric values are calculated from the reflection amplitudes of the interfaces and these amplitudes are compared with the reflections from a metal plate (perfect reflector).

However, during recent years, there have been several failures in the testing GPR of for asphalt QC. Most of them have been due to the use of poorly performing GPR systems in the test. The signals generated by air coupled antenna systems must have sufficient quality to allow the performance of automated signal processing and qualitative data analysis. To ensure the quality of a signal, the Texas Transportation Institute has proposed a series of performance specifications, which have been used in the USA and in Finland but not in other countries (Scullion, Lau and Saarenketo 1996). These tests include: 1) Noise to Signal Ratio (N/S ratio), 2) Signal Stability (amplitude and time jitters), 3) Travel Time Linearity and 4) Long-term Stability Tests (time-window shifting and amplitude stability). The GPR unit must pass these tests before it can be used reliably to compute quantitative layer properties.

3.2. Capacitance based measurements

Another electromagnetic method, which has gained more popularity recently, is the use of capacitance based probes to measure dielectric value of the asphalt surface and this value is then calculated to air voids contents using a special calibration

factor. In recent years, several new units have been introduced to the asphalt quality control market. They have mainly been used in on site compaction testing.

The general experience from these units has been that they provide relatively reliable values on smooth asphalt surfaces but problems arise when the asphalt surface is rough.

4. APPLICATIONS

4.1. General

Nondestructive pavement testing methods, such as GPR, have gained increasing popularity in quality control surveys of new road structures. The greatest advantages of GPR methods are that they are not destructive in comparison to the traditional drill core methods, costs are low and GPR surveys can be performed from a moving vehicle reducing safety hazards for highway personnel. The GPR method presents the possibility of continuous data collection and thus 100 % coverage of a new road structure under inspection can be acquired. Drill core methods provide point specific information and they cannot reliably be used to find defective areas in new pavements.

4.2. Air voids content

The calculation of air void values is based on the use of mean dielectric values. The method applies the results of laboratory tests conducted to define the function between the dielectric value and air void content (Roimela 1998). The method includes taking 1-2 calibration core samples from the pavement under survey, representing sections of mean dielectric value calculated after GPR data collection. Air void content of the calibration cores are defined using laboratory methods approved by PANK. Using the air void content value obtained from the calibration samples, and their respective dielectric values, a calibration coefficient is determined for the calculation of air void contents of the pavement. The formula for calculation of air void content y is presented as formula 1:

$$y \mid 272,93e^{41,3012k\kappa_x}, \text{ } x \text{ between } 1 < x < n \quad (1), \text{ where}$$

k is the calibration coefficient

κ_x is the measured dielectric value using GPR surface reflection method

The measuring accuracy for air void content measurement using the GPR surface reflection technique is +/- 0,9 percent (Figure 4). This statistical analysis result has been achieved through comparison of core sample results and GPR measurements conducted as static shots over each individual measurement point ($R=0,9223$). In general the deviation of the air voids content measured using GPR is smaller because a single GPR scan covers roughly 300 * 300 mm area while the area of a standard drill core is much smaller.

The repeatability of the measurement is good as can be seen from the test results conducted in Germany in 2002. (figure 5).

4.3. Segregation

One of the major functions of bituminous pavements on highways is to provide waterproofing for the underlying structural base layers. If excessive moisture can enter the base layer then rapid load and environmental damage will occur. The surfacing layer will only function as intended if it is compacted to optimum density, and it does not contain any defects such as areas of segregation, and if the longitudinal construction joints are waterproof. Segregation manifests itself as localized periodic small areas of low-density material in the compacted surfacing layer. Upon close inspection of these small, localized areas an excess of coarse aggregates will be found.

The causes are often traced to improper handling or construction techniques. During construction, segregated areas are often impossible to detect visually and they only become apparent after one or two months in service. However these areas often have a major impact on long-term pavement performance. The segregated areas provide an opportunity for moisture to enter the lower pavement layers. The asphalt industry is well aware of the segregation problem and in the past decade several improvements have been implemented. Despite progress in this area, segregation is still a major concern in many countries and at the present time there are no ways of detecting these problems during construction. A second problem area is that of the permeability of longitudinal joints.

GPR offers tremendous potential to assist in monitoring the quality of a completed surfacing layer. The GPR parameter that can be used to detect these problem areas is the surface dielectric. GPR traces can be collected at closely spaced intervals, and, with minimal data processing, a plot of surface dielectric versus distance can be produced. If an asphalt surface is uniformly compacted, the surface dielectric should be constant, however if an area of low permeability has excessive air voids this will be observable in the surface dielectric plot as a decrease in measured dielectric value (Saarenketo and Scullion 2000).

The first use of GPR technology to monitor segregation of pavements was reported by Saarenketo (1997). Large changes in the surface dielectric were attributed to the use of an experimental paver (figure 4.3_1). Since then successful tests of using GPR to detect segregation has been reported in the USA and Sweden.

4.4. Stripping

Even though the greater part of defects observed in asphalt pavements are related to the material problems of the layers beneath the pavement there are also some pavement damages caused by problems of deterioration inside the pavement. The most common asphalt pavement damage is stripping, which is a moisture related mechanism where the bond between asphalt and aggregate is broken leaving an

unstable low density layer in the asphalt. Stripped layers should always be detected and removed before placing a new overlay.

Stripping can be seen in most cases as an additional positive or negative (reversed reflection polarity) reflection in the pavement. However similar reflections can be obtained from an internal asphalt layer with different electrical properties. That is why reliability of the analysis was improved when FWD data together with confirming reference data, such as drill cores was started to be used in the analysis.. Figure 7 presents a case from Willmar, Minnesota, where 1.5 GHz ground coupled and FWD data were used to evaluate stripping (Saarenketo, van Deusen and Maijala 2000).

A good indicator for stripping is also the surface dielectric values of asphalt pavements. The data should be collected using a high sampling density, and when this is done the results should reliably indicate areas with potential stripping problems as figure 4.4_2 shows.

4.5. Moisture barriers

Another major cause of surface distress is when moisture becomes trapped within the surface layers. This happens when impermeable fabrics or chip seals are placed between asphalt layers or when the existing surface is milled and replaced with a less dense layer. The GPR signals are highly sensitive to variations in both moisture and density.

The GPR reflections from existing highways can be complex especially if the old HMA layer contains numerous thin layers constructed with different aggregates compacted to different densities. Moisture barriers within the layer and collecting data shortly after a significant rainfall can also complicate the analysis.

4.6. Other applications

Other asphalt defects that GPR technique can be used include: cracking (Saarenketo and Scullion 1994), thermal cracking and debonding, which takes place when the bonding between separate asphalt layers becomes loose.

5. CONCLUSIONS AND FUTURE ASPECTS

The research conducted during the last 15 years in order to better understand the dielectric properties of road materials has been successful and many applications have been developed for measuring pavement quality and detecting different types of defects. The advantage of these survey methods, especially the GPR technique, is that they are fast and non-destructive. The major problems with these high tech hardware systems can be related to their relatively high price and that they also require experienced staff to operate them. False conclusions have been made with the GPR technique, especially in some tests done in Scandinavia, because the tests were conducted using a poor quality or a broken GPR antenna system. The major

problem in many countries is the overselling of these methods by consultants having no expertise in the technology.

In the future, the use of the electromagnetic methods in asphalt testing will be focused more on their integrated use with other test methods such as FWD testing, videos and infrared camera data etc. A real time asphalt quality assurance method will also be a future challenge. The rapid development of computers processors also allows the use of multiple channels in GPR systems and as such coverage of wider pavement areas and allowing 3D modeling and rehabilitation design of asphalt pavements.

The best hope for the future involves three critical steps recommended by Saarenketo and Scullion in 2000: a) developing user friendly packages in order to convert GPR data along with other road survey data into information which is meaningful to pavement engineers, b) gaining and understanding of the electromagnetic properties of road materials and their relation to the moisture, strength and deformation properties, and c) provide training to the road administrations and contractors who use the GPR data as well as the staff responsible for the GPR surveys.

REFERENCES

- Berg, F. 1984. Ikke destruktiv måling af lagstykker i vejbefastelser. Vejdirektorat, Statens vejlaboratorium, Notat 157, Denmark.
- Johansson, H.G. 1987. Anväding av georadar i olika vägverksprojekt. Vägverket, Serviceavdelningen väg och brokonstruktion, Sektionen för Geoteknik, Publ. 1987:59, Sweden.
- Maser, K. and Scullion, T. 1991. Automated detection of pavement layer thicknesses and subsurface moisture using ground penetrating radar. TRB paper 1991.
- Roimela, P. 1998. Päälystetutka tiiviyyden laadunvalvonnassa, Tielaitoksen selvityksiä 6/1999, TIEL 3200499 (English abstract).
- Saarenketo, T. 1992. Ground penetrating applications in road design and construction in Finnish Lapland. Geological Survey of Finland, Special Paper 15, pp. 161-167.
- Saarenketo, T. and Scullion, T. 1994. Ground penetrating radar applications on roads and highways. Research report 1923-2F, Texas Transportation Institute, College Station, Texas, 36 pp.
- Saarenketo, T. 1997. Using ground penetrating radar and dielectric probe measurements in pavement density quality control. Transportation Research record 1997, pp. 34-41.

Saarenketo, T, van Deusen, D. and Maijala, P., 2000. Minnesota GPR Project 1998 – Testing Ground Penetrating Radar Technology on Minnesota Roads and Highways. In Eighth Intl. Conference on Ground Penetrating Radar, David A. Noon, Glen F. Stickley, Dennis Longstaff, Editors, SPIE Vol. 4084. p. 396 – 401.

Saarenketo, T. and Scullion, T. 2000. Road evaluation with ground penetrating radar. Journal of Applied Geophysics 43 (2000) 119-138.

Scullion, T., Lau, C.L. and Saarenketo, T. 1996. Performance specifications of ground penetrating radar. Proceeding of Sixth International Conference on Ground Penetrating Radar. Sendai, Japan 1996. p. 341-346.

Scullion, T. and Saarenketo, T. 1997. Using suction and dielectric measurements as performance indicators for aggregate base materials. Transportation Research Board Record 1577, pp. 37-44.

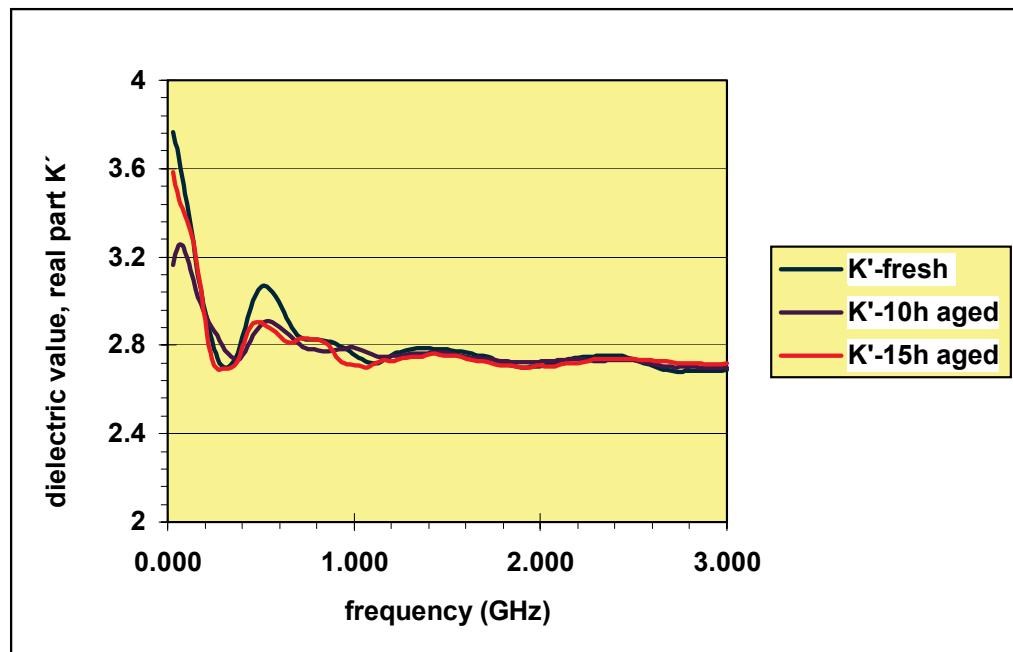


Figure 1. Real part K' of the dielectric value of Laguna bitumen when fresh and when aged using thin film oven test device.

