

Harri Kivikoski, Jari Pihlajamäki, Markku Tammirinne

TPPT-koerakenteiden yhteenvetoraportti

Tiehallinnon selvityksiä 8/2002

ISSN
ISBN
TIEL
Edita Oy
Helsinki 1998

Julkaisua myy
Tielaitos, hallinnon palvelukeskus
painotuotemyynti
Telefax

Tielaitos
Opastinsilta 12 A
PL 33
0521 HELSINKI
Puh. vaihde

Harri Kivikoski, Jari Pihlajamäki, Markku Tammirinne. TPPT-koerakenteiden yhteenvertoraportti. Helsinki 2002. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 8/2002. 138 s. ISSN 1451-9871, ISBN 951-726-869-6, TIEH 3200742.

Asiasanat: alusrakenne, tierakenne, painumat, rakennekerrokset, kuormitus, routa, kestävyys, lujitus, stabilointi, vauriot, koetiet
Aiheluokka: 32

TIIVISTELMÄ

Tien pohja- ja päällysrakenteet (TPPT)-tutkimusohjelmaan liittyen rakennettiin vuosina 1995 – 1999 eri puolille Suomea yhteensä 19 koerakennekohdetta, joissa kokeiltiin erilaisia rakenne- ja materiaaliratkaisuja teillä ja kevyen liikenteen väylillä. Kohteiden seuranta jatkui TPPT:ssä vuoteen 2001 saakka. Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää ohjelmassa innovoitujen koerakenteiden kuormitus- ja routakestävyyttä. Kunkin koekohteen vertailurakenteena toimi piirin tavanomaisen rakentamiskäytännön mukainen rakenne.

Routasuojaurakenteina toteutettiin palaturve- ja masuunihiekkarakenteita sekä LD-teräskuonarakenne. Lujiterakenteina toteutettiin teräsverkko- ja geoprofiilirakenteita, geosynteettisiä lujiteverkkorakenteita sekä lujite- ja teräsverkkoja maabetonirakenteiden yhteydessä. Pohjamaan routivuuden vähentämiseksi toteutettiin alusrakenteen homogenisointia ja stabilointia kahdella eri sideaineella. Seosmoreenirakenteessa käytettiin vanhan tien rakennekerrokset ja pengertalteen hyväksi moreenin jalostamisessa. Muita kuormituskestävyys rakenteita olivat bitumistabilointi- ja komposiittirakenteet sekä ns. käänteinen rakenne.

Koerakenteiden tilaa seurattiin pintamittauksilla kuten vaaituksilla, pudotuspaino- ja tasaisuusmittauksilla sekä vaurioinventoinneilla. Lisäksi tehtiin tie- rakenteesta erikoismittauksia, joita olivat mm. paine- ja venymäanturimittaukset, kosteus- ja lämmönjohtavuusmittaukset sekä lämpötila- ja roudansyvyysmittaukset.

Routakohteiden roudansyvyyden ja routanousun vuosittaisista seurantalaskennoista esitetään yhteenveto. Koerakenteiden tasaisuutta mitattiin keväällä maksimiroudan aikaan ja kesällä. Raportissa esitetään koerakenteiden tasaisuuden ja vauriosumman muuttuminen ajan suhteen.

Tässä yhteenvertoraportissa esitetään kaikki toteutetut koerakenteet, lyhyet yhteenvedot mittaustuloksista sekä johtopäätökset rakenteiden käyttäytymisestä. Koerakenteiden kustannuksia ei raportissa ole käsitelty. Lisäksi esitetään ehdotukset rakenteiden jatkoseurannalle.

Harri KIVIKOSKI, Jari PIHLAJAMÄKI, Markku TAMMIRINNE. TPPT-koerakenteiden yhteenvetoraportti. [Summation report on TPPT test constructions]. Helsinki 2002. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 8/2002. 138 s.
ISSN 1451-9871, ISBN 951-726-869-6, TIEH 3200742.

Key words: subground, pavement, settlements, traffic loads, frost, bearing capacity, strengthening, stabilization, damages, site investigations, test roads

ABSTRACT

This study was a part of the Finnish Road Structures Research Programme (TPPT) started in 1994, and financed by Finnish Road Administration (Finra). The objective of the program was to reduce the annual costs and to decrease the unpredictable damages of the roads. The major environmental aspect was the use of local second class materials with the aim of saving natural gravel deposits.

In TPPT the road structure design system was developed. The design is based on the functional properties of the roads and materials. The design of the road has been divided in three tasks;

- fatigue design,
- frost design,
- settlement calculation.

The method for life cycle cost calculations on the pavement was developed, too. The LCC can be used to compare the designed road structures which are potential to be constructed.

In TPPT program 19 test roads were constructed during 1995-1999. In each test road there were 2 -10 test sections. The road structures were designed for local circumstances and to solve different problems taking into account the main stress factors (traffic, frost, subgrade settlement). The constructed test roads were as follows:

- frost prevention structures (sod peat insulation, blast-furnace slag)
- reinforced structures (steel mesh reinforcement, geoprofile, reinforcing geotextiles)
- homogenised subgrade treated with binding agents
- till structures (materials from the old pavement layers and the embankment were used for improving the properties of the moraine)
- unbound base course structures
- fatigue resistant structures (stabilised structures; bitumen stabilisation, hydraulic stabilisation, bitumen-cement composite and inverted stiff bituminous pavement).

The test structures were instrumented with different gages to measure:

- frost penetration
- frost heave
- soil temperature at various depths

- groundwater table
- snow depth beside the road
- variation of moisture content
- thermal conductivity
- FWD-measurements
- stress and strains in pavement due to moving wheel load
- longitudinal unevenness (roughness)
- visual condition survey.

The test roads were studied by yearly measurements and observations until 2001. Conclusions of the behaviour of the test structures are presented in this report. Recommendations to monitor the test roads in near future are presented, too.

ALKUSANAT

Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelman (TPPT) lopputulosten tavoitteena on entistä kestävämpien uusien ja perusparannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset alenevat. TPPT-ohjelmassa kehitettiin tierakenteiden mitoitusta (TPPT-suunnittelujärjestelmä). Suunnittelujärjestelmään kuuluvissa mitoitushjeissa ja menetelmäkuvauksissa esitetään ne menettelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenne voidaan kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa. TPPT-suunnittelujärjestelmään sisältyy myös päällysrakenteen elinkaarikustannustarkastelu, jonka suorittamiseksi esitetään menettelytapa.

Suunnittelujärjestelmälle on ominaista, että tierakenteen mitoitustapahtuu paikkakohtaisilla tiedoilla ja parametreilla (liikenne, ilmasto, pohjamaa, käytettävät rakennemateriaalit, vanhat rakenteet). Mitoituksessa käytettävien pohjamaata ja rakennemateriaaleja koskevien parametrien määrittäminen tapahtuu ensisijaisesti laboratoriokokeilla tai maastossa tehtävin mittauksin ja tutkimuksin. Myös muiden mitoituksessa tarpeellisten lähtötietojen hankinnassa ja ongelmakohtien tai muutostietojen paikannuksessa käytetään maastossa ja tiellä tehtäviä havaintoja ja mittauksia.

Suunnittelujärjestelmään kuuluvat oleellisena osana sitä täydentävät suunnittelun ja mitoituksen lähtötietojen hankintaa käsittelevät ”menetelmäkuvaukset”. Esitettävät menetelmät ja menettelytavat on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella.

TPPT-ohjelman tuloksena laaditaan myös yhteenveto tien rakennekerrosten materiaaleista ja niiden valintaan vaikuttavista tekijöistä.

Tämän koerakentamisen yhteenvetoraportin ovat laatineet erikoistutkija Jari Pihlajamäki ja tutkija Harri Kivikoski VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikasta. Luvun 15 ovat laatineet Oulun yliopiston vesi- ja ympäristötekniikan laboratorion yli-insinööri TkT Kauko Kujala ja tutkija DI Teuvo Holappa.

TPPT-ohjelman tavoitteiden saavuttamisessa koerakennuskohteet ovat olleet merkittävässä asemassa. Ratkaiseva osuus TPPT-koerakennuskohteiden toteutuksessa ja seurannassa on ollut tiepiireillä, joiden tuotantoon kohteet ovat liittyneet.

Tammikuussa 2002

Markku Tammirinne

Sisältö

1. JOHDANTO	11
2. KOERAKENTEET	13
3. PALATURVERAKENNE	15
3.1. Rakenteet	15
3.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	18
3.3. Palaturpeen kosteustila	19
3.4. Palaturpeen lämmönjohtavuus	20
3.5. Roudan syvyys	20
3.6. Routanousu	22
3.7. Sivukaltevuus	23
3.8. Kantavuus	23
3.9. Tasaisuus	23
3.10. Vauriot	24
4. LUJITERAKENNE	26
4.1. Rakenteet	26
4.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	31
4.3. Roudan syvyys	32
4.4. Routanousu	33
4.5. Vastemittaukset	34
4.6. Kantavuus	34
4.7. Tasaisuus	35
4.8. Vauriot	37
5. ALUSRAKENTEEN HOMOGENISOINTI JA STABILOINTI	40
5.1. Rakenteet	40
5.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	43
5.3. Pohjaveden syvyys	43
5.4. Roudan syvyys	44
5.5. Routanousu	44
5.6. Kantavuus	46
5.7. Tasaisuus	46
5.8. Vauriot	48
6. MOREENIRAKENNE	50
6.1. Rakenteet	50
6.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	50
6.3. Roudan syvyys	51
6.4. Routanousu	51
6.5. Moreenirakenteen kosteustila	52
6.6. Kantavuus	52
6.7. Tasaisuus	52
6.8. Vauriot	52
7. MASSANVAIHTORAKENNE	54
7.1. Rakenteet	54
7.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	55
7.3. Roudan syvyys	56

7.4.	Routanousu	57
7.5.	Kantavuus	57
7.6.	Tasaisuus	57
7.7.	Vauriot	58
8.	MASUUNIHIEKKARAKENNE	59
8.1.	Rakenteet	59
8.2.	Seurantatalvien pakkasmäärät	59
8.3.	Roudan syvyys	60
8.4.	Routanousu	60
8.5.	Kantavuus	60
8.6.	Tasaisuus	61
8.7.	Vauriot	61
9.	BITUMISTABILOINTIRAKENNE	62
9.1.	Rakenteet	62
9.2.	Seurantatalvien pakkasmäärät	66
9.3.	Roudan syvyys	66
9.4.	Routanousu	67
9.5.	Vastemittaukset	67
9.6.	Kantavuus	68
9.7.	Tasaisuus	70
9.8.	Vauriot	71
10.	KOMPOSIITTIRAKENNE	73
10.1.	Rakenteet	73
10.2.	Vastemittaukset	76
10.3.	Kantavuus	76
10.4.	Tasaisuus	77
10.5.	Vauriot	78
11.	SITOMATTOMAN MURSKEEN KOERAKENTEET	79
11.1.	Rakenteet	79
11.2.	Vastemittaukset	80
11.3.	Kantavuus	81
11.4.	Tasaisuus	81
11.5.	Vauriot	82
12.	PAKSUT BITUMILLA SIDOTUT KERROKSET	83
12.1.	Rakenteet	83
12.2.	Vastemittaukset	85
12.3.	Kantavuus	86
12.4.	Tasaisuus	87
12.5.	Vauriot	87
13.	MAABETONIRAKENNE	88
13.1.	Rakenteet	88
13.2.	Vastemittaukset	89
13.3.	Kantavuus	89
13.4.	Tasaisuus	90
13.5.	Vauriot	90

14. ERIKOISRAKENTEET	91
14.1. Rakenteet	91
14.2. Seurantatalvien pakkasmäärät	94
14.3. Roudan syvyys	94
14.4. Routanousu	95
14.5. Vastemittaukset	95
14.6. Kuivatilavuuspaino ja vesipitoisuus in situ	96
14.7. Kosteustila ja lämmönjohtavuus	96
14.8. Kantavuus	96
14.9. Tasaisuus	98
14.10. Vauriot	98
15. ROUDAN SYVYYDEN JA ROUTANOUSUN SEURANTALASKENNAT	100
15.1. Tutkimuskohteet	100
15.2. Tutkimusmenetelmät	100
15.2.1. Geld1d	100
15.2.2. Routa1d	100
15.3. Tutkimustulokset ja niiden tarkastelu	101
15.3.1. Roudan syvyys	101
15.3.2. Routanousu	102
16. TASAISUUDEN JA VAURIOSUMMAN MUUTTUMINEN AJAN SUHTEEN	106
16.1. Tasaisuudet	106
16.2. Vauriosummat	108
17. JOHTOPÄÄTÖKSET RAKENTEIDEN KÄYTTÄYTYMISESTÄ	110
17.1. Palaturverakenne	110
17.2. Lujiterakenne	112
17.3. Alusrakenteen homogenisointi ja stabilointi	116
17.4. Moreenirakenne	118
17.5. Massanvaihtorakenne	119
17.6. Masuunihiekkarakenne	119
17.7. Bitumistabilointi	120
17.8. Komposiittirakenne	123
17.9. Sitomattoman murskeen koerakenteet	127
17.10. Paksut bitumilla sidotut kerrokset	128
17.11. Maabetonirakenne	131
17.12. Erikoisrakenteet	133
18. JATKOSEURANTATARVE	136
19. KIRJALLISUUS	141

1. JOHDANTO

TPPT-koerakenteiden tarkoituksena oli tutkimusohjelmassa innovoitujen ideoiden testaus käytännössä täysimittakaavaisesti ja tavoitteena oli osoittaa, että innovoidut ratkaisut olivat parempia kuin piirin normaali ratkaisu ja pitkällä tähtäimellä myös taloudellisesti kannattavia. Toinen tavoite oli TPPT-ohjelmassa laadittujen mitoitusmenttelyiden verifiointi kohteista saatavien mittaustulosten ja havaintojen avulla.

Rakenneratkaisujen kehittäminen käsitti sekä rakenteellisen ideoinnin että koerakennuskohteen rakenteellisen suunnittelun. Lisäksi projekti sisälsi toteutettavien koerakenteiden rakentamiseen, instrumentointiin, seurantaan ja tulosten käsittelyyn liittyvät tehtävät koekohteittain erikseen suunnitellulla tavalla.

Kohteiksi valittiin tiepiirien toimenpideohjelmissa vuosina 1995-1999 olleita hankkeita ottamalla huomioon parantamistarpeen syyt (kantavuus, routa, painuma) sekä eri ilmastoalueet ja tieluokat. Koerakenteet tehtiin piirin normaalin rakentamisen ohessa niin, että koekohteeseen tuli aina referenssiksi piirin tavanomaisen rakentamiskäytännön mukainen rakenne.

Vuosina 1995-99 rakennettiin 19 koerakennekohdetta, joissa kokeiltiin erilaisia rakenne- ja materiaaliratkaisuja teillä ja kevyen liikenteen väylillä. Routakestävyysrakenteita toteutettiin 8 kpl, kuormituskestävyysrakenteita 9 kpl ja pehmeikkörakenteita 2 kpl. Pehmeikkökohteiden seuranta siirtyi 1998 tielaitoksen S4-pohjarakenteet projektille ja Ympäristögeotekniikkaohjelmasta Porin tuhkatie seuranta siirtyi 1998 TPPT-ohjelmaan.

Routasuojausrakenteina toteutettiin palaturverakenteita (Kt 83 Pello, Kt 78 Ranua, Pt 18564 Rantsila ja Vt 4 pyörätie Temmes), masuunihiekkarakenne (Pt 18564 Rantsila) ja LD-teräskuonarakenne (Vt 4 pyörätie). Lujiterakenteina toteutettiin teräsverkkorakenteita (Pt 18629 Temmes, Kt 78 Ranua, Mt 661 Isojoki), geoprofiilirakenteita (Vt 4 pyörätie), geosynteettisiä lujiteverkkorakenteita (Vt 4 Leivonmäki) ja lujite- ja teräsverkkoja maabetonirakenteiden yhteydessä (kehä III). Alusrakenteen homogenisointia ja stabilointia toteutettiin Kiuruvedellä Mt 595 (sementtistabilointi) ja Salahmissa (Finnstabilalkkistabilointi). Männikkövaarassa rakennettiin seosmoreenirakenne (Mt 941), jossa vanhan tien rakennekerrokset ja penger käytettiin hyväksi moreenin jalostamisessa. Bitumistabilointirakenteita toteutettiin Jutikkalan eritasoliittymässä, Mt 718 Vöyrissä, Mt 661 Isojoella ja Pt 12895 Nakkilassa. Komposiittirakenteita toteutettiin Jutikkalassa, Nakkilassa ja Vt 19 Seinäjoella. Gilsoniittirakenne toteutettiin kehä II:lla.

Teollisuuden sivutuotteita myös tierakenteissa tutkittiin samanaikaisesti TPPT-ohjelman kanssa Tekesin ympäristögeotekniikkaohjelmaan kuuluvassa uusiotuotteiden maarakennuskäyttö-projektissa. Tulokset on esitetty viitteenä /34/ olevassa raportissa.

Koerakenteiden toteuttaminen niin, että niistä saadaan luotettavaa yleistävää tulosta, on vaativa tehtävä, minkä onnistumisen edellytyksenä on toimiva organisaatio sekä tarkat suunnitelmat hankkeiden toteutuksen ja myös seurannan osalta. Onnistunut lopputulos tulee varmistaa koerakennushankkeen laatujärjestelmän avulla /33/. Laatujärjestelmässä esitetään ne yleiset vaiheet, periaatteet ja näkökohdat, jotka tulee ottaa huomioon kenttäkokeiden toteutuksessa, seurannassa ja dokumentoinnissa. Toteutettujen TPPT-koerakenteiden toimintaan liittyviin oikeisiin johtopäätöksiin edesauttoi erityisesti se, miten hyvin rakentamisen aikainen dokumentointi oli tehty. Kohteet, joissa dokumentoinnin oli hoitanut insinööriopiskelija, ei yleisesti ottaen esiintynyt ongelmia.

Kustakin koerakennekohteesta laadittiin kohderaportti, jossa on esitetty kohteen lähtötiedot, esitutkimukset, materiaalitutkimukset sekä seuranta-mittaukset. Kohderaportit on lueteltu kirjallisuusviitteiden luettelossa.

Tässä raportissa ei ole käsitelty koerakenteiden kustannuksia. Yhtenäistä ja vertailukelpoista kustannustietoa ei kohteista ole koottu. Tunnettu tosiasia on, että koerakentamisessa rakenteiden toteutuskustannukset eivät vastaa todellisia, käytännön tuotantoon tulevien uusien rakenteiden toteutuskustannuksia.

2. KOERAKENTEET

Taulukossa 1 on esitetty tiepiireittäin toteutetut koerakenteet, TPPT-ohjelman mukainen koerakenneluokittelu ja kohderaportin numero.

Taulukko 1. TPPT-Koerakenteet.

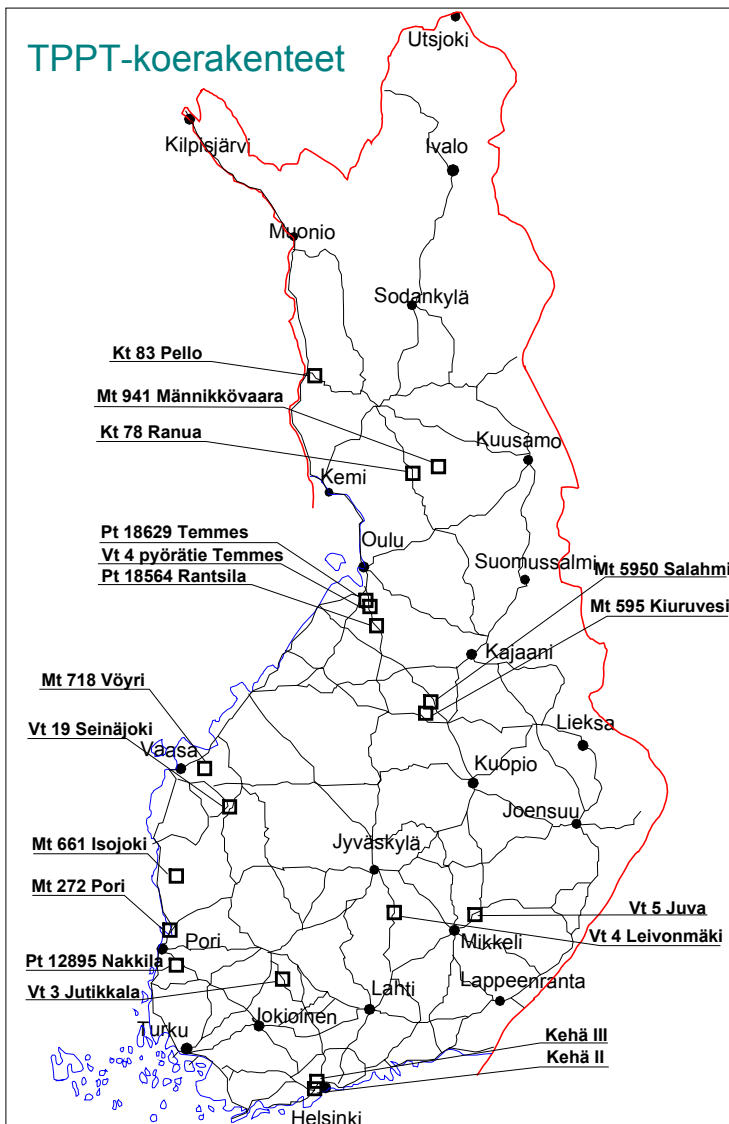
Piiri	Kohde	Koerakenne	Koodi*	Raportti no.
Uusimaa	Kehä III	SMA + ABS + ABK	RA11.Ve1	TPPT 25
		Maabetoni+lujite		
	Kehä II	AB (B-200)+ABS (Gilsonite)+SMA	RA11.Ve1	TPPT 26
Häme	Jutikkalan eritasoliittymä	Paksu bitumi sidottu ABK (B-80)	RA11.Ve1	TPPT 27
		Paksu bitumi sidottu ABK (B-25)	RA11.Ve1	
		Komposiittirakenne	RA11.Ve2	
		Bitumistabilointirakenne	RA11.Ve3	
		Maabetonirakenne	RA11.Ve4	
Turku	Pt 12895 Nakkila	Komposiittirakenne	RA11.Ve2	TPPT 28
	Mt 272 Ämttöö	Kivihiihen lento- ja pohjatuhka tien päällysrakenteessa		TPPT 29
Vaasa	Vt 19 Seinäjoki	Komposiittirakenne	RA11.Ve2	TPPT 30
	Mt 661 Isojoki	Bitumistabilointi	RA11.Ve3	TPPT 31
		Raudoiteverkko	RA12.Ve2	
	Mt 718 Vöyri	Bitumistabilointi	RA11.Ve3	TPPT 32
Kaakkois-Suomi	Vt 5 Juva	Sitomattoman murskeen koerakenteet (eri murskelaatuja)		TPPT 33
Keski-Suomi	Vt 4 Leivonmäki	Levennykset, lujitteiden käyttö		TPPT 34
Savo-Karjala	Mt 595 Kiuruvesi	Alusrakenteen homogenisointi+stabilointi	RA12.Ve3	TPPT 35
	Mt 5950 Salahmi	Alusrakenteen homogenisointi+stabilointi	RA12.Ve3	TPPT 36
Oulu	Pt 18564 Rantsila	Turverakenne ja ref. masuunihiekkarakenne	RA12.Ve1	TPPT 37
	Pt 18629 Temmes	Raudoiteverkko	RA12.Ve2	TPPT 38
	Vt 4 pyörätie Temmes	Turverakenne	RA12.Ve1	TPPT 39
		LD-teräskuonarakenne	(RA12.Ve1)	
		Geoprofiilirakenne, sileä ja tartukkeet murskeen ja masuunihiekan kanssa: 4 rakennetta	RA12.Ve2	
		Raudoiteverkko (ref.)	RA12.Ve2	
Lappi	Kt 83 Pello	Turverakenne	RA12.Ve1	TPPT 40
		Massanvaihto (ref.)	RA12.Ve.REF	
	Kt 78 Ranua	Turverakenne	RA12.Ve1	TPPT 41
		Raudoiteverkko (ref.)	RA12.Ve2	
	Mt 941 Männikkövaara	Moreenin käsittely+kuivatuksen tehostaminen		TPPT 42
		Matala massanvaihto		
		Massanvaihto (ref.)	RA12.Ve.REF	

* koodiselitykset: TPPT-ohjelmassa tarkasteltavat rakennevaihtoehdot.

Kuormituskestävyys RA11	Routakestävyys RA12
REF Ohut päällyste	REF Paksut sitomattomat kerrokset
VE1 Paksut bitumilla sidotut kerrokset	VE1 Routasuojusrakenteet
VE2 Komposiittirakenteet	VE2 Lujiterakenteet
VE3 Bitumistabiloidut rakenteet	VE3 Alusrakenteen stabilointi
VE4 Maabetonirakenteet	VE4 Alusrakenteen homogenisointi ja kuivatuksen parantaminen

Möhemmissä kohdekohtaisissa tarkasteluissa kohteen pakkasmäärätietona on käytetty kohdetta lähimpänä olevan yleisen säähavaintoaseman tilastotietoja.

Kuvassa 1 on esitetty TPPT-koerakennuskohteiden sijainti.



Kuva 1. TPPT-koerakennuskohteiden sijainti.

3. PALATURVERAKENNE

3.1. Rakenteet

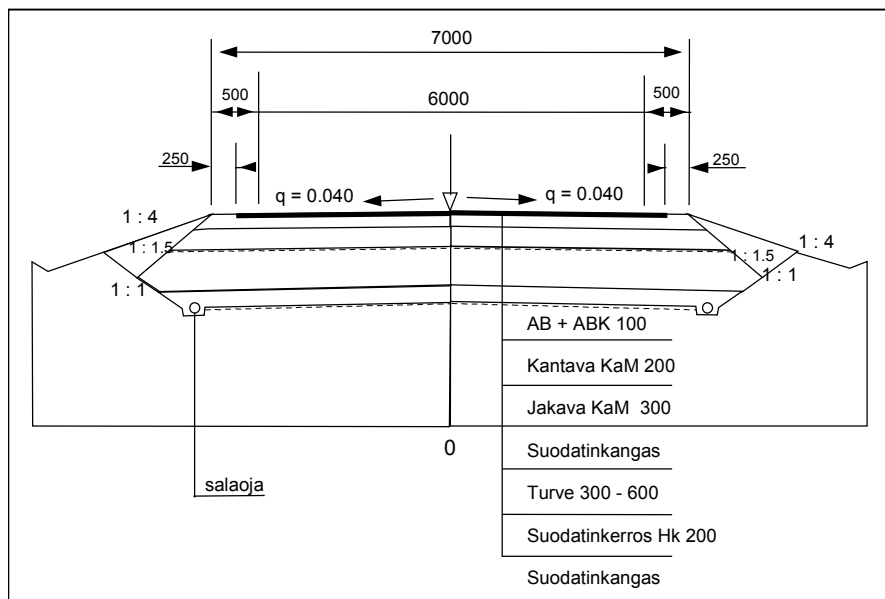
Palaturverakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Kt 83 Pello (1995) /1/,
- Kt 78 Ranua (1995) /2/,
- Pt 18564 Rantsila (1995) /3/ ja
- Vt 4 pyörätie Temmes (1996) /4/.

Palaturverakenteiden toiminnallisena tavoitteena oli saavuttaa riittävä routa-kestävyys rajoittamalla routivan alusrakenteen jäätymistä, estämällä haitallinen routiminen ja sulamisvaiheen lujisuuden aleneminen. Palaturvekerroksen paksuudella oli tarkoitus hallita routanousujen suuruus ja sulamisvaiheen kantavuus.

Kt 83 Pello

Palaturverakenne toteutettiin plv. 3800 – 4000. Palaturvekerros rakennettiin pituussuunnassa kiilamaiseksi, koska koeosuudella haluttiin seurata palaturve-eristeen paksuuden vaikutusta routavaurioihin ja routanousun suuruuteen. Palaturvekerroksen paksuus oli ohuimmillaan paaluilla 3800 ja 4000 (300 mm). Paksuimmillaan palaturvekerros oli paalulla 3940 (600 mm). Päällysteenä oli 40 mm AB (18/100) ja kantavan kerroksen yläosa oli 60 mm ABK (20/125). Kantavan kerroksen alaosa oli kalliomursketta (KaM 0-50) paksuudeltaan 200 mm ja jakavana kerroksena oli kalliomursketta (KaM 0-80) paksuudeltaan 300 mm. Palaturvekerroksen alapuolella oli 200 mm suodatinhiekkaa, jonka tarkoitus oli estää veden kapillaarinen nousu sekä toimia salaojituserroksena (*kuva 2*). Palaturvekerroksen yläpintaan ja suodatinhiekkakerroksen alapintaan asennettiin suodatinkangas estämään kerrosten sekoittuminen. Pohjamaa oli pääosin soraista hiekkamoreenia ja hiekkamoreenia.