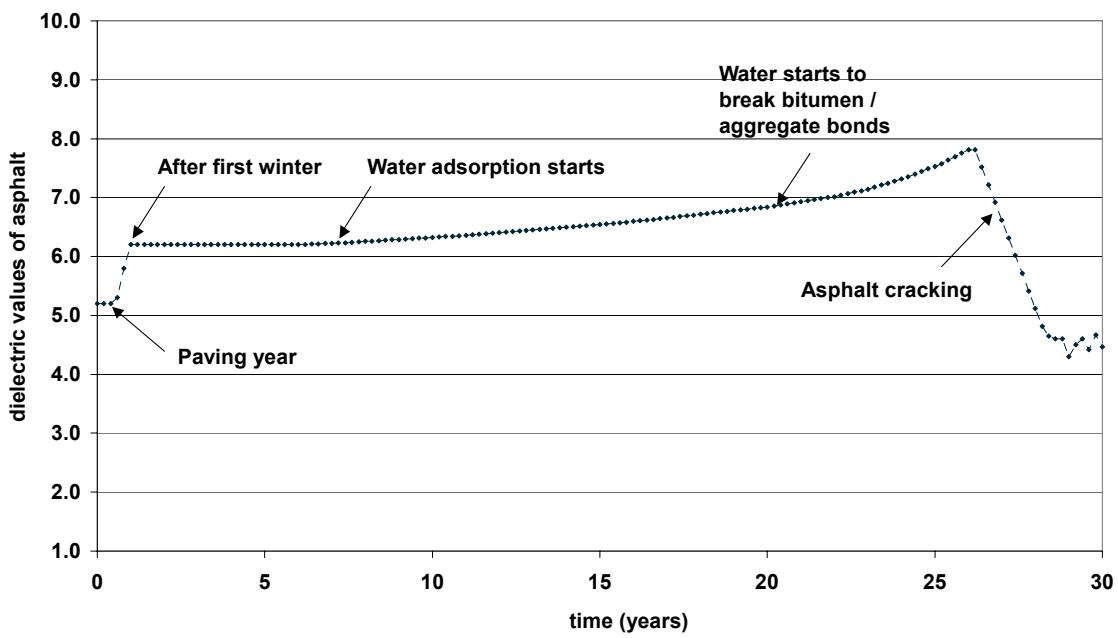


Figure 2. A schematic model of the dielectric history of an asphalt pavement.



Figure 3. A GPR horn antenna system.

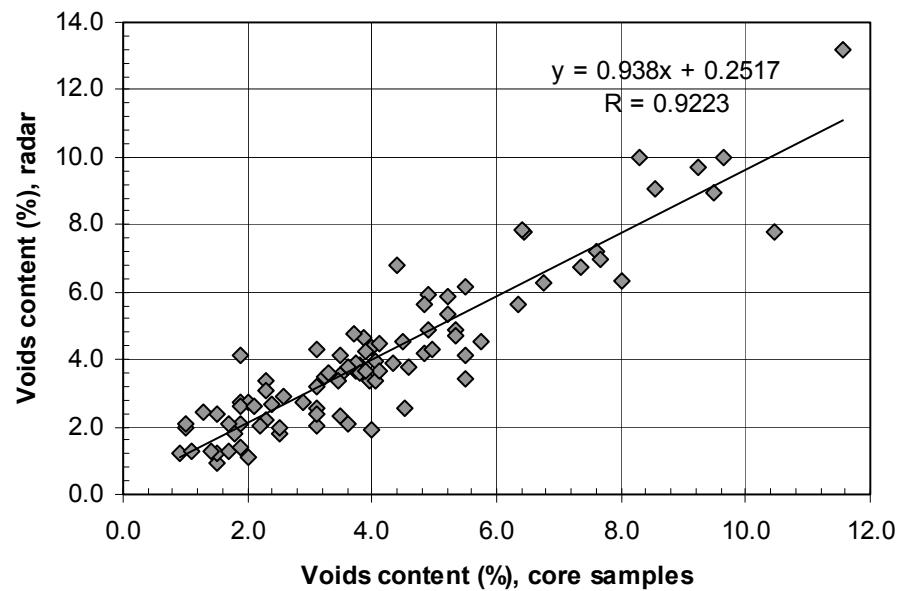


Figure 4. Correlation between voids content measured using the GPR technique and voids content from drill cores.

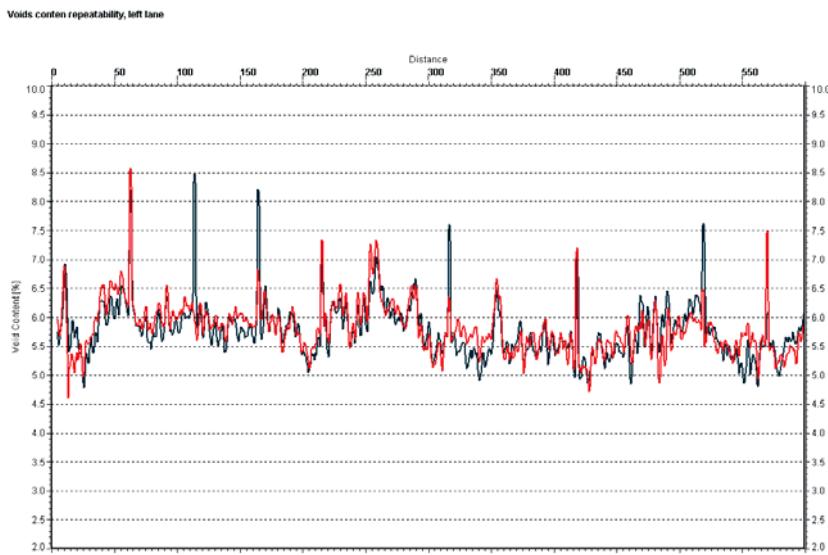


Figure 5. Repeatability of voids content. Two separate runs measured from the left lane. Voids content calculation reference point is from 257 m, where the voids content from the drill core was 7.3 %. The peaks are due to metallic sensors on pavement.

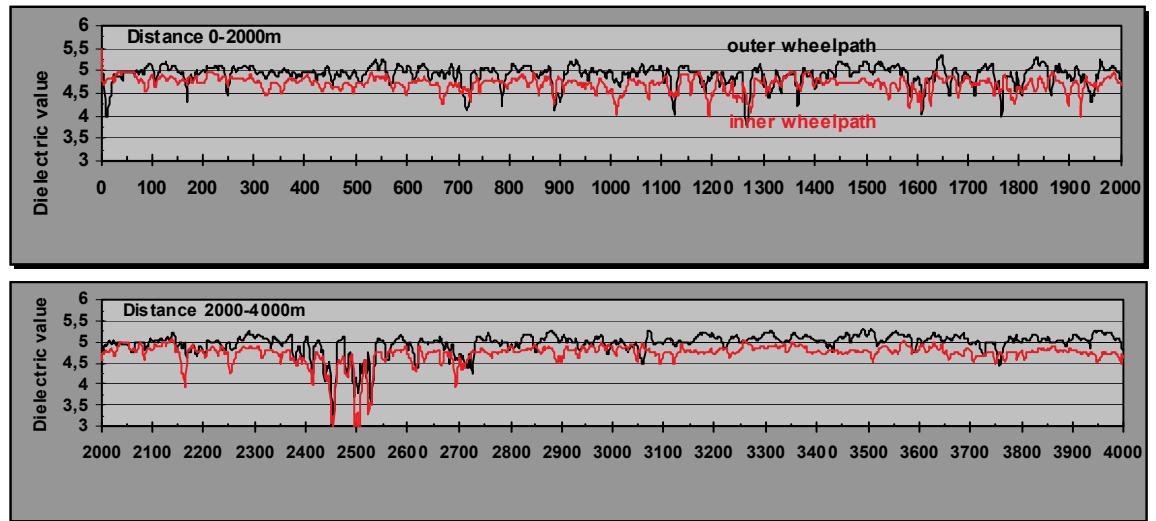


Figure 6. Dielectric value of asphalt in E4 at Ylinampa, north of Rovaniemi in Finnish Lapland. A reduction in dielectric value was observed at the end of each truckload and other places where an experimental paver had problems. The experimental paver was replaced by a conventional machine at 2700 m and after that the quality immediately improved.

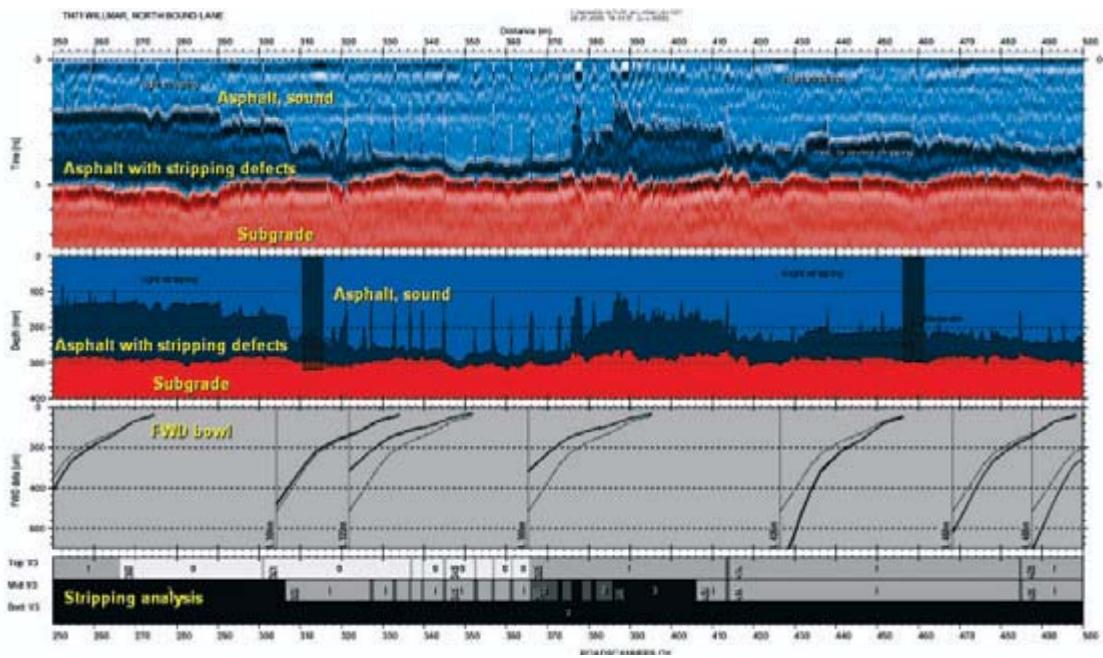


Figure 7. A 1.5 GHz ground coupled GPR profile, interpretation, falling weight deflectometer data and stripping evaluation from TH71 at Willmar, Minnesota. The slightly better section between 310 and 380 m can be seen also as better FWD deflection bowls.

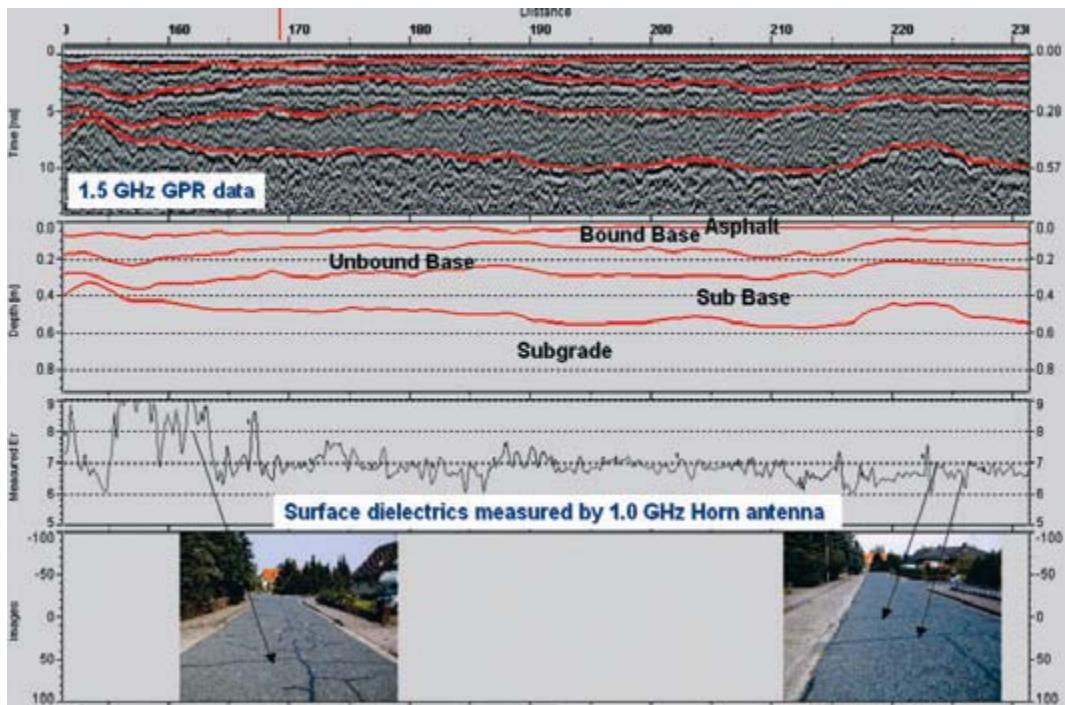


Figure 8. Detecting road sections with stripping problems in Wertlingen Germany. High surface dielectric values present the area where the stripped asphalt is saturated with water.