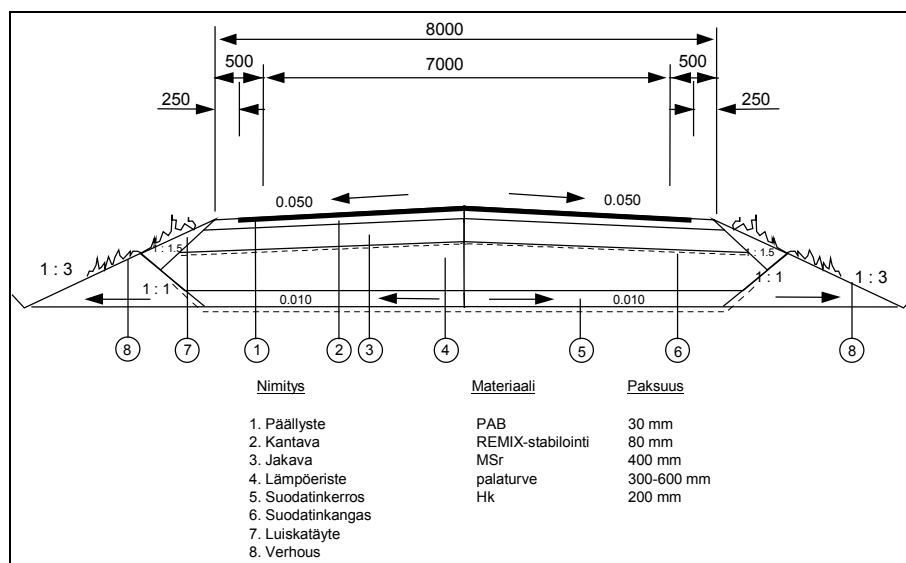


Kuva 2. Kt 83 Pellon koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Koerakenteen molempiin päihin tehtiin siirtymäkiilat kaltevuudella 1:30 siten, että kiilojen pituudeksi tuli 15 m.

Kt 78 Ranua

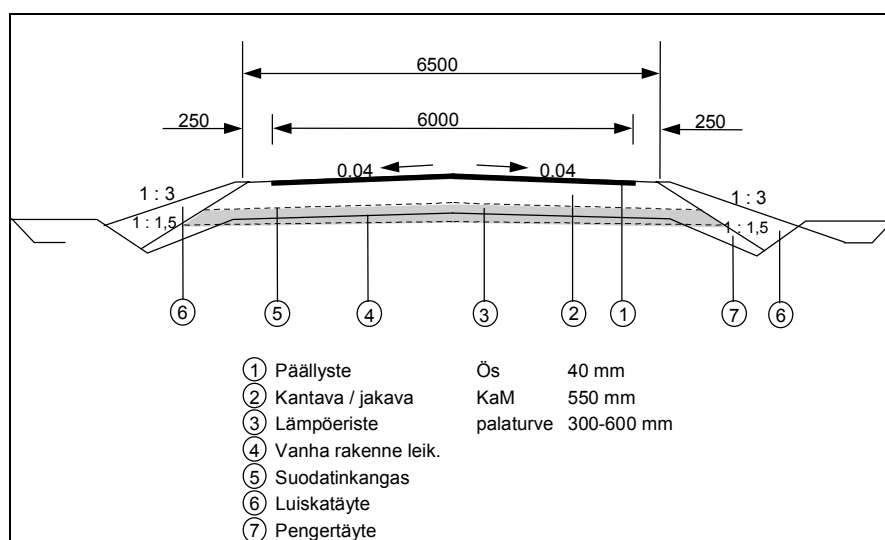
Palaturverakenne tehtiin paaluvälille 15150-15340. Palaturvekerros rakennettiin pituussuunnassa kiilamaiseksi, koska koeosuudella haluttiin seurata palaturve-eristeen paksuuden vaikutusta routavaurioihin ja routanousun suuruuteen. Palaturvekerroksen paksuus oli ohuimmillaan paalulla 15340 (300 mm). Paksuimmillaan palaturvekerros oli paalulla 15180 (600 mm). Palaturverakenteen molempiin päihin rakennettiin siirtymäkiila haitallisten routanousuerojen tasaamiseksi. Palaturverakenne tehtiin ns. maalaatikkona. Kantavana kerroksena oli Remix-stabilointi paksuudeltaan 80 mm ja jakavana kerroksena oli murske paksuudeltaan 400 mm. Palaturvekerroksen alapuolella oli 200 mm suodatinhiekkää, jonka tarkoituksena oli estää veden kapillaarinen nousu sekä toimia salaojituskerroksena. Palaturvekerroksen yläpintaan ja suodatinhiekkakerroksen alapintaan asennettiin suodatinkangas estämään kerrosten sekoittuminen. Päälysteeksi rakenteeseen tuli 30 mm PAB (kuva 3). Pohjamaa oli pääosin silttiä ja hiekkaista silttiä.



Kuva 3. Kt 78 Ranuan koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Pt 18564 Rantsila

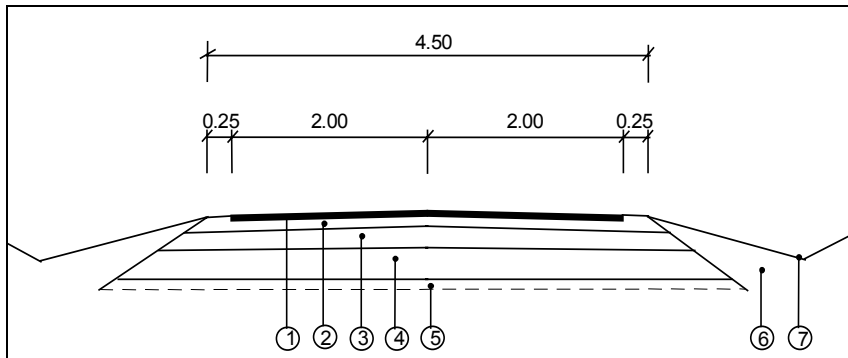
Palaturverakenne tehtiin plv 720 - 920. Palaturvekerros rakennettiin pituus-suunnassa kiilamaiseksi. Rakentamissuunnitelman mukaisesti palaturvekeroksen paksuus oli ohuimmillaan paalulla 720 (300 mm). Paksuimmillaan palaturvekerros oli paalulla 920 (600 mm). Palaturverakenteen molempiin päihin rakennettiin siirtymäkiila haitallisten routanousuerojen tasaamiseksi. Rakenteessa kantavana ja jakavana kerroksena oli murske paksuudeltaan yhteensä 550 mm. Palaturvekerroksen alapuolella oli vanhan tierakenteen rakennekerroksia, hiekkaa (200 mm), hiekkaista sora-moreenia (200 mm) ja siltistä hiekkamoreenia (150 mm), joka oli keskinkertaisesti routivaa. Palaturvekerros eristettiin suodatinkankaalla muista kerroksista. Rakenne päällystettiin öljysoralla. Pohjamaa oli routivaa savista silttiä (kuva 4).



Kuva 4. Pt 18564 Rantsilan koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Vt 4 pyörätie Temmes

Palaturverakenne tehtiin plv. 380 – 540. Palaturverakenteessa tasauskerroksen päällä palaturvekerroksen paksuus oli 300 mm. Palaturvekerroksen päällä oli 200 mm hiekkakerros ja sen päällä kantavana kerroksena 100 mm murskekerros. Pyörätien päällysteenä oli 40 mm PAB. Pyörätien leveys koekohteessa oli 4,0/4,5 m (kuva 5). Pohjamaa oli pääosin siltistä hiekkaa.



Nro	Nimike	Plv 380-540 Palaturverakenne	
		Materiaali	Paksuus
1	Päällyste	PAB	40 mm
2	Kantava kerros	Murske	100 mm
3	Jakava kerros	Hk	200 mm
4	Eristekerros	Palaturve	300 mm
5	Tasaus/suodatinkerros	HkSr (vanhan rak. materiaali)	
6	Luiskatäyte		
7	Verhous		

Kuva 5. Temmeksen (Vt 4 pyörätie) palaturverakenteen tyyppipoikkileikkaus.

3.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Ranua	37135	45495	51030	56340
Oulu	28402	36781	42329	47651
Pello	39000	47000	53000	58000

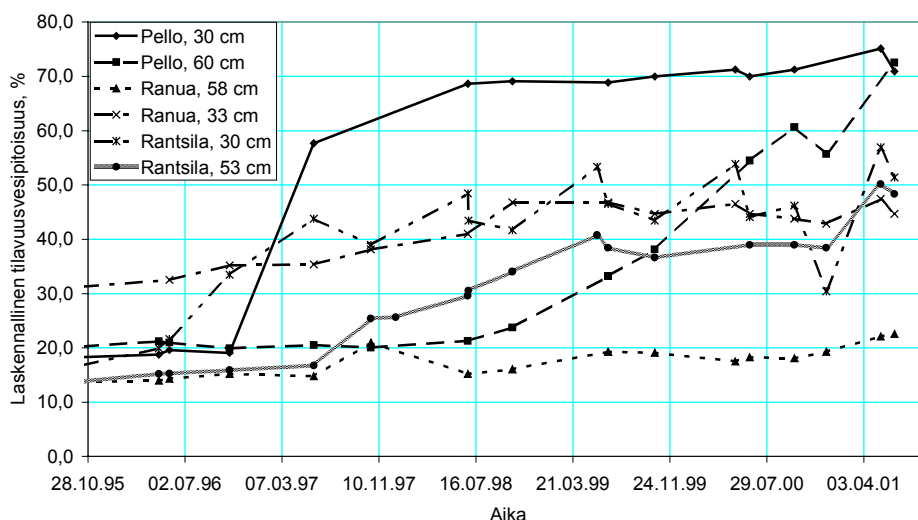
Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F ₉₅₋₉₆ h°C	F ₉₆₋₉₇ h°C	F ₉₇₋₉₈ h°C	F ₉₈₋₉₉ h°C	F ₉₉₋₀₀ h°C	F ₀₀₋₀₁ h°C
Ranua	36798	30700	37484	34846	28495	27416
Oulu	30538	24520	27067	27266	20978	21096
Pello	43210	37335	42924	39559	33113	31085

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta (Pello 2000-2001) hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

3.3. Palaturpeen kosteustila

Rakentamisen jälkeen määritettiin palaturpeen laskennalliseksi sulan tilan tilavuusvesipitoisuudeksi 13,7 - 31,2 til.-%. Kuuden vuoden aikana palaturpeen tilavuusvesipitoisuus kasvoi pääosin merkittävästi. Vain Ranuan kohteessa paksumman palaturvepoikkileikkauksen kohdalla vesipitoisuus pysyi lähes rakentamisen aikaisella tasolla koko seurannan ajan, vaihdellen välillä 13,7 - 22,6 til.-%. Muissa kohteissa sulan tilan tilavuusvesipitoisuus vaihteli kesällä 2001 välillä 44,7 - 72,5 til.-% (kuva 6).

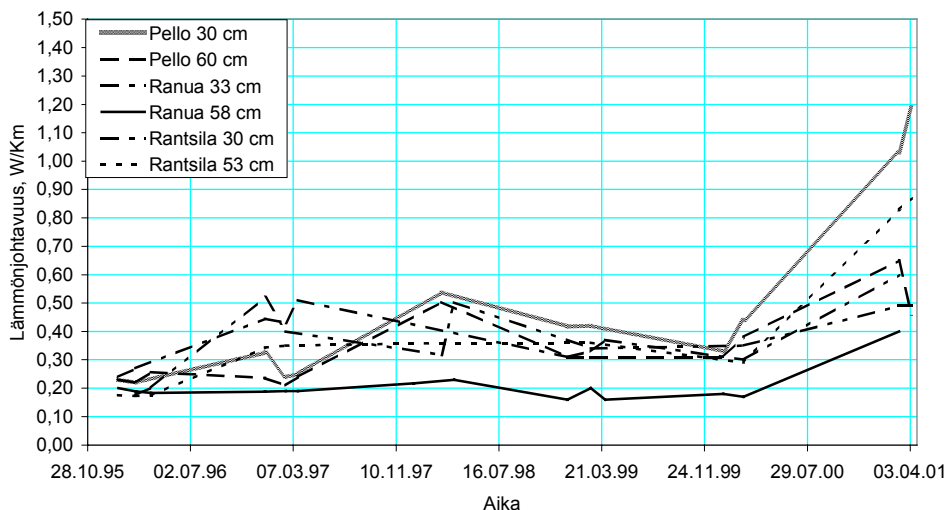


Kuva 6. Palaturvekerroksen sulan tilan tilavuusvesipitoisuus.

3.4. Palaturpeen lämmönjohtavuus

Ensimmäisen seurantalven alussa palaturpeen jäätyneen tilan lämmönjohtavuudet vaihtelivat välillä 0,18 - 0,24 W/Km. Kuuden vuoden aikana jäätyneen tilan lämmönjohtavuuden kasvu oli suurinta viimeisen seurantalven aikana. Keväällä 2001 lämmönjohtavuudet vaihtelivat välillä 0,40 - 1,19 W/Km. Pienimmät jäätyneen tilan lämmönjohtavuudet mitattiin Ranuan paksummassa palaturvepoikkileikkauksessa, jossa myös tilavuusvesipitoisuus oli säilynyt pienimpänä (kuva 7).

Palaturverakenteiden lämmönjohtavuudet kasvoivat seurantamittausten aikana selvästi, mutta eivät saavuttaneet mitoituksessa arvioituja käyttötilan arvoja (lämmönjohtavuus sulana 0,6 W/Km ja jäätyneenä 1,2 W/Km).



Kuva 7. Palaturvekerroksen jäätyneen tilan lämmönjohtavuus.

3.5. Roudan syvyys

Kt 83 Pello

Palaturverakenteen paksummassa päässä (turvekerroksen paksuus noin 60 cm) routa ei tunkeutunut ensimmäisen seurantalven 1995-96 aikana pohjamaahan. Talvella 1996-97 routa tunkeutui 0,11 m, talvella 1997-98 0,18 m, talvella 1998-99 0,16 m ja talvella 1999-2000 0,05 m pohjamaahan. Ohuemmassa turverakenteessa (turvekerroksen paksuus noin 30 cm) roudan maksimisyyvydessä tapahtui merkittävää kasvua seurantalvien 1996 – 1999 aikana, vaikka talvet olivat pakkasmääriltään suhteellisen samanlaisia. Talvella 1995-96 routa tunkeutui 0,47 m, talvella 1996-97 0,77 m, talvella 1997-98 1,03 m ja talvella 1998-99 0,94 m pohjamaahan. Talvi 1999-2000 oli seurantalvista leudoin ja tällöin routa tunkeutui 0,40 m pohjamaahan. Talven 2000-2001 aikana ei suoritettu roudansyvyysmittauksia.

Kt 78 Ranua

Palaturvekerroksen paksuuden ollessa 58 cm routa tunkeutui pohjamaahan seurantatalvien aikana lämpötilamittausten perusteella 0,01 – 0,05 m. Ohuemmassa turverakenteessa (turvekerroksen paksuus 33 cm) routa tunkeutui seurantatalvien aikana 0,55 m pohjamaahan talvella 1995-96, 0,66 m talvella 1996-97, 0,80 m talvella 1997-98, 0,69 m talvella 1998-99 ja 0,65 m talvella 1999-2000. Ohuemman palaturverakenteen (turvekerroksen paksuus 33 cm) lämmöneristysominaisuuksien heikentymisen huomaa vertailemalla palaturverakenteen ja vertailurakenteena toimivan teräsverkkorakenteen routasyvyysä. Talvella 1995-96 palaturverakenteen roudansyvyys oli 0,44 m pienempi kuin vertailurakenteen. Vastaavasti ero talvella 1996-97 oli 0,16 m, talvella 1998-99 0,17 m ja talvella 1999-2000 0,03 m. Talvella 2000-2001 ei suoritettu roudansyvyysmittauksia.

Pt 18564 Rantsila

Palaturverakenteen paksummassa päässä (turvekerroksen paksuus noin 53 cm) maksimiroudansyvyys vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 1,00 - 1,28 m. Routa ei tunkeutunut talvien 1995-96, 1996-97 ja 1999-2000 aikana pohjamaahan. Talvella 1997-98 routa tunkeutui lämpötilamittausten perusteella pohjamaahan 0,05 m ja talvella 1998-99 0,11 m. Talvelta 2000-2001 ei ole havaintoja. Turverakenteen ohuemmassa päässä (turvekerroksen paksuus noin 30 cm) maksimiroudansyvyys vaihtelivat välillä 1,12 - 1,39 m. Routa tunkeutui pohjamaahan talvella 1995-96 0,19 m, talvella 1996-97 0,22 m, talvella 1997-98 0,27 m, talvella 1998-99 0,34 m, talvella 1999-2000 0,18 m ja talvella 2000-2001 0,24 m. Ohuemmassa palaturverakenteessa maksimiroudansyvyys oli siis neljän ensimmäisen talven aikana vuosittain kasvanut, vaikka pakkasmäärältään kylmin talvin oli ensimmäinen seurantatalvi. Sen sijaan vertailurakenteena toimivassa masuunihiekkarakenteessa suurin roudansyvyys havaittiin ensimmäisenä, kylmimpänä talvena. Talvi 1999-2000 oli seurantatalvista selvästi leudoin ja vastaavaa roudan syvyyden kasvua palaturverakenteessa ei havaittu.

Vt 4 pyörätie Temmes

Palaturverakenteessa roudan syvyyttä mitattiin pyörätien reunoilla ja keskellä. Maksimiroudansyvyys vaihteli pyörätien keskilinjalla seurantatalvien aikana välillä 1,22 - 1,49 m. Routa tunkeutui pohjamaahan pyörätien keskilinjalla 0,38 – 0,65 m. Maksimiroudansyvyys pyörätien reunalla vaihteli välillä 0,96 - 1,26 m eli routa tunkeutui pyörätien keskellä 0,17 – 0,26 m syvemmälle kuin reunassa (mitattu talvet 1997-98, 1998-99, 1999-2000 ja 2000-2001).

3.6. Routanousu

Kt 83 Pello

Rakentamisen jälkeen havaittiin palaturveosuudella painumaa 0 - 20 mm. Painumista havaittiin myöhemminkin etenkin osuudella, jossa turvekerroksen paksuus oli yli 450 mm. Palaturverakenteen routanousut voitiin jakaa suuruudeltaan kahteen luokkaan. Osuudella plv. 3900 – 3960, jossa palaturve-eristyksen paksuus oli vähintään 500 mm, maksimi routanousut eri talvina olivat alle 70 mm. Talven 1998-99 routanousujen keskiarvo oli 33 mm ja talven 1999-2000 16 mm. Muilla turverakenteen osuuksilla, joissa palaturvekerroksen paksuus oli 300 – 500 mm, maksimi routanousut eri talvina olivat välillä 65 - 133 mm. Talven 1998-99 routanousujen keskiarvo oli 71 mm ja talven 1999-2000 57 mm. Suurin routanousu 133 mm havaittiin tien keskilinjalla paalulla PI 3800 talvella 1996-97.

Kt 78 Ranua

Rakentamisen jälkeen havaittiin palaturveosuudella painumaa 0 - 49 mm. Suurimmat painumat sijaitsivat alueella, jossa turvekerroksen paksuus oli yli 400 mm. Palaturverakenteen routanousut voitiin jakaa kolmeen luokkaan palaturvekerroksen paksuuden perusteella. Palaturvekerroksen paksuuden ollessa 500 – 600 mm olivat routanousut seurantalvien aikana keskimäärin alle 20 mm (vaihdellen välillä 0 – 40 mm). Palaturvekerroksen paksuuden ollessa 400 – 500 mm routanousut olivat keskimäärin alle 50 mm (vaihdellen välillä 6 – 75 mm) ja paksuuden ollessa 300 – 400 mm routanousut olivat keskimäärin alle 80 mm (vaihdellen välillä 28 – 100 mm).

Pt 18564 Rantsila

Rakentamisen jälkeen havaittiin palaturveosuudella painumaa 0 - 19 mm (rakenteen tiivistyminen). Seurantatalvien aikana suurimmat routanousut palaturveosuudella vaihtelivat välillä 70 - 80 mm palaturverakenteen ohuemmassa päässä. Routanousu pieneni palaturvekerroksen paksuuden kasvaessa. Palaturvekerroksen paksuuden ollessa yli 400 mm havaittiin routanousua enintään 40 mm. Suurin routanousu tien keskilinjan ja reunan välillä oli 50 mm turverakenteen ohuemmassa päässä.

Vt 4 pyörätie Temmes

Routanousut olivat palaturveosuudella talvella 1996-97 keskimäärin 27 mm, talvella 1997-98 22 mm, 32 mm talvella 1998-99, 26 mm talvella 1999-2000 ja 21 mm talvella 2000-2001. Suurin routanousu 80 mm talvella 1996-97 ja 50 mm talvella 1997-98 mitattiin paalulla pl. 540, missä palaturverakenne muuttuu masuunihiekkarakenteeksi. Talvella 1998-99 suurin routanousu 70 mm mitattiin paalulla pl. 425 ja talvella 1999-2000 50 mm paalulla pl. 470. Suurin routanousu pyörätien keskilinjan ja reunan välillä oli 30 mm.

3.7. Sivukaltevuus

Tien poikkileikkauksen sivukaltevuudeksi suunniteltiin Ranualla 5 % ja Pellossa 4 %. Sivukaltevuudet olivat säilyneet suhteellisen hyvin ollen syksyllä 2000 Ranualla keskimäärin 4,2 % ja Pellossa 3,0 %.

3.8. Kantavuus

Palaturverakenteissa havaittiin rakentamisen jälkeen kokoonpuristumista etenkin paksuissa palaturvekerroksissa (yli 400 mm). Tien päältä mitatut kantavuudet olivat alhaisia: Pellossa 83 - 185 MPa (keskiarvo 108 MPa), Ranualla 74 - 240 MPa (keskiarvo 111 MPa) ja Rantsilassa 70 - 177 MPa (keskiarvo 118 MPa).

3.9. Tasaisuus

Kt 83 Pello

Vuonna 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 0,78 - 5,44 mm/m, keskiarvon ollessa 2,36 mm/m ja kesällä välillä 0,67 - 4,71 mm/m, keskiarvon ollessa 1,88 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella Pellon palaturverakenteen tasaisuus oli luokiteltavissa keväällä 2001 keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä keskimäärin hyväksi.

Kt 78 Ranua

Vuonna 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 1,31 - 4,16 mm/m, keskiarvon ollessa 2,39 mm/m ja kesällä välillä 1,05 - 5,38 mm/m, keskiarvon ollessa 2,66 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella Ranuan palaturverakenteen tasaisuus oli sekä keväällä että kesällä 2001 luokiteltavissa keskimäärin tyydyttäväksi.

Pt 18564 Rantsila

Vuonna 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 0,95 - 4,41 mm/m, keskiarvon ollessa 2,10 mm/m ja kesällä välillä 1,02 - 3,55 mm/m, keskiarvon ollessa 2,15 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella Rantsilan palaturverakenteen tasaisuus oli sekä keväällä että kesällä 2001 luokiteltavissa keskimäärin hyväksi.

3.10. Vauriot

Kt 83 Pello

Ensimmäisen seurantatalven jälkeen havaittiin palaturveosuudella 4 poikkihalkeamaa. Nämä halkeamat olivat syntyneet instrumentointityön aiheuttamista materiaali- tai materiaaliominaisuuksien eroista tierakenteessa mittauspoikkileikkausten kohdalla. Muita vaurioita ei esiintynyt talvien 1996 – 1998 aikana. Keväällä 1999 havaittiin palaturveosuudella keskilinjän pituushalkeilua 21 m/200 m ja muita pituushalkeamia 20,5 m/200 m. Pituushalkeamien leveydet vaihtelivat välillä 1 – 15 mm. Lisäksi havaittiin 2 kpl koko tien ylittävää poikkihalkeamaa. Talven 1999-2000 jälkeen palaturveosuudella keskilinjän ja muiden pituushalkeamien määrä oli lisääntynyt selvästi (146 m/200 m). Pääosa pituushalkeamista oli kuitenkin leveydeltään alle 5 mm. Talven 2000-2001 jälkeen pituushalkeamien määrä oli edelleen lisääntynyt. Pääosa uusistakin halkeamista oli kuitenkin leveydeltään alle 5 mm. Pituushalkeamien määrä oli 172m/200 m, josta 74 m sijaitsi ulkourassa. Keväällä 2001 palaturveosuuden vauriosumma oli 8,1 m²/100 m.

Kt 78 Ranua

Talven 1995-96 jälkeen palaturveosuudella ei päällysteessä esiintynyt vaurioita. Talven 1996-97 jälkeen havaittiin turveosuudella poikkihalkeamia paaluilla Pl. 15211, Pl. 15265 ja Pl. 15352. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin edellisten talvien vaurioiden lisäksi turveosuudella pituushalkeilua (leveys 1-5 mm) tien oikealla kaistalla plv. 15186 – 15198, plv. 15235 – 15253, plv. 15255 – 15260 ja plv. 15330 – 15333 sekä vastaavia pituushalkeamia tien vasemmalla kaistalla plv. 15238 – 15240, plv. 15243 – 15248, plv. 15255 – 15257 sekä plv. 15260 – 15261. Talven 1998-99 jälkeen palaturveosuudella oli uusina vaurioina havaittavissa pituushalkeilua ulkourassa. Talven 1999-2000 jälkeen päällystevauriot olivat lisääntyneet palaturveosuudella poikkihalkeamalla paalulla Pl. 15321 oikealla kaistalla sekä pituushalkeamalla plv. 15330 – 15333 oikeassa ulkourassa. Talven 2000-2001 jälkeen päällystevaurioiden määrässä ei ollut tapahtunut merkittävää kasvua. Palaturveosuudelle oli tullut 7 m lisää pituushalkeamaa, jonka leveys oli 3 – 5 mm. Keväällä 2001 palaturveosuuden vauriosumma oli 16,1 m²/100 m.

Pt 18564 Rantsila

Talvien 1995-96, 1996-97 ja 1997-98 jälkeen ei palaturveosuudella havaittu päällystevaurioita. Talven 1998-99 jälkeen päällystevauriot lisääntyivät selvästi. Päällystehalkeamat olivat tyypiltään pääasiassa pituushalkeamia keskilinjän molemmiin puolin. Talvien 1999-2000 ja 2000 –2001 jälkeen päällystevauriot olivat edelleen lisääntyneet. Päällystevaurioista pääosa oli kuitenkin pituushalkeamia, joiden leveys oli 1 – 5 mm. Keväällä 2001 palaturveosuuden vauriosumma oli 3,8 m²/100 m.

Vt 4 pyörätie Temmes

Talven 1996-97 jälkeen palaturveosuudella ei havaittu päällysteessä vaurioita. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin pituushalkeamia pyörätien keskilinjalla plv. 419 – 423 ja oikealla reunalla plv. 474 – 476. Talven 1998 – 99 jälkeen havaittiin jo edellisen talven vaurioiden lisäksi keskilinjan pituushalkeilua plv. 402 – 402,5, plv. 413,5 – 414, plv. 467,5 – 468, plv. 471 – 474 sekä jo aikaisemmin, plv. 419 – 423, havaitun pituushalkeaman laajentuneen paaluvälille plv. 416,5 – 434. Tämän pituushalkeaman leveys oli 5 – 20 mm. Keskilinjan pituushalkeama oli tullut alueelle, jossa keskilinjan routanousut vaihtelivat välillä 50 - 70 mm ja suurin routanousuero pyörätien keskilinjan ja reunan välillä oli 30 mm. Lisäksi havaittiin vasemman puolen pituushalkeama plv. 474 – 476 ja koko pyörätien leveydeltä poikkihalkeama paalulla Pl. 465. Talven 1999-2000 jälkeen pituushalkeamia oli tullut lisää pyörätien keskilinjalle plv. 469.5 – 471, plv. 474 – 479, plv. 488 – 489 ja plv. 495 – 496. Talven 2000-2001 jälkeen havaittiin kaksi uutta poikkihalkeamaa paaluilla Pl. 428 ja Pl. 540. Keskilinjan pituushalkeamia oli tullut lisää 6 m/160 m ja muita pituushalkeamia 3 m/160 m. Keväällä 2001 palaturveosuuden vauriosumma oli 3,2 m²/100 m.

4. LUJITERAKENNE

4.1. Rakenteet

Lujiterakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

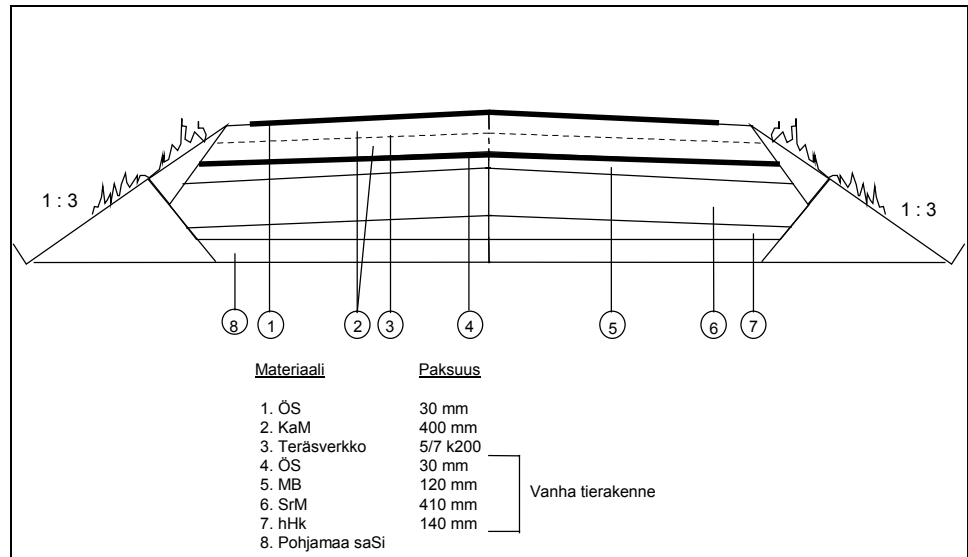
- Pt 18629 Temmes
 - teräsverkot kantavan kerroksen keskellä, verkkojen väliä kasvatettu sekä normaaliverkotettu rakenteita, 1995 /5/,
- Kt 78 Ranua
 - teräsverkkoja Remixer stabiloinnin päällä, 1995 /2/,
- Vt 4 pyörätie Temmes
 - sileät ja tartunnoilla varustetut geoprofiilit, 1996 /4/,
- Mt 661 Isojoki
 - teräsverkot bitumistabilointikerroksen keskellä, 1997 /11/,
- Vt 4 Leivonmäki
 - geosynteettiset lujiteverkot tien levennyksessä, 1996 /12/ ja
- Kehä III
 - geovahvisteet ja teräsverkot maabetonin ja bitumisten kerrosten yhteydessä, 1995 /13/.