Stenmaterialer i asfaltbeläggningar: Frostbeständighet och nötningsmotstånd

Pétur Pétursson
Rannsóknastofnun byggingariðnaðarins

1. Introduktion

På bilden här visas en vägsträcka som har blivit saltad, se figur 1. Vägytan är delvis fuktig dagtid p.g.a. solstrålning. Över natten fryser vägytan till men tinar igen dagen efter. Dubbade bildäck orsakar ytslitage men slitaget från dubbade däck är mer när vägytan är fuktig än torr p.g.a. frys/tö cykler på saltad yta som försvagar redan uppkomna sår i beläggningen. På den sträckan som visas på bilden är vintertrafiken moderat, och i så fall har antagligen frost cyklerna större inverkan på slitlagrets hållbarhet än dubbdäckslitaget även om dessa två faktorer är samverkande. Troligen är inverkan av dessa två faktorer i den grad kopplad till omständigheterna att man knappast kan fastlägga deras inbördes vikt för skadeutvecklingen på beläggningen.



Figur 1 En typisk lågtrafikk väg på Island vintertid

2. Isländsk forskning på frostbeständighet

Året 1983 bildades den islandska stenmaterialkommitté. Med denna kommitté började målmedvetna undersökningar på frostbeständigheten av lösa stenmaterialer i Island. Från stenmaterialkommittéens grundläggande har forskning på stenmaterialers frostbeständighet gått ständigt och jämt framåt och senare också i strävan för att införa nyttigt frostbeständighetsprov in i Cen standarder.

2.1 Stenmaterialkommittéens frostbeständighetsprov

Utskottets målsättning var att utveckla metoder passande för isländska stenmaterialer och omständigheter, speciellt med hänsyn till väderförhållande, men isländska stenmaterialer ansågs vara förvittringsbenägna med hänsyn till frostbeständighet. Tidigare forskning visade att MSSV ansågs icke vara bra och provning i färskvatten ansågs vara för svag och gav icke resultat som skilde mellan olika stenmaterialer. Kommittéen beslutade att utveckla provningsmetod med 1 % saltlösning som passar för isländska stenmaterial och väderförhållande. Isländska metoden har temperaturväxling från +4°C till -4°C, tio växlningar per dygn och sjuttio växlningar totalt.

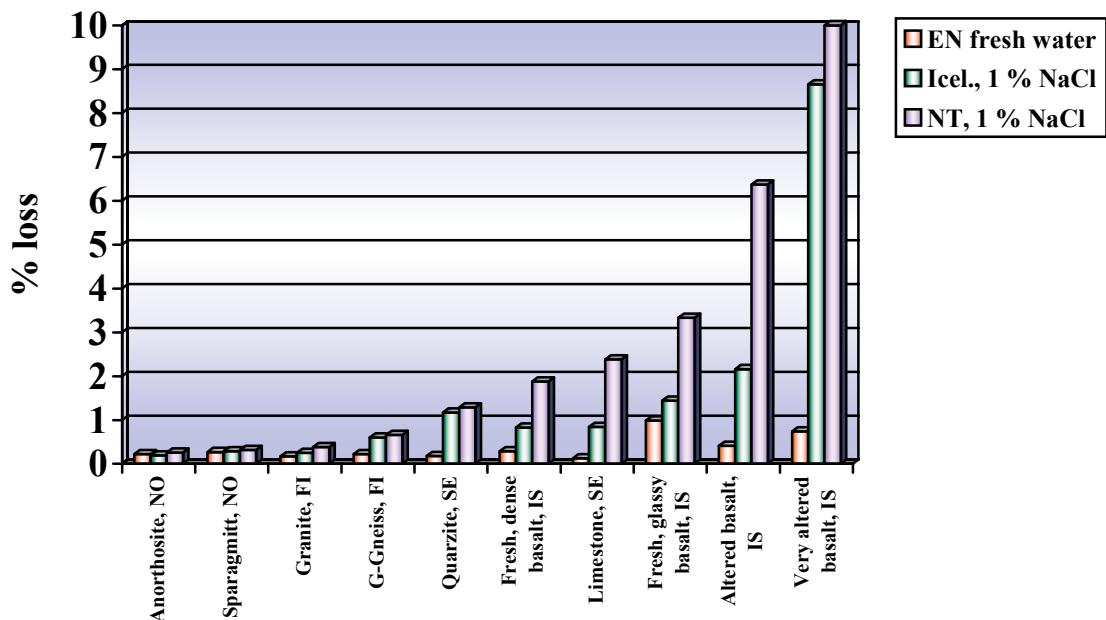
Bra sammanhang fanns mellan provningsresultat med den nya provningsmetoden och stenmaterialets beteende i ytbehandlingar. Stenmaterialutskottets provningsmetod utvecklades under perioden 1986 til 1990 og blev accepterat i "Alverk" 1995 (= Isl. Väg 95).

2.2 Nordtest frostbeständighetsprov

Saltvattenmetoden presenterades för CEN/TC 154/TG 9 efter 1990 som et alternativ till färskvattenmetoden prEN 1367-1, som ansågs vara oanvändbar för isländska förhållanden. Isländska metoden tycktes vara något främmande angående växlningsfrekvens och temperatur och därför blev det bestämt att försöka att anpassa saltvattenmetoden till färskvattenmetoden. Såkallad Nordtest metod utvecklades 1995-1996, baserad på isländsk erfarenhet och med avseende till prEN 1367-1 och Nordtest metoden blev publicerad som NT BUILD 485 standard i 1998.

Hela tiden var saltvattenmetoden diskuterad i vederbärande CEN kommittén, d.v.s. TC 154/SC 6 "Aggregates/Test methods" och TG 9 "Weathering and thermal properties of aggregates". CEN/TC 154 publicerade frys/tö provningsmetod i färskvatten som Europisk standard 1998, men med en **informell** Annex med saltvattenmetoden som **et alternativ**. En sats blev också insatt i produktionsstandardene påstående att provning i saltvatten är **tillåten** (ingen klassificering anförd).

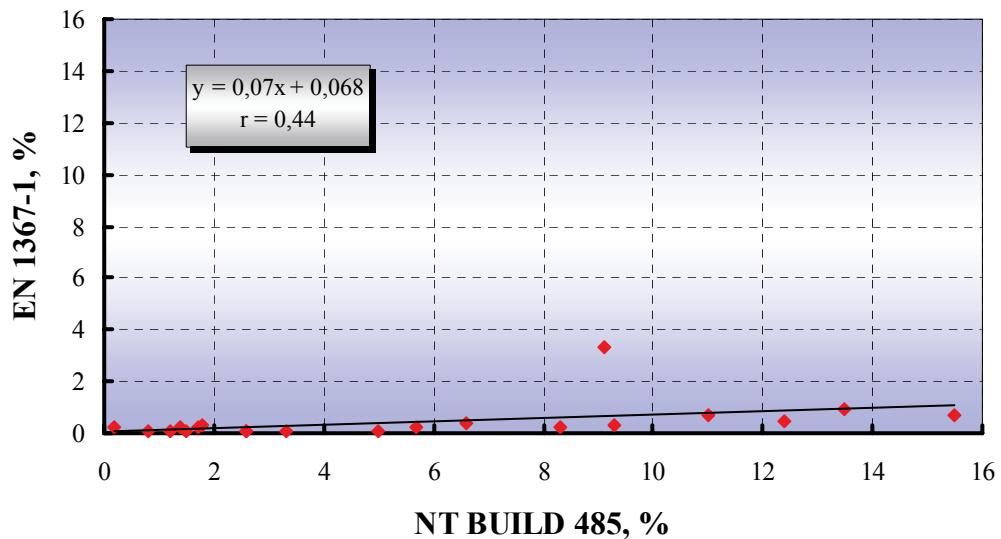
Island har protesterad och framhållit att en bestämd, normativ provningsmetod med saltvatten behövs publiceras som EU standard. Som bevis för detta påstående har vi framlagt följandi resultat, figur 2:



Figur 2. Jämförelse mellan färskvatten metoden och saltvatten metoder

Här visas skillnaden i testresultater när man på ena sidan använder färskvatten till provningen och på andra sidan två testmetoder som använder saltvatten (den konventionella isländska metoden samt Nordtest-metoden). Resultatene är hämtade från ett Nordtest-project från 1995, och stenmaterialene är från Norge, Sverige och Finland förutom Island. Det är tydligt att vissa av de isländske materialene förvittrar avsevärt i saltvatten även om de klarar seg bra i färskvatten. Dessa resultater visar klart att testmetoder som använder saltvatten skiljer mellan materialer som på ena sidan är beständiga mot frys/tö cykler och andra som är svaga. P.g.a. klimaforholdene är det viktigt för Island, och faktiskt nordliga länder generellt, att ha tillgång till en provningsmetod som skiljer mellan svaga och starka stenmateraler med avseende på frostbeständighet.

Bild 3 visar resultater från frostbeständighestsprov med 20 isländska stenmaterialer och med två meteoder d.v.s. i färskvatten och saltvatten. För att bättre kunna visa skilnaden i stenmaterialers förvittring i färskvatten och i saltvatten har akserna på diagrammet samma skala. Provningssmetoderna är identiska med undantag av frysmedium, i Nordtest provet användes 1 % NaCl lösning men i EN-provet användes färskvatten.

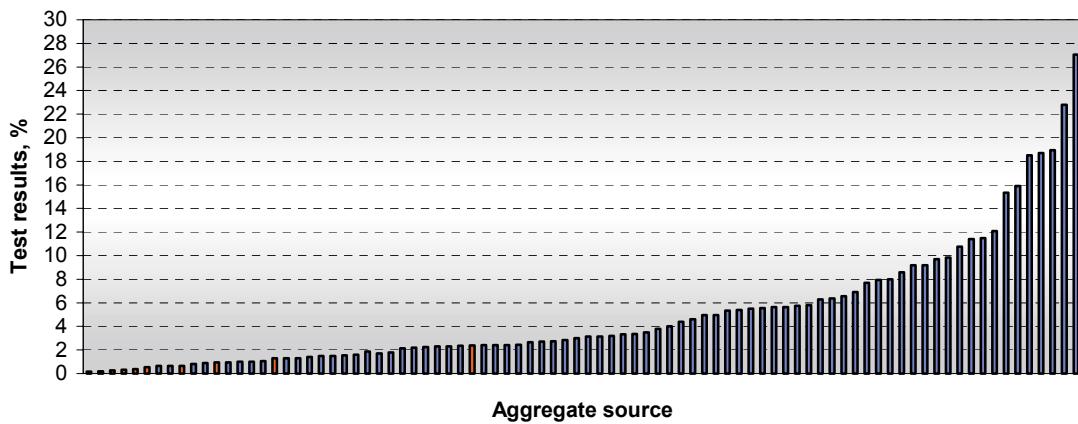


Figur 3 Färskvatten och saltvatten metoden, 20 isländska stenmaterialer

Det ses tydligt på bilden att prov i färskvatten ger ingen verlig skillnad i stenmaterialets frostbeständighet jämfört med skillnaden som uppnås med saltvattenmetoden.

2.3 **Isländska krav till stenmaterialers frostbeständighet**

På figure 4 visas fördelningen av senare års resultater från provning av isländska stenmaterialers frostbeständighet i saltvatten. Denna databank har varit till stor nytta vid bestämning av krav till frostbeständigheten av islandiska stenmaterialer till diverse ändamål.



Figur 4 Fordelningen av frostbeständighet av isländska stenmaterialer

På grund av sammanhang mellan isländska provningsresultat och ”fältresultat” används följande klassificering för Nordtest metoden i Island fra 1995:

Tabell 1 Klassifisering använt för NT BUILD 485 metoden

-Klass NT 2	↓	viktminskning $\leq 2\%$
-Klass NT 4	↓	viktminskning $\leq 4\%$
-Klass NT 9	↓	viktminskning $\leq 9\%$
-Klass NT 14	↓	viktminskning $\leq 14\%$
-Klass NR	↓	Inga krav

Tabell 2 Isländska krav för asfaltbetong och ytbehandling

Asfaltbetong:		Ytbehandling:	
ÅDT	NT BUILD 485	ÅDT	NT BUILD 485
<2000	$\leq 14\%$	<200	$\leq 14\%$
2-8000	$\leq 9\%$	200-1000	$\leq 14\%$
8-15000	$\leq 4\%$	1-2000	$\leq 9\%$
>15000	$\leq 2\%$	>2000	$\leq 4\%$

3. Nuvarande situation

TG 12 har tillfrågat den isländska medlem att skriva en ny preliminär metodbeskrivning som normativ annex till EN 1367-1; metodbeskrivning med 1 % NaCl. Ordföranden i TG 12 har tillfrågat SC 6 "Test methods" för förlängning av tid för ytligare provningar och SC 6 har accepterat.