Lujitteiden asentamisella rakenteisiin oli tavoitteena estää päällysrakenteen vaurioituminen routaliikkeiden ja liikennekuormituksen yhteisvaikutuksesta. Lujitteina käytettiin teräsverkkoja, muovisia lujiteverkkoja (geoverkkoja) tai geoprofiileja.

Pt 18629 Temmes

Koerakenne tehtiin paaluvälillä plv. 7620 - 7840 siten, että 5 teräsverkkoa asennettiin 0,2 m välein, edelleen 5 verkkoa 0,4 m välein jatkaen siten, että viimeiset viisi verkkoa asennettiin 2,35 m välein. Lisäksi vanhan tierakenteen tasausviivaa korotettiin 400 mm:n murskekerroksella, jonka päälle tehtiin 40 mm:n PAB - päällystekerros. Vanhan rakenteen öljysora poistettiin. Teräsverkko sijaitsi 200 mm:n syvyydellä murskekerroksessa. Paaluvälillä plv. 13670 - 13900 teräsverkkorakenne toteutettiin vastaavasti välejä kasvattamalla.

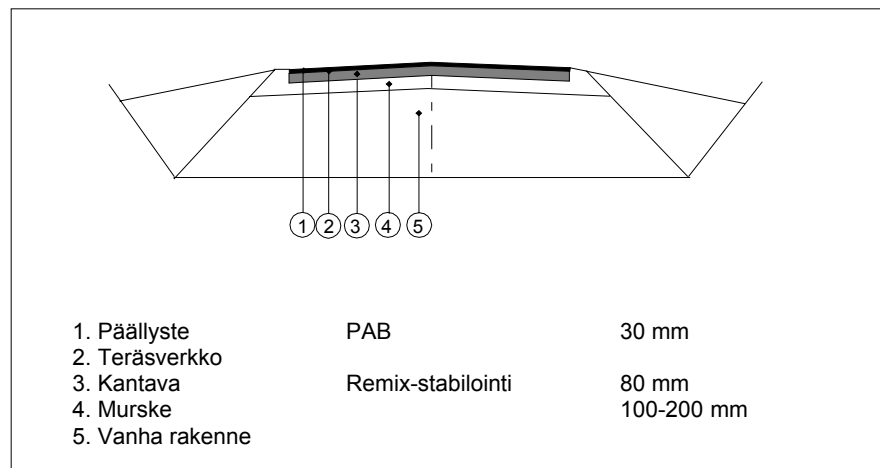
Koeosuuden vertailurakenteena toimi normaaliverkotettu rakenne tieosuudella plv. 13900 - 14240. Pohjamaa oli koeosuuksilla pääosin savista silttiä tai silttiä. Kuvassa 8 on esitetty Temmeksen kohteen tyyppipoikkileikkaus.



Kuva 8. Pt 18629 Temmeksen koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Kt 78 Ranua

Koerakenne tehtiin paaluvälillä plv. 15360 – 15460. Remixer-stabilointi tehtiin 8 cm:n laattana ja stabiloinnin päälle asennettiin teräsverkot stabiloinnin reunasta reunaan. Tien pituussuunnassa verkot asennettiin limittämättä. Tasausmassana käytettiin PAB 18/100, joka levitettiin välittömästi verkkojen asentamisen jälkeen. Tasausmassan päälle levitettiin varsinaiseksi päällysteeksi PAB 18/80.(kuva 9)

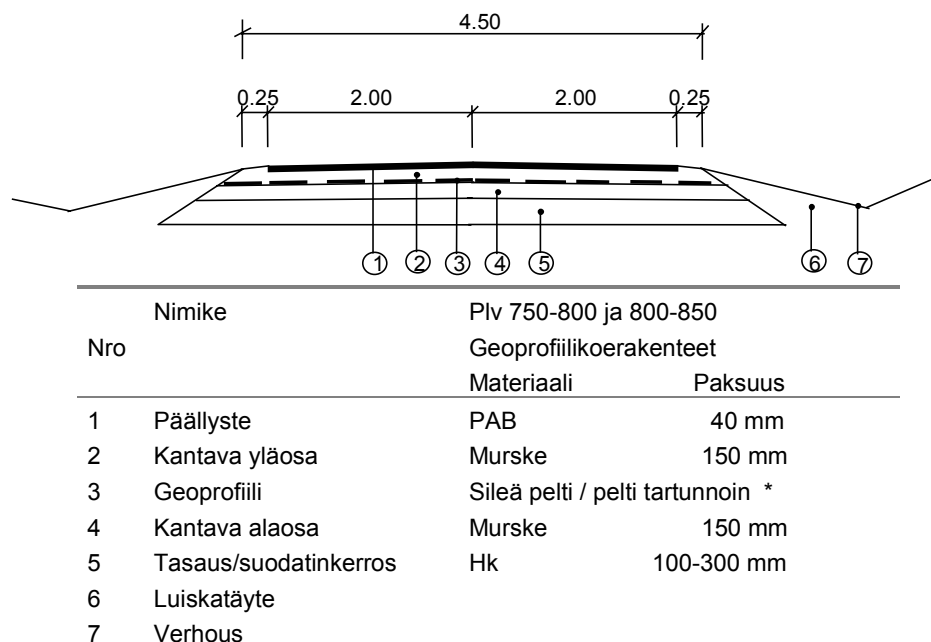


Kuva 9. Kt 78 Ranuan koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Vt 4 pyörätie Temmes

Koerakenne tehtiin paaluvälillä plv. 750 – 850. Geoprofiilirakenteessa kantavan kerroksen keskelle asennettiin geoprofiilit. Plv. 750-800 geoprofiilina oli sileä teräsohutlevy ja plv. 800-850 teräsohutlevyssä oli tartunnat. Pyörä

tien leveys koekohteessa oli 4,0/4,5 m (kuva 10). Pohjamaa oli pääosin hiekkamoreenia.

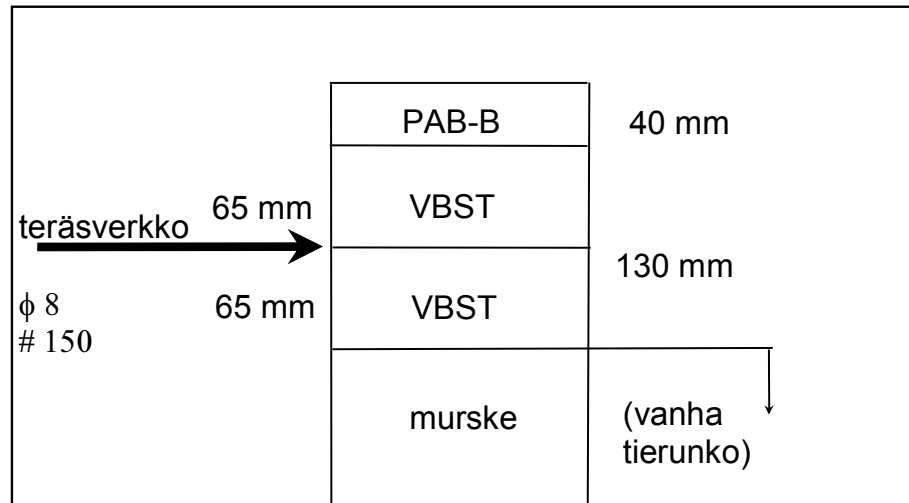


* Plv 750-800 sileä teräsohutlevy ja Plv 800-850 teräsohutlevy tartunnoin

Kuva 10. Temmeksen (Vt4 pyörätie) koerakennuskohteen geoprofiilirakenteen tyyppipoikkileikkaus.

Mt 661 Isojoki

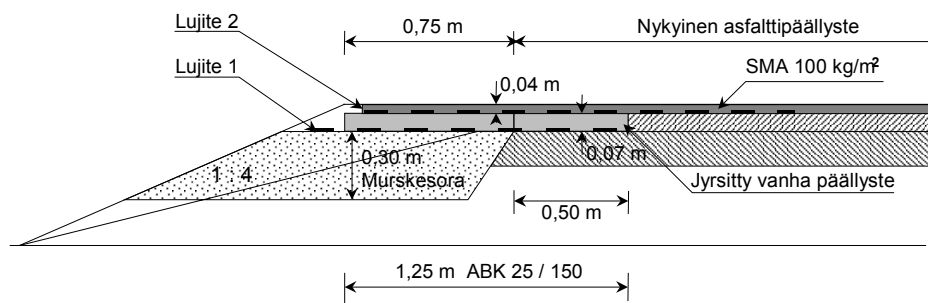
Koerakenne tehtiin paaluvälille plv. 15860 – 16060. Teräsverkko asennettiin bitumistabilointikerroksen keskelle. Ennen sideaineen sekoitusta uutta mursketta lisättiin noin 100 mm ja tienpinta muotoiltiin ja esitiivistettiin. Stabilointina oli vaahtobitumistabilointi B160/200, paksuus 130 mm. Jyrsinnän jälkeen puolet löyhästä kerroksesta siirrettiin karheelle ja pohja tasoitettiin ja tiivistettiin kevyesti. Pohjalle asennettiin teräsverkko ja bitumistabilointimassa siirrettiin verkon päälle. Kerros tasattiin ja tiivistettiin huolellisesti. *Kuvassa 11* on esitetty Mt 661 Isojoen teräsverkkorakenteen periaatekuva.



Kuva 11. Mt 661 Isojoen teräsverkkorakenteen periaatekuva.

Vt 4 Leivonmäki

Kohteessa nykyisen tien kaistaa levennettiin 0,75 m, jolloin pientareen leveydeksi tuli 1,0 m. Tien reunaan tehtiin laatikkorakenne, jossa reunaan tuli 300 mm murskesorakerros ja asfalttikerroksia yhteensä 100 mm. Tien levennyksen mahdollisesti aiheuttamien pituussuuntaisten halkeamien välttämiseksi käytettiin erilaisia muovisia lujiteverkkoja. Lujiteverkot asennettiin sekä murskesoran että sidotun kantavan kerroksen (ABK25/150) päälle. Lujite asennettiin pituussuunnassa olevan sauman yli 0,5 m. Levennetty tie päällystettiin kokonaisuudessaan SMA -päällysteellä (40 mm). Kuvassa 12 on esitetty Vt 4 Leivonmäen koerakenteen poikkileikkaus ja kuvassa 13 käytetyt lujiteverkot koeosuuksittain.



Kuva 12. Vt 4 Leivonmäen koerakenteen poikkileikkaus sekä käytetyt lujitemateriaalit.

PEHMEIKKÖ

LUJITE 1	LUJITE 2	
490 - 590 TENSAR SS-30 1/3 x 4,0 m = 1,3 m	PGM-G 100 1,90 m	100 m
1053 - 1153 FORTRAC 35/20 1/3 x 3,7 m = 1,2 m	PGM-G 100 1,90 m	100 m
1246 - 1344 TENSAR SS-30 1/3 x 4,0 m = 1,3 m	HATELITE # 30 80 m 1,70 m	80 m
1472 - 1572 TENSAR SS-30 1/3 x 4,0 m = 1,3 m	GLASGRID 8502 1,50 m 2 rullaa, yht 120 m	120 m

KOVA POHJA

LUJITE 1	LUJITE 2	
2653 - 2753 TENSAR SS-30 1/3 x 4,0 m = 1,3 m	PGM-G 100 1,90 m	100 m
3032 - 3132 FORTRAC 35/20 1/3 x 3,7 m = 1,2 m	PGM-G 100 1,90 m	100 m
3428 - 3528 FORTRAC 35/20 1/3 x 3,7 m = 1,2 m	REHAN 6030 2,07 m	100 m
4995 - 5095 TENSAR SS-30 1/3 x 4,0 m = 1,3 m	GLASGRID 8501 1,50 m	50 m
VERTAILUALUE 50 m ilman lujitusta		50 m

Kuva 13. Käytetyt lujiteverkot koeosuuksittain.

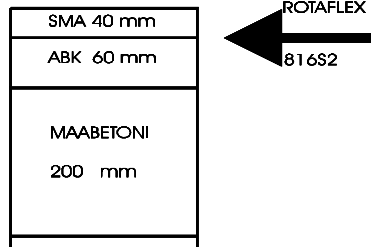
Kehä III

Kohteen rakenteena oli maabetoni louhospenkereellä. Pohjoisella ajoradalla maabetonikerros oli 200 mm paksu. Eteläisellä ajoradalla maabetonikerroksen päälle oli suunniteltu 150 mm jyväbetonia, mutta kyseinen kerros tehtiin aivan samalla maabetonireseptillä.

Maabetonirakenteiden suurimpana ongelmana on maabetonin hallitsematon kutistumishalkeilu. Heijastushalkeamat oli tarkoitus estää geoverkoilla ja teräsverkoilla. Teräsverkko oli asennettu maabetonin keskelle tai pintaan. Geoverkot oli asennettu maabetonin ja bitumisten kerrosten väliin tai bitumisen kantavan kerroksen ja kulutuskerroksen väliin. Kuvassa 14 on esitetty lujiteverkot koeosuuksittain.

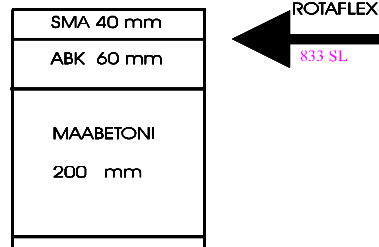
PLV 4000 - 4100 (POHJ. AJORATA)

Koerakenne 1



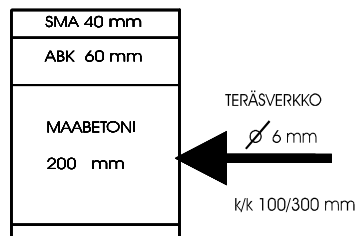
PLV 4100 - 4200 (POHJ. AJORATA)

Koerakenne 2



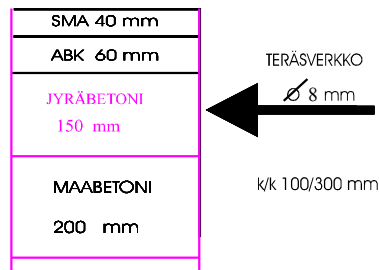
PLV 4200 - 4300 (POHJ. AJORATA)

Koerakenne 3



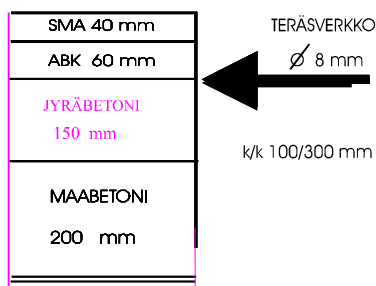
PLV 4660 - 4760 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 4



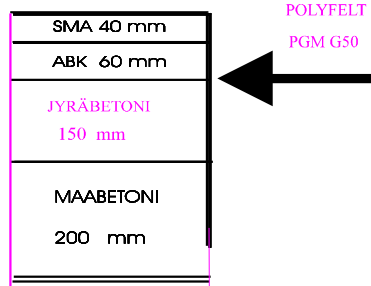
PLV 4760 - 4860 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 5



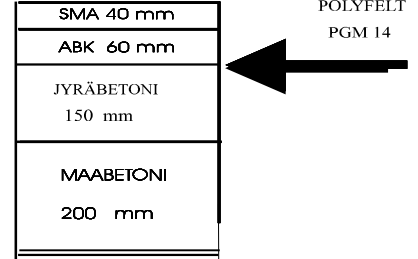
PLV 4860 - 4960 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 6



PLV 4960 - 5060 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 7



Kuva 14. Kehä III lujiteverkot koeosuuksittain.

4.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Ranua	37135	45495	51030	56340
Oulu	28402	36781	42329	47651
Isojoki	17236	25223	30510	35582
Leivonmäki	24591	32319	37436	42344
Kehä III	15792	22578	27071	31381

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{95-96} h°C	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Ranua	36798	30700	37484	34846	28495	27416
Oulu	30538	24520	27067	27266	20978	21096
Isojoki			11076	15756	8582	12851
Leivonmäki		20261	23645	24547	15762	18160
Kehä III	21571	10308	11230	14993	6564	10510

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta (esim. Ranua 2000-2001) hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

4.3. Roudan syvyys

Pt 18629 Temmes

Paalulla PI. 7800 roudansyvyys vaihteli seurantatalvien aikana välillä 1,53 - 1,82 m (tien keskilinja) ja 1,23 - 1,39 (tien reuna). Suurimmat roudansyvyydet mitattiin talvella 1995-96 ja pienimmät talvella 1999-2000. Roudan maksimisyvydessä oli 0,3 - 0,43 m eroa tien keskilinjalla ja reunan välillä. Routa tunkeutui routivaan pohjamaahan keskilinjalla 0,41 - 0,68 m ja tien reunalla 0,09 - 0,25 m riippuen talvesta.

Paalulla PI. 13800 roudansyvyys vaihteli seurantatalvien aikana välillä 1,45 - 1,76 m (tien keskilinja) ja 1,24 - 1,51 (tien reuna). Suurimmat roudansyvyydet mitattiin kylmimpänä talvena 1995-96. Talvelta 1999-2000 ei saatu havaintoja. Roudan maksimisyvydessä oli 0,21 - 0,25 m eroa tien keskilinjalla.

ja reunan välillä. Routa tunkeutui routivaan pohjamaahan riippuen talvesta keskilinjalla 0,32 - 0,63 m ja tien reunalla 0,11 - 0,38 m.

Kt 78 Ranua

Teräsverkkorakenteen roudansyvyydet vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 1,67 – 2,03 m. Suurimmat roudansyvyydet mitattiin talvella 1995-96 ja pienimmät talvella 1999-2000. Talvilta 1997-98 (kylmin) ja 2000 – 2001 (leudoin) ei ollut havaintoja.

Vt 4 pyörätie Temmes

Geoprofiilirakenteen roudansyvyys vaihteli seurantatalvien aikana välillä 1,48 - 1,91 m. Routa tunkeutui pohjamaahan 0,94 – 1,37 m.

4.4. Routanousu

Pt 18629 Temmes

Koeosuuksilla, missä teräsverkkojen väliä kasvatettiin, routanousut vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 20 – 120 mm (koeosuus 1 plv. 7620 – 7840) ja 50 – 240 mm (koeosuus 2 plv. 13670 – 13900). Vertailurakenteena toimivalla normaaliverkotetulla osuudella plv 13900 - 14240 routanousut vaihtelivat välillä 0 -240 mm. Pienimmät routanousut mitattiin rummun siirtymärakenteessa.

Molemmissa koekohteissa keskimääräiset routanousuerot tien keskilinjan ja reunojen välillä olivat hyvin pienet. Koeosuudella 1 routanousuerot vaihtelivat seurannan aikana keskimäärin välillä 1 – 11 mm ja koeosuudella 2 välillä 1 – 15 mm.

Kt 78 Ranua

Teräverkkorakenteen yhteydessä routanousut olivat pääosin erittäin suuria, vaihdellen välillä 14 – 298 mm. Pienimmät routanousut mitattiin rummun siirtymärakenteessa. Keskimääräiset routanousut vaihtelivat seurantatalvina välillä 127 – 137 mm. Tien routiminen oli poikkileikkauksessa hyvin epätaisaista siten, että tien oikea reuna routi selvästi voimakkaimmin. Routanousuerot tien reunojen välillä olivat suurimmillaan yli 100 mm.

Vt 4 pyörätie Temmes

Sileän geoprofiilirakenteen osuudella routanousut vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 20 – 130 mm. Routanousut pienenevät kasvavaan paalun suuntaan. Suurimmat routanousuerot pyörätien keskilinjan ja reunojen välillä vaihtelivat välillä 0 – 60 mm. Tartunnoilla varustetulla geoprofiilirakenteosuudella routanousut olivat seurantatalvina hyvin pieniä, vaihdellen välillä 0 - 50 mm. Pienet routanousut johtuivat pohjasuhteista, jotka olivat sel

västi lievemmin routivia tartunnoilla varustetulla geoprofiiliosuudella kuin siileällä geoprofiiliosuudella.

4.5. Vastemittaukset

Mt 661 Isojoki

Kohteessa tehtiin vastemittauksia bitumilla sidottujen kerrosten läpi menevän jännityksen seuraamiseksi. Kuormituksena oli raskas kuorma-auto. Mittauksia tehtiin rakentamisvuonna 1997 ja sen jälkeen vuosittain paitsi vuonna 2000.

Standardiakselin aiheuttamat jännitykset välittömästi stabilointikerroksen alapuolelle olivat rakentamisvuoden 1997 syksynä noin 150 kPa. Jännitykset lisääntyivät neljän vuoden seurannan aikana vain hieman, alle 10 %.

4.6. Kantavuus

Pt 18629 Temmes

Rakentamisen jälkeen syksyllä 1996 päällysteen pinnalta pudotuspainolaitteella suoritettujen mittausten perusteella paaluvälillä 7650 - 8200 (koeosuus 1) kantavuusarvo E2 vaihteli välillä 168 - 258 MPa, keskiarvon ollessa 214 MPa. Paaluvälillä 13670 - 13900 (koeosuus 2) kantavuusarvo E2 vaihteli välillä 114 - 174 MPa, keskiarvon ollessa 143 MPa.

Syksyllä 1999 koeosuudella 1 kantavuus E2 vaihteli välillä 180 - 333 MPa, keskiarvon ollessa 232 MPa ja koeosuudella 2 kantavuus E2 vaihteli välillä 120 - 262 MPa, keskiarvon ollessa 173 MPa.

Koeosuudella 2 kantavuudet olivat selvästi alhaisempia kuin osuudella 1. Rakenteellisena erona koeosuuksien välillä oli osuudelle 1 rakenteeseen jätetty maabetonikerros.

Kt 78 Ranua

Teräsverkko-osuuden kantavuus E2 vaihteli kesällä 1996 välillä 127 - 211 MPa, keskiarvon ollessa 176 MPa, kesällä 1998 välillä 210 - 266 MPa, keskiarvon ollessa 237 MPa, kesällä 1999 välillä 207 - 262 MPa, keskiarvon ollessa 234 MPa ja kesällä 2000 välillä 215 - 269 MPa, keskiarvon ollessa 236 MPa.

Vt 4 pyörätie Temmes

Pyörätiellä ei suoritettu kantavuusmittauksia.

Mt 661 Isojoki

Päällysteen päältä mitatut kantavuudet vaihtelivat kesäkuun 1998 mittauksessa koeosuudella välillä 157 - 216 MPa keskiarvon ollessa 192 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli 15 °C. Kohteella ei ole myöhemmin tehty kantavuusmittauksia.

Vt 4 Leivonmäki

Leivonmäen kohteessa suoritettiin pudotuspainolaitemittauksia kaksi kertaa. Ensimmäisellä kerralla rakennusvaiheessa kesäkuussa 1996 soramurskeen päältä ennen päällystystä ja toisella kerralla valmiin päällysteen päältä syyskuussa 1996. Mittaukset tehtiin koerakenteen keskeltä. Soramurskeen päältä mitattu kantavuus oli välillä 66 – 151 MPa, keskiarvon ollessa 93 MPa. Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli koeosuudella 1 välillä 496 - 784 MPa, keskiarvon ollessa 653 MPa, koeosuudella 2 välillä 351 - 599 MPa, keskiarvon ollessa 461 MPa, koeosuudella 3 välillä 349 - 454 MPa, keskiarvon ollessa 418 MPa. Koeosuudella 4 kantavuus oli välillä 361 - 555 MPa, keskiarvon ollessa 442 MPa, koeosuudella 5 välillä 370 - 408 MPa, keskiarvon ollessa 388 MPa, koeosuudella 6 välillä 369 - 437 MPa, keskiarvon ollessa 390 MPa, koeosuudella 7 välillä 446 - 500 MPa, keskiarvon ollessa 466 MPa ja koeosuudella 8 välillä 376 - 516 MPa, keskiarvon ollessa 433 MPa.

Kehä III

Koekohteen rakenne on niin vahva ja kantavuus suuri, että kantavuuden mittauksia ei pidetty tarpeellisina.

4.7. Tasaisuus

Pt 18629 Temmes

Keväällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvot vaihtelivat koeosuudella 1 välillä 0,86 - 4,49 mm/m, keskiarvon ollessa 2,13 mm/m, koeosuudella 2 välillä 0,91 - 6,52 mm/m, keskiarvon ollessa 2,84 mm/m sekä normaaliverkotetulla rakenteella välillä 1,02 - 7,78 mm/m, keskiarvon ollessa 2,70 mm/m. Syksyllä mitatut 5 m IRI-arvot vaihtelivat koeosuudella 1 välillä 0,82 - 3,05 mm/m, keskiarvon ollessa 1,85 mm/m, koeosuudella 2 välillä 0,98 - 5,44 mm/m, keskiarvon ollessa 2,48 mm/m sekä normaaliverkotetulla rakenteella välillä 0,50 - 4,96 mm/m, keskiarvon ollessa 1,85 mm/m.

5 m IRI-arvojen perusteella tien tasaisuus oli vuonna 2001 koeosuudella 1 luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä keskimäärin hyväksi, koeosuudella 2 sekä keväällä että kesällä keskimäärin tyydyttäväksi ja normaaliverkotetulla vertailuosuudella keväällä maksimiroudan aikaan keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä hyväksi.

Kt 78 Ranua

Keväällä 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat teräsverkko-osuudella välillä 1,40 - 9,78 mm/m, keskiarvon ollessa 3,26 mm/m ja kesällä välillä 1,41 - 5,90 mm/m, keskiarvon ollessa 2,90 mm/m.

5 m IRI-arvojen perusteella teräsverkkorakenteen tasaisuus oli sekä keväällä että kesällä luokiteltavissa keskimäärin huonoksi.

Vt 4 pyörätie

Pyörätien keskimääräiset 5 m IRI-arvot vaihtelivat seurannan aikana geoprofiiliosuudella keväällä välillä 3,15 - 4,42 mm/m ja kesällä välillä 1,87 - 2,23 mm/m.

Mt 661 Isojoki

Tasaisuusmittauksia tehtiin tien valmistumissyksynä 14.11.1997 sekä seuraavana vuonna keväällä 29.4.1998 ja loppukesästä 12.8.1998. IRI-arvo oli ensimmäisenä syksynä 1,25 mm/m, mikä on kyseisen luokan tielle erittäin hyvä arvo. Seuraavana keväänä IRI-arvo oli 1,50 mm/m, mikä on ajankohdan nähden kyseiselle tielle edelleen erittäin hyvä arvo. Loppukesästä IRI-arvo oli 0,90 mm/m, mikä on poikkeuksellisen hyvä tasaisuusarvo tämän luokan tielle.

Vt 4 Leivonmäki

Tasaisuusmittaus tehtiin rakentamisen jälkeisenä syksynä. Tasaisuudet ajoradalta mitattuna olivat erittäin hyviä. Arvot olivat välillä 1,1 – 1,3 mm/m. Pientareelta mitatut arvot olivat selvästi huonommat ollen välillä 2,1 – 3,3 mm/m. Kohteesta ei tehty jatkomittauksia, koska menetelmä ei sovellu kovin hyvin pientareen mittaukseen, sillä ajolinjoja on vaikea saada eri kerroilla samoiksi.

Kehä III

Koealueiden tasaisuusmittaukset tehtiin 28.3.1996, 27.8.1998 ja 7.9.2000. Kohteen päällysteelle uuden päällysteen laatuvaatimus IRI-arvolle on 1,4 mm/m. IRI-arvot olivat välillä 1,13 – 1,52 mm/m, missä yhden koeosuuden (osuus 3, teräsverkko maabetonissa) tasaisuus ei ollut hyväksyttävällä tasolla. Yleensäkin tasaisuudet olivat huonompia pohjoisella ajoradalla, missä oli ohuempi maabetonirakenne.

Tasaisuudet pysyivät 4 vuoden seurannan aikana pääsääntöisesti samalla tasolla tai jopa hieman paranivat. Vain pohjoisen ajoradan kahdella ensimmäisellä koeosuudella tasaisuus huononi selvästi tasolle 1,7 mm/m. Näillä osuuksilla geovahviste oli asennettu lähelle pintaa kulutuskerroksen alle. Koeosuuden tasaisuus, joka uutena ei täyttänyt laatuvaatimusta, ei huonontunut seurannan aikana.

4.8. Vauriot

Pt 18629 Temmes

Talven 2000-2001 jälkeen koeosuuksilla oli havaittavissa tien reunaosilla paikoin runsasta pituushalkeilua. Pituushalkeamien määrä koeosuudella 1 oli 121 m/220 m, koeosuudella 2 357,5 m/230 m ja vertailuosuudella 443 m/340 m. Koeosuudella 1 oli 3 poikkihalkeamaa ja koeosuudella 2 yksi poikkihalkeama. Lisäksi koeosuudella 2 oli osuuden alussa 7 m verkkohalkeamaa tien oikeassa reunassa. Vaikka koeosuuksien ja vertailuosuuden maksimi routanousut olivat vaihdelleet seurantalvien 1996-2001 aikana välillä 70 - 240 mm, ei osuuksilla esiintynyt tien keskialueella pituushalkeilua. Teräsverkon vaikutuksesta tien routanousuerot keskilinjan ja reunojen välillä olivat keskimäärin hyvin pienet. Keväällä 2001 koeosuuden 1 vauriosumma oli 10,4 m²/100 m, koeosuuden 2 vauriosumma 67,8 m²/100 m ja vertailuosuuden vauriosumma 36,0 m²/100 m.