Nytt Nordtest project (2003-2004) har för avsikt att utföra tillräckliga provningar. Det vill förhåppningsvis också resultera med ett förslag till en ny standard för provning av stenmaterialer i saltvatten. Uppgiftens huvudmål är följande:

- ✓ Involverar 15 laboratorier i 10 europeiska länder.
- ✓ Provning både i färskvatten och saltvatten.
- ✓ Uppnå pålitliga r och R värden för båda metoder.
- ✓ Tillföra resultat baserad på provningar av stenmaterialer från 20 olika ställen i Nord- och Väst-Europa.

Om uppgiftens mål uppnås finns goda möjligheter att lyckas med att inkludera en normativ saltvatten metod till EN 1367-1 standard för revidering. Också väntar man att uppgiften resulterar med att inkludera klassificering i produktions standarder när de blir reviderade.

4. Konklusioner i omfattande sammanhang.

- Nordtest NT BUILD 485 metoden förutsäger om stenmaterialet utstår upprepade frys/tö cykel växlingar i saltad omgivning (till exempel var man saltar gator, eller nära havet).
- Den ger ytterligare information om beständighet, som fattas i resultat fra konventionella styrke- och abrasions-provningar. Därför används metoden mycket i Island, också för bårlager, som inte behöverstå mycket frys/tö cykel belastning.
- Genom att prova stenmaterialers abrasion och frost beständighet är det möjligt att förutsäga ganska noggrant om asfaltbetongens hållbarhet, utgående ifrån att andra delar i produktionen är i ordning (t.ex. mix-design, vidhäftning, utläggning, välning, yttre förutsättningar etc.).
- Det kan vara svårt att noggrannt bestämma vad orsakar skada (t.ex. hjulspor) i asfaltbetong och ytbehandling.
- Vid stora trafikmängder anses dubbdäcksslitage vara den bestämmande faktor för asfaltbetongens hållbarhet. Stenmaterialets nötningsmodstånd anses vara viktig i detta sammanhang.
- Av samma anledning anses stenmaterialers nedbrytning på grund av frys/tö cykel omväxlingar vara bestämmande vid liten trafikmängd.
- Slitaget för våta materialer är högre än för torra. Frys/tö cykel beständigheten är sämre i saltvatten än färskvatten. Samtidigt finns tecken på att nötningsmodstånden blir avsevärt dåligare vid flera frys/tö cykel omväxlingar i saltvatten.
- Erfarna lirare i branchen påstår att sista vinter i Island är en av de bästa så långt man kommer ihåg angående slitage och skader i asfaltbetongen. Ändå var användning av dubbdäck ansenlig. Vädermässigt karakteriseras den av mycket få frys/tö cykel växlingar, vintern var mild och gatorna saltades litet i huvudstadsområdet.
- Från ovan nämnd är det klart att det är viktigt att undersöka sammanhängen mellan frys/tö cykel påverkan och slitage i ”saltad område” för att bättre förstå hållbarheten hos svarta slitlager.

Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixtures

Rabbira Garba

*Norwegian University of Science and Technology, Department of Civil and Transport
Engineering, 7491 Trondheim, Norway*

A paper submitted for presentation at the NVF conference, 28 June- 2 July, Reykjavik,
Iceland

Permanent Deformation Properties of Asphalt Mixtures

Rabbira Garba

Norwegian University of Science and Technology, 7491 Trondheim, Norway

ABSTRACT: Rutting is recognized to be the major distress mechanism in flexible pavements as a result of increase in tire pressures and axle loads in recent years. Rutting is caused by the accumulation of permanent deformation in all or some of the layers in the pavement structure. The accumulation of permanent deformation in the surfacing layer is now recognized to be the major component of rutting in flexible pavements. Permanent deformation may also initiate other form of pavement distress such as cracking. Thus the study of permanent deformation properties of asphalt concrete mixtures has become the focus of research, which aim to mitigate the problem of rutting in flexible pavements.

The research work on which this article is based was conducted as a fulfillment for a doctoral degree at the Norwegian University of Science and Technology. The aim of this research work was to contribute towards understanding of the material properties and factors affecting permanent deformation in asphalt mixtures, mechanism of permanent deformation and methods for evaluation of mixtures for their resistance to permanent deformation. This study involved review and evaluation of available models for permanent deformation of asphalt concrete mixtures and investigation of the effect of volumetric composition, loading and temperature conditions on permanent deformation of asphalt concrete. Laboratory tests were conducted on asphalt concrete specimens with varying levels of void content and binder content. The permanent deformation properties of asphalt concrete were found to be highly influenced by volumetric composition (binder content and void content), loading condition and temperature. The deformation of asphalt concrete consists of four components, i.e., elastic, plastic, viscoelastic, and viscoplastic components. Thus, of the continuum based modeling approaches, it is the elasto-viscoplasticity based approaches that appear to be appropriate for modeling asphalt concrete deformation. Traditional measures of resistance to rutting were found to be not sensitive to changes in volumetric composition. A new measure of resistance to rutting was defined in this study based on strain decomposition approach. The new measure of resistance is simple to calculate and is sensitive to changes in volumetric composition. This article presents evaluation of the resistance to permanent deformation of asphalt concrete mixtures and the definition of the resistance index.

1 INTRODUCTION

The properties of asphalt concrete mixtures vary with their composition, temperature, and level and frequency of loading. At low temperatures, low load levels, and high frequencies, asphalt concrete materials are linearly viscoelastic with hereditary characteristics. But at high temperatures, slow loading rates, and high loads, the behavior of the material tend to be nonlinear elasto-viscoplastic.

In response to loading, both static and cyclic, asphalt concrete materials develop permanent deformation, which accumulates with time or number of load repetitions. This accumulated permanent deformation is the cause of rutting in asphalt pavements. The permanent deformation under a given loading and temperature conditions is highly influenced by the properties and proportions of the constituent materials, i.e., the binder and the aggregates, and the degree of compaction or void level.

The deformation of asphalt concrete involves compaction (or densification) and shear deformation. The author has conducted triaxial tests on asphalt concrete specimens with varying level of void content. These tests have indicated that a significant portion of the permanent deformation is caused by compaction. Since newly constructed asphalt pavements commonly contain void levels of as high as 8%, deformation resulting from compaction can be significant. For densely compacted pavements, however, it might be the shear deformation rather than compaction, which leads to rutting and eventual failure.

A comprehensive model for asphalt concrete should take into account the variation of its properties with composition, temperature, and level and frequency of load. Such a comprehensive model has yet to be developed for asphalt concrete. However, attempts have been made by several authors to model the deformation properties of asphalt concrete. Most of these models are empirical in nature. A very good summary of these models was provided in a report of the Institute of Transportation Studies, University of California (1994).

Most of the theoretical models for mechanical behavior of asphalt concrete are based on the theory of linear viscoelasticity. In these models the linear viscoelastic behavior of asphalt concrete is assumed and the viscoelastic material properties in terms of creep compliance, relaxation modulus, and complex modulus were obtained. Mechanical models such as Maxwell, Kelvin and Burgers models were employed. These models were used to describe the time and temperature dependence of the response of asphalt concrete. Such modeling efforts include the works of Papazian (1963), Monismith & Secor (1963), Gardiner & Skok (1968). A low-temperature cracking model was developed for asphalt concrete by Lytton et al (1993) using linear viscoelasticity. Lee & Kim (1998) developed a viscoelastic constitutive model, which incorporated damage growth under cyclic loading. Linear viscoelastic models could be appropriate to model the low- temperature properties of asphalt concrete. But, at higher temperatures, the deformation of asphalt concrete is nonlinear and contains both time dependent and time independent plastic components. Thus the linear viscoelastic models can not capture the behavior of asphalt concrete at high temperatures or slow loading. Lai & Anderson (1973), Sousa et al (1993), Shields et al (1998), and Uzan (1996) have presented the evidence for nonlinearity of asphalt concrete deformation. Thus it might be argued that a more general modeling approach for asphalt concrete is to use the elasto-viscoplastic approach.

Few attempts have been made to model asphalt concrete as an elasto-viscoplastic material. Prominent among these efforts is the strain decomposition approach developed by Uzan et

al (1985). This approach involves decomposing the total strain into elastic, viscoelastic, plastic, and viscoplastic components and modeling the components separately. A more advanced elasto-viscoplastic model for asphalt concrete was developed by Scarpas et al (1997). This model is theoretically sound and it is reported to have been successfully applied to model damage development in asphalt concrete under falling weight deflectometer. Ramsamooji et al (1999) reported a model for rutting and cracking of asphalt concrete using the elasto-viscoplastic approach. Generally, elasto-viscoplastic models are highly sophisticated, contain large numbers of material parameters and thus require substantial effort in material testing and computations.

In this study, the elasto-viscoplastic model reported by Uzan (1996) based on strain decomposition approach is used to analyze results of triaxial creep and recovery test on asphalt concrete specimens. In the following sections the material used, specimen preparation and testing procedures are described followed by details of the analysis.

1. SPECIMEN PREPARATION AND TESTING

1.1 *Material*

The material used in this study consists of an asphalt mixture designed according to Marshall method with optimum binder content of 4.7%. To study the effect of binder content on permanent deformation properties of the mixture, three levels of binder content; 4.0%, 4.7% (optimum) and 5.4% were employed. Unmodified penetration grade bitumen the properties of which are given in Table 1 was used.

The gradation curve for the aggregate was based on Norwegian gradation specification for Ab 11 mixture, an asphalt concrete mixture with nominal maximum size of 11.2 mm commonly used in Norway. But the gradation was slightly modified by reducing the proportion of material less than 2 mm in size in such a way that it complies with the gradation chart suggested by the Strategic Highway Research Program [SHRP]. Figure 1 shows the aggregate gradation curve. The aggregate consists of 51% crushed rock, 44% natural gravel and sand, and 5% lime stone mineral filler.

Table 1 Binder properties

Property	Value	Unit
Penetration at 25°C	75.2	1/10 mm
Dynamic viscosity at 60°C	230	Pa.s
Dynamic viscosity at 135°C	364	Mm ² /s
Softening point	45.9	°C

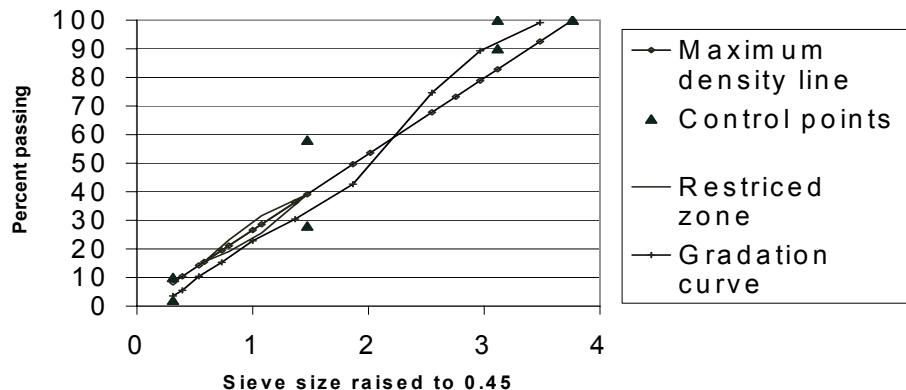


Figure1. Aggregate gradation

1.2 Specimen preparation

Test specimens were produced from material mixed in the laboratory. Approximately 4 kg of material was used to produce specimen 100 mm in diameter and about 200 mm in height. Both the binder and aggregates were heated in an oven for about 2 hours to bring them to the mixing temperature of 145°C. After mixing, the material was apportioned into 5 portion of approximately 800 grams and conditioned at a compaction temperature for about one and half-hours. The compaction temperature varied between 110 and 140°C. Specimens were compacted using California kneading compactor in five layers. Several trial compactations were made to determine the number of tamps and compaction pressures required to produce uniform specimens. Three void levels were targeted; 3%, 5%, and 8%. Obviously, it is difficult to obtain the exact values of the target void levels. Therefore, void levels within plus or minus 0.8% of the target values were accepted. After compaction the specimens were subjected to static compression load of about 56KN for 30 seconds following ASTM (ASTM 1561-92) recommendations. The specimens were extruded from the mold and allowed to cool to room temperature before their densities were measured. Specimen densities were measured using the saturated surface dry (SSD) procedure. The specimens were then trimmed at both ends (about 10 mm from each end) to produce the final test specimens.