Kt 78 Ranua

Talven 1995-96 jälkeen teräsverkko-osuudella paalun Pl. 15365 kohdalla tien vasemmalla ajoradalla havaittiin noin 0,15 x 0,3 m purkauma, josta näkyi teräsverkkoa. Lisäksi tien oikealla kaistalla reunaviivan tuntumassa paalulta Pl. 15367 lähtien havaittiin yhtenäinen pituussuuntainen halkeama, jonka leveys oli suurimmillaan 35 mm. Teräsverkot näkyivät paikoitellen halkeaman sisältä. Halkeama jatkui päällysteessä noin paalulle Pl. 15400, jonka jälkeen halkeama jatkui tien sisäluiskassa noin paalulle Pl. 15425 asti. Halkeaman etäisyys päällysteen reunasta paalun Pl. 15420 kohdalla oli noin 60 cm. Routanousuhavaintojen perusteella tien oikean puolen routanousut olivat selvästi suurempia kuin tien vasemman puolen routanousut. Tämä selittää tierakenteessa havaitun vaurion syntyminen tien oikealle puolelle. Talven 1996-97 jälkeen havaittiin poikkihalkeamia teräsverkko-osuudella paaluilla Pl. 15370 ja Pl. 15414. Tien pientareille reunaviivan viereen oli ajettu uutta mursketta (syynä edellisen talven päällystevauriot). Talvien 1998-2001 aikana päällystevaurioiden määrässä ei tapahtunut merkittävää kasvua. Keväällä 2001 teräsverkko-osuuden vauriosumma oli 16,6 m²/100 m.

Vt 4 pyörätie Temmes

Talven 1996-97 jälkeen geoprofiiliosuudella ei havaittu päällysteessä vaurioita. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin pituushalkeamia pyörätien reunassa plv. 772 – 782 ja plv. 787 – 791. Näillä paaluväleillä myös routanousut olivat koeosuudella suurimmat, vaihdellen välillä 70 - 120 mm.

Talven 1998-99 jälkeen havaittiin edellisten vaurioiden lisäksi pituushalkeilua pyörätien oikeassa reunassa plv. 761 – 761,5. Talven 1999-2000 jälkeen pituushalkeilua oli tullut lisää pyörätien oikeaan reunaan plv. 767 – 772 ja plv. 785.5 – 787. Talven 2000-2001 jälkeen ei havaittu lisää vaurioita. Keväällä 2001 geoprofiiliosuuden vauriosumma oli 7,8 m²/100 m.

Mt 661 Isojoki

Isojoella vaahtobitumistabilointi + teräsverkkorakenteen yhteydessä keväällä 2001 havaittiin 3 ohutta poikkihalkeamaa sekä tien reuna-alueella pituushalkeamia 140 m/200 m, joiden leveys oli alle 5 mm, eli osuuden vauriosumma oli 0 m²/100 m.

Vt 4 Leivonmäki

Pituushalkeamia esiintyi ainoastaan koeosuudella 5, jolla oli viimeisimmän kartoituksen mukaan kuusi pituushalkeamaa. Halkeamista kolme sijaitsi 60 cm:n etäisyydellä reunaviivasta eli uuden ja vanhan rakenteen saumakohdassa. Pituudeltaan ne olivat 5, 2 ja 2 metriä. Lisäksi kolme halkeamaa oli 80 - 105 cm:n etäisyydellä keskisaumasta. Normaaliolosuoksilla ainoastaan koeosuuden 5 jälkeisellä vertailuosuudella oli heti osuuden alussa 3 m:n halkeama lähellä keskisaumaa.

Koeosuudella 5 ei kantavuusmittausten ja -tarkastelujen sekä maastokohdan perusteella ole havaittavissa mitään sellaista poikkeamaa, joka selittäisi vaurioitumisen.

Koeosuuksilla ja koko tieosalla oli runsaasti poikkihalkeamia. Kaikkiaan halkeamia oli koeosuuksilla yhteensä 25 kpl vaihdellen koeosuuksittain välillä 0 - 5 kappaletta. Halkeamat ovat tien vanhoja halkeamia, jotka ovat jatkuneet koealueiden poikki. Vuoden 1997 kartoituksessa poikkihalkeamia oli jo kaikkiaan 13 kpl eli 52 % vuoden 2001 kokonaismäärästä. Koeosuudella 5 keskisauma oli auki lähes koko matkalla ja koeosuudella 7 keskisauma oli auki noin 50 m:n matkalla. Raon leveys oli osuuksilla suurimmillaan 3 - 6 cm.

Normaaliolosuoksilla poikkihalkeamia oli kaikkiaan 77 kpl 3795 m:n matkalla eli keskimäärin kaksi halkeamaa 100 m:n matkalla. Koeosuuksien 4 ja 5 välisyydellä oli pientareella painuma halkaisijaltaan noin 0,5 m. Päälysteen reunauran syvyys koealueilta mitattuna oli välillä 1 - 5 mm ja keskiuran syvyys oli välillä 5 - 10 mm.

Kehä III

Kehä III:n koekohteen vaurioitumista seurattiin vuosittain. Ensimmäiset poikkihalkeamat havaittiin rakentamisen jälkeisen ensimmäisen kevättalven (1996) aikana. Halkeamia syntyi pohjoiselle ajoradalle, missä oli ohuempi maabetonirakenne, selvästi enemmän eli noin kaksinkertainen määrä eteläiseen ajorataan ja paksumpaan maabetonirakenteeseen verrattuna.

Halkeamien määrä lisääntyi selvästi toisen vuoden aikana. Sen jälkeen oli kahden vuoden jakso, jolloin halkeamien määrä ei juurikaan lisääntynyt. Neljän vuoden jälkeen taas halkeamien määrä lisääntyi selvästi kaikilla osuuksilla. Tähän saattaa olla syynä tammikuussa 2000 ollut 10 päivän lämmin jakso, jonka jälkeen tuli melko kylmä jakso, jolloin vettyneet rakenteet ovat äkisti jäätyneet ja tulleet hauraksi.

Lujitetut rakenteet ovat käyttäytyneet suunnilleen samalla tavoin kuin referenssirakenteet ilman lujitteita. Tässä tapauksessa lujitteista ei ole ollut juurikaan hyötyä. Ainoan poikkeuksen tekee rakenne, jossa teräsverkko oli asennettu maabetonikerroksen keskelle. Aluksi tähän rakenteeseen syntyi selvästi vähiten halkeamia. Neljän vuoden jälkeen tämänkin osuuden vaurioituminen alkoi kiihtyä.

5. ALUSRAKENTEEN HOMOGENISOINTI JA STABILOINTI

5.1. Rakenteet

Koerakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Mt 595 Kiuruvesi (1996) /6/ ja
- Mt 5950 Salahmi (1997) /7/.

Koerakenteiden tavoitteena oli saavuttaa riittävä routakestävyys estämällä päällysteen halkeilu ja sulamisvaiheen liiallinen kantavuuden aleneminen sekä estää epätasaisten tai haitallisten routanousujen syntyminen.

Menetelmänä käytettiin alusrakenteen homogenisointia mekaanisella menetelmällä ja lisänä homogenisoitavan materiaalin hienoainekseen käsittelyä sideainein.

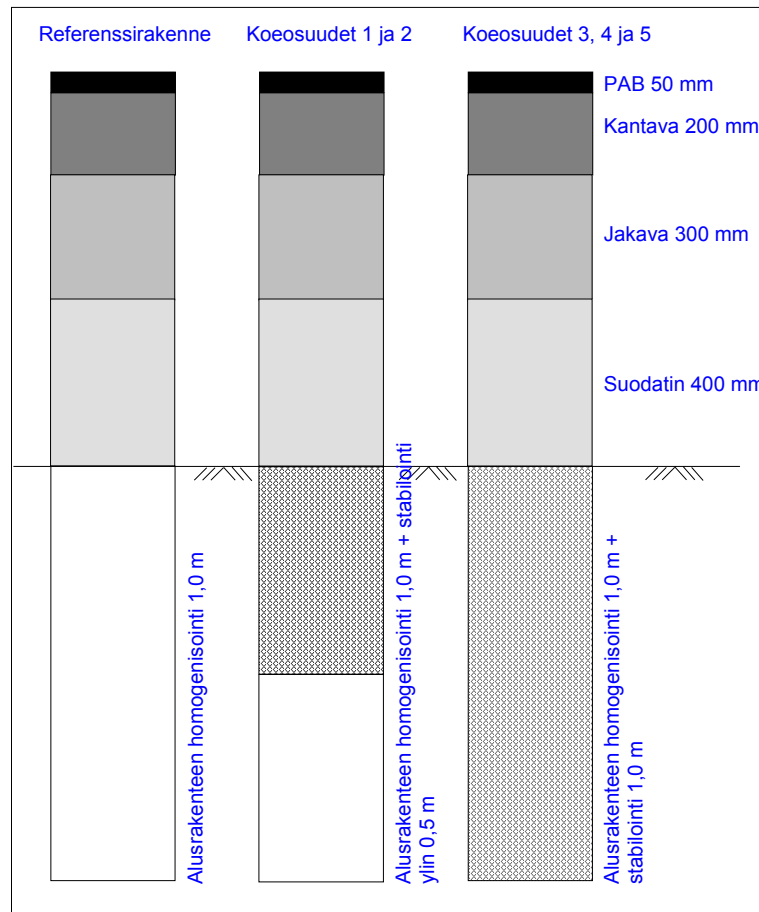
Mt 595 Kiuruvesi

Koerakenne tehtiin paaluvälille plv. 12700 – 13130. Koerakenteiden rakenneosat olivat pinnasta lukien PAB 50 mm, kantavan murske 200 mm, jakavan kerroksen sora 300 mm, suodatinkerros 400 mm sekä päällysrakenteen alla stabiloinnilla homogenisoitu alusrakenne joko 0,5 m tai 1,0 m, käyttäen sementtiä sideaineena joko 20, 40 tai 60 kg/m². Koeosuuden vertailurakenteena toimi perinteisesti tehty alusrakenteen homogenisointi, joka tehtiin 2,0 m syvyyteen tien tasausviivasta. Pohjamaa oli pääosin silttistä hiekkamoreenia.

Koeosuudet olivat seuraavat:

- Plv 12700 - 12820, referenssirakenne, homogenisointi,
- Plv 12820 - 12880, koeosuus 1, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,5 m kerros, 40 kg/m²,
- Plv 12880 - 12940, koeosuus 2, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,5 m kerros, 60 kg/m²,
- Plv 12940 - 12980, koeosuus 3, alusrakenteen stabilointi, ylin 1,0 m kerros, 20 kg/m²,
- Plv 13020 - 13080, koeosuus 4, alusrakenteen stabilointi, ylin 1,0 m kerros, 40 kg/m²,
- Plv 13080 - 13130, koeosuus 5, alusrakenteen stabilointi, ylin 1,0 m kerros, 60 kg/m².

Kuvassa 15 on esitetty koeosuudet, rakennekerrokset ja toimenpiteet alusrakenteelle.



Kuva 15. Kiuruveden koeosuudet, rakennekerrokset ja toimenpiteet alusrakenteelle.

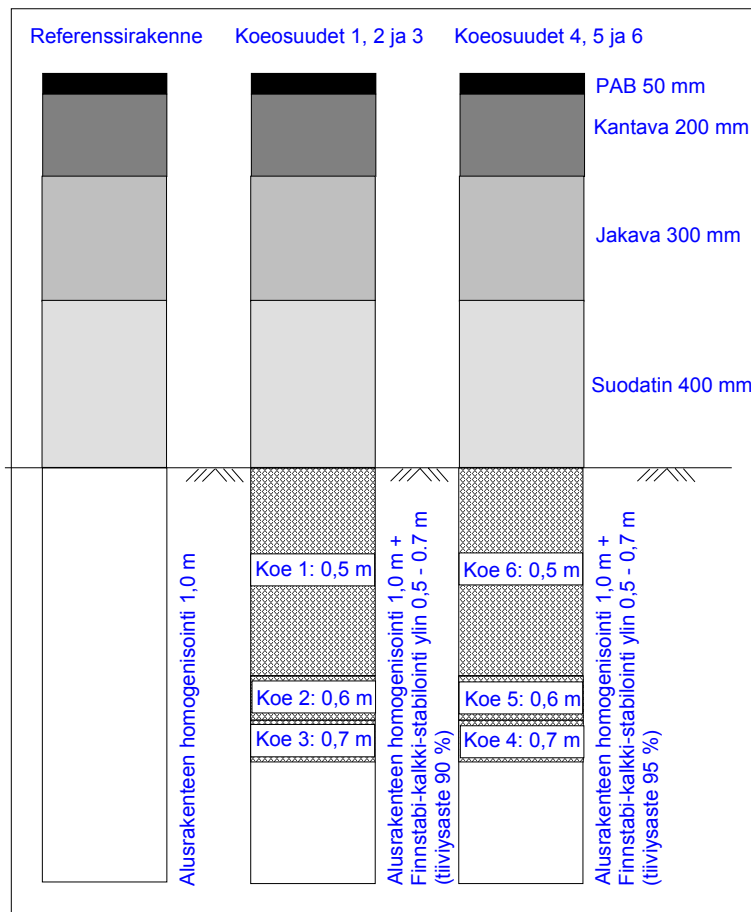
Mt 5950 Salahmi

Koerakenne tehtiin paaluvälille plv. 19900 – 20100. Koerakenteiden rakeneosat olivat pinnasta lukien PAB 50 mm, kantavan kerroksen murske 200 mm, jakavan kerroksen sora 300 mm, suodatinkerros 400 mm sekä päällysrakenteen alla homogenisoitu ja stabioitu alusrakenne. Alusrakenteen osalta plv. 19900-19930 suoritettiin vain homogenisointi; plv. 19930 - 20020 alusrakenne homogenisoitiin ja stabiiloitiin Finnstabi-kalkkiseoksella tiivistäen 90 % tiiviysasteeseen siten, että stabiloitavan alusrakenteen paksuus muuttui 0,5 metristä 0,7 metriin ja plv. 20020 - 20100 alusrakenne homogenisoitiin ja stabiiloitiin Finnstabi-kalkkiseoksella 95 % tiiviysasteeseen siten, että stabiloitavan alusrakenteen paksuus muuttui 0,7 metristä 0,5 metriin. Pohjamaa vaihteli savisesta siltistä saviseen silttimoreeniin.

Koeosuudet olivat seuraavat:

- Plv 19900 - 19930, referenssirakenne, homogenisointi,
- Plv 19930 - 19960, koeosuus 1, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,5 m kerros, 40 kg/m² tiivysaste 90 %,
- Plv 19960 - 19990, koeosuus 2, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,6 m kerros, 48 kg/m² tiivysaste 90 %,
- Plv 19990 - 20020, koeosuus 3, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,7 m kerros, 56 kg/m² tiivysaste 90 %,
- Plv 20020 - 20050, koeosuus 4, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,7 m kerros, 56 kg/m² tiivysaste 95 %,
- Plv 20050 - 20080, koeosuus 5, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,6 m kerros, 48 kg/m² tiivysaste 95 %,
- Plv 20080 - 20100, koeosuus 6, alusrakenteen stabilointi, ylin 0,5 m kerros, 40 kg/m² tiivysaste 95 %.

Kuvassa 16 on esitetty koeosuudet, rakennekerrokset ja toimenpiteet alusrakenteelle.



Kuva 16. Salahmin koeosuudet, rakennekerrokset ja toimenpiteet alusrakenteelle.

5.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Kiuruvesi/Salahmi	29403	37514	42884	48036

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Kiuruvesi/Salahmi	26048	30478	28699	19589	22219

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

5.3. Pohjaveden syvyys

Mt 595 Kiuruvesi

Pohjaveden syvyys vaihteli seurannan aikana paalulla PI. 12820 välillä 1,24 – 2,67 m tien tasausviivasta. Vastaavasti paalulla PI. 12980 vaihteluväli oli 1,67 – 2,37 m tien tasausviivasta. Pienimmät lukemat (ylin pohjavedenpinnan taso) mitattiin loppusyksyllä ja suurimmat (alin pohjavedenpinnan taso) keväällä maksimiroudan aikaan.

Mt 5950 Salahmi

Pohjaveden syvyys vaihteli seurannan aikana paalulla PI. 19970 välillä 1,04 – 3,21 m tien tasausviivasta. Vastaavasti paalulla PI. 12980 vaihteluväli oli 1,75 – 3,21 m tien tasausviivasta. Pienimmät lukemat (ylin pohjavedenpinnan taso) mitattiin loppusyksyllä ja suurimmat (alin pohjavedenpinnan taso) keväällä maksimiroudan aikaan.

5.4. Roudan syvyys

Mt 595 Kiuruvesi

Taulukossa 5 on esitetty seurantatalvien 1997- 2001 aikana havaitut pakkasmäärät ja roudansyvyyydet.

Taulukko 5. Seurantatalvien 1997 – 2001 aikana havaitut pakkasmäärät ja roudansyvyyydet, Kiuruvesi.

Talvi	Pakkasmäärä h°C	Maksimi roudansyvyys m
1996-1997	26048	1,88...2,07
1997-1998	30478	1,87...2,09
1998-1999	28699	1,94
1999-2000	19589	1,65...1,70
2000-2001	22219	1,70...1,80

Routa tunkeutui seurantatalvien aikana 0,70 – 1,14 m päällysrakennekerroksen alapuoliseen alusrakenteeseen.

Mt 5950 Salahmi

Taulukossa 6 on esitetty seurantatalvien 1998- 2001 aikana havaitut pakkasmäärät ja roudansyvyyydet.

Taulukko 6. Seurantatalvien 1997 – 2001 aikana havaitut pakkasmäärät ja roudansyvyyydet, Salahmi.

Talvi	Pakkasmäärä h°C	Maksimi roudansyvyys m
1997-1998	30478	1,95...2,05
1998-1999	28699	1,96
1999-2000	19589	1,48...1,53
2000-2001	22219	1,60...1,70

Routa tunkeutui seurantatalvien aikana 0,53 – 1,10 m päällysrakennekerroksen alapuoliseen alusrakenteeseen.

5.5. Routanousu

Mt 595 Kiuruvesi

Koerakentamista edeltävänä talvena (1995 – 96) routanousut vanhassa rakenteessa vaihtelivat välillä 60 - 230 mm. Seurantatalvien 1997 – 2001 ai

kana koerakenteiden routanousut vaihtelivat välillä 0 – 170 mm. Pienimmät routanousut esiintyivät rummun siirtymärakenteessa. Koerakenteiden yhteydessä suhteellinen routanousu, eli routanousun suhde routivan pohjaan jäätyssyvytyteen, oli selvästi pienentynyt verrattuna vanhan rakenteen havaintoihin. Vanhan rakenteen suhteelliset routanousut vaihtelivat välillä 6 – 28 %. Pienimmät arvot olivat tällöinkin rummun siirtymärakenteessa.

Koerakenteiden yhteydessä paaluvälillä 12700 - 12820 suoritettu pohjaan homogenisointi ja rakennekerrosten uusiminen pienensivät suhteellista routanousua jo merkittävästi, suhteellisen routanousun keskiarvo vaihteli seurannan aikana välillä 6,5 – 9,8 %. Routanousut olivat viiden seurantatalven aikana kuitenkin varsin suuria, keskimäärin 49 - 94 mm. Pienimmät routanousut havaittiin leudoimpana talvena 1999-2000.

Alusrakenteen sementtistabilointi pienensi routanousuja. Koeosuudella 1, jossa alusrakenteen yläosaa stabiloitiin 0,5 m kerros / 40 kg/m² sementtiä, routanousut vaihtelivat seurantatalvina keskimäärin välillä 36 - 72 mm. Koeosuudella 2, jossa alusrakenteen yläosaa stabiloitiin 0,5 m kerros / 60 kg/m² sementtiä, routanousut vaihtelivat keskimäärin välillä 28 - 59 mm. Routanousuissa oli edelleen havaittavissa selvä pieneneminen koeosuuksilla 3 - 5, joissa alusrakenteen yläosaa stabiloitiin sementillä 1,0 metrin syvyydeltä (sementtiä joko 20, 40 tai 60 kg/m²). Näillä osuuksilla routanousut olivat seurantatalvien aikana jääneet keskimäärin välille 10 - 57 mm. Koeosuuksilla 3 - 5 ei ollut keskenään merkittävää eroa routanousuissa. Koeosuudet 3 ja 5 olivat pohjasuhteiltaan lievemmin routivia kuin muut koeosuudet. Koeosuudella 4, jossa alusrakenteen yläosaa stabiloitiin 1,0 m syvyydeltä (40 kg/m² sementtiä) oli selvästi havaittavissa routanousujen pieneneminen suhteessa vanhan rakenteen routanousuihin sekä uuden rakenteen routanousuihin routivimmilla koeosuuksilla (referenssi ja koeosuudet 1 ja 2). Stabiloiduilla osuuksilla keskimääräiset suhteelliset routanousut vaihtelivat välillä 0,9 – 7,3 % riippuen pohjasuhteista, stabilointisyvyydestä ja sideainemäärästä. Ensimmäisen seurantatalven 1996-97 aikana routanousua alkoi muodostua stabiloiduilla koeosuuksilla vasta routarajan tunkeuduttua stabiloidun kerroksen läpi. Sen sijaan talvien 1998 -2001 aikana oli havaittavissa myös stabiloidun kerroksen routimista.

Mt 5950 Salahmi

Koerakentamista edeltävinä talvina vanhan rakenteen routanousut vaihtelivat välillä 40 - 180 mm (keskimäärin 110 mm, talvi 1995-96) ja välillä 50 - 230 mm (keskimäärin 125 mm, talvi 1996-97). Koerakenteiden keskimääräiset routanousut seurantatalvien 1998 – 2001 aikana vaihtelivat välillä 67 – 75 mm. Routanousut olivat pienentyneet vanhaan rakenteeseen verrattuna etenkin paaluvälillä plv. 20020 – 20100, jossa alusrakenne pyrittiin tiivistämään 95 %:n tiiviuteen.

Vertailtaessa koeosuuksia, joissa alusrakenne vain homogenisoitiin tai alusrakennetta stabiloitiin Finnstabi-kalkkiseoksella 0,5 – 0,7 m tiiviysasteta

voitteella 90 %, ei routanousuissa ollut merkittävää eroa. Homogenisoidulla osuudella keskimääräiset suhteelliset routanousut vaihtelivat välillä 7,8 – 15,7 %, kun ne stabiloidulla osuudella vaihtelivat välillä 6,8 – 15,7 %.

Sen sijaan koeosuuksilla, joissa alusrakennetta stabiloitiin Finnstabi-kalkkiseoksella 0,5 – 0,7 m tiiviysastetavoitteella 95 %, routanousut olivat ensimmäisen seurantatalven aikana selvästi pienempiä kuin muilla koeosuuksilla. Keskimääräiset suhteelliset routanousut vaihtelivat tällöin välillä 4,2 – 4,6 %. Seurantatalvien 1999 – 2001 aikana routanousuerot ja suhteelliset routanousut verrattuna muihin koeosuuksiin tasoittuivat. Keskimääräiset suhteelliset routanousut vaihtelivat tällöin välillä 5,6 – 12,1 %.

5.6. Kantavuus

Mt 595 Kiuruvesi

Päällysrakenteen 3/PAB tavoitekantavuus pudotuspainolaitteella mitattuna oli 215 MPa. Vuosittain kesäkuun alussa suoritettujen pudotuspainomittauksen perusteella keskimääräinen kantavuus E2 vaihteli vertailuosuudella (vain homogenisointi) välillä 218 – 250 MPa. Osuudella, jossa alusrakennetta stabiloitiin 0,5 m sideainemäärällä joko 40 tai 60 kg/m², keskimääräinen kantavuus E2 vaihteli välillä 254 – 295 MPa. Vastaavasti osuudella, jossa alusrakennetta stabiloitiin 1,0 m sideainemäärällä joko 20, 40 tai 60 kg/m², keskimääräinen kantavuus E2 vaihteli välillä 256 – 342 MPa. Tien tavoitekantavuudet saavutettiin kaikilla koeosuuksilla.

Mt 5950 Salahmi

Päällysrakenteen 3/PAB tavoitekantavuus pudotuspainolaitteella mitattuna oli 215 MPa. Vuosittain kesäkuun alussa suoritettujen pudotuspainomittauksen perusteella keskimääräiset kantavuudet E2 vaihtelivat vertailuosuudella (vain homogenisointi) välillä 236 – 250 MPa. Osuudella, jossa alusrakennetta stabiloitiin 0,5 – 0,7 m sideainemäärällä joko 40, 48 tai 56 kg/m² tavoitetiiveydellä 90 %, keskimääräiset kantavuudet E2 vaihtelivat välillä 240 – 299 MPa. Vastaavasti osuudella, jossa alusrakennetta stabiloitiin 0,5 – 0,7 m sideainemäärällä joko 40, 48 tai 56 kg/m² tavoitetiiveydellä 95 %, keskimääräiset kantavuudet E2 vaihtelivat välillä 256 – 305 MPa. Tien tavoitekantavuudet saavutettiin kaikilla koeosuuksilla.

5.7. Tasaisuus

Mt 595 Kiuruvesi

Taulukossa 7 on esitetty koeosuuksilla keväällä ja kesällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvojen keskiarvot ja niiden perusteella tehty tien kuntoluokittelu osuuk-
sittain.

Taulukko 7. Keväällä ja kesällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvojen keskiarvot ja niiden perusteella tehty tien kuntoluokittelu osuuksittain (Kiuruvesi).

Koeosuus/toimenpide alusrakenteelle	5 m IRI/kevät mm/m	5 m IRI/kesä mm/m	Kuntoluokka Kevät/kesä
Homogenisointi	3,66	3,83	Huono/Huono
Homogenisointi+stabilointi 0,5 m/40 kg/m ²	3,50	3,73	Tyydyttävä/Huono
Homogenisointi+stabilointi 0,5 m/60 kg/m ²	2,04	2,28	Hyvä/Hyvä
Homogenisointi+stabilointi 1,0 m/20 kg/m ²	1,62	2,33	Hyvä/Hyvä
Homogenisointi+stabilointi 1,0 m/40 kg/m ²	3,28	3,73	Tyydyttävä/Huono
Homogenisointi+stabilointi 1,0 m/60 kg/m ²	2,31	2,36	Hyvä/Hyvä

Mt 5950 Salahmi

Taulukossa 8 on esitetty koeosuuksilla keväällä ja kesällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvojen keskiarvot ja niiden perusteella tehty tien kuntoluokittelu osuuksittain.

Taulukko 8. Keväällä ja kesällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvojen keskiarvot ja niiden perusteella tehty tien kuntoluokittelu osuuksittain (Salahmi).

Koeosuus/toimenpide alusrakenteelle	5 m IRI/kevät mm/m	5 m IRI/kesä mm/m	Kuntoluokka Kevät/kesä
Homogenisointi	2,62	1,94	Tyydyttävä/Hyvä
Homogenisointi+stabilointi 0,5 – 0,7 m/40 – 56 kg/m ² , tiiviystavoite 90 %, osuudet 1-3	2,53	2,09	Tyydyttävä/Hyvä
Homogenisointi+stabilointi 0,5 – 0,7 m/40 – 56 kg/m ² , tiiviystavoite 95 %, osuudet 4-6	2,13	1,83	Hyvä/Hyvä

5.8. Vauriot

Mt 595 Kiuruvesi

Talven 1996-97 jälkeen koeosuuksilla ei havaittu päällystevaurioita. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin ensimmäiset vauriot, jotka olivat pääosin pitiushalkeamia ja sijoittuivat vertailurakenteelle (plv. 12700 - 12820), jossa alusrakennetta oli vain homogenisoitu. Talven 1998-99 jälkeen vaurioiden määrä lisääntyi selvästi ja vaurioiden kasvu oli suurinta vuosina 2000 -

2001. Molempiin reunauriin oli tullut verkkohalkeilua, voimakkaammin tien vasemmalle puolelle. Tiellä on huomattavan paljon soran, hiekan ja puutavarankuljetusta Kiuruveden suuntaan (vasen kaista).

Keväällä 2001 vertailuosuudella pituushalkeamien, joiden leveys oli 1 – 30 mm, määrä oli 140,5 m/120 m. Keskilinjalla pituushalkeamien leveys oli 1 – 10 mm ja määrä 21,5 m /120 m. Molemmissa ulkourissa sekä vasemmassa sisäurassa esiintyi verkkohalkeamia, joiden määrä oli 191 m/120 m. Verkkohalkeamia esiintyi noin metrin leveydeltä uran ympäristössä.

Stabiloiduilla osuuksilla pituushalkeamien leveys oli 1 – 5 mm ja määrä 54 m/310 m. Keskilinjalla pituushalkeamien leveys oli 1 – 5 mm ja määrä 8 m /310 m. Stabiloiduilla osuuksilla verkkohalkeamien määrä oli edellisiin vuosiin verrattuna lisääntynyt selvästi. Verkkohalkeamia esiintyi molemmissa ulkourissa sekä vasemmassa sisäurassa. Verkkohalkeamia esiintyi pääosin noin metrin leveydeltä uran ympäristössä ja niiden pituus oli 346,5 m/310 m. Vertailuosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 225 m²/100 m ja stabiloitujen osuuksien vauriosumma oli 112 m²/100 m.

Mt 5950 Salahmi

Talven 1997-98 jälkeen koeosuuksilla ei havaittu päällystevaurioita. Talven 1998-99 jälkeen havaittiin ensimmäiset vauriot tien päällysteessä. Päällystevauriot olivat tyypiltään pituushalkeamia 0,6 m etäisyydellä tien keskilinjasta (yhteispituus 3 m/200 m, halkeaman leveys 1 – 3 mm). Talven 1999-2000 jälkeen pituushalkeamat olivat lisääntyneet siten, että halkeamien yhteispituus oli 19 m/200 m ja halkeamien leveys vaihteli välillä 1 - 10 mm. Talven 2000-2001 jälkeen pituushalkeamien määrä oli lisääntynyt edelleen siten, että halkeamien määrä oli 28,5 m/200 m. Verkkohalkeilun alkua esiintyi oikeassa ulkourassa 2 m matkalla ja vasemmassa ulkourassa 57 m matkalla. Koeosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 36,5 m²/100 m.