1.3 Testing Procedure

Cyclic load triaxial and confined creep and recovery tests were conducted on specimens with height to diameter ratio of 1.8. Two parallel specimens were tested for each case. The test was conducted using Electro-hydraulic triaxial testing apparatus schematically shown in Figure 2. Linear Variable Differential Transducers (LVDT) were used to measure the axial and radial deformations. Two LVDTs were used to measure the axial deformation in the middle 100-mm of the specimen. The radial deformation was measured using three LVDTs.

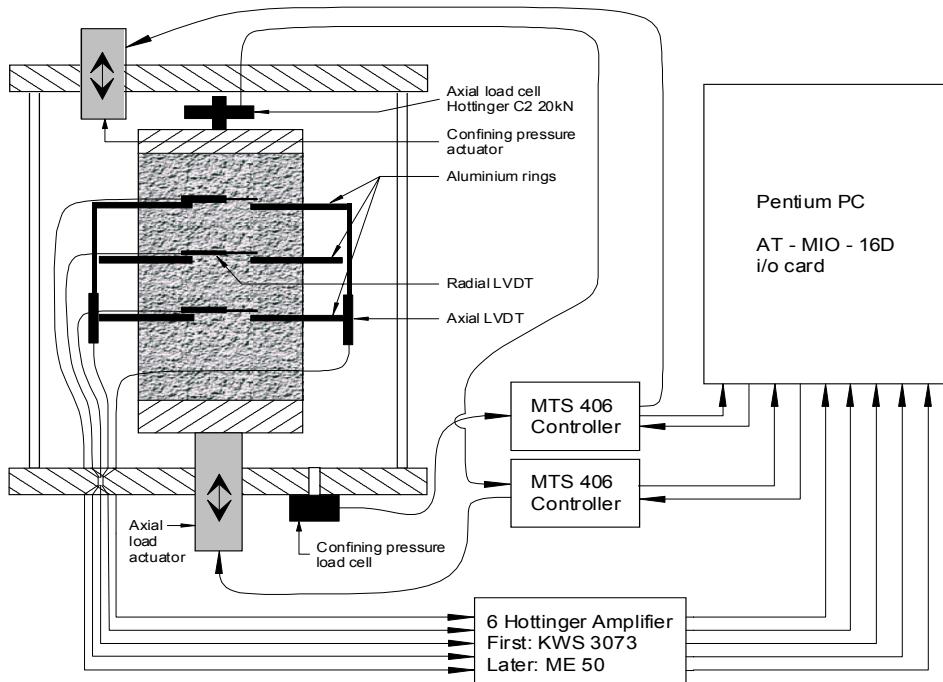


Fig 2 Schematic diagram of triaxial testing apparatus

The LVDTs, both axial and radial, were mounted on aluminum rings. The rings were attached to the specimen using small brass plates (15mmX15mm) glued to the specimen. The specimens were covered by rubber membrane prior to mounting the rings. Circular rubber rings and steel bands were used to secure the membrane to the top and bottom plates and thus prevent ingress of water. To avoid friction and the associated restraining effect at specimen ends, two layers of smooth Teflon paper were placed between the specimen ends and the bottom and top loading plates. Silicon oil lubricant was applied between the layers of Teflon paper and also between the Teflon paper and the loading plates. A Plexiglas chamber was employed to contain water that is used to provide confining pressure during testing. The water was pre-heated to the test temperature. A circulation pump was used to maintain uniformity of temperature within the chamber. Specimens were conditioned at the test temperature for two hours prior to testing. The temperature inside the chamber was monitored during specimen conditioning and testing.

The cyclic load triaxial test was conducted at 25°C and 50 °C while the confined compressive creep and recovery test was conducted at 50°C. A constant confining pressure of 150 kPa was applied during testing of all specimens. Most of the specimens were tested under a deviatoric stress level of 750 kPa. But a limited number of specimens were tested at deviatoric stress levels of 450 and 1000 kPa. The loading involved first application of the confining pressure and a small static axial load of about 10 kPa. For the compressive creep and recovery test, the deviatoric stress was applied in the form of a square wave pulse with loading time of 10 seconds followed by recovery period of 10 seconds. During testing, strain was measured and recorded at a rate of 30 data points per second at the beginning and end of loading period and at the rate of 4 data points per second during the rest of the loading and recovery period. Thus detailed data on deformation development during loading and recovery during unloading was obtained. Results of the cyclic load triaxial test

were used to investigate the effect of mixture composition, loading and temperature on permanent deformation properties. The results were also used to evaluate the traditional measures of resistance to rutting, for their sensitivity to changes in mixture composition. In the following sections the analysis of the creep and recovery test results using the strain decomposition approach is presented.

2. THE STRAIN DECOMPOSITION APPROACH

Experimental evidence indicates that the total strain resulting from loading of asphalt concrete specimens consists of recoverable and irrecoverable elements, some of which are time-dependent and some time-independent. In general the total strain can be divided into four components and can be expressed as follows:

$$\kappa = \kappa_e + \kappa_p + \kappa_{ve} + \kappa_{vp} \quad (1)$$

Where:

κ = Total strain

κ_e = elastic strain, recoverable and time-independent.

κ_p = plastic strain, irrecoverable and time-independent.

κ_{ve} = viscoelastic strain, recoverable and time-dependent

κ_{vp} = viscoplastic strain, irrecoverable and time-dependent.

Figure 3 shows a plot of total strain against time in a typical creep and recovery cycle and illustrates the four components of strain described in equation (1). It can be seen that, upon loading, an instantaneous strain consisting of elastic and plastic strain components develops. As the specimen undergoes creep, both the viscoelastic and viscoplastic strains are accumulated. Upon removal of the load, the elastic strain disappears instantaneously and during the recovery period all or part of (depending on the length of the recovery period) the viscoelastic strain recovers. At end of the cycle, the residual strain consists of the plastic and viscoplastic components plus the remainder of viscoelastic strain that has not been recovered.

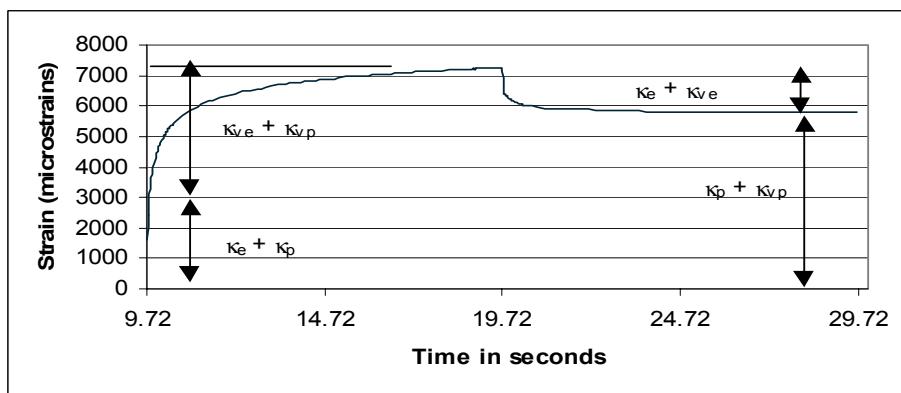


Figure 3. Total strain in a typical creep-recovery cycle

The strain decomposition approach involves the resolution of the strain into these four components and modeling the components separately. To decompose the strain into its

components, the procedure developed by Uzan and coworkers (Uzan et al 1985, Uzan 1996) is used.

2.1 Calculation of strain components

The elastic strain component is obtained from recovery curve and is equal to the instantaneous decrease in the total strain, which occurs at the moment the load is removed. The plastic strain component is then obtained by subtracting the elastic component from the instantaneous increase in the total strain at the beginning of loading. The viscoelastic component is determined by fitting a model, described in the following section, to the recovery curve. The remaining component, i.e., the viscoplastic strain is calculated from the creep curve by subtracting the sum of elastic, plastic, and viscoelastic components from the total strain. The residual viscoelastic strain can be calculated by using the superposition principle. However, the residual viscoelastic strain was found to be very small and any remaining viscoelastic strain was, therefore, added to the viscoplastic component.

2.2 Elasto-viscoplastic Model

The elastic, plastic, viscoelastic, and viscoplastic strain components computed following the procedure described above can be incorporated into a comprehensive elasto-viscoplastic model. Following Uzan's modeling approach (Uzan 1996), the creep compliance under step loading can be expressed as:

$$\frac{\kappa(t, N)}{\omega} = D_e + D_p(N) + D_{ve} \frac{t^m}{12at^m} + D_{vp}(N)t^n \quad (2)$$

Where:

- D_e = elastic compliance (time-independent)
- D_p = plastic compliance (time-independent)
- $D_{ve}, a, \& m$ = viscoelastic parameters
- D_{vp}, n = viscoplastic parameters, and
- ω = the stress.

The plastic compliance, D_p , and viscoplastic compliance, D_{vp} , are functions of number of load repetitions. Under cyclic loading, the plastic and viscoplastic deformations accumulate and increase with the number of cycles N . The increase of the accumulated plastic strains with the number of cycles is usually assumed to follow the power law and thus can be expressed as:

$$D_p(N) = \frac{\kappa_p(N)}{\omega} = \frac{\kappa_p(1)}{\omega} N^\zeta \quad (3)$$

The viscoplastic strain is also assumed to be a power function of time within each cycle, which is considered to be a generalization of Maxwell's model. It is expressed as follows:

$$\kappa_{vp}(t_n, N) = \kappa_{vp}(T_L, N \cdot 1) + \kappa_{vp}(T_L, N \cdot 2) + \kappa_{vp}(T_L, N \cdot 3) + \dots + \kappa_{vp}(T_L, N \cdot n) \quad (4)$$

Uzan and others have used the power law model to describe the accumulation of viscoplastic component with number of loading cycles. In this study, however, the magnitude of the

viscoplastic component in a cycle was found to decrease sharply with number of cycles. In fact, after few cycles the viscoplastic component of the creep compliance was found to reduce to a negligible amount. A logarithmic function, described in equation 5 below, was found to best fit the accumulation of viscoplastic compliance with the number cycles and was, therefore adopted.

$$D_{vp}(N) \propto D_{vp}(1) 2 \eta \ln(N) \quad (5)$$

Where, in equations (3), (4), and (5):

ζ, η = material parameters

T_L = duration of loading time during one cycle

t_n = time measured from beginning of one cycle.

The material parameters, with the exception of ζ and η , were determined using the data of the first creep and recovery cycle. The parameters ζ and η were calculated by fitting the models given by equations (3) and (5) to the accumulated plastic and viscoplastic compliances respectively.

Figures 4 and 5 show examples of the computed and measured compliances for some cycles. Only axial compliances were considered in this analysis. It can be seen that the ability of the model to fit the test data is reasonably good for the initial cycles but appears to decrease with increase in number of cycles. This is because the model tends to over estimate the viscoelastic component within a cycle, but as most of this component is recoverable, its effect on the permanent strain is minimal. Thus the model fits the accumulated permanent deformation (the sum of plastic and viscoplastic components) quite well as shown in Figure 6. The test results show that the time dependence of the strain diminishes with increase in number of cycles. In particular, the viscoplastic component, while very substantial in the first few cycles, decreases sharply with the number of load applications. This observed behavior might be due to the diminishing role of the binder, which imparts the time dependence properties to the mixture, at this relatively high temperature (50°C).

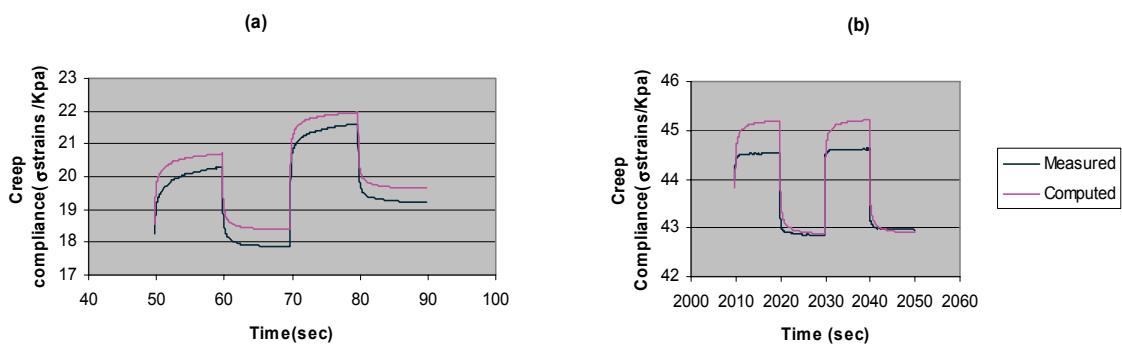


Figure 4. (a) and (b) Measured and computed compliance for specimen with binder content of 4.7% and void level 8%.