6. MOREENIRAKENNE

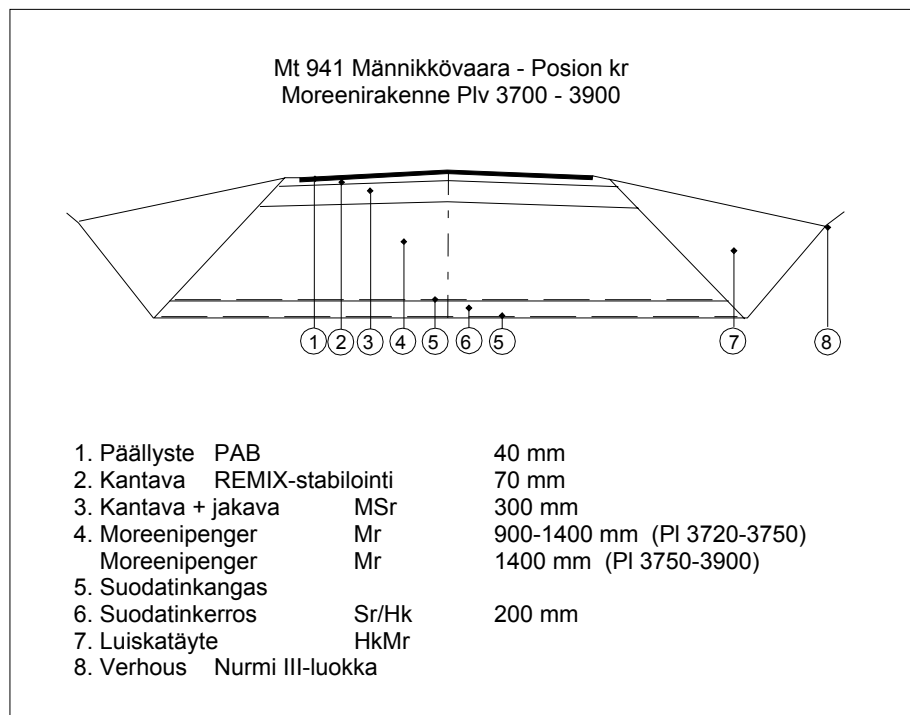
6.1. Rakenteet

Moreenirakenne toteutettiin kohteessa Mt 941 Männikkövaara (1996) /8/.

Männikkövaaran koerakennuskohteen tavoitteena oli saavuttaa riittävä routakestävyys tehostamalla kuivatusta salaojittavalla ja kapillaarisen nousun katkaisevalla sorakerroksella moreenirakenteen alla. Vanhan tien rakennekerrokset ja pengerrus käytettiin hyväksi moreenin jalostamisessa.

Moreenirakenne tehtiin paaluvälille plv. 3700 – 3900. Koerakenteen rakennosat olivat pinnasta lukien PAB 40 mm, Remix-stabilointi 70 mm, kantava + jakava 300 mm, moreenipenger 1400 mm, suodatinkangas, sora 200 mm ja suodatinkangas. Pohjamaa oli pääosin hiekkamoreenia.

Kuvassa 17 on esitetty seosmoreenirakenteen tyyppipoikkileikkaus.



Kuva 17. Mt 941 Männikkövaaran seosmoreenirakenteen tyyppipoikkileikkaus.

6.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteen pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. Koerakennuskohteen (Männikkövaara) pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Ranua	37135	45495	51030	56340

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Ranua	30700	37484	34846	28495	27416

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

6.3. Roudan syvyys

Seosmoreenirakenteen yhteydessä mitattiin maksimiroudansyvyydeksi talvella 1996-97 2,55 m, talvella 1997-98 2,67 m, talvella 1998-99 3,0 m ja talvella 1999-2000 2,02 m eli routa tunkeutui pohjamaahan eri talvina 0,02 – 1,00 m.

6.4. Routanousu

Seosmoreenirakenteen yhteydessä seurantatalvien aikaiset maksimiroutanousut olivat keskimäärin 90 mm (talvi 1996-97), 125 mm (talvi 1997-98), 110 mm (talvi 1998-99) ja 119 mm (talvi 1999-2000). Seurantatalvien aikana seosmoreenirakenteessa havaituista routanousuista muodostui arviolta 50 - 90 % itse seosmoreenin routimisesta. Vaikka routanousut olivat suuria, routanousuerot tien keskilinjaa ja reunojen välillä olivat pääasiassa hyvin pieniä.

6.5. Moreenirakenteen kosteustila

Seosmoreenirakenteen alaosassa (syvyydellä 1,6 m) sulan tilan tilavuusvesipitoisuus vaihteli seurannan aikana välillä 31,9 - 37,7 %.

Samassa poikkileikkauksessa pohjamaassa (syvyydellä 2,2 m) sulan tilan tilavuusvesipitoisuus vaihteli välillä 23,8 - 32,2 %. Pohjamaan sulan tilan tilavuusvesipitoisuus oli siis koko seurannan ajan alhaisempi kuin itse seosmoreenirakenteen.

6.6. Kantavuus

Rakentamisen jälkeisenä syksynä 1996 seosmoreenirakenteen kantavuus vaihteli välillä 207 - 253 MPa, keskiarvon ollessa 230 MPa. Kesäkuussa 1998 kantavuus vaihteli välillä 175 - 253 MPa, keskiarvon ollessa 216 MPa, heinäkuussa 1999 välillä 187 - 286 MPa:n välillä, keskiarvon ollessa 225 MPa ja kesäkuussa 2000 välillä 174 - 248 MPa:n välillä, keskiarvon ollessa 205 MPa.

6.7. Tasaisuus

Keväällä 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat välillä 0,83 - 4,18 mm/m, keskiarvon ollessa 2,00 mm/m ja kesällä 5 m IRI-arvot vaihtelivat välillä 0,56 - 4,40 mm/m, keskiarvon ollessa 1,75 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella seosmoreenirakenteen tasaisuus oli keväällä 2001 luokiteltavissa keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä keskimäärin hyväksi.

6.8. Vauriot

Moreenirakenteessa ei havaittu päällystevaurioita ensimmäisen seuranta-talven 1996-97 jälkeen. Seuraavan talven 1997-98 jälkeen havaittiin pituushalkeilua plv. 3700 – 3701 oikealla kaistalla ja plv. 3712 – 3717 vasemmassa reunassa. Päällysteen poikkihalkeamia oli paaluilla Pl. 3714 (koko tie) ja Pl. 3800 oikea kaista (instrumentoinnista aiheutunut vaurio). Talven 1998-99 jälkeen oli edellisten vaurioiden lisäksi tullut päällysteen reunaan pituushalkeilua, plv. 3815 – 3821 ja plv. 3845 - 3850 vasempaan reunaan sekä plv. 3876 – 3883 oikeaan reunaan. Talven 1999-2000 jälkeen oli edellisten vaurioiden lisäksi tullut pituushalkeamia plv. 3717 – 3719 ja plv. 3821 – 3828 vasempaan reunaan ja poikkihalkeama paalun Pl. 3715 oikealle kaistalle. Talven 2000-2001 jälkeen moreeniosuudelle oli tullut 7 m lisää pituushalkeamia sekä yksi poikkihalkeama paalulle Pl. 3888 oikealle kaistalle. Vähäisiin päällystevaurioihin oli vaikuttanut tien tasainen routiminen poikkileikkauksessa. Vaikka routanousut olivat suuria, routanousuerot tien keskilinjan ja reunojen välillä olivat hyvin pieniä. Keväällä 2001 moreenirakenteen vauriosumma oli 6,6 m²/100 m.

7. MASSANVAIHTORAKENNE

7.1. Rakenteet

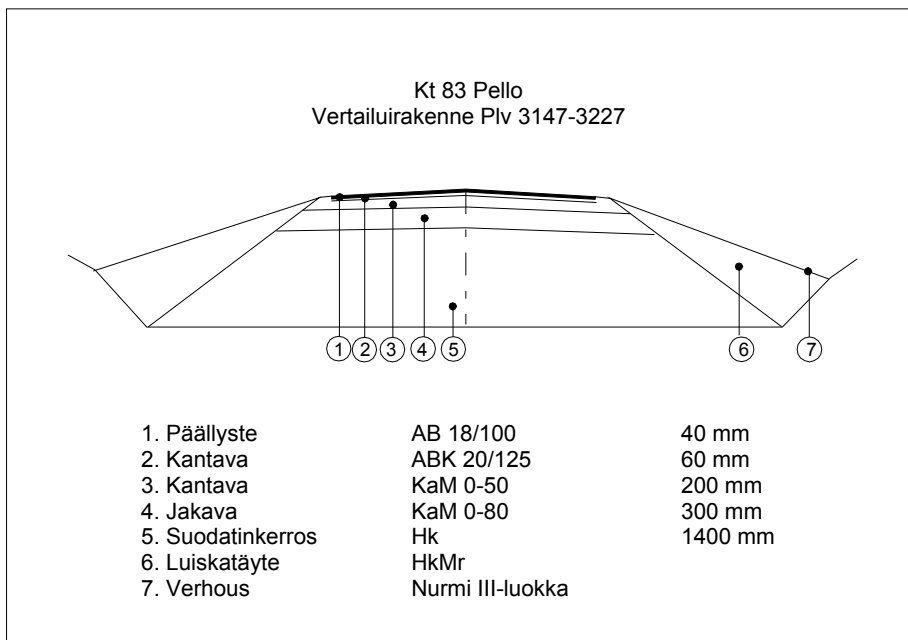
Massanvaihtorakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Kt 83 Pello (1995) /1/ ja
- Mt 941 Männikkövaara (1996) /8/.

Perinteisiä massanvaihtorakenteita toteutettiin varsinaisten koerakenteiden vertailurakenteina. Koerakenteiden tavoitteena oli saavuttaa riittävä routa-kestävyys estämällä päällysteen halkeilu ja sulamisvaiheen liiallinen kanta-
vuuden aleneminen sekä epätasaisten tai haitallisten routanousujen syntyminen.

Kt 83 Pello

Massanvaihtorakenne tehtiin kahden metrin syvyydelle tien tasausviivasta paaluvälille plv. 3147 – 3227. Massanvaihtorakenteen rakenneosat olivat AB 18/100 40 mm, ABK 20/125 60 mm, KaM 0-50 300 mm ja suodatinhie-
ka 1400 mm. Pohjamaa oli pääosin hiekkamoreenia. *Kuvassa 18* on esitetty Pellon massanvaihtorakenteen tyyppipoikkileikkaus.



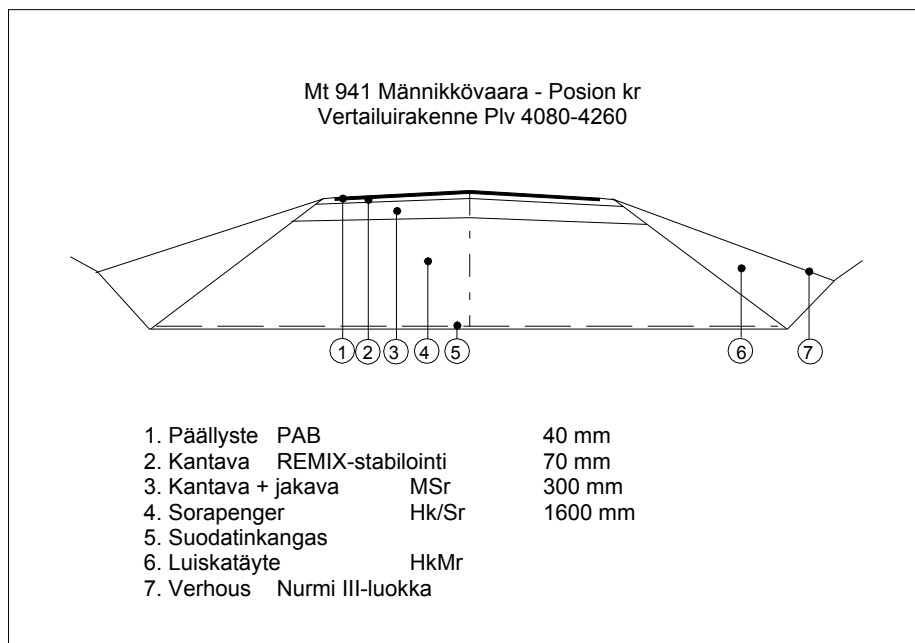
Kuva 18. Kt 83 Pellon massanvaihtorakenteen tyyppipoikkileikkaus.

Mt 941 Männikkövaara

Massanvaihtorakenne tehtiin kahden metrin syvyydelle tien tasausviivasta paaluvälille plv. 4080 – 4260. Massanvaihtorakenteen rakenneosat olivat

PAB 40 mm, Remix-stabilointi 70 mm, kantava+jakava 300 mm ja sorapenger 1600 mm ja suodatinkangas. Pohjamaa oli pääosin hiekkamoreenia.

Kuvassa 19 on esitetty Männikkövaaran massanvaihtorakenteen tyyppi-poikkileikkaus.



Kuva 19. Mt 941 Männikkövaaran massanvaihtorakenteen tyyppi-poikkileikkaus.

7.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Koerakennuskohteiden (Pello, Männikkövaara) pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Ranua	37135	45495	51030	56340
Pello	39000	47000	53000	58000

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{95-96} h°C	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Ranua		30700	37484	34846	28495	27416

Pello	43210	37335	42924	39559	33113	31085
-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

7.3. Roudan syvyys

Kt 83 Pello

Massanvaihtorakenteen yhteydessä havaitut suurimmat roudansyvyyydet pakkasmäärän suhteen on esitetty *taulukossa 11*.

Taulukko 11. Pellon massanvaihtorakenteen yhteydessä havaitut suurimmat roudansyvyyydet pakkasmäärän suhteen.

Roudan syvyys, m				
Talvi 1995-96 F = 43210 h°C	Talvi 1996-97 F = 37335 h°C	Talvi 1997-98 F = 42924 h°C	Talvi 1998-99 F = 39559 h°C	Talvi 1999-00 F = 33113 h°C
2,13	2,15	2,03	1,99	1,80

Routa tunkeutui pohjamaahan vain kolmen ensimmäisen seurantatalven aikana, jolloin pohjamaan jäätymissyvyys vaihteli välillä 0,03 – 0,15 m.

Mt 941 Männikkövaara

Massanvaihtorakenteen yhteydessä havaitut suurimmat roudansyvyyydet pakkasmäärän suhteen on esitetty *taulukossa 12*.

Taulukko 12. Männikkövaaran massanvaihtorakenteen yhteydessä havaitut suurimmat roudansyvyyydet pakkasmäärän suhteen.

Roudan syvyys, m			
Talvi 1996-97 F = 30700 h°C	Talvi 1997-98 F = 37484 h°C	Talvi 1998-99 F = 34846 h°C	Talvi 1999-00 F = 28495 h°C
2,10	2,15	2,15	1,95

Routa tunkeutui pohjamaahan kolmen ensimmäisen seurantatalven aikana, jolloin pohjamaan jäätymissyvyys vaihteli välillä 0,10 – 0,15 m.

7.4. Routanousu

Kt 83 Pello

Pellon 2 metrin massanvaihtorakenteessa keskimääräiset routanousut plv. 3147 – 3210 vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 15 – 22 mm. Massanvaihtorakenne (täydellä paksuudella) loppuu ilmeisesti noin paalulle Plv. 3215-3225 suurimmat routanousut olivat talvella 1997-98 139 mm, talvella 1998-99 137 mm ja talvella 1999-2000 151 mm (Pl. 3225). Massanvaihtorakenne (täydellä paksuudella) loppuu ilmeisesti noin paalulle Pl. 3210, koska plv. 3215-3225 routanousut olivat merkittävästi suurempia kuin osuuden alkupäässä,

Mt 941 Männikkövaara

Männikkövaaran massanvaihtorakenteen seurantatalvien aikaiset routanousut olivat keskimäärin 15 mm (talvi 1996-97), 16 mm (talvi 1997-98), 14 mm (talvi 1998-99) ja 7 mm (talvi 1999-2000).

7.5. Kantavuus

Kt 83 Pello

Massanvaihtorakenteella ei ole tehty kantavuusmittauksia.

Mt 941 Männikkövaara

Rakentamisen jälkeisenä syksynä 1996 massanvaihtorakenteen kantavuust E2 vaihteli välillä 209 - 262 MPa, keskiarvon ollessa 237 MPa. Muina kesinä pudotuspainolaitteella suoritettujen kantavuusmittausten keskiarvot vaihtelivat välillä 233 – 252 MPa.

7.6. Tasaisuus

Kt 83 Pello

Vuonna 2001 Pellon massanvaihtorakenteessa 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 1,39 - 6,74 mm/m, keskiarvon ollessa 3,06 mm/m ja kesällä välillä 0,72 - 6,27 mm/m, keskiarvon ollessa 2,50 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella massanvaihtorakenteen tasaisuus oli luokiteltavissa keväällä 2001 keskimäärin huonoksi ja kesällä tyydyttäväksi.

Mt 941 Männikkövaara

Vuonna 2001 Männikkövaaran massanvaihtorakenteen 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 0,43 - 2,65 mm/m, keskiarvon ollessa 1,28 mm/m ja

kesällä välillä 0,43 - 3,11 mm/m, keskiarvon ollessa 1,30 mm/m. 5 m IRI-arvojen perusteella massanvaihtorakenteen tasaisuus oli luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin erittäin hyväksi.

7.7. Vauriot

Kt 83 Pello

Talvien 1995 – 96 ja 1996 - 97 jälkeen ei havaittu päällystevaurioita. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin yksi poikkihalkeama, jonka leveys oli 5 – 10 mm. Keväällä 1999 havaittiin uusina halkeamina neljä poikkihalkeamaa, joiden leveys oli 1 – 5 mm. Talvien 1999-2000 ja 2000–2001 jälkeen massanvaihtorakenteessa vaurioiden määrä ei lisääntynyt. Keväällä 2001 massanvaihtorakenteen vauriosumma oli 2,9 m²/100 m.

Mt 941 Männikkövaara

Massanvaihtorakenteen yhteydessä ei havaittu päällystevaurioita talven 1996-97 jälkeen. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin päällysteessä pituushalkeamia. Tien keskilinjan pituushalkeamia esiintyi plv. 4136 – 4159, plv. 4185 – 4192 ja plv. 4255 – 4258. Pituushalkeamia esiintyi myös tien kaistoilla plv. 4095 – 4116, plv. 4236 – 4250, plv. 4250 – 4255 sekä plv. 4258 – 4261. Talven 1998-99 jälkeen oli edellisten vaurioiden lisäksi tullut pituushalkeamia plv. 4262 – 4268 sekä poikkihalkeamia paaluille Pl. 4181 ja Pl. 4183. Talven 1999-2000 jälkeen ei havaittu uusia päällystevaurioita. Talven 2000-2001 jälkeen oli tullut 11 m pituushalkeamia lisää. Keväällä 2001 massanvaihtorakenteen vauriosumma oli 7,7 m²/100 m.

8. MASUUNIHIEKKARAKENNE

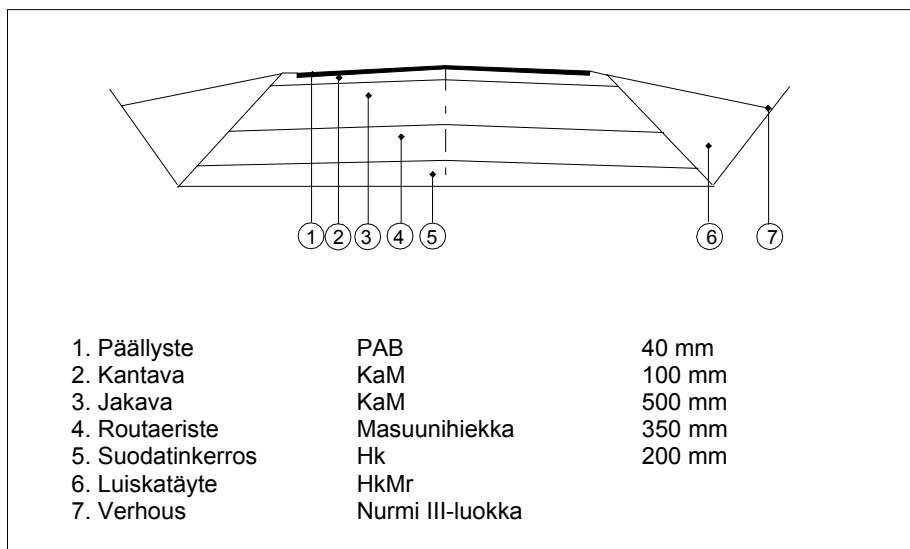
8.1. Rakenteet

Masuunihiekkarakenne toteutettiin kohteessa Pt 18564 Rantsila (1995) /3/.

Masuunihiekkarakenteen toiminnallisena tavoitteena oli saavuttaa riittävä routakestävyys rajoittamalla routivan alusrakenteen jäätymistä sekä estämällä haitallinen routiminen ja sulamisvaiheen lujuuden aleneminen. Masuunihiekkakerroksen paksuudella oli tarkoitus hallita routanousujen suuruus ja sulamisvaiheen kantavuus.

Masuunihiekkarakenne tehtiin paaluvälille plv. 960 – 1200. Alusrakenteen pintaan levitettiin ja tiivistettiin 200 mm paksu suodatinhiekkakerros, jonka yläpuolelle rakennettiin 350 mm paksu masuunihiekkakerros. Jakavan kerroksen paksuus oli 500 mm, kantavan kerroksen (KaM) paksuus oli 100 mm ja PAB-päällysteen 40 mm. Pohjamaa oli pääosin savista silttiä.

Kuvassa 20 on esitetty masuunihiekkarakenteen tyyppipoikkileikkaus.



Kuva 20. Pt 18564 Rantsilan masuunihiekkarakenteen tyyppipoikkileikkaus.

8.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteen (lähin säähavaintoasema Oulussa) pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 13.

Taulukko 13. Koerakennuskohteen pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Oulu	28402	36781	42329	47651

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{95-96} h°C	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Oulu	30538	24520	27067	27266	20978	21096

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 5 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

8.3. Roudan syvyys

Masuunihiekkarakenteen yhteydessä roudansyvyydet vaihtelivat välillä 1,28 – 1,53 m eli routa tunkeutui pohjamaahan 0,09 – 0,34 m.

8.4. Routanousu

Masuunihiekkarakenteen maksimiroutanousu eri seurantatalvina vaihteli välillä 60 - 117 mm. Suurimmat routanousut mitattiin kylmimpänä talvena 1995-96.

8.5. Kantavuus

Masuunihiekkarakenteen kantavuudet olivat suuria. Rakentamisen jälkeen syksyllä 1995 tien päältä mitattu kantavuus vaihteli 249 - 295 MPa:n välillä. Syksyllä 1999 kantavuus vaihteli välillä 295 - 685 MPa, keskiarvon ollessa 428 MPa.

8.6. Tasaisuus

Keväällä 2001 maksimiroudan aikaan mitatut 5 m IRI-arvot vaihtelivat masuunihiekkaosuudella välillä 0,73 - 5,03 mm/m, keskiarvon ollessa 2,02 mm/m ja kesällä välillä 0,81 - 5,03 mm/m, keskiarvon ollessa 1,80 mm/m.

5 m IRI-arvojen perusteella tien tasaisuus oli masuunihiekkaosuudella luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin hyväksi.

8.7. Vauriot

Talvien 1995-96 ja 1996-97 jälkeen ei masuunihiekkaosuudella havaittu päällystevaurioita. Talven 1997-98 jälkeen havaittiin kaksi pituushalkeamaa ajokaistoilla plv. 1057 – 1064 ja plv. 1061 – 1066 sekä poikkihalkeama koko tien leveydeltä paalulla Pl. 1061. Talven 1998-99 jälkeen päällystevauriot lisääntyivät selvästi. Päällystehalkeamat olivat tyypiltään pääasiassa pituushalkeamia keskilinjan molemmin puolin. Talvien 1999-2000 ja 2000–2001 jälkeen päällystevauriot olivat edelleen lisääntyneet. Päällystevaurioista pääosa oli kuitenkin pituushalkeamia, joiden leveys oli 1 – 5 mm. Keväällä masuunihiekkaosuuden vauriosumma oli pieni, 2,2 m²/100 m.

9. BITUMISTABILOINTIRAKENNE

9.1. Rakenteet

Bitumistabilointirakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

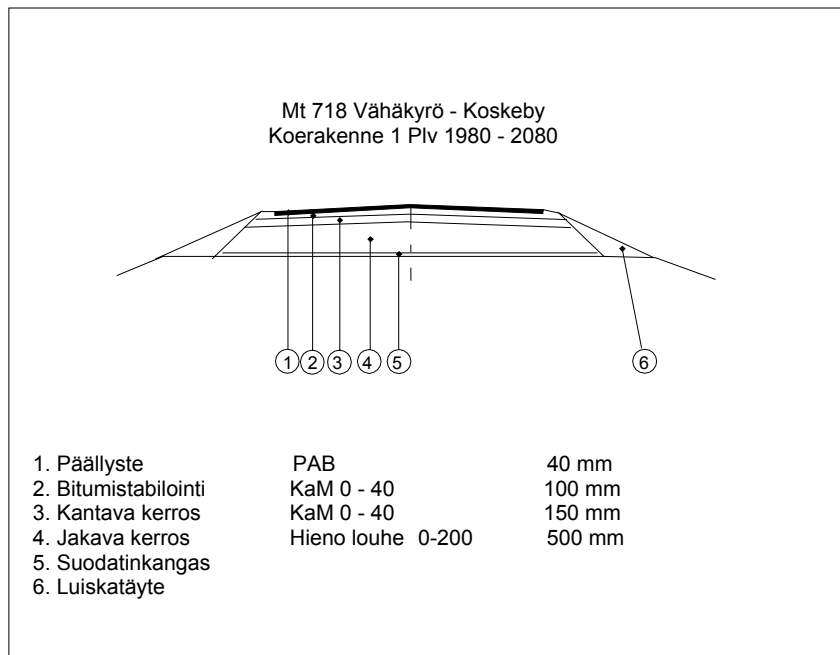
- Mt 718 Vöyri (1998) /10/,
- Jutikkalan liittymä (1996) /14/,
- Mt 661 Isojoki (1997) /11/ ja
- Pt 12895 Nakkila (1999) /16/.

Mt 718 Vöyri

Vöyriin koerakennuskohteessa tavoitteena oli vertailla erilaisia bitumistabiloituja kantavia kerroksia. Seurantamittausten perusteella arvioitiin erilaisten stabiloitujen kantavien kerrosten vaikutusta tien routa- ja kuormituskestävyyteen. Pohjamaa oli koeosuuksilla laihaa savea. Koeosuudet olivat:

- Koerakenne 1: Plv 1980 - 2080, BST-kerros 100 mm,
- Koerakenne 2: Plv 2080 - 2180, BST-kerros 140 mm,
- Koerakenne 3: Plv 2180 - 2280, BST-kerros 180 mm.

Kuvassa 21 on esitetty Vöyriin bitumistabilointikoerakenteen 1 tyyppipoikkileikkaus.



Kuva 21. Mt 718 Vöyriin bitumistabilointikoerakenteen (koerakenne 1) tyyppipoikkileikkaus.

Jutikkala

Jutikkalan liittymän koerakenteena oli sidottuna kantavana kerroksena bitumiemulsiostabilointi (BEST) kerrospaksuudeltaan 150 mm, jossa sideainetta oli B 25 ja sideainepitoisuus 3,7 %.

Taulukossa 14 on esitetty bitumiemulsiostabilointikoerakenteen rakennekerrokset ja rakennusaikaisen paalutuksen mukainen sijainti. Koeosuuksilla pohjamaa oli moreenia. Jakava kerros oli Hakinmäen sora-alueen soraa 0-65 mm ja jakavan kerroksen paksuus oli 700 mm. Sitomaton kantava kerros oli Hakinmäen soramursketta 0-32 mm ja kerroksen paksuus oli 200 mm. Bitumistabiloidun kerroksen kiviaines oli Hakinmäen soramursketta 0-32 mm. Kulutuskerroksena oli AB20/100, jonka kiviaineksena oli Kahamäen kalliomurske. Kalliomurske oli karkeampaa kuin suunniteltu maksimiraekoko 20 mm. Massan maksimiraekokona voitiin rakeisuuskäyrän perusteella pitää raekokoa 25 mm. Rampin poikkileikkaus oli 10/7 ja sisäluiskan kaltevuus oli 1:3.

Taulukko 14. Jutikkalan bitumiemulsiostabilointikoerakenteen rakennekerrokset.

RAKENNEKERROS	Koerak. II Plv 350-460
PÄÄLLYSTE	AB20 40 mm
SIDOTTU KANTAVA KERROS	BEST B-25 150 mm
SITOMATON KANTAVA KERROS	SrM 200 mm
JAKAVA KERROS	Sr 700 mm
POHJAMAA	Mr

Mt 661 Isojoki

Seuraavassa on kuvattu Isojoen stabilointikokeilun koeosuudet ja osuuksittain kokeilussa tehdyt toimenpiteet. Referenssirakennetta 1 käytettiin myös niillä perusparannettavilla osuuksilla, jotka eivät varsinaisesti kuuluneet koeohjelmaan.

Referenssi 1, osuus 3

Vaahto-bitumistabilointi B160/200, paksuus 130 mm. Vanha öljysorapäällyste sekoitettiin stabilointikerrokseen. Tien sivukaltevuutta ja tasaisuutta parannettiin ennen bitumistabilointia murskeen lisäyksellä ja tien muotoilulla tiehöylällä.

Referenssi 2, osuus 5

Murskerakenne. Kantavuutta parannettiin murskelisäyksellä ilman stabilointia.