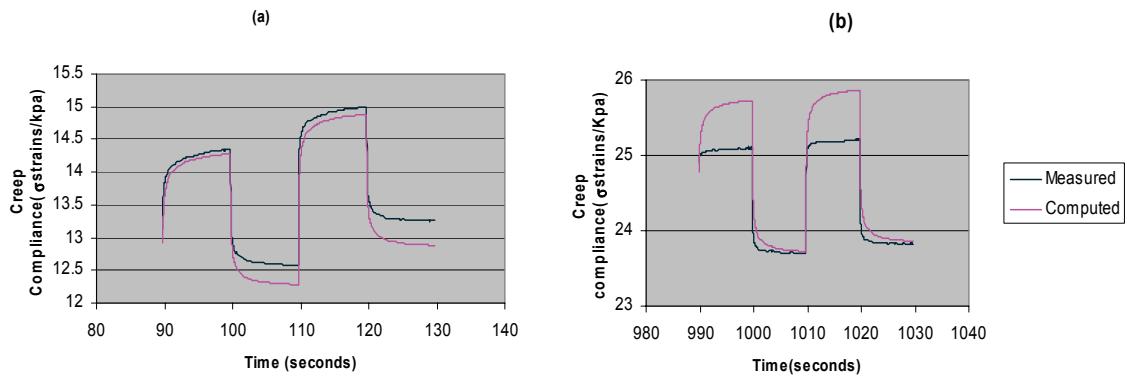


Figure 5. (a) and (b) Measured and computed compliances for specimens with binder content of 4.7% and void level 5%.

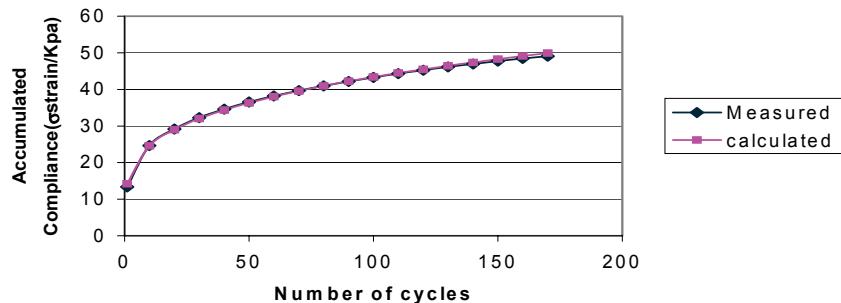


Figure 6 Accumulated axial compliance

The elasto-viscoplastic model described above provides a comprehensive approach for analysis of test results. A constitutive model can be developed for each of the strain components by relating them to the stress. Such models are known to be nonlinear functions of stress (Uzan et al, 1985). One of the major task of this study was to investigate the sensitivity of material parameters in the elasto-viscoplastic model to changes in binder content and void content with a view of defining a simple index, which can be used as a measure of resistance to permanent deformation of asphalt concrete mixtures. This will be discussed in the next section.

2.3 Sensitivity of Material Parameters to Changes in Volumetric Properties

If the material parameters are sensitive to changes in volumetric properties, it will be possible to define some measure of resistance of asphalt concrete mixtures to permanent deformation in terms of these parameters. Such measure of resistance can be linked to mixture design for the purpose of ranking mixtures or to performance related specifications. This was basically the hypothesis of this study. The material parameters were determined for specimens with various levels of void content and binder content using the procedures described previously. The specimens were tested under the same loading conditions at temperature of 50°C. Table 2 presents the values of the parameters.

Table 2. Material parameters

Binder content	4.7	4.7	4.7	4.0	5.4
Void content	8	5	3	5	5
D _{ve}	4.87	3.19	3.686	2.701	4.497
a	3.419	2.698	2.517	2.401	2.705
m	0.776	0.775	0.785	0.742	0.74
D _{vp} (1)	10.061	5.485	2.874	3.194	7.007
n	0.171	0.219	0.1	0.116	0.247
D _p (1)	4.158	2.45	1.714	1.077	3.63
D _e	0.996	0.917	0.779	0.756	1.000

In investigating the sensitivity of the material parameters, emphasis was placed on the parameters m, n, D_{vp}(1), and D_p(1) because of their direct influence on the residual or permanent deformation. It can be observed from Table 2 that the value of m varied within a narrow range from 0.74-0.785, and thus seems insensitive to changes in binder content and void content. The value of n varied between 0.1 and 0.247. There is no clear trend in change of n with change in void level. But the parameter n increased with an increase in binder content showing somewhat consistent trend. It is worth to note that the parameters m and n describe the time dependence of the deformation, a property due to the binder. As such they might be sensitive to the binder type. But, as the specimens in this study were all made form the same binder, it was not possible to verify this assumption.

The two parameters , D_p(1) and D_{vp}(1) appear to be the most sensitive of all. D_p(1) and D_{vp}(1) represent the ratio of the first cycle plastic and viscoplastic axial strains to the applied deviatoric stresses, respectively. As can be seen from Table 2, the two parameters increased with increase in void level. They also increased with increase in binder content. It has been observed from both creep and recovery tests and cyclic load triaxial tests (without rest period) that the permanent deformation increases with in crease in both binder content and void content. The parameters D_p(1) and D_{vp}(1) follow this trend.

From analysis of these tests it was also found that the rate of accumulation of permanent deformation is more or less the same for specimens under study. This indicates that it is the first cycle (or the first few cycles) permanent strain that makes difference in total permanent deformation of the specimens rather than the rate of accumulation of the deformation. Thus, in ranking mixtures made form the same material but with varying proportions of the components, the first cycle permanent strain appears to be more relevant than the creep rate.

2.4 Measure of Resistance

In general, the larger the values of D_{vp}(1) and D_p(1), the larger is the permanent deformation. Also, relatively large values of m and n would indicate specimen undergoing large time dependent deformation, be it viscoplastic or viscoelastic. Thus it might be possible to define some index in terms of these four parameters that may be used to evaluate mixtures. Let a certain index, I be defined as follows:

$$I = (m^2 n^2 D_{vp}(1)^2 D_p(1))^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

The value of I would be large if either or both of the factors $(m+n)$ and $[D_{vp}(1) + D_p(1)]$ are large, i.e., a large value of I is associated with a large deformation. If we define another index as an inverse of I, it would provide a measure of resistance to deformation. Let R be such measure of resistance and be defined as follows:

$$R \mid \frac{1}{(m+2n)\Psi_{vp}(1) + D_p(1)\beta} \quad (7)$$

The larger the value of R, the smaller the deformation, i.e., the larger is the resistance to deformation. The parameters $D_{vp}(1)$ and $D_p(1)$ are first cycle viscoplastic and plastic compliances, respectively, and as such can be considered as the inverse of viscoplastic and plastic moduli (the ratio of applied stress to viscoplastic and plastic strains). Replacing the two compliance parameters in equation 7, with their inverse, denoted by H_{vp} and H_p , and simplifying results in the following expression for the resistance parameter, R:

$$R \mid \frac{H_{vp} H_p}{(m+2n)\Psi_{vp} + 2H_p\beta} \quad (8)$$

The values of R were computed for specimens whose parameters are shown in Table 2. Figure 7 shows the variation of R with binder content and void content. The Index R has the same dimension as the modulus. R ranks the specimens according to the accumulated permanent strain. For specimens tested under the same stress conditions, the lower the void content the lower is the accumulated permanent strain. Also the lower, the binder content the lower is the accumulated permanent strain. However, as stated previously permanent deformation or rutting in asphalt concrete is caused by both densification and shear deformation. Shear deformation refers to a deformation with little or no volume change. In other words, it involves distortion or change in shape. Shear deformation also involves sliding or tendency for sliding at contact points, which may lead to debonding, plastic dilatancy and failure. Analysis of similar specimens tested under haversine loading with large number of repetitions has shown that specimens with low void content (less than 3%) and low binder content are relatively more susceptible to shear deformation.

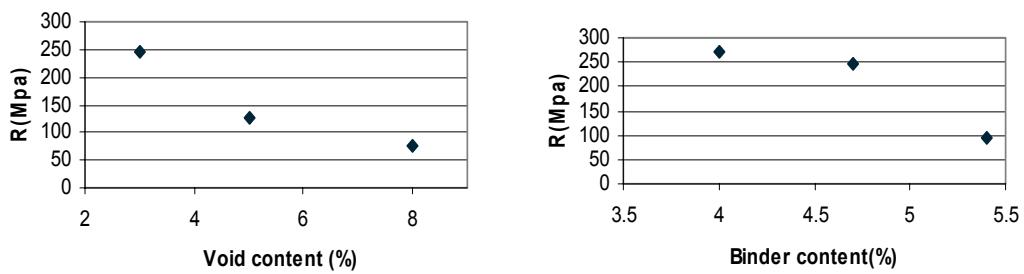


Figure 7. Resistance index, R

Using concepts of stress dilatancy theory, it was found that, for specimens with low void and binder contents, most of the externally applied energy during loading was absorbed in shearing the specimen, while for specimens with relatively higher void content and binder content the energy was spent in compaction and densification. Details of the formulation of

the stress-dilatancy theory for triaxial conditions are given in (Ramsamooji 1999). In analysis of triaxial tests, the difference between the axial strain and radial strain is often used as a measure of shear or distortional strain. In this study the ratio of the incremental permanent shear strain to incremental permanent volumetric strain was found to be constant. This ratio can be expressed as:

$$r \mid \frac{\div \kappa_D}{\div \kappa_V} \quad (9)$$

Where:

$\div \kappa_D$ = Permanent deviatoric strain increment

$\div \kappa_V$ = Permanent volumetric strain increment

A relatively high value of this ratio indicates a specimen deforming with little volume change, i.e., shear deformation. Thus, this ratio may be incorporated into the resistance index in equation (8) to provide a composite measure of resistance to permanent deformation, RI, defined in equation (10) below.

$$RI \mid \frac{H_{vp} H_p}{r(m 2 n) \Psi_{vp} 2 H_p \beta} \quad (10)$$

This index was calculated for the specimens under consideration. Figure 8 shows the variation of RI with void content and binder content. It can be observed that the variation of RI with void content as well as binder content tends to show some maximum value, indicating the existence of an optimum void content and binder content which gives the highest resistance. The index is relatively high for the specimen with void content of about 5% and binder content of 4.7% (optimum according to Marshal method). This provides a proof of validity for the conventional 4% void level, usually targeted in asphalt concrete compaction. This level of void content appears to be a compromise between the need to decrease deformation resulting from compaction by making the asphalt material dense and the need to decrease shear susceptibility by making it less dense. The index defined above can be linked to mixture design to evaluate and rank mixtures. The parameters of the index can be easily determined from few cycles of creep and recovery test. If proved for other materials by further tests, this index could provide a valuable tool in performance related specification of asphalt concrete mixtures.

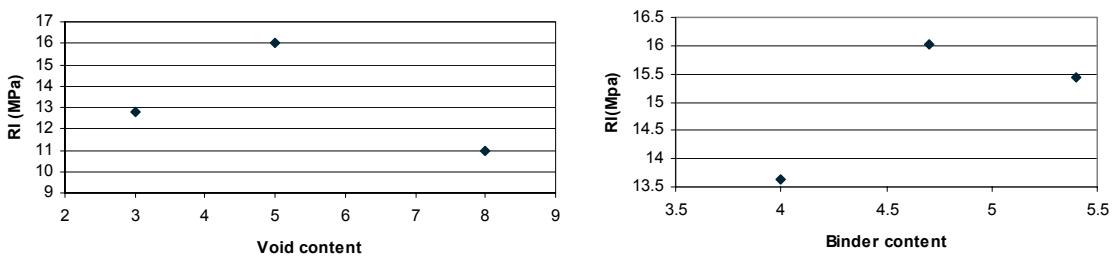


Figure 8. Composite resistance index, RI

4 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Results of triaxial compressive creep and recovery tests on asphalt concrete specimens with varying levels of void content and binder content were analyzed. An elasto-viscoplastic model based on strain decomposition approach was used. The model, though not theoretically based, provides a convenient method for analysis of creep and recovery tests on asphalt concrete mixtures. A simple index, which can be used for ranking mixtures in terms of their resistance to permanent deformation, was defined. The index includes parameters, which are related to over all deformation and shear susceptibility. Further tests are required to prove the validity and applicability of this index.