Koeosuus 1

Vaahto-bitumistabilointi B70/100, paksuus 130 mm. Vanha öljysorapäällyste sekoitettiin stabilointikerrokseen. Tien sivukaltevuutta ja tasaisuutta parannettiin ennen bitumistabilointia murskeen lisäyksellä ja tien muotoilulla tiehöylällä.

Koeosuus 2

Bitumiemulsiostabilointi B160/200, paksuus 130 mm. Vanha öljysorapäällyste sekoitettiin stabilointikerrokseen. Tien sivukaltevuutta ja tasaisuutta parannettiin ennen bitumistabilointia murskeen lisäyksellä ja tien muotoilulla tiehöylällä.

Koeosuus 4

Vaahto-bitumistabilointi B160/200, paksuus 150 mm. Öljysorapäällystettä ja vanhaa tien kantavaa kerrosta ei sekoitettu stabilointikerrokseen, vaan stabiloitavana materiaalina oli pelkästään uusi lisättävä murskesora.

Koeosuuksien sijainnit Mt 661:lla ja eri osuuksilla käytetyt materiaalit ja rakenneratkaisut on koottu *taulukkoon 15*. Rakenneratkaisuja havainnollistaa *kuvassa 22* esitetyt periaatepoikkileikkaukset eri koeosuuksista.

Taulukko 15. Mt 661 Isojoki toteutetut bitumistabilointikokeilut.

Koeosuus Nro	Tieosa	PLV	Sideaine	Vaaho / emulsio	H (mm)
1	3	960 - 1160	B70/100	V	130
2	3	1160 - 1360	B160/200	E	130
3	3	1360 - 1560	B160/200	V	130
4	3	2000 - 2200	B160/200	V	150
5	3	2260 - 2460	sitomaton		

Koeosuus 1 PLV 960 – 1160

Koeosuus 4 PLV 2000 - 2200

Koeosuus 2 PLV 1160 – 1360

Koeosuus 3 PLV 1360 – 1560 (Ref.)

PAB-B	40 mm	PAB-B	40 mm
BST(V/E)	130 mm	VBST	150 mm
murske (vanha tierunko)		PAB-O	40 mm
		murske (vanha tierunko)	

Kuva 22. Mt 661 Isojoen koe- ja referenssirakenteiden rakenneratkaisut.

Sideaineina stabiloinneissa käytettiin vaahdotettua bitumia B160/220 (referenssi 1 ja koeosuus 4), bitumiemulsiota K-0, jossa bitumina on B160/220 (koeosuus 2) ja vaahdotettua bitumia B70/100 (koeosuus 1).

Stabiloidun kerroksen runkoaineeksi oli vanhan tien rakenteen ja kuluskerroksen sekä soramurskeen 0 - 40 mm seos (referenssi 1 ja koeosuudet 2 ja 3) tai pelkkä murske stabiloitiin (koeosuus 4).

Pt 12895 Nakkila

Nakkilan bitumistabilointikoeosuudet on esitetty *taulukossa 16*. Stabilointikerroksen paksuuteen vaikuttavat mm. kantavuus, päällysteen paksuus ja kuivatus. Stabilointisyvyyden tulee ulottua vähintään 30-50 mm sitomattomaan kerrokseen. Stabiloinnin alla tulee olla vettä pois johtavaa kiviainesta vähintään 50 mm. TIEL:n ennakolta tekemän pintakerrosten rakeisuusselvityksen perusteella ja kustannussyistä päätettiin stabilointirakenteet toteuttaa ilman kohteen ulkopuolelta tuotavaa lisäkiviainesta.

Vaahto-bitumistabilointikoealueet (VBST) olivat ns. TIEL:n normaaliratkaisujen vertailurakenteita ja niille koostumuksen valitsi Tielaitos.

Taulukko 16. Bitumistabilointikoeosuudet (Nakkila).

Plv.	Menetelmä	Plv.	Olosuhde
0-700	Vaahto-bitumistabilointi	0-700	
700-900	Vaahto-bitumistabilointi (syväjyrsintä 350 mm)	700-900	suuri routanousu reunapainumaa paljon verkkohalk. kantav. parant.
900-1100	Vaahto-bitumistabilointi	900-1050	
		1050-1100	vähän routiva
1200-1310	EKB-emulsiostabilointi	1200-1250	vähän routiva
		1250-1310	kantav. parant.
1310-1380	Vaahto-bitumistabilointi	1310-1380	kantav. parant.

Paaluvälillä 700-900 suoritettiin esijyrsintä muista koealueista poiketen läpi molempien vanhojen öljysorakerrosten 350 mm syvyyteen. Esijyrsinnän jälkeen rakenne muotoiltiin ja tiivistettiin. Stabilointijyrsintä suoritettiin vain stabiloitavaan syvyyteen 150 mm. Muilla kohdilla (paitsi plv:llä 700-900) alemmaa ÖS-kerrosta ei rikottu ja vain ylempi ÖS-kerros ja sen alla oleva murskekerros jyrsittiin ja stabiloitiin. Kullakin menetelmällä rakennetut pituudet on esitetty *taulukon 16* vasemmassa sarakkeessa ja eri "olosuhteiden" pituudet kolmannessa sarakkeessa.

EKB-emulsiostabilointi (EKBEST) tehtiin emulsion toimittajan ohjeiden mukaan.

9.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 17.

Taulukko 17. Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1997-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Jutikkala	19153	26357	31126	35701
Vöyri	19500	27600	33000	38000
Isojoki	17236	25223	30510	35582
Nakkila	15200	22700	27700	32500

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Jutikkala	14304	15468	19389		
Vöyri			19422	12217	16135
Isojoki		11076	15756	8582	12851
Nakkila				7150	11078

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta noin keskimääräiseen talveen.

9.3. Roudan syvyys

Mt 718 Vöyri

Vöyriin koerakenteiden yhteydessä suurimmat roudansyvytydet vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 1,48 – 1,52 m (talvi 1998-99), välillä 1,38 – 1,39 (talvi 1999-2000) ja talvella 2001 suurin roudansyvyys oli 1,43 m. Rouda tunkeutui eri talvina pohjamaahan 0,59 – 0,73 m syvyyteen.

9.4. Routanousu

Mt 718 Vöyri

Koerakenteiden routanousut vaihtelivat talvella 1998-99 välillä 16 - 139 mm, talvella 1999-2000 välillä 9 - 130 mm ja talvella 2000-2001 välillä 15 - 117 mm. Pienimmät routanousut esiintyivät koerakenteen 1 alussa plv. 1980 – 2000, jossa myös rakennepaksuus oli suurin. Keskimääräiset routanousut vaihtelivat seurantalvien aikana koeosuuden 1 alussa plv. 1980 – 2000 välillä 14 – 28 mm, muualla koeosuudella 1 välillä 71 – 81 mm, koeosuudella 2 välillä 78 – 81 mm ja koeosuudella 3 välillä 73 – 79 mm.

9.5. Vastemittaukset

Antureilla mitattiin raskaan kuorma-auton pyörän aiheuttamaa lisäkuormitusta tierakenteeseen tasolle, jossa anturi sijaitsi. Paineanturit sijaitsivat välittömästi stabilointikerroksen alapuolella ja Jutikkalan tapauksessa lisäksi venymäanturit stabilointikerroksen alapinnassa.

Mt 718 Vöyri

Vastemittauksilla arvioitiin eripaksuisten bitumistabilointien toimivuutta ja kestoikää.

Paksummilla stabiloinneilla kuormituksen aiheuttama jännitys kasvoi suoraan akselipainon suhteessa. Ohuimmalla stabilointipaksuudella jännityksen kasvu kuormituksen lisääntyessä oli pienempi kuin paksummilla stabiloinneilla. Tämä on seurausta siitä, että sitomattomissa kerroksissa jännitys on suurempi, mikä aiheuttaa sitomattomien kerrosten moduulin kasvua ja parantaa niiden kykyä ottaa vastaan kuormitusta.

Kaikilla rakenteilla kuormituksen aiheuttama jännitys on kasvanut kolmen vuoden seurannan aikana. Paksummilla stabiloinneilla sitomattomiin kerrokseen kohdistuva jännitys on kohtuullisella tasolla, mutta ohuimmalla stabilointipaksuudella jännitys lähentelee jo 300 kPa syksynkin lämpötiloissa. Kuuminä kesäpäivinä jännitys lienee "hälyttävän" korkealla tasolla.

Jutikkala

Kuorma-auton aiheuttamaa venymää stabilointikerroksen alapintaan mitattiin rakentamisvuoden 1996 syksynä ja kaksi kertaa tämän jälkeen. Standardiakselin aiheuttama venymä oli alussa noin 200 μ S, mikä on melko suuri arvo näin paksulle sidotulle kerrokselle. Osuus päällystettiin seuraavana vuonna ja tämän jälkeisissä mittauksissa venymä oli molempina vuosina noin 120 μ S.

Mt 661 Isojoki

Tässä tapauksessa vastemittauksilla arvioitiin erityyppisten bitumistabilointien toimivuutta ja kestoikää. Koeosuuksien instrumentointina oli kaksi painanturia koeosuutta kohti. Työjärjestyksen takia anturit piti asentaa ennen stabilointia, joten anturit joutuivat työnaikana koville. Seurauksena oli, että ensimmäisen osuuden kumpikaan anturi ei toiminut edes alussa ja kaikilla osuuksilla ainakin toinen antureista meni epäkuntoon ennen seurannan loppua. Täten mittausten perusteella ei ole mahdollista verrata eri rakenteita keskenään, mutta rakenteen käyttäytymistä ajan suhteen voidaan hyvin arvioida.

Kaikilla alueilla kuorma-auton aiheuttama jännitys on seurannan aikana hieman pienentynyt, myös stabiloimattomalla vertailuosuudella. Tämä on seurausta veden hitaasta poistumisesta stabilointikerroksesta ja rakenteen jälkitiivistymisestä.

9.6. Kantavuus

Mt 718 Vöyri

Päällysteen päältä rakentamisen jälkeisenä syksynä 1998 mitattu kantavuus vaihteli koeosuudella 1 (BST 100 mm) välillä 196 - 281 MPa, keskiarvon ollessa 232 MPa, koeosuudella 2 (BST 140 mm) välillä 206 - 301 MPa, keskiarvon ollessa 240 MPa ja koeosuudella 3 (BST 180 mm) välillä 228 - 276 MPa, keskiarvon ollessa 245 MPa. Kolmena seuraavana keväänä (1999 – 2001) päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli koeosuudella 1 (BST 100 mm) välillä 166 - 316 MPa, keskiarvon ollessa 220 MPa, koeosuudella 2 (BST 140 mm) välillä 175 - 270 MPa, keskiarvon ollessa 212 MPa ja koeosuudella 3 (BST 180 mm) välillä 174 - 251 MPa, keskiarvon ollessa 209 MPa. Näistä mittaustuloksista voidaan päätellä, että koekohteissa stabilointipaksuudella ei ole vaikutusta tien kantavuuteen.

Jutikkala

Sitomattoman kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 08.07.1996 suoritetuissa mittauksissa bitumiemulsiostabilointiosuudella välillä 133 - 86 MPa, keskiarvon ollessa 154 MPa. Sidotun kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.07.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 185 - 219 MPa, keskiarvon ollessa 200 MPa eli stabilointi lisäsi kantavuutta noin 50 MPa.

Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.08.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 332 - 376 MPa, keskiarvon ollessa 359 MPa ja 20.08.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 370 - 488 MPa, keskiarvon ollessa 410 MPa.

Mt 661 Isojoki

Bitumistabiloinnin päältä (05.08.-97) mitattu kantavuus vaihteli koeosuudella 1 välillä 165 - 365 MPa, keskiarvon ollessa 222 MPa, koeosuudella 2 arvot olivat välillä 143 - 182 MPa, keskiarvon ollessa 160 MPa, koeosuudella 3 välillä 240 - 310 MPa, keskiarvon ollessa 274 MPa, koeosuudella 4 välillä 317 - 437 MPa, keskiarvon ollessa 376 MPa ja koeosuudella 5 välillä 226 - 395 MPa, keskiarvon ollessa 327 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli 16 °C.

Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli syyskuun 1997 mittauksissa koeosuudella 1 välillä 156 - 254 MPa, keskiarvon ollessa 200 MPa, koeosuudella 2 vaihteluväli oli 170 - 216 MPa, keskiarvon ollessa 192 MPa, koeosuudella 3 välillä 329 - 424 MPa, keskiarvon ollessa 391 MPa, koeosuudella 4 arvot olivat välillä 281 - 337 MPa, keskiarvon ollessa 308 MPa ja koeosuudella 5 välillä 198 - 358 MPa, keskiarvon ollessa 269 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli 8 °C.

Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli kesäkuun 1998 mittauksissa koeosuudella 1 välillä 138 - 286 MPa, keskiarvon ollessa 200 MPa, koeosuudella 2 välillä 152 - 204 MPa, keskiarvon ollessa 174 MPa, koeosuudella 3 arvot olivat välillä 189 - 387 MPa, keskiarvon ollessa 313 MPa, koeosuudella 4 välillä 263 - 375 MPa, keskiarvon ollessa 319 MPa, koeosuudella 5 välillä 177 - 342 MPa, keskiarvon ollessa 274 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli 15 °C.

Pt 12895 Nakkila

Taulukossa 18 on esitetty kolmen peräkkäisen syksyn kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabiloinnin yhteydessä.

Taulukko 18. Kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabiloinnin yhteydessä (Nakkila).

		Kantavuudet [MPa]		
		30.08.-99	23.10.-00	18.10.-01
Rakenne	Paalu	21 °C	9 °C	11 °C
EKBEST	1230-1270	184	222	225
VBST	1330-1370	170	192	198

Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot rakenteiden kantavuus on tarkasteluaikana lisääntynyt vain vähän.

9.7. Tasaisuus

Mt 718 Vöyri

Maksimiroudan aikaan keväällä 2001 5 m IRI-arvot vaihtelivat koeosuudella 1 (BST 100 mm) välillä 1,56 - 11,68 mm/m, keskiarvon ollessa 4,74 mm/m, koeosuudella 2 (BST 140 mm) välillä 1,24 - 7,94 mm/m, keskiarvon ollessa 3,91 mm/m ja koeosuudella 3 (BST 180 mm) välillä 1,08 - 8,60 mm/m, keskiarvon ollessa 3,57 mm/m.

Kesällä 5 m IRI-arvot vaihtelivat koeosuudella 1 (BST 100 mm) välillä 1,57 - 14,25 mm/m, keskiarvon ollessa 4,26 mm/m, koeosuudella 2 (BST 140 mm) välillä 1,72 - 9,02 mm/m, keskiarvon ollessa 4,00 mm/m ja koeosuudella 3 (BST 180 mm) välillä 1,62 - 7,85 mm/m, keskiarvon ollessa 3,93 mm/m.

5 m IRI-arvojen perusteella tien tasaisuus oli kaikilla koeosuuksilla luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin huonoksi.

Tasaisuus oli huono kaikilla osuuksilla ja huonoin ohuimmalla stabilointipaksuudella kaikkina ajankohtina.

Jutikkala

Bitumistabilointiosuuden IRI-arvo oli syksyllä 1996 1,5 mm/m ja syksyllä 1998 1,2 mm/m. Tasaisuuden paraneminen johtui uudelleen päällystämisestä mittausten välillä. Syksyllä 1998 bitumistabilointiosuuden tasaisuus oli erittäin hyvä.

Mt 661 Isojoki

Koekohteella tehtiin tasaisuusmittauksia rakentamissyksynä 14.11.1997 sekä seuraavan vuoden keväällä 29.4.1998 ja loppukesästä 12.8.1998. Stabilointiosuuksilla tasaisuus oli ensimmäisenä syksynä hyvä, IRI-arvot 1,01-1,38 mm/m. Stabiloimattomalla sitomattomalla rakenteella tasaisuus oli huonompi, mutta juuri hyväksyttävä, IRI-arvo 1,77 mm/m.

Seuraavana keväänä stabiloitujen osuuksien IRI-arvot kasvoivat 10-70 % ollen huonoimmalla osuudella 2,33 mm/m. Sitomattoman rakenteen tasaisuus parani huomattavasti arvoon 1,10 mm/m, mikä on erittäin epätavallista. Tällä osuudella routa ei aiheuttanut epätasaisuuden lisääntymistä, vaan alkutiivistyminen oikaisi aikaisempia epätasaisuuksia.

Loppukesästä tasaisuudet olivat erittäin hyviä, jopa alle 1 mm/m monella osuudella. Pahimmin routanousuista kärsinyt osuus jäi tasaisuus-arvoon 1,32 mm/m, mikä on kuitenkin erittäin hyvä kyseisen luokan tielle.

Pt 12895 Nakkila

Vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabilointiosuuksien 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä 2001 välillä 0,61 - 14,75 mm/m, keskiarvon ollessa 2,82 mm/m ja

kesällä 2001 välillä 0,36 – 15,8 mm/m, keskiarvon ollessa 1,85 mm/m. Taisaisuus oli sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin hyvä.

9.8. Vauriot

Mt 718 Vöyri

Talven 1998-99 jälkeen havaittiin ensimmäiset vauriot tien päällysteessä. Vauriot olivat tyypiltään pituushalkeamia ja keskittyivät pääosin 0,5 metrin etäisyydelle tien keskilinjasta (yhteispituus 16 m/300 m, halkeaman leveys 1 – 5 mm).

Talven 1999-2000 jälkeen päällystevauriot olivat lisääntyneet selvästi edelliseen vuoteen verrattuna (yhteispituus 68 m/300 m, halkeaman leveys 3 – 10 mm). Talven 2000-2001 jälkeen päällystevauriot olivat edelleen lisääntyneet. Pituushalkeamista 5 -10 mm leveitä halkeamia oli 13 m/300 m ja 1 - 5 mm leveitä halkeamia oli 51 m/300 m.

Pituushalkeamien lisäksi havaittiin ensimmäiset verkkohalkeamat osuudella, jossa bitumistabilointikerroksen paksuus oli 100 mm. Verkkohalkeamaa esiintyi ulkourassa plv. 2030 – 2036 ja plv. 2073 – 2080.

Koeosuuksien vauriosummat olivat keväällä 2001 seuraavat: BST 100 mm 7,9 m²/100 m, BST 140 mm 0,6 m²/100 m ja BST 180 mm 2,3 m²/100 m. Ohuimmalla stabilointipaksuudella oli siis jo huomattavaa vaurioitumista, kun taas paksummilla stabilointipaksuuksilla vaurioituminen oli vielä hyvin vähäistä.

Jutikkala

Bitumiemulsiostabilointiosuudella syntyi vuonna 1997 aluksi painuma oikean kaistan vasemmalle uralle osuuden loppuosalle muutaman metrin matkalle. Päällyste oli vauriokohdalla ja sen ympäristössä silmäämääräisen tarkastelun perusteella muuta päällystettä harvempaa. Vaurion suurimpana syynä oli veden pääsy rakenteeseen sekä kiviaineksen hienoainesominaisuudet. Päällysteeseen syntyi verkkohalkeamia ja vaurioalue paikattiin paaluväliiltä 466-454 leveydeltään noin 60-100 cm. Muilta osin koeosuus oli moitteettomassa kunnossa.

Lisävaurioiden estämiseksi tielaitos päällysti koealueen uudelleen alkusyksystä 1997, mikä vaikeutti koeosuuden toiminnan ja kestävyysarvioimista. Uudelleen päällystämisen jälkeen koeosuudella ei ollut vaurioita kartoitusten mukaan, joista viimeisin tehtiin 2.6.1999.

Mt 661 Isojoki

Kohteessa on jonkin verran routanousun aiheuttamia pituushalkeamia keskisaumassa ja tien reuna-alueilla. Kahdella ensimmäisellä osuudella hal

keamia on hieman runsaammin. Kolmas osuus oli tasaisuudeltaan huonoin ja siinä oli neljä poikkihalkeamaa, mutta vain muutama aivan lyhyt pituushalkeama. Yleisesti ottaen tien vauriot ovat hyvin vähäisiä, eikä liikennekuormituksen aiheuttamia vaurioita ole vielä havaittavissa.

Pt 12895 Nakkila

Vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabilointiosuuksilla havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 617 m/580 m. Pituushalkeamat sijaitsivat pääasiassa tien molemmilla reunoilla ja halkeamien leveydet olivat alle 5 mm. Lisäksi viidesssä kohdassa oli päällysteelle tehty pieni korjauspaikkaus (syy ei ole tiedossa). Syksyllä tie oli hyvässä kunnossa monien halkeamien mentyä kesän aikana umpeen.

10. KOMPOSIITTIRAKENNE

10.1. Rakenteet

Komposiittikoerakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Jutikkalan liittymä (1996) /14/,
- Pt 12895 Nakkila (1999) /16/ ja
- Vt 19 Seinäjoki (1999) /17/.

Komposiittirakenteet olivat keskenään aivan erityyppisiä. Jutikkalassa avoimeen asfalttibetoniin imeytettiin sementtilaasti. Seinäjoella komposiitti tehtiin asemalla kylmäsekoituksena asfalttirouheesta, hienosta hiekasta, murskeesta ja sementistä. Massa levitettiin ja tiivistettiin kuten kuumapäälysteetkin. Nakkilassa tehtiin komposiittistabilointi kylmäsekoituksena tiellä, missä rouhittu öljysora, murske ja sementti sekoitettiin stabilointijyrsimellä ja samalla joukkoon ruiskutettiin bitumiemulsio. Tämän jälkeen tie muotoiltiin ja tiivistettiin.

Jutikkala

Komposiittirakenne koostui komposiittikerroksesta paksuudeltaan 50 mm ja sen alla olevasta asfalttibetonikerroksesta AB20/100 paksuudeltaan 40 mm. Komposiitin alla olevassa asfalttibetonissa kiviaines oli Lujakallion KaM 0-20 mm. Komposiittikerros oli avoin asfaltti AA20 (B-120), johon oli imeytetty sementtilaasti. Kulutuskerroksena oli AB20/100, jonka kiviaineksena oli Kahamäen kalliomurske. Kalliomurske oli karkeampaa kuin suunniteltu maksimiraekoko 20 mm. Massan maksimiraekokona voitiin rakeisuuskäyrän perusteella pitää raekokoa 25 mm.

Taulukossa 19 on esitetty komposiittikoerakenteen rakennekerrokset ja rakennusaikaisen paalutuksen mukainen sijainti. Komposiittiosuus oli kallioleikkauksessa. Sitomaton kantava kerros oli Hakinmäen soramursketta 0-32 mm ja kerroksen paksuus oli 200 mm. Rampin poikkileikkaus oli 10/7 ja sisäluiskan kaltevuus oli 1:3.

Taulukko 19. Jutikkalan komposiittikoerakenne.

RAKENNEKERROS	Koerak. V Plv 820-920
PÄÄLLYSTE	AB20 40 mm
SIDOTTU KANTAVA	KOMPOSIITTI 50 mm
KERROS	AB20 40 mm
SITOMATON KANTAVA KERROS	SrM 200 mm
JAKAVA KERROS	Sr
POHJAMAA	Ka

Pt 12895 Nakkila

Nakkilan komposiittimassan koostumukseen vaikuttivat mm. vanhan ÖS-kerroksen paksuus ja stabilointisyvyys. Tien pinnassa olleen vanhan öljysorakerroksen paksuudesta johtuen stabiloitavan massan rouhepitoisuus oli noin 50 %. Komposiittimassan koostumus valittiin taulukon 20 mukaiseksi.

Taulukko 20. Komposiittimassan koostumus koealueilla.

	m-%
ÖS-rouhe (tieltä)	50
Murske (tieltä 0-35mm)	50
Rapid-sementtipitoisuus	1
Valittu lisäbitumipitoisuus	2,9
Optimikosteus	6,2
Valittu vesipitoisuus	3,6

Kiviainesten osuudet on ilmoitettu prosentteina kuivan runkoaineksen painosta. Sementtipitoisuus ja vesipitoisuus on ilmoitettu prosentteina kuiva-ainesten (kuiva runkoaines+sementti) painosta. Massan koostumus valittiin suhteituskokeiden perusteella ja kerrospaksuudet mitoituslaskelmin. Komposiittikerroksen paksuudeksi saatiin mitoituksen perusteella 140 mm. Koerakenteet toteutettiin kahdella stabilointipaksuudella 120 mm ja 160 mm. Taulukossa 21 on esitetty komposiittikoerakenneosuudet.

Taulukko 21. Nakkilan komposiittikoerakenteen osuudet.

Menetelmä		Plv.	Stab. kerrospaksuus mm	Olosuhde
Komposiittistabilointi		1100-1200	120	vähän routiva
Komposiittistabilointi		1380-1430	160	kantav. parant.
		1430-1520	160	ei kantav. parant.

Vt 19 Seinäjoki

Vt 19 Seinäjoen komposiittikoerakenteessa kantavan kerroksen komposiittimassa valmistettiin rakennustyön aikana asemasekoitteisena. Komposiittimassojen koostumukset ovat taulukon 22 mukaiset.

Taulukko 22. Komposiittien koostumukset A ja B vt 19:lla (Seinäjäjoki).

Koostumus	Valtatie 19	
	A	B
	%	%
Harjunevan hiekka 0 – 0,5mm	7	7
Murske Lepoo 0 – 6 mm	30	30
Vt19:n rouhe (kuiva)	63	63
Sementtipitoisuus	4	3
Vesipitoisuus	6,9	6,9
KERROSPAKSUUS	mm	mm
Komposiittikerros	50	50

Kiviainesten osuudet on ilmoitettu prosentteina kuivan runkoaineen painosta. Sementtipitoisuus ja vesipitoisuus on ilmoitettu prosentteina kuiva-ainesten (kuiva runkoaines+sementti) painosta.

Koekohteeseen rakennettiin neljä komposiittikoealuetta ja vertailurakenne.

Koealueiden sijainnit ja tyypit on esitetty taulukossa 23. Kaikki koealueet tehtiin laatikkojyrksitylle AB-alustalle. Komposiitit A ja B erosivat toisistaan sementtipitoisuudeltaan. Koealueilla vaihdeltiin myös kulutuskerrospäällystettä, koska SMA on normaalityyppinen tällä liikennemäärällä, mutta asfaltti-betoni suojaa tiiviimpänä paremmin suolavesiltä alla olevaa komposiittia. Ennen päällystämistä komposiittipinnalle levitettiin bitumiemulsiota noin 0,5 kg/m². Koealueiden 4 ja 5 välillä on komposiitista tehty 0-50 mm paksu siirtymäkiila, koska vertailukoealueelle ei levitetty lainkaan uutta massaa kulutuskerroksen alle.

Taulukko 23. Toteutetut rakenteet Vt 19:n koealueilla 1-5 (Seinäjäjoki).

Koe-alue	Etäisyys tieos. al. m	Komposiittikerros			Päällyste	Pituus, m
		Tyyppi	paksuus mm	sem %		
1	1500-1600	Komp A	50	4	SMA 18/100	100
2	1600-1700	Komp A	50	4	AB 18/100	100
3	1700-1800	Komp B	50	3	AB 18/100	100
4	1800-1900	Komp B	50	3	SMA 18/100	100
5	1920-2020	-	-	-	SMA 18/100	100

10.2. Vastemittaukset

Jutikkala

Komposiittikerroksen alapinta on niin lähellä rakenteen neutraaliakselia, että komposiittiin syntyi liikennekuormituksesta hyvin pieniä muodonmuutoksia. Päällysteen alapintaan syntyi myös melko pieniä muodonmuutoksia (noin 65 μS), koska sidotut kerrokset olivat paksut. Tie oli liikenteellä vain kolme vuotta, jona aikana vastemittaukset tehtiin kolme kertaa. Tänä aikana ei tapahtunut muutoksia liikennekuorman aiheuttamissa muodonmuutoksissa.

Pt 12895 Nakkila

Antureilla mitattiin raskaan kuorma-auton pyörän aiheuttamaa lisäjännitystä tierakenteeseen tasolle, jossa anturi sijaitti. Paineanturit sijaitsivat välittömästi stabilointikerroksen alapuolella.

Välittömästi rakentamisen jälkeen komposiittiosuudella jännitykset olivat pienempiä kuin muilla stabiloiduilla osuuksilla. Seurannan aikana kahden vuoden kuluttua erot jännityksissä olivat tasaantuneet.

Vt 19 Seinäjoki

Vastemittaukset tehtiin rakentamisen jälkeisenä syksynä 1999. Mitattavana suurena oli venymä vanhan asfalttikerroksen alapinnassa. Standardiakselin aiheuttamat venymät olivat komposiittirakenteelle 140 μS ja referenssirakenteelle yli 160 μS 18 °C:n lämpötilassa. Arvot olivat melko suuria, kun otetaan huomioon, että sidotut kerrokset ovat huomattavan paksut. Tämä merkitsee sitä, että vanha asfalttikerros lienee jo aika heikko.

Kahden vuoden kuluttua tehdyissä mittauksissa venymät olivat komposiittietä sekä referenssialueella hyvin pieniä ja mittaussignaaleissa oli häiriötä. Anturit ovat saattaneet vaurioitua, koska venymien pienenemiselle ei varsinkaan referenssialueella ole järkevää selitystä.

10.3. Kantavuus

Jutikkala

Sitomattoman kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 08.07.1996 suoritettussa mittauksessa komposiittikoeosuudella välillä 146 - 188 MPa, keskiarvon ollessa 173 MPa. Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.08.1996 suoritettussa mittauksessa välillä 424 - 477 MPa, keskiarvon ollessa 455 MPa ja 20.08.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 433 - 617 MPa keskiarvon ollessa 523 MPa.

Pt 12895 Nakkila

Taulukossa 24 on esitetty kolmen peräkkäisen syksyn kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabiloinnin yhteydessä.

Taulukko 24. Kolmen peräkkäisen syksyn kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumi- ja EKB-emulsiostabiloinnin yhteydessä (Nakkila).