LIST OF REFERENCES

- Asphalt research program, Institute of transportation studies, University of California. 1994. Permanent deformation response of asphalt aggregate mixes. The Strategic Highway Research Program SHRP – A – 415.
- Gardiner, L.J. & Skok, E.L. 1968. Use of viscoelastic concepts to evaluate laboratory test results of some Minnesota asphalt mixtures. Proc. of the intern. conf. on structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, Michigan, 20-24 August 1967. Michigan. Braun-Brumfield, Inc.
- Lai, J.S. & Anderson, D. 1973. Irrecoverable and recoverable nonlinear viscoelastic properties of asphalt concrete. Highway research record 468. Highway Research Board.
- Lee, H. & Kim, Y.R. 1998. Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. Journal of engineering mechanics 124(1). American Society of Civil Engineers.
- Lytton, R.L., Uzan J., Fernando, E.G., Roque, R., Hiltunen, D., & Stoffels, S.M. 1993. Development and validation of performance prediction models and specifications for asphalt binders and paving mixes. The Strategic Highway Research Program SHRP – A- 357.
- Monismith, C.L. & Secor, K.E. 1963. Viscoelastic behavior of asphalt concrete pavements. Proc. of the intern. conf. on structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, Michigan, 20-24 August 1962. Michigan. Braun-Brumfield, Inc.
- Papazian, H.S. 1963. The response of linear viscoelastic materials in the frequency domain with emphasis on asphalt concrete. Proc. of the intern. conf. on structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, Michigan, 20-24 August 1962. Michigan. Braun-Brumfield, Inc.
- Ramsamooji, D.V., Ramadan, J. & Lin, G.S. 1999. Prediction of permanent deformation of asphalt concrete in cyclic and monotonic loading. Journal of testing and evaluation 27(5). American Society for Testing and Materials.
- Shields, D.H., Zeng, M. Kwok, R. 1998. Nonlinear viscoelastic behavior of asphalt concrete in stress relaxation. Journal of the association of asphalt paving technologists 67.
- Scarpas, A., Alkhory, R., Van Gurp, C.A.P.M. & Erkens, S.M.J.G. 1997. Finite element simulation of damage development in asphalt concrete pavements. Proc.of eighth intern. conf. on asphalt pavements, Seattle, 10-14 August 1997. Washington. The university of Washington.
- Sousa, J.B., Weisman, S.L, Sackman, L.J. & Monismith, C.L. A nonlinear elastic viscous with damage model to predict permanent deformation of asphalt concrete mixtures. Transportation research record 1384. Washington, D.C. National Academy Press.
- Uzan, J., Sides A., & Mordechai, P. 1985. A comprehensive viscoelasto-plastic characterization of sand asphalt compressive and tensile cyclic loading. Journal of testing and evaluation 13(1). American Society for Testing and Materials.
- Uzan, J. 1996. Asphalt concrete characterization for pavement performance prediction. Journal of the association of asphalt paving technologists 65



KUNGL
TEKNISKA
HÖGSKOLAN



Bidrag till tävlingen om Forskarpriset vid NVF, Utskott 33, möte i Reykjavik 2003

Sprickanalyser i asfaltprovkroppar med datortomografi

Petra Offrell

Scandiaconsult, RST Sweden; Stora Varvsgatan 11 N:1 SCC; 211 19 Malmö
petra.offrell@scc.se

Sammanfattning

Sprickbildning orsakad av utmattning från trafikbelastning utgör ett viktigt kriterium för dimensionering av asfaltbeläggningar. Trots att det finns undersökningar som tyder på att utmattningssprickor kan initieras i ytan på asfaltbeläggningen baseras fortfarande dimensioneringskriterierna på största dragpåkänningen i underkanten av asfaltbeläggningen. En anledning är förmodligen otillräckliga teoretiska kunskaper om kraftspelet i beläggningens ytskikt och avsaknad av kunskap om hur sprickor propagerar inuti en asfaltbeläggning. Syftet med denna studie är att utvärdera datortomografi, som metod, för att analysera sprickor inuti asfaltprovkroppar och studera var sprickor uppkommer i ett asfaltlager och hur de propagerar vertikalt.

Utvärderingen visade att metoden ger goda möjligheter att visualisera sprickor på olika nivåer inuti en asfaltprovkropp. En bild av hur sprickor propagerar och var i asfaltmassan de uppstår erhålls. De undersökta provkropparna uppvisade liknade sprickmönster på olika djup i asfaltbeläggningen. I de flesta provkropparna kan sprickorna ha initierats i, eller nära, ytan på slitlagret.

Den minsta sprickbredd som kan detekteras med den använda utrustningen var 0,2 mm vid en provkroppsdiometer på 100 mm. Detekterbarheten kan ökas genom att minska provkroppsdiometern eller genom att använda en kraftfullare datortomografiutrustning.

Datortomografi öppnar upp många möjligheter att studera inre strukturer i provkroppar från både fält och laboratorium. Det är en icke-förstörande provningsmetod som möjliggör fortsatt provning av provkroppen, t.ex. kan en provkropp utsättas för ett antal belastningscykler, skannas med datortomografi, belastas på nytt och skannas för att analysera spricktillväxten i olika stadier av nedbrytning.

Inledning

Sprickor uppstår i vägytan till följd av påkänningar orsakade av trafik och klimat. I många fall samverkar trafik- och klimatbelastningen och påskyndar nedbrytningsförfloppet. Sprickor har inte någon direkt inverkan på trafiksäkerhet och åkomfort, förutom sprickor som är väldigt breda, t.ex. tjälsprickor. Indirekt påverkar sprickor ändå vägens funktionella egenskaper eftersom sprickbildning påverkar vägens bärighet negativt. Vatten kan tränga ner i vägkonstruktionen genom sprickorna och påverka de obundna konstruktionslagrens bärighet, vilket resulterar i en accelererad nedbrytning av hela vägkonstruktionen.

I de flesta dimensioneringskriterier för utmattning är sprickor som börjar i underkanten av asfaltlagret dimensionerande. Detta stöds av den linjär-elastiska teorin där de högsta beräknade dragtöjningarna uppstår i asfaltens underkant [Huang 1]. Andra mer sofistikerade teorier är svåra att tillämpa då de kräver kunskap om materialegenskaper som är mycket svåra och ibland omöjliga att mäta. Ytsprickor har länge ansetts vara ett fenomen som beror på klimatbetingade påkänningar. Under senare år har forskare från hela världen börjat omvärdra teorierna om att sprickor som börjar i eller nära ytan huvudsakligen är klimatberoende [Uhlmeyer 2, Ullidtz 3]. Rapporter har visat att förekomsten av ytsprickor är omfattande och att de delvis kan anses bero på stora kontakttryck mellan däck och vägtyta. Även den ökade styvheten i ytan p.g.a. åldring påverkar sprickbildningen. Gemensamt för dessa rapporter är att ingen fungerande undersökningsmetod för att analysera sprickorna på djupet i beläggningen presenterats.

Datortomografi är en metod som kan visa inre strukturer i ett material. Det är en icke-förstörande provningsmetod som utvecklats för medicinska tillämpningar [Seram 4, Romans 5]. Vid ett fåtal tillfällen har datortomografi använts för att studera inre strukturer i asfaltprovkroppar. En tomografiutrustning för att studera asfalt utvecklades i ett SHRP-projekt i början av 1990-talet [Synolakis 6]. Syftet med den här studien var att utvärdera datortomografi, som en metod för att studera vertikal sprickgeometri i asfaltprovkroppar. Avsikten var dessutom att studera var i asfaltlagret sprickorna uppkommer och hur de propagerar vertikalt. Studien ingår i ett doktorandprojekt med syfte att ta fram nya, och utvärdera befintliga, metoder för sprickmätning och sprickanalys både på ytan och inuti asfaltbeläggningar. Projektet finansierades av Vägverket via CDU (Centrum för forskning och utbildning i drift och underhåll av infrastruktur).

Metod

I en förstudie provades sågning av asfaltprovkroppar för att detektera sprickor på olika djup i en asfaltbeläggning [Offrell 7]. Sågningen visade sig förstöra alla spår av sprickor. Därför söktes en ickeförstörande provningsmetod. Datortomografi har tidigare använts för att t.ex. studera luftporers geometri och fördelning i asfaltprovkroppar samt stenmaterialets strukturförändring vid packning och belastning [Jönsson 8, Shashidhar 9, Wang 10, Synolakis 11]. Inga tidigare försök att analysera sprickor i asfalt kunde dock återfinnas i litteraturen.

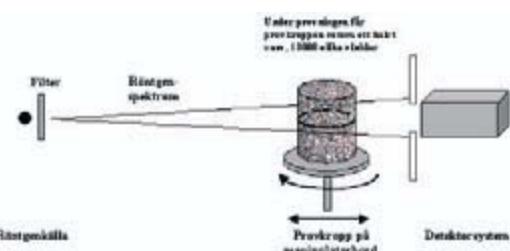
I datortomografistudien, som beskrivs i detalj av Offrell [12], undersöktes provkroppar från en vägsektion i fält. Vägsektionen ingår i den svenska långtidsstudien av nedbrytning av vägkonstruktioner och har omfattats av årliga manuella sprickbesiktningar sedan 1990. Provkropparna utgörs av cylindriska borrkärnor. Provkropparna togs i eller nära anslutning till hjulspår från den tunga trafiken. De valdes utifrån synliga sprickor i vägytan för att garantera att provkropparna skulle innehålla en spricka. De flesta sprickorna var mycket tunna eftersom det visade sig att provkroppar med bredare sprickor föll sönder. Sjutton provkroppar undersöktes med datortomografi. Provkropparna bestod av tre asfaltlager (Figur 1).



Figur 1 Provkropparna bestod av tre asfaltlager. Observera att asfaltytan är nederst.

Utrustningen som användes var en mikrotomograf placerad på Linköpings Tekniska Högskola [Hammersberg 13]. Provkroppen placerades mellan en röntgenkälla och en detektor. Detektorn mäter hur

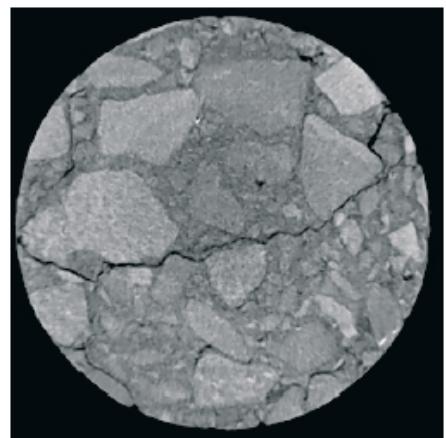
mycket av röntgenenergin som absorberas av den del av provkroppen som belyses (Figur 2). Ett röntgenspektrum fick genomlysa varje provkropp från 1000 olika vinkelar över halva provkroppens omkrets och den linjära attenuationskoefficienten mättes. Luft, sten och bitumen släpper igenom olika mycket energi och kontrasterna kan ytterligare ökas genom användning av olika filter som placeras mellan röntgenkällan och provkroppen [Mångård 14].



Figur 2 En principskiss av datortomografiutrustningen.

I varje test kan högst 2,5 cm av provkroppshöjden genomlysas i tio olika tvärsnitt. Borrkärnan flyttas därefter i höjdled och en ny provning startas till dess att hela den önskade provkroppshöjden undersöks.

De erhållna resultaten bildar en matris av värden. Ett rekonstruktionsprogram transformerar de detekterade värdena på attenuationskoefficienten till bilder av inre plan i asfaltprovkroppen. Bildernas kontrast förbättras med hjälp av bildanalys och därefter kan inre sprickytor visualiseras och vidare analyseras (Figur 3). I bilden syns tydligt skillnaden mellan sten, bitumen och luft. Sprickbilden från varje tvärsnittsyta analyserades och jämfördes med övriga ytor.



Figur 3 En genererad bild av ett inre plan i en borrkärna.

Resultat

Bilderna av inre plan visar att sprickorna återfinns i bitumenet längs kanterna på stenarna (Figur 3). Provkropparna uppvisar olika sprickmönster, några sprickor är synliga i samtliga tvärsnittsytor från en asfaltprovkropp medan i andra provkroppar syns sprickorna endast i ett fåtal av tvärsnittsytor. Resultaten kan delas in i fyra huvudkategorier baserade på huruvida sprickor är synliga i samtliga tvärsnitt eller i vissa av tvärsnitten, och huruvida det är en och samma spricka som återfinns i de olika tvärsnitten (Tabell 1):

1. Spricka synlig endast i ytan
2. Spricka synlig i ytan och på olika djup men ej på alla djup
3. Spricka synlig i ytan och i samtliga tvärsnitt i hela provkroppen
4. Olika sprickor synliga i ytan och på olika djup i provkroppen

Tabell 1 Fördelningen av provkroppar i de olika grupperna.

Kategori 1	Kategori 2	Kategori 3	Kategori 4	Totalt
5	2	4	6	17
29%	12%	24%	35%	100%

Borrkärnornas läge i förhållande till hjulspårsområdena uppmättes med hjälp av en profilograf (Primalen). Ingen korrelation kunde påvisas mellan de olika kategorierna och provkroppens placering relativt hjulspårsområdet (Tabell 2). Emellertid återfanns provkroppar i kategori 3 endast innanför hjulspårsområdet. Provkroppar i de övriga grupperna återfanns både i och utanför hjulspårsområdet.

Tabell 2 Kategorier jämfört med placering i förhållande till hjulspårsområdet.