		Kantavuudet [MPa]		
		30.08.-99	23.10.-00	18.10.-01
Rakenne	Paalu	21 °C	9 °C	11 °C
KOST I	1130-1170	168	202	211
KOST II	1430-1470	228	213	221

Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot KOST I rakenteen kantavuus on tarkasteluaikana lisääntynyt vain vähän.

10.4. Tasaisuus

Jutikkala

Komposiittiosuuden IRI-arvo oli syksyllä 1996 2,4 mm/m ja syksyllä 1998 1,4 mm/m. Komposiittiosuudella vuoden 1996 IRI-arvo ei ole vertailukelpoinen vuoden 1998 IRI-arvon kanssa, koska keskeneräisen työmaan vuoksi vuonna 1996 ei voitu ajaa koealueen läpi, vaan vauhtia jouduttiin jarruttamaan ennen osuuden loppua. Syksyllä 1998 komposiittiosuuden tasaisuus oli erittäin hyvä.

Pt 12895 Nakkila

Komposiittiosuuksien 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä 2001 välillä 0,48 – 5,98 mm/m, keskiarvon ollessa 2,04 mm/m ja kesällä 2001 välillä 0,42 – 9,18 mm/m, keskiarvon ollessa 1,74 mm/m. Tasaisuus oli keväällä 2001 keskimäärin hyvä ja kesällä keskimäärin erittäin hyvä.

Vt 19 Seinäjoki

Komposiittiosuuksien 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä 2001 välillä 0,55 – 4,07 mm/m, keskiarvon ollessa 1,40 mm/m ja kesällä 2001 välillä 0,30 – 4,76 mm/m, keskiarvon ollessa 1,19 mm/m. Tasaisuus oli sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin erittäin hyvä.

10.5. Vauriot

Jutikkala

Vauriokartoitusten mukaan koeosuudella ei ollut silmämääräisen tarkastelun perusteella havaittavia vaurioita. Moottoritien väliaikainen liittymä vanhalle valtatielle 3 purettiin loka- marraskuussa 1999.

Pt 12895 Nakkila

Komposiittiosuudella havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 122 m/240 m. Pituushalkeamat sijaitsivat pääasiassa tien molemmilla reunoilla ja halkeamien leveydet olivat alle 5 mm. Lisäksi viidessä kohdassa oli päällysteelle tehty pieni korjauspaikkaus.

Vt 19 Seinäjoki

Kahden vuoden seurannan jälkeen osuuksilla, joilla on SMA-päällyste, on vain yksi poikkihalkeama, sekä molemmilla komposiittiosuuksilla että referenssiosuudella.

Molemmilla komposiitti-osuuksilla, joilla on AB-päällyste, on halkaisijaltaan 0,5 m ja 20 mm syvä painuma, jossa on kaarevia halkeamia. Lisäksi molemmilla osuuksilla on muutama poikkihalkeama ja varsinkin pienemmän sementtiprosentin omaavalla komposiittiosuudella on ajourassa useita lyhyitä poikkihalkeamia.

11. SITOMATTOMAN MURSKEEN KOERAKENTEET

11.1. Rakenteet

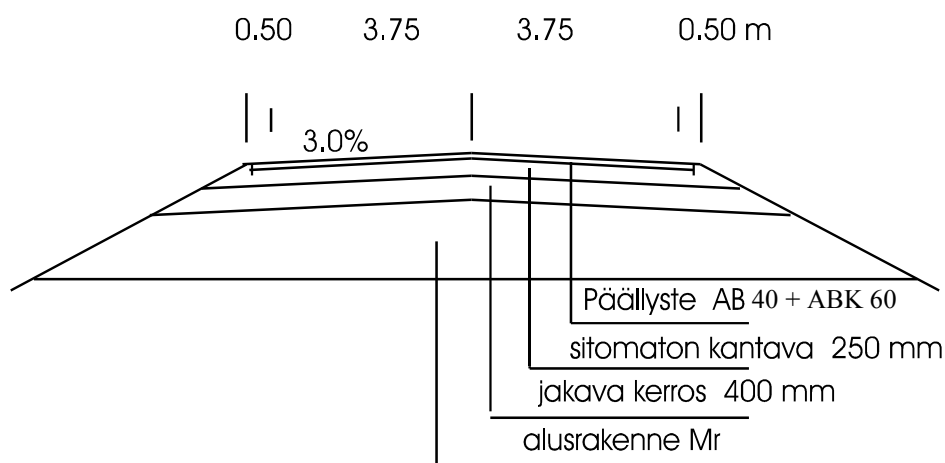
Sitomattoman murskeen koerakenteita toteutettiin Vt 5 Juvalla (1996) /15/.

Juvan kohteessa rakennettiin kolme rakennetta, joissa muuttujana oli sitomattoman kantavan kerroksen materiaali. Kuvassa 23 on esitetty koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus ja taulukossa 25 koerakennetiedot alueittain. Koerakenteiden jakava kerros tehtiin talvella ja kantava kerros keväällä. Kohteen koerakenteet olivat:

Referenssirakenne oli paaluvälillä 700 – 800. Sama rakenne jatkui aina paalulle 930 asti. Kiviaines oli Kauniston kallioalueen hyvälaatuinen kalliomurske.

Koerakenne I sijaitsi paaluvälillä 610 – 700. Kantavan kerroksen materiaali oli Valkeajärven soramurske, jota kiviainesta oli käytetty ko. tiesuunnitelman muissakin kohteissa.

Koerakenne II oli rakennettu paaluvälille 490 – 610. Koealueen kantavan kerroksen materiaali oli Keromäen alueen kalliomursketta, jonka kiillepitoisuus oli yli 25 %.



Kuva 23. Vt 5 Juvan koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus.

Taulukko 25. Juvan koerakenteet.

RAKENNE/KERROS	Referenssirakenne Plv. 700 – 800	Koerakenne I Plv. 600 – 700	Koerakenne II Plv. 500 – 600
PÄÄLLYSTE	AB20/100 40mm	AB20/100 40mm	AB20/100 40 mm
SIDOTTU KANTAVA	ABK32/150 60 mm	ABK32/150 60 mm	ABK32/150 60 mm
SITOMATON KANTAVA KERROS	KaM Hyvälaatuinen 250 mm	SrM 250 mm	KaM Huonolaatuinen 250 mm
JAKAVA KERROS	Sr 400 mm	Sr 400 mm	Sr 400 mm
POHJAMAA	Mr	Mr	Mr

11.2. Vastemittaukset

Paineantureilla mitattiin liikkuvan pyörän aiheuttamaa lisäkuormitusta tierakenteeseen tasolle, jossa anturi sijaitsi. Anturit olivat välittömästi kantavan kerroksen alapuolella.

Mittauksia tehtiin rakentamisvuonna 1996 ja kolmena vuonna sen jälkeen, viimeksi 2001. Mittaukset tehtiin ajoneuvolla, jossa oli yksittäiset akselit sekä paripyörillä että yksittäisillä pyörillä varustettuna. Molemmilla pyörätyypeillä käytettiin akselipainona 80 kN, 100 kN ja 115 kN.

Yksittäispyörä aiheutti kantavan kerroksen alapuolelle yleensä 10-20 % suuremman jännityksen kuin vastaavan painoinen paripyörä.

Rakentamisvuoden mittauksissa standardiakselin aiheuttamat jännitykset olivat suunnilleen samalla tasolla (120 kPa) kaikilla rakenteilla, hyvälaatuksella murskeella kuitenkin hieman alempana.

Ajan mukana kaikkien alueiden jännitykset kasvoivat vuoteen 2000 asti. Kiillepitoisen materiaalin painearvot olivat vuoden 2000 mittauksissa jatkaneet kasvua lineaarisesti, kun taas jännitykset muilla alueilla olivat pysyneet vuoden 1998 tasolla. Mitatut paineet kantavan kerroksen alapinnassa vuonna 2001 päällystämisen jälkeen luonnollisesti pienenevät, mutta kiillepitoisen rakennemateriaalin suhteellinen ero muihin materiaaleihin säilyi ennallaan tai jopa hieman kasvoi.

11.3. Kantavuus

Kantava kerros rakennettiin keväällä 1996 ja päällyste elokuussa 1996. Kohteessa suoritettiin pudotuspainolaitemittauksia ennen päällysteen tekemistä touko- ja heinäkuussa 1996.

Vuoden 1996 toukokuussa suoritetussa mittauksessa kantavuus vaihteli koerakenteessa II (Keromäki KaM, kiillepitoinen) välillä 103 - 245 MPa, keskiarvon ollessa 172 MPa, koerakenteessa I (Valkeajärvi SrM) välillä 93 - 131 MPa, keskiarvon ollessa 114 MPa ja referenssirakenteessa (Kaunisto KaM) välillä 107 - 188 MPa, keskiarvon ollessa 156 MPa.

Vuoden 1996 heinäkuussa suoritetussa mittauksessa kantavuus vaihteli koerakenteessa II (Keromäki) välillä 141 - 162 MPa, keskiarvon ollessa 150 MPa, koerakenteessa I (Valkeajärvi) välillä 139 - 162 MPa, keskiarvon ollessa 147 MPa ja referenssirakenteessa (Kaunisto) välillä 139 - 180 MPa keskiarvon ollessa 159 MPa.

Ensimmäisessä (06.05.) vuonna 1998 päällysteen päältä suoritetussa mittauksessa kantavuus vaihteli koerakenteessa II (Keromäki KaM) välillä 295 - 451 MPa, keskiarvon ollessa 405 MPa, koerakenteessa I (Valkeajärvi SrM) välillä 329 - 489 MPa, keskiarvon ollessa 387 MPa ja referenssirakenteessa (Kaunisto KaM) välillä 291 - 511 MPa, keskiarvon ollessa 414 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli tällöin 9 °C.

Toisessa (15.05.) vuonna 1998 suoritetussa kantavuusmittauksessa arvot olivat täysin samansuuntaiset ensimmäisen mittauksen kanssa. Keskiarvot olivat vastaavilla osuuksilla 389 MPa, 383 MPa ja 444 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli tällöin 14 °C. Kolmannessa (28.07.) vuonna 1998 suoritetussa mittauksessa keskiarvot olivat 377 MPa, 389 MPa ja 432 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli tällöin 15 °C.

Neljännessä (14.10.) vuonna 1998 suoritetussa mittauksessa kantavuus vaihteli koerakenteessa II (Keromäki KaM) välillä 279 - 428 MPa, keskiarvon ollessa 355 MPa, koerakenteessa I (Valkeajärvi SrM) välillä 317 - 470 MPa, keskiarvon ollessa 375 MPa ja referenssirakenteessa (Kaunisto KaM) välillä 314 - 500 MPa, keskiarvon ollessa 430 MPa. Keskimääräinen mittauslämpötila oli tällöin 5 °C.

11.4. Tasaisuus

Rakentamisen jälkeen syksyllä 1996 mitatut IRI-arvot vaihtelivat koealueilla välillä 0,75 – 2,14 mm/m. Koealueen II IRI-arvo oli 1,35 mm/m, koealueen I 1,65 mm/m ja referenssialueen 1,85 mm/m. Uuden päällysteen laatuvaatimus on 1,6 mm/m, joten vain koealue II täytti laatuvaatimuksen.

Vuoden 1998 IRI-arvot olivat välillä 0,75 – 1,28 mm/m. Koealueen II IRI-arvo oli 0,80 mm/m, koealueen I 1,15 mm/m ja referenssialueen 1,25 mm/m. Koealueen sisäisessä tasaisuusvaihtelussa oli havaittavissa eroja. Tuloksista näkyy tasaisuuden parantuminen seurantamittauksissa. Tasaisuusmuutoksen syynä oli kohteella tehty päällysteen Remix-käsittely. Mitatut tasaisuudet olivat kaikilla osuuksilla erittäin hyviä.

11.5. Vauriot

Juvan koekohteella ongelmana oli levityskaistan ja vanhan ajoradan välisen sauman halkeilu. Sauman halkeilu ja repeily korjattiin keväällä 1998 Remix-käsittelyllä. Viimeisimmän vauriotarkastuksen (vuonna 2001) mukaan koealueella oli saumojen suhteen sama ongelma. Sauma oli koealueilla lähes kauttaaltaan halkeillut ja/tai irti tai jo saumattu tai paikattu 0,6-1,05 m:n levyisellä paikkauksella.

Saumavaurioiden ja poikkihalkeamien lisäksi muita vaurioita ei ollut havaittavissa ennen kevättä 2000, jolloin oikeanpuoleiseen ajouraan oli syntynyt verkkohalkeamaa. Vauriot lisääntyivät koko ajan ja kohde päällystettiin kesällä 2001 massalla SMA16/90.

Varsinaisella koekentällä verkkohalkeamaa oli kiillepitoisen materiaalin osuudella 53 m, soramurskealueella 52 m ja hyvälaatuisella materiaaliosuudella 28 m. Referenssirakenteen materiaalia oli käytetty aina paalulle 930 asti. Paalivälillä 800 - 900 verkkohalkeamaa oli oikeassa ajourassa 57 m:n matkalta ja vasemmassa ajourassa 7 m:n matkalta. Koekenttää ennen oleva materiaali oli samaa kuin koerakenteen I soramurske ja oikea ajoura oli koko 100 m:n matkalta verkkohalkeamilla.

Koko koerakenne ja lähes koko ohituskaista vaurioitui miltei samanaikaisesti neljän vuoden kuluttua rakentamisesta. Päällysteelle tehtiin Remix-käsittely tosin jo vuoden päästä rakentamisesta.

Pahiten vaurioituneiden kohtien oikean uran syvyys oli suurimmillaan noin 20 mm ja vasemman uran 12 mm. Vaurioitumattoman uran syvyys oli 2 - 4 mm, mikä oli nastarenkaan aiheuttamaa kulumista. Paaluvälillä 770 -800 oli ajourissa mastiksia kulunut kivien ympäriltä runsaasti ja kiviä oli irronnut päällysteestä.

12. PAKSUT BITUMILLA SIDOTUT KERROKSET

12.1. Rakenteet

Paksuja bitumilla sidottuja kerroksia toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Jutikkalan liittymä (1996) /14/,
- Kehä III (1995) /13/ ja
- Kehä II (1999) /18/.

Jutikkala

Jutikkalan koekohteeseen rakennettiin kaksi koerakennetta (III ja IV), joissa sidottu kantava kerros oli asfalttibetonia. Koerakenteessa III sideaine oli B80 (4,4 %) ja kiviaineksen maksimiraekoko 32 mm, jonka tunnus oli ABK32 (B80). Koerakenteessa IV sideaine oli B25 (4,5 %) ja kiviaineksen maksimiraekoko 32 mm, jonka tunnus oli ABK32 (B25).

Taulukossa 26 on esitetty Jutikkalan ABK-koerakenteet ja rakennusaikaisen paalutuksen mukainen sijainti. Koeosuuksilla pohjamaa oli moreenia. Jakava kerros oli Hakinmäen sora-alueen soraa 0-65 mm ja jakavan kerroksen paksuus oli 700 mm. Sitomaton kantava kerros oli Hakinmäen soramursketta 0-32 mm ja kerroksen paksuus oli 200 mm.

Sidotun kantavan kerroksen kiviaineksena oli ABK-rakenteissa Lujakallion kalliomurske 0-25 mm. Kulutuskerroksena oli AB20/100, jonka kiviaineksena oli Kahamäen kalliomurske. Kalliomurske oli karkeampaa kuin suunniteltu maksimiraekoko 20 mm. Massan maksimiraekokona voitiin rakeisuus-
käyrän perusteella pitää raekokoa 25 mm. Rampin poikkileikkaus oli 10/7 ja sisäluiskan kaltevuus oli 1:3.

Taulukko 26. Jutikkalan ABK-koerakenteet.

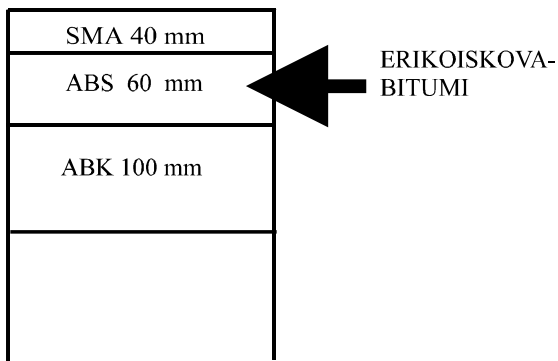
RAKENNEKERROS	Koerak. III Plv 540-640	Koerak. IV Plv 640-740
PÄÄLLYSTE	AB20 40 mm	AB20 40 mm
SIDOTTU KANTAVA KERROS	ABK32 (B80) 60 mm	ABK32 (B25) 60 mm
SITOMATON KANTAVA KERROS	SrM 200 mm	SrM 200 mm
JAKAVA KERROS	Sr 700 mm	Sr 700 mm
POHJAMAA	Mr	Mr

Kehä III

Kehä III koerakenteessa 9 oli 200 mm maabetoni korvattu bitumisella rakenteella, joka koostui erikoiskovasta bitumista (Gilsonite 17 % sideainesta) tehdystä 60 mm sidekerroksesta ja 40 mm lisästä ABK-kerrokseen. Kuvassa 24 on esitetty koerakenteen päällysrakennekerrokset.

PLV 5700 - 5890 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 9



Kuva 24. Kehä III koerakenteen 9 päällysrakennekerrokset.

Kehä II

Kehä II:lla vertailtiin koerakennetta (AB (B-200)+ABS (Gilsonite 17 % sideainesta)+SMA) vilkkaasti liikennöidyn tien normaalirakenteeseen (ABK+SMA). Koerakenteen alin kerros oli hyvin vetoa kestävä (mutta ei jäykkä) AB-kerros, jonka kyky kestää vetorasitusta oli laboratoriokokeiden mukaan 100-kertainen tavalliseen ABK:iin verrattuna. Seuraava kerros oli erittäin jäykkä ABS, joka jakaa kuormaa. Kulutuskerroksena molemmissa rakenteissa oli normaali SMA, joka oli suunniteltu tehtäväksi vasta kahden vuoden kuluttua tien avaamisesta liikenteelle (kuva 25).

ABS:n vedonkesto-ominaisuus ei ollut kovin tärkeä, koska kerros oli lähellä neutraaliakselia, eikä joutunut vetorasituksille alttiiksi. Koerakenteen idea oli siinä, että sidottujen kerrosten materiaalit oli valittu kerroksittain siten, että niiden toiminnalliset ominaisuudet olivat juuri siinä kerroksessa optimaaliset.



Kuva 25. Kehä II koerakenne ja vertailurakenne.

12.2. Vastemittaukset

Jutikkala

Mittauksissa seurattiin kuorma-auton asfalttikerroksen alapintaan aiheuttamia venymiä. Mittaukset tehtiin ajoneuvolla, jossa oli yksittäiset akselit sekä paripyörillä että yksittäisillä pyörillä varustettuna. Molemmilla pyörätyypeillä käytettiin akselipainona 80 kN, 100 kN ja 115 kN.

Mittaukset tehtiin rakentamisen jälkeen syksyllä 1996 ja kaksi kertaa tämän jälkeen. Yksittäispyörä aiheutti asfalttikerroksen alapintaan noin 25 % suuremmat venymät kuin vastaavan painoinen paripyörä. Standardi akseli aiheutti kummallekin rakenteelle asfalttikerroksen alapintaan noin 100 μ S venymän 5 °C lämpötilassa.

Vuoden 1996 alkumittauksissa venymät ABK32 (B80)-massalla olivat tasolla 90 - 110 μ S ja ABK32 (B25)-massalla tasolla 90 - 120 μ S. Sen sijaan antureiden käyttäytyminen oli epä johdonmukaista jatkomittauksissa. Vuosien 1998 ja 1999 jatkomittauksissa antureiden antamat venymät ovat huomattavasti pienentyneet lähes kaikilla antureilla. Venyvät putosivat molemmilla alueilla tasolle 20 - 50 μ S.

Ainoastaan ABK32 (B25)-alueella yksi anturi (J44) on toiminut oletetulla tavalla koko mittausjakson ja sen mukaan venymätaso on pysynyt alkuperäisellä tasolla tai kasvanut vain hieman. Myös ABK32 (B80)-alueen yksi anturi (J35) toimi kaksi vuotta samalla tavalla ja tämänkin mukaan venymätaso pysyi alkuperäisellä tasolla.

Epäjohdonmukaisen käyttäytymisen aiheutti se, että kuormituksen aiheuttamat venymät rakenteen alapintaan eivät ole välittyneet antureiden venymäliuskoihin. Syynä voivat olla ABK-kerroksen alapintaan syntyneet halkeamat tai itse anturin irtoaminen liimauksesta tai venymäliuskan osittainen irtoaminen liimauksestaan. Ko. tekniikkaa on käytetty monissa kohteissa useiden vuosien ajan, eikä aiemmin ole havaittu anturin tai venymäliuskan irtoamista liimauksistaan.

Kehä II

Ensimmäiset mittaukset tehtiin rakentamisvuoden 2000 syksynä. Kuormittavana autonä oli kaksiakselinen vetoauto ilman perävaunua. Ensimmäisellä akselilla oli tavallinen yksittäispyörä (etupyörä) ja toisella paripyörä. Paripyörällä käytettiin akselipainona 80 kN, 100 kN ja 115 kN.

Yksittäispyörä (etupyörä) aiheutti noin 50 % suuremmat jännitykset kantavaan kerrokseen ja venymät päällysteen alapintaan kuin vastaavan painoinen paripyörä. Perinteisellä rakenteella mitatut vasteet olivat noin 100 % suuremmat kuin koerakenteella.

Seuraavana vuonna mitatut vasteet pysyivät samalla tasolla. Vertailua hankaloittaa se, että koerakenne sidottujen kerrosten osalta tuli 25 mm paksummaksi kuin perinteinen rakenne.

12.3. Kantavuus

Jutikkala

Sitomattoman kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 08.07.1996 suoritettussa mittauksessa ABK B80 - osuudella välillä 166 - 184 MPa, keskiarvon ollessa 172 MPa ja ABK B25 - osuudella välillä 128 - 211 MPa, keskiarvon ollessa 161 MPa. Sidotun kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.07.1996 suoritettussa mittauksessa ABK B80 - osuudella välillä 216 - 218 MPa, keskiarvon ollessa 217 MPa ja ABK B25 - koeosuudella välillä 213 - 228 MPa, keskiarvon ollessa 219 MPa.

Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.08.1996 suoritetuissa mittauksissa ABK B80 - koeosuudella välillä 304 - 335 MPa, keskiarvon ollessa 315 MPa ja ABK B25 - koeosuudella välillä 307 - 323 MPa, keskiarvon ollessa 315 MPa ja 20.08.1996 suoritettussa mittauksessa 26 °C lämpötilassa ABK B80 - osuudella välillä 345 - 417 MPa, keskiarvon ollessa 377 MPa ja ABK B25 - osuudella välillä 312 - 397 MPa, keskiarvon ollessa 361 MPa.

Kehä III

Kantavuuden arvioitiin olevan niin korkean, että sen mittaamista ei pidetty tarpeellisena.

Kehä II

Pudotuspainomittaus tehtiin tien valmistuttua lokakuussa 2000 päällysteen lämpötilan ollessa 12 °C. Perinteisen rakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 488 – 838 MPa keskiarvon ollessa 651 MPa. Koerakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 530 – 903 MPa keskiarvon ollessa 730 MPa.

12.4. Tasaisuus

Jutikkala

ABK B80 - osuudella tasaisuus IRI-arvona oli syksyllä 1996 1,9 mm/m ja ABK B25 – osuudella 1,6 mm/m. Uuden päällysteen laatuvaatimus IRI-arvolle on 1,6 mm/m, joten ABK B80 – osuus ei täyttänyt laatuvaatimusta. Vastaavasti syksyllä 1998 ABK B80 - osuudella IRI-arvo oli 1,6 mm/m ja ABK B25 – osuudella 2,1 mm/m. Tasaisuudeltaan osuudet oli luokiteltavissa hyviksi.

Kehä III

Koeosuuden tasaisuus oli uutena hyvä, IRI-arvo 1,2 mm/m. Viiden vuoden seurannan aikana tasaisuus jopa parani IRI-arvoon 1,1 mm/m.

Kehä II

Perinteisen rakenteen osuudella tasaisuus 100 m IRI-arvoina vaihteli välillä 1,12 – 2,03 mm/m keskiarvon ollessa 1,34 mm/m. Koerakenteen osuudella tasaisuus IRI-arvoina vaihteli välillä 1,01 – 1,80 mm/m keskiarvon ollessa 1,43 mm/m. Osuuksilla oli muutamia epätasaisia kohtia, mitkä tekivät tiestä tasaisuudeltaan korkeintaan keskinkertaisen.

12.5. Vauriot

Jutikkala

Vauriotarkastelujen mukaan alueilla ei havaittu silmämääräisesti vaurioita. Viimeisin tarkastelu suoritettiin 2.6.1999. Moottoritien väliaikainen liittymä vanhalle valtatielle 3 purettiin loka- marraskuussa 1999.

Kehä III

Ensimmäinen noin metrin mittainen poikkihalkeama syntyi kahden vuoden kuluttua tien avaamisesta liikenteelle. Kuuden vuoden seurannan jälkeen oli tullut muutama vastaava halkeama niin, että niitä oli yhteensä 1,3 kaistanleveyttä 100 m matkalla.

Kehä II

Vuoden seurannan jälkeen ei koeosuuksilla ollut havaittavissa yhtään vauriota.

13. MAABETONIRAKENNE

13.1. Rakenteet

Maabetonirakenteita toteutettiin seuraavissa kohteissa:

- Jutikkalan liittymä (1996) /14/ ja
- Kehä III (1995) /13/.

Jutikkala

Jutikkalan maabetonistabilointi tehtiin tiesekoituksena kerrospaksuudeltaan 150 mm (MB32 ts). Kiviaineksen maksimiraekoko oli 32 mm. Sideaineena oli portlandsementti 4,0 % kiviaineksen painosta. Taulukossa 27 on esitetty maabetonirakenteen rakennekerrokset ja rakennusaikaisen paalutuksen mukainen sijainti. Koeosuuksilla pohjamaa oli moreenia. Jakava kerros oli Hakinmäen sora-alueen soraa 0-65 mm ja jakavan kerroksen paksuus oli 700 mm. Sitomaton kantava kerros oli Hakinmäen soramursketta 0-32 mm ja kerroksen paksuus oli 200 mm. Kulutuskerroksena oli AB20/100, jonka kiviaineksena oli Kahamäen kalliomurske. Kalliomurske oli karkeampaa kuin suunniteltu maksimiraekoko 20 mm. Massan maksimiraekokona voitiin ra-keisuuskäyrän perusteella pitää raekokoa 25 mm. Rampin poikkileikkaus oli 10/7 ja sisäluiskan kaltevuus oli 1:3.

Taulukko 27. Jutikkalan maabetonikoerakenne.

RAKENNEKERROS	Koerak. I (Referenssirak) Plv 200-350
PÄÄLLYSTE	AB20 40 mm
SIDOTTU KANTAVA KERROS	MB32 ts 150 mm
SITOMATON KANTAVA KERROS	SrM 200 mm
JAKAVA KERROS	Sr 700 mm
POHJAMAA	Mr

Kehä III

Kehä III maabetonirakenteessa (koe 8) kiviaineksena oli kalliomurske 0 – 32 mm. SMA-kerrokseen oli lisätty kumibitumia. Kuvassa 26 on esitetty koerakenteen suunnitellut päällysrakennekerrokset, joista maabetoni ja jyrbetoni tehtiin kuitenkin aivan samalla reseptillä.

PLV 5060 5160 (ETEL. AJORATA)

Koerakenne 8

SMA 40 mm		KUMIBITUMI
ABK 60 mm		
JYRÄBETONI 150 mm		
MAABETONI 200 mm		

Kuva 26. Kehä III koerakenteen 8 päällysrakennekerrokset.

13.2. Vastemittaukset

Jutikkala

Mittauksissa seurattiin kuorma-auton maabetonikerroksen alapintaan aiheuttamia venymiä. Mittaukset tehtiin ajoneuvolla, jossa oli yksittäiset akselit sekä paripyörillä että yksittäisillä pyörillä varustettuna. Molemmilla pyörätyypeillä käytettiin akselipainona 80 kN, 100 kN ja 115 kN.

Mittaukset tehtiin rakentamisen jälkeen syksyllä 1996. Yksittäispyörä aiheutti noin 25 % suuremmat venymät kuin vastaavan painoinen paripyörä. Standardiakseli aiheutti maabetonin alapintaan 100 μ S venymän, mikä on melko korkea arvo maabetonille.

13.3. Kantavuus

Jutikkala

Sitomattoman kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 08.07.1996 suoritetuissa mittauksissa maabetonikoeosuudella välillä 122 - 86 MPa, keskiarvon ollessa 157 MPa. Sidotun kantavan kerroksen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.07.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 251 - 350 MPa, keskiarvon ollessa 289 MPa. Päällysteen päältä mitattu kantavuus vaihteli 12.08.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 461 - 590 MPa, keskiarvon ollessa 519 MPa ja 20.08.1996 suoritetuissa mittauksissa välillä 400 - 647 MPa keskiarvon ollessa 516 MPa.

Kehä III

Kantavuuden arvioitiin olevan niin korkean, että sen mittaamista ei pidetty tarpeellisena.

13.4. Tasaisuus

Jutikkala

Maabetoniosuuden IRI-arvo oli syksyllä 1996 1,9 mm/m. Uuden päällysteen laatuvaatimus IRI:lle on 1,6 mm/m, joten osuus ei täyttänyt laatuvaatimusta tasaisuuden osalta.