Placering	Kategori 1	Kategori 2	Kategori 3	Kategori 4	Totalt
Utanför hjulspårsområdet	2			1	3
I hjulspårsområdet men ej i centrum	1	1		3	5
I centrum av hjulspårsområdet	2	1	4	2	9
Totalt	5	2	4	6	17

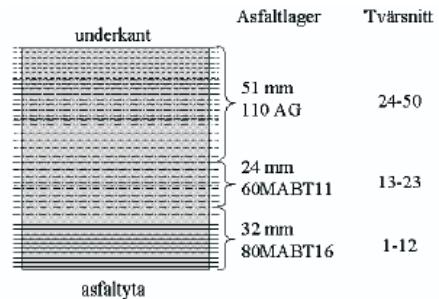
I alla grupperna utom grupp 3 återfanns inga sprickor i det gamla slitlagret (Tabell 3). Det finns två möjliga förklaringar till varför det inte fanns några sprickor i det lagret; det finns en spricka som är för tunn för att den ska synas i datortomografibilderna eller det finns ingen spricka.

Tabell 3 Sprickförekomst i de olika asfaltlagren och kategorierna.

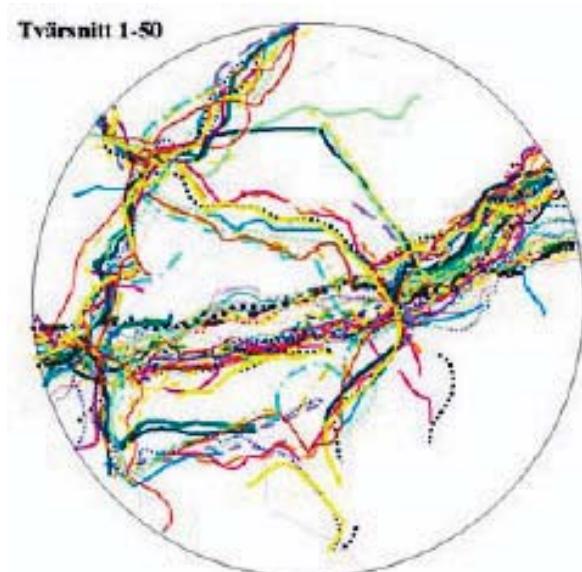
Sprickförekomst	Kategori 1	Kategori 2	Kategori 3	Kategori 4	Totalt
Nytt slitlager	5	2	4	6	17
Gammalt slitlager			4		4
Bundet bälslager		2	4	6	12
Totalt	5	4	12	12	

Figur 4 visar fördelningen av tvärsnittsytor över en provkropp från kategori 3. Snitt 1-12 återfinns i det nya slitlagret, 13-23 i det gamla och snitt 24-50 i det bundna bårlagret.

Sprickmönstret genererat från de uppmätta värdena på attenuationskoefficienten från olika höjder på provkroppen visas i Figur 5. Vissa sprickmönsterkunde tydligt urskiljs medan andra krävde att kontrasten i bilden förbättrades med bildanalys. Detta beror på fel i gränsytorna uppkomna på grund av att röntgenstrålen är ett spektra. Bäst resultat återfinns i mitten av röntgenspektrat. Ett återkommande mönster kan anas trots att sprickorna verkar befina sig över större delen av ytan.

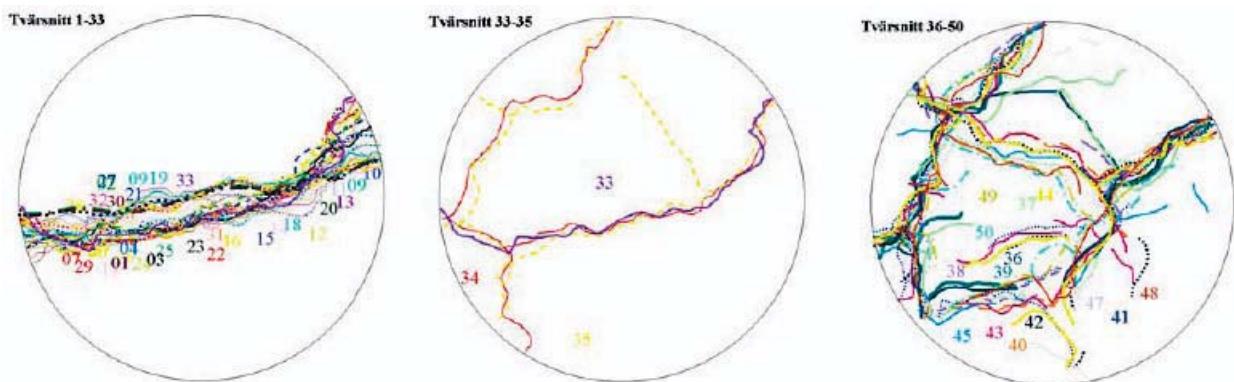


Figur 4 Fördelning av belysta tvärsnitt över en provkropp från kategori 3.



Figur 5 Sprickor från olika tvärsnitt i en asfalkropp

För att illustrera dessa mönster tydligare delades tvärsnittsbilderna upp i olika grupper från närbelägna djup. Då visar sig tydliga mönster (Figur 6). En och samma spricka återfinns i alla tvärsektioner. Sprickan förgrenas plötsligt i närheten av asfaltprovkroppens underkant, i tvärsnitt 34. Detta kan möjligen bero på att materialet i det undre asfaltlagret, som består av bundet bårlager (AG), är mindre sammanhållande.



Figur 6 Sprickmönster från tvärsnitt i grupper från närbelägna djup.

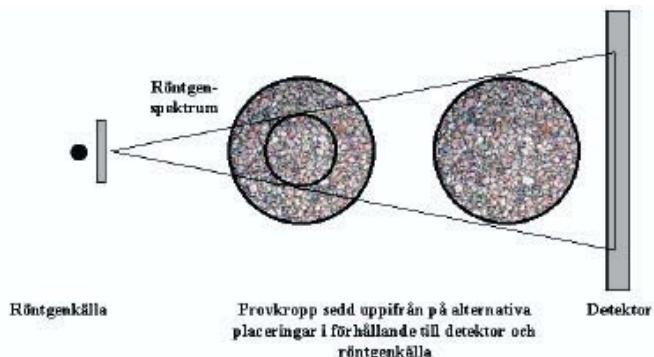
Diskussion

Datortomografi visade sig mycket lämplig för att analysera inre sprickstrukturer i asfaltprovkroppar. Det är en oförstörande metod vilket innebär att provkropparna kan användas i andra laboratorieförsök efter det att de undersöks med datortomografi. Metoden begränsas idag av vald tomografiutrustning, t.ex. är mekaniken i den använda utrustningen begränsad till att klara en provkropp på maximalt 2 kg.

Den minsta spricka som kan upptäckas beror av detektorns känslighet och röntgenkällans styrka. Det beror också av var provet placeras i förhållande till detektorn. Med den provkroppsdiamentet som användes i testerna, 100 mm, är utrustningen begränsad till att fånga sprickor med en bredd lika med 0,2 mm eller större. Sprickorna i provkropparna från vägsektionen i fält var alla bredare än 0,2 mm i ytan. Det är dock möjligt att de är smalare längre ner i beläggningen och att de då inte syns i tvärsnittsbilderna.

Noggrannheten kan förmodligen ökas genom att använda en kraftfullare tomografiutrustning. En annan möjlighet att öka upplösningen är att minska provkroppsdiamentern eller att endast undersöka en del av provkroppen (Figur 7).

Testerna är tidskrävande. Att genomlysa en provkropp, från 1000 vinklar, på tre olika höjdpositioner, tar minst ett dygn och då täcker tvärsnittsytorna endast maximalt 75 mm av provkroppshöjden.



Figur 7 Provkroppens placering i förhållande till röntgenkälla och detektor avgör hur stor yta som kan belysas.

Slutsatser

- € Datortomografi är en metod som gör det möjligt att analysera inre sprickstrukturer i asfaltprovkroppar. Det är en oförstörande metod vilket innebär att provkropparna kan användas i andra laboratorieförsök efter det att de undersöks med datortomografi. Testerna är dock mycket tidskrävande.
- € Med den provkroppsdiamentet som användes i testerna, 100 mm, är den aktuella utrustningen begränsad till att fånga sprickor med en bredd lika med 0,2 mm eller större. Sprickorna i provkropparna från vägsektionen i fält var alla bredare än 0,2 mm i ytan. Det är dock möjligt att de är smalare längre ner i beläggningen och att de då inte syns i tvärsnittsbilderna.
- € Studier av sprickmönster visar att sprickorna normalt finns längs med stenarna snarare än genom stenarna. Sprickmönstren är mycket lika på olika höjder i asfaltprovkroppen, men, närmre bårlagrets underkant ändrar sprickan plötsligt form och förgrenar sig, förmodligen p.g.a. att detta lager inte håller ihop lika bra som de två slitlagren.
- € I fem av de sjutton undersökta provkropparna återfinns sprickor endast i ytan. Dessa sprickor antas därför ha initierats i ytan. I åtta av provkropparna finns sprickor synliga på olika djup men ej i det gamla slitlagret. Det är därför mycket som talar för att sprickorna i det nya slitlagret har initierat i ytan. Det kan dock inte uteslutas att en mycket tunn spricka, mindre än 0,2 mm, förenar sprickorna i ytan med dem återfunna i det bundna bårlagret.

Framtida forskning och arbete

Studierna som beskrivits i denna artikel är utförda på ett begränsat antal provkroppar och innehåller mycket tunna sprickor. För att vidare utvärdera användbarheten av datortomografi för vertikal sprickanalys bör ett större antal provkroppar undersökas. Det bör undersökas om detekterbarheten av

smala sprickor kan ökas antingen genom att minska provkroppsdiamentern eller genom att endast undersöka en del av provkroppen. En annan möjlighet är att använda en datortomografiutrustning med högre upplösning. Provkroppar som utsatts för varierande antal belastningscykler kan också undersökas med datortomografi. Det är dessutom viktigt att undersöka betydelsen av mycket tunna sprickor för vägens nedbrytning och var på djupet sprickor initieras.

Referenser

- [1] Huang, Y.H. (1993). "Pavement analysis and design." Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey.
- [2] Uhlmeyer, JS, Willoughby, K., Pierce, L.M., Mahoney, J.P. (2000). "Top-down Cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Courses." Paper no. 00-0405 for presentation at the 2000 TRB Annual Meeting.
- [3] Ullidtz, P. (1987). "Pavement Analysis." Developments in Civil Engineering, 19. Elsevier.
- [4] Seeram E., (1994) "Computed Tomography: Physical Principles, Clinical Applications, and Quality Control." WB Saunders, UK, ISBN: 0721667104.
- [5] Romans (1995) "Introduction to Computed Tomography." Lippincott, Williams & Wilkins.
- [6] Synolakis C.E., Leahy R.M., Singh M.B., Zhou Z., Song S.M., and Shannon D.S., (1993) "Development of an Asphalt core Tomographer." Strategic Highway Research Program, SHRP-A-656, National Council, Washington, D.C.
- [7] Offrell, P., Harvey, J., Scheffy, C., (2002) "Crack geometry analysis in asphalt samples obtained from a Heavy Vehicle Simulator test site." 9th International Conference on Asphalt Pavements ISAP Copenhagen August 2002.
- [8] Jönsson, M., Partl, M.N., Flisch, A. (2002) "Comparison of Different Compaction Methods Using X-ray Tomography." Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Report No. 113/12 (EMPA No.FE 840544), ISBN 3-905594-31-5.
- [9] Shashidhar N., D'Angelo, J., Way, G., and Harman, T.P., (2001) "Forensic Analysis of Arizona's US-93 Superpave sections." Proceedings Paper No. 01-0345, 80th TRB Conference, January 7-11, 2001. Washington, DC.
- [10] Wang, L.B., Frost, J.D., and Shashidhar N., (2001) "Microstructure Study of WesTrack Mixes from X-ray Tomography Images." Proceedings Paper No. 01-2632, 80th TRB Conference, January 7-11, Washington, DC.
- [11] Synolakis C.E., Zhou Z., and Leahy R.M., (1996) "Determination Of Internal Deformation Field In Asphalt Cores Using X-Ray Computer Tomography." Transportation Research Record No. 1526, pp. 135-141.
- [12] Offrell, P., Magnusson, R., (2002) "Computerised Tomography as a tool for crack analysis in asphalt layers." International Journal of Road Materials and Pavement Design - Volume 3 – Issue 1/2002, pp49-72.
- [13] Hammersberg P., (1997) "Techniques for the determination of the optimal performance of high resolution computerised tomography." Ph.D thesis, Division of Engineering Materials, Department of Mechanical Engineering, Linköping University.
- [14] Mångård M., (2000) "Optimised performance of industrial high resolution computerised tomography." Dissertations no. 659, Linköping, ISBN 91-7219-887-7, ISSN: 0345-7524.