Kehä III

Koeosuuden tasaisuus oli rakentamista seuraavana vuonna 1996 huono, IRI-arvo oli 2,2 mm/m. Tämä aiheutui suurimmaksi osaksi osuuden alkupuolella olleesta 20 m pitkästä erittäin epätasaisesta kohdasta, mutta muutoinkin osuus oli melko epätasainen. Tasaisuus oli selvästi huonoin kaikista maabetoniosuuksista. Seurannan aikana tasaisuus vielä huononi vuoteen 2000 mennessä IRI-arvoon 2,6 mm/m, mikä vastaa kuntoluokkaa tyydyttävä.

13.5. Vauriot

Jutikkala

Maabetonikoealueella havaittiin ensimmäiset vauriot myöhäissyksyllä 1996 noin kuusi viikkoa sen jälkeen, kun liikenne oli laskettu koealueelle. Kyseinen syksy ja alkutalvi olivat hyvin sateiset ja lämpötila vaihteli nollan molemmin puolin voimakkaasti.

Vauriot pahenivat hyvin nopeasti molemmilla ajourilla koko alueen pituudella niin, että urat painuivat kuopille ja päällyste oli täysin niiden kohdalta verkkohalkeamilla ja osin purkautunut. Vauriot olivat niin pahat, että ne urapaidattiin tilapäisesti ja vaurioiden kasvaessa koko maabetonikoeosuus jouduttiin purkamaan 19.2.1997. Tuolloin kantava kerros rakennettiin maabetonin sijaan sitomattomasta murskeesta.

Kehä III

Koeosuudella havaittiin vuonna 1996 ensimmäisen talven jälkeen 9 kaistan levyistä poikkihalkeamaa. Seurannan lopussa vuonna 2001 halkeamien määrä oli kasvanut kaksinkertaiseksi lukuun 18. Osuuden halkeamien määrä oli lähes kaksinkertainen muiden vastaavien osuuksien halkeamien määrään verrattuna.

14. ERIKOISRAKENTEET

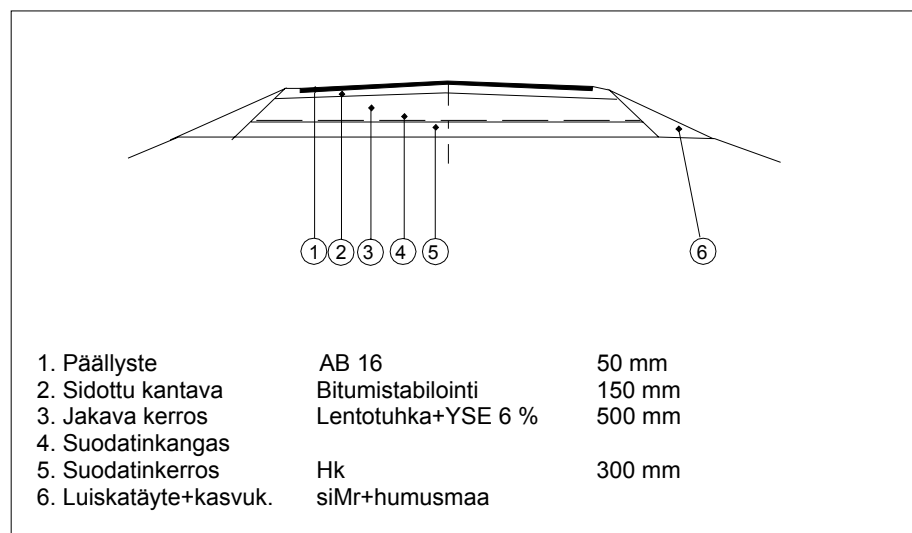
14.1. Rakenteet

TPPT-koerakenteista ns. erikoisrakenteita olivat seuraavat kohteet:

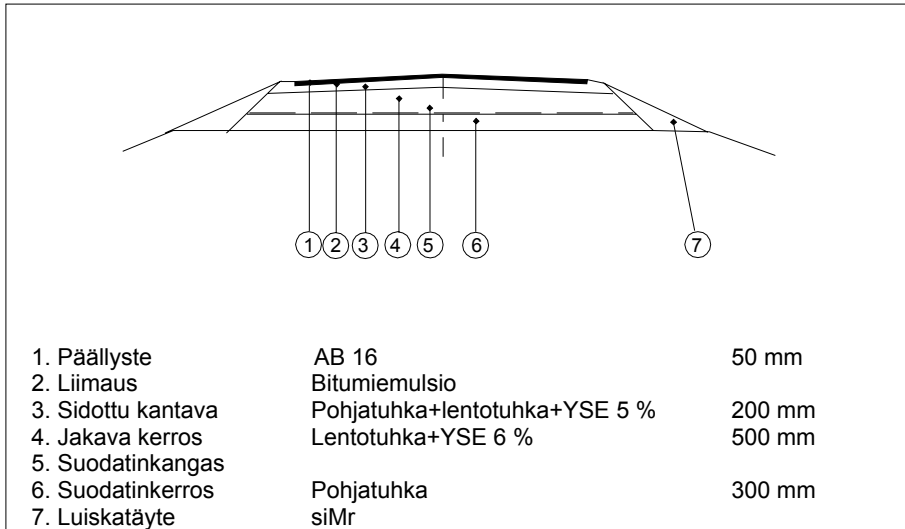
- Mt 272 Pori (kaksi tuhkarakennetyyppiä, joissa molemmissa oli jakavassa kerroksessa käytetty sementtistabiloitua (YSE 6 %) kivihiilen polton lentotuhkaa, 1997) /9/, /34/
- Vt 4 pyörätie Temmes (LD-teräskuona pyörätien routasuojauksena, 1996) /4/,
- Pt 12895 Nakkila (masuunihiekkastabilointi, 1999) /16/ ja
- Pt 12895 Nakkila (vaahtobitumistabilointi+kevytsora, 1999) /16/.

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Koerakenteissa kokeiltiin kahta tuhkarakennetyyppiä (rakennetyypit 2 ja 3), joissa molemmissa oli jakavassa kerroksessa käytetty sementtistabiloitua (YSE 6 %) kivihiilen polton lentotuhkaa. Rakennetyyppiä 2 käytettiin päätiellä. Rakennetyypissä 3, jota käytettiin liittymissä, oli lisäksi kantavassa kerroksessa käytetty sementtistabiloitua (5 %) pohja-/lentotuhka -seosta (60/40) ja suodatinkerros oli tehty pohjatuhkasta. Kuvassa 27 on esitetty päätien rakennetyypin tyyppipoikkileikkaus ja kuvassa 28 on esitetty liittymien rakennetyypin poikkileikkaus.



Kuva 27. Mt 272 Porin päätien rakennetyypin tyyppipoikkileikkaus.

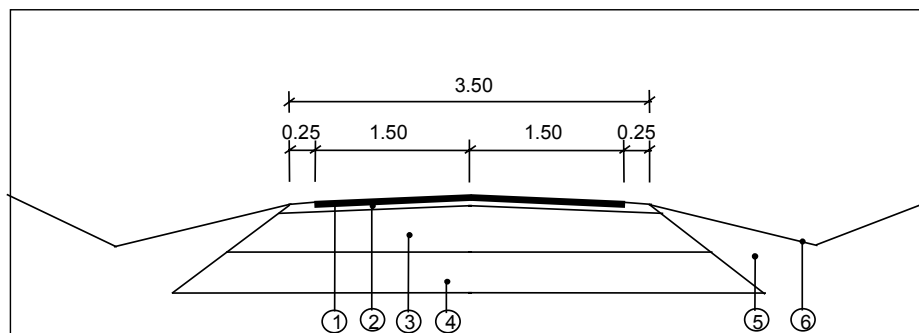


Kuva 28. Mt 272 Porin liittymien rakennetyypin tyyppipoikkileikkaus

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

LD-teräskuonarakenne rakennettiin kiilamaisesti paksunevana siten, että LD-teräskuonan paksuus oli ohuemmassa päässä 400 mm ja paksummassa 800 mm. LD-teräskuonan alapuolinen suodatinhiekkakerros muuttui vastaavasti 400:sta 0 mm:in. LD-kuona toimitettiin Rautaruukki Oy:n Raahen terästehtaalta. LD-teräskuonan rakeisuus oli 0-80 mm. Pyörätien leveys koekohteessa oli 3,0/3,5 m (kuva 29).

Kohteessa tutkittiin LD-teräskuonan soveltuvuutta massamaisena tuotteena ja routaeristeenä tierakenteeseen sekä rakenteen käyttäytymistä tavanomaisissa ilmasto-olosuhteissa kevyesti kuormitettuna (liikennekuormitus kunnossapidon aiheuttamaa). Rakenne tehtiin tietoisena siitä riskistä, jonka materiaalin paisuminen kosteuden ja jäätymisen vaikutuksesta voi aiheuttaa rakenteelle ja päällysteelle.



Nro	Nimike	Plv 1250-1400	LD-teräskuonarakenteet
		Materiaali	Paksuus
1	Päälyste	PAB	40 mm
2	Profilointi/kantava kerros	Kuonamurske	50 mm
3	Kantava/jakava	LD-teräskuona	400-800 mm*
4	Tasaus/suodatinkerros	Hk	400-0 mm*
5	Luiskatäyte		
6	Verhous		

* Plv 1250 LD-teräskuonaa 400 mm ja hiekkaa 400 mm

* Plv 1400 LD-teräskuonaa 800 mm ja hiekkaa 0 mm

Kuva 29. Vt 4 (Temmes) pyörätien LD-teräskuonarakenteen tyyppipoikkileikkaus.

Pt 12895 Nakkila; masuunihiekkastabilointi

Tielaitoksen Projekti- ja päällystysyksikkö rakensi masuunihiekkastabilointialueen. Masuunihiekkastabiloinnin toteutunut kerrospaksuus tutkituissa neljässä kohdassa vastasi ohjearvoa 150 mm. Masuunihiekkastabiloinnin koeosuus on esitetty taulukossa 28.

Taulukko 28. Masuunihiekkastabiloinnin koeosuus (Nakkila).

Menetelmä	Plv.	Olosuhde
Masuunihiekkastabilointi	1600-1650	suuri routanousu
	1650-2600	ei kant. parant.

Pt 12895 Nakkila; vaahtobitumistabilointi+kevytsora

Vaahtobitumistabilointi+kevytsora -rakenteessa bitumilla stabiloitavaan kerrokseen sekoitettiin kevytsoraa ja koko kerros vaahtobitumistabiloitiin. Tällaisen kerroksen lämmöneristyskyky ei luonnollisestikaan ole yhtä hyvä kuin erillisen kevytsorakerroksen ja kevytsorarakkeet saattavat osittain rikkoontua stabilointityön aikana. Kevytsoravaihtoehdon massan koostumuksen valitsi Tielaitos. Vaahtobitumistabilointi+kevytsoran koeosuus on esitetty taulukossa 29.

Taulukko 29. Vaahtobitumistabilointi+kevytsoran koeosuus (Nakkila).

Menetelmä	Plv.	Olosuhde
Vaahtobitumistabilointi + Kevytsora	1520-1600	ei kant. parant. suuri routanousu

14.2. Seurantatalvien pakkasmäärät

Koerakennuskohteiden (Temmestä lähin säähavaintoasema Oulussa) pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät on esitetty taulukossa 30.

Taulukko 30. Koerakennuskohteiden pakkasmäärätodennäköisyydet F_2 , F_5 , F_{10} ja F_{20} sekä seurantatalvien 1996-2001 aikaiset pakkasmäärät.

Pakkasmäärätodennäköisyydet:

Paikka	F_2 h°C	F_5 h°C	F_{10} h°C	F_{20} h°C
Pori/Nakkila	15264	22760	27723	32484
Oulu	28402	36781	42329	47651

Seurantatalvien pakkasmäärät:

Paikka	F_{96-97} h°C	F_{97-98} h°C	F_{98-99} h°C	F_{99-00} h°C	F_{00-01} h°C
Pori/Nakkila		9451	14796	7135	11078
Oulu	24520	27067	27266	20978	21096

Seurantatalvien aikaiset pakkasmäärät vaihtelivat tilastollisesti keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta noin keskimääräiseen talveen.

14.3. Roudan syvyys

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Seurantatalvien 1999 – 2001 aikana maksimiroudansyvyyydet vaihtelivat liittymässä P1 välillä 0,70 – 1,16 m. Päätien tuhkarakenteessa maksimi roudansyvyyydet vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 1,02 – 1,18 m eli routa tunkeutui stabiloidun lentotuhkakerroksen (500 mm) ja sen alapuolisen suo

datinhiekkakerroksen (300 mm) läpi pohjamaahan 0,02 – 0,18 metrin syvyydelle. Vertailurakenteen (normaali päällysrakenne) maksimi roudansyvyydet vaihtelivat välillä 1,12 - 2,00 m. Suurimmat vertailurakenteen roudansyvyydet mitattiin louhepenkereen kohdalla paalulla Pl. 1300.

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

LD-teräskuonarakenteessa roudansyvyydet vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 0,86 - 1,13 m. Kyseisessä kohdassa LD-teräskuonan paksuus oli noin 620 mm ja sen alla oli hiekkaa noin 180 mm (koko rakenteen paksuus noin 890 mm).

14.4. Routanousu

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Seurantatalvien 1999 – 2001 aikana routanousut vaihtelivat liittymässä Y2 välillä 22 – 59 mm, liittymässä P1 välillä 16 – 51 mm ja päätiellä välillä 21 – 106 mm. Roudansyvyys/routanousuhavaintojen perusteella tuhkarakenteiden routanousut muodostuivat stabiloidun lentotuhkan routimisesta. Routiminen oli tierakenteen poikkileikkauksessa epätasaista etenkin päätiellä siten, että pääosin tien reunat routivat selvästi enemmän kuin keskilinja. Pienimmät routanousut sijaitsivat 1,5 - 2 metrin etäisyydellä tien keskilinjasta, paikoin molemmilla kaistoilla, missä ne muodostivat keväällä vettä kerääviä painanteita.

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

Seurantatalvien aikana routanousut vaihtelivat välillä 0 – 60 mm, keskiarvojen vaihdellessa välillä 19 – 28 mm.

14.5. Vastemittaukset

Pt 12895 Nakkila; masuunihiekkastabilointi

Kuorma-auton aiheuttaman jännityksen välittymistä stabilointikerroksen läpi on mitattu rakentamivuonna ja sen jälkeen vuosittain eri vuodenaikoinakin. Jännitys oli alussa korkealla tasolla, noin 300 kPa. Seurannan aikana jännitys ei ole laskenut merkittävästi.

14.6. Kuivatilavuuspaino ja vesipitoisuus in situ

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Kesällä 2000 suoritettiin radiometriset mittaukset kahdessa poikkileikkauksessa Pl. 740 ja Pl. 890. Poikkileikkauksessa mitattiin rakennekerrosten, tuhkerakkeen ja pohjamaan pintaosan tiheydet ja vesipitoisuudet tien reunalla, kaistan keskellä ja tien keskilinjalla. Mittaukset suoritettiin 2 cm syvyyksillä. Mittauspisteet valittiin edellisenä talvena 1999-2000 havaittujen routanousujen perusteella siten, että pisteissä oli havaittu suuria (> 60 mm) ja pieniä (< 30 mm) routanousuja.

Mittausten perusteella oli havaittavissa, että tien pinnan routanousu oli selvästi riippuvainen lentotuhkan kuivatilavuuspainosta ja vesipitoisuudesta. Mitä suurempi kuivatilavuuspaino ja mitä pienempi vesipitoisuus olivat, sitä pienempi oli havaittu routanousu.

14.7. Kosteustila ja lämmönjohtavuus

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

LD-teräskuonan tilavuusvesipitoisuus vaihteli välillä 22,1 - 36,6 % ja lämmönjohtavuus välillä 0,29 - 0,80 W/Km. Routamitoituksessa käytettiin LD-teräskuonan jäätyneen tilan lämmönjohtavuutena arvoa 1,50 W/mK.

14.8. Kantavuus

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Tuhkarakennekaistojen kantavuus oli kaikilla mittauskerroilla keskialuetta pienempi. Jos syksyn 1998 kantavuutta pidetään ensimmäisenä vertailukelpoisena kantavuutena (tuhkan lujittuminen loppunut, bitumistabilointi jäykistynyt, tosin myös ensimmäisen talven routiminen tapahtunut), oli syksyn mittauksissa havaittavissa loivasti aleneva suuntaus. Kevään mittauksissa alenema oli myös havaittavissa, lukuun ottamatta viimeistä kevätmittausta, jossa vertailukelpoisista kevätmittauksista saavutettiin suurin kantavuus.

Keskimääräisen kantavuuden suhteen päätien tilanne näyttää suhteellisen hyvältä; kolmella viimeisellä mittauskerralla tie oli kerran tavoitekantavuudessa, kerran tavoitekantavuus alitettiin (~30 MPa) ja kerran ylitettiin (~40 MPa). Rakenteessa havaittu routiminen ei siis näytä vaikuttaneen ainakaan vielä merkittävästi rakenteen kantavuuteen kokonaisuutena.

Myös liittymien osalta kantavuudessa oli havaittavissa aleneva suuntaus, selkeimmin liittymän P1 kohdalla. Viimeisten 3 - 4 mittauksen osalta kanta

vuus näyttäisi kuitenkin alkavan tasaantua ja myös erot kaistojen ja keski-alueen välillä pienentyä. Tämä johtunee liittymien jyrkkien luiskien asettumisesta. Kantavuuserot liittymissä eri pisteiden välillä olivat edelleen huomattavia. Viimeisen kevätmittauksen osalta liittymien tavoitekantavuudesta oli kuitenkin saavutettu vain n. 62 %.

Pt 12895 Nakkila; masuunihiekkastabilointi

Taulukossa 31 on esitetty kolmen peräkkäisen syksyn kantavuusmittausten tulokset masuunihiekkastabiloinnin yhteydessä.

Taulukko 31. Kantavuusmittausten tulokset masuunihiekkastabiloinnin yhteydessä (Nakkila).

		Kantavuudet [MPa]		
		30.08.-99	23.10.-00	18.10.-01
Rakenne	Paalu	21 °C	9 °C	11 °C
MHST	1780-1820	167	176	171

Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot masuunihiekkastabiloinnin kantavuus on tarkasteluaikana pysynyt suunnilleen samana.

Pt 12895 Nakkila; vaahtobitumistabilointi+kevytsora

Taulukossa 32 on esitetty kolmen peräkkäisen syksyn kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumistabilointi+kevytsorarakenteen yhteydessä.

Taulukko 32. Kantavuusmittausten tulokset vaahtobitumistabilointi+kevytsorarakenteen yhteydessä (Nakkila).

		Kantavuudet [MPa]		
		30.08.-99	23.10.-00	18.10.-01
Rakenne	Paalu	21 °C	9 °C	11 °C
VBST+LECA	1530-1570	173	183	203

Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot vaahtobitumistabilointi+kevytsorarakenteen kantavuus on tarkasteluaikana lisääntynyt vain vähän.

14.9. Tasaisuus

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Mittausten mukaan 5 m IRI-arvot vaihtelivat päätien tuhkaosuudella (plv. 340 – 1020) keväällä 2001 välillä 0,52 - 11,35 mm/m (keskiarvo 2,78 mm/m) ja kesällä välillä 0,60 - 10,98 mm/m (keskiarvo 1,94 mm/m). Vertailurakenteessa (plv. 1020 – 1340) 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä välillä 0,40 - 4,46 mm/m (keskiarvo 1,28 mm/m) ja kesällä välillä 0,46 - 4,39 mm/m (keskiarvo 1,24 mm/m). Liittymän Y2 tuhkaosuudella (plv. 0 – 110) 5 m IRI-arvot vaihtelivat välillä 1,15 - 22,03 mm/m (keskiarvo 5,94 mm/m) ja liittymän P1 tuhkaosuudella (plv. 0 – 60) välillä 2,31 - 19,00 mm/m (keskiarvo 5,50 mm/m). Liittymissä suoritettiin vain kesämittaus.

Vuonna 2001 5 m IRI-arvojen mukaan päätien tuhkaosuuden tasaisuus oli luokiteltavissa keväällä keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä hyväksi ja liittymien Y2 ja P1 kesällä huonoksi. Vertailurakenteen tasaisuus oli luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä keskimäärin erittäin hyväksi.

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

Keväällä 2001 mitatut 5 m IRI-arvot vaihtelivat välillä 1,21 - 5,77 mm/m, keskiarvon ollessa 2,80 mm/m ja kesällä välillä 1,60 - 5,82 mm/m, keskiarvon ollessa 3,35 mm/m.

Pt 12895 Nakkila; masuunihiekkastabilointi

Masuunihiekkastabilointiosuuden tasaisuus 5m IRI-arvoina vaihteli keväällä 2001 välillä 0,52 – 14,36 mm/m, keskiarvon ollessa 3,05 mm/m ja kesällä 2001 välillä 0,39 – 6,36 mm/m, keskiarvon ollessa 1,66 mm/m. Tasaisuus oli keväällä 2001 keskimäärin tyydyttävä ja kesällä keskimäärin erittäin hyvä.

Pt 12895 Nakkila; vaahtobitumistabilointi+kevytsora

Vaahtobitumistabilointi+kevytsoraosuuden 5 m IRI-arvot vaihtelivat keväällä 2001 välillä 0,80 – 2,96 mm/m, keskiarvon ollessa 1,75 mm/m ja kesällä 2001 välillä 0,61 – 2,35 mm/m, keskiarvon ollessa 1,48 mm/m. Tasaisuus oli sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin erittäin hyvä.

14.10. Vauriot

Mt 272 Pori; kivihiilituhkarakenteet

Talven 1998-99 jälkeen havaittiin ensimmäinen pituushalkeama paaluvälillä plv. 442.5 – 445 tien keskilinjalla. Halkeaman leveys oli keskimäärin 5 mm. Talven 1999-2000 jälkeen vauriot olivat lisääntyneet. Vauriot olivat tyypiltään pituushalkeamia joko tien keskilinjalla tai 2,2 metrin etäisyydellä keski

linjasta. Tuhkaosuudella sijaitsevien pituushalkeamien leveys vaihteli välillä 3 - 20 mm ja määrä oli 87,5 m/550 m. Talven 2000-2001 jälkeen vaurioiden määrä oli edelleen lisääntynyt huomattavasti. Tuhkaosuuden Pl. 1009 oli yksi poikkihalkeama ja kaikki muut vauriot olivat pituushalkeamia joko tien keskilinjalla, 2,2 metrin etäisyydellä keskilinjasta tai tien reunaviivan lähitöllä. Pituushalkeamien leveys vaihteli välillä 3 - 10 mm ja määrä oli 204,5 m/550 m. Vertailuosuudella oli tullut kolme pituushalkeamaa, joiden leveys vaihteli välillä 1 - 3 mm ja yhteispituus oli 8 m. Tuhkaosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 1,7 m²/100 m.

Vt 4 pyörätie Temmes; LD-teräskuonarakenne

LD-teräskuonaosuus oli talven 1996-97 päällystämättä. Talven 1997-98 jälkeen ei havaittu päällysteessä vaurioita. Talven 1998-99 jälkeen havaittiin pituushalkeilua plv. 1300,4 – 1300,6, plv. 1308,5 – 1309, plv. 1310 – 1312, plv. 1339 – 1339,5 ja plv. 1355 – 1359. Talven 1999-2000 jälkeen ei havaittu uusia päällystevaurioita. Talven 2000-2001 jälkeen pituushalkeamien määrä oli lisääntynyt 12,5 m/150 m. Pituushalkeamien leveys vaihteli välillä 1 – 5 mm, joten LD-teräskuonaosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 0 m²/100 m.

Pt 12895 Nakkila; masuunihiekkastabilointi

Masuunihiekkastabilointiosuudella havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 2210 m/1000 m. Plv. 1600 – 2150 ja plv. 2330 - 2440 pituushalkeamat sijaitsivat pääasiassa tien molemmilla reunoilla ja halkeamien leveydet olivat alle 5 mm. Plv. 2150 – 2330 ja plv. 2440 – 2600 pituushalkeamia esiintyi tien reunojen lisäksi myös keskialueella. Osuudella havaittiin myös 12 kpl poikkihalkeamia. Yleisesti ottaen koeosuudella oli vaurioita selvästi enemmän kuin koekohteen muilla osuuksilla.

Pt 12895 Nakkila; vaahtobitumistabilointi+kevytsora

Vaahtobitumistabilointi+kevytsoraosuudella havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 129 m/120 m. Pituushalkeamat sijaitsivat pääasiassa tien molemmilla reunoilla ja halkeamien leveydet olivat alle 5 mm. Lisäksi kahdessa kohdassa oli päällysteelle tehty pieni korjauspaikkaus.

15. ROUDAN SYVYYDEN JA ROUTANOUSUN SEURANTALASKENNAT

15.1. Tutkimuskohteet

Tutkittavat koerakennekohteet sijaitsivat

- Pellossa Kt 83,
- Ranualla Kt 78,
- Ranualla Mt 941,
- Rantsilassa Pt 18564,
- Temmeksessä Pt 18629 ja
- Temmeksessä VT 4 pyörätie.

15.2. Tutkimusmenetelmät

15.2.1. Geld1d

Roudan syvyys laskettiin Gel1d- ja Routa1d-mallilla sekä routanousu Routa1d-mallilla. Gel1d on 1-dimensionaalinen lämmön siirtymiseen perustuva roudan syvyyden laskentaohjelma. Mallissa maaperän lämpötilan muutoksia aiheuttavat samanaikaisesti maanpinnan lämpövirta, maaperän lämpövirta ja veden muuttuminen jääksi /31/.

15.2.2. Routa1d

Routa1d-malli on 1-dimensionaalinen kuvaus kerroksellisen rakenteen pys-
tysuorasta lämmönsiirtymisestä, johon on yhdistetty segregatiopotentiaali-
menetelmä kosteuden siirtymisen huomioonottamiseksi routanousua las-
kettaessa. Ohjelmisto toimii Windows 95/98 ja NT ympäristöissä /32/.

Malli soveltuu kausittaisen roudan tunkeutumisen ja sulamisen mallintami-
seen sekä routanousun huomioonottamiseen kerroksellisessa rakenteessa.
Jäätyvä/sulava maaprofiili voidaan jakaa kolmeen kerrokseen:

- Täysin jäätynyt kerros, jossa kaiken huokosveden oletetaan olevan jäässä
- Osittain jäätynyt kerros, jossa sulan veden määrä muuttuu lämpötilan funktiona
- Sula kerros, jossa kaikki huokosvesi on sulassa tilassa

Routa1d mallissa huomioidaan routimisrintamaan virtaavan lisäveden vai-
kutukset lämmön varastoitumiseen.

Mallissa routanousu lasketaan segregaatiopotentiaalimenetelmällä, jossa routanousu koostuu huokosveden jäätymislaajenemasta ja routarintamaan ulkopuolisesta lähteestä virtaavan veden jäätymisestä.

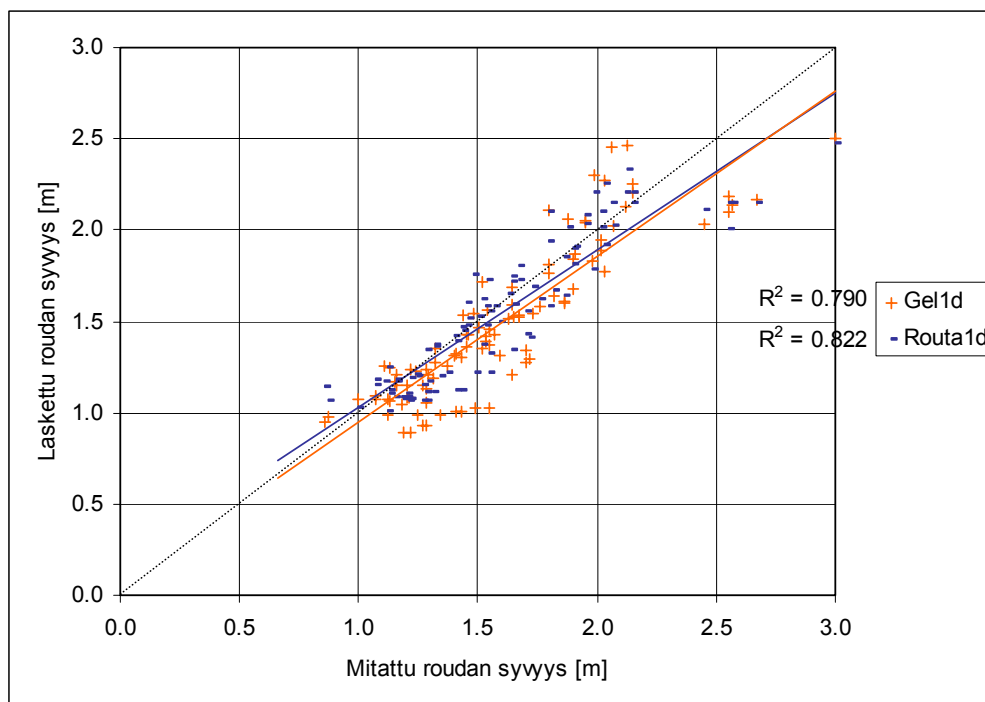
15.3. Tutkimustulokset ja niiden tarkastelu

15.3.1. Roudan syvyys

Roudan syvyyttä voitiin mallintaa hyvällä tarkkuudella olemassa olevien lähtötietojen perusteella käyttäen Routa1d- ja Gel1d- ohjelmia (kuva 30). Havaittujen ja laskettujen roudan syvyyksien välinen riippuvuus oli muodoltaan lineaarinen ja sovitetun regressiomallin selitysasteeksi saatiin $R^2=0,79$ (Gel1d) ja $R^2=0,82$ (Routa1d). Mitattu roudan syvyys oli keskimäärin 1,60 m ja laskettu roudan syvyys 1,49 m (Gel1d) sekä 1,54 m (Routa1d). Suurimmat poikkeamat mitatun ja lasketun roudan syvyyden välillä olivat eri seuranta-ajanjaksona samoissa koerakennekohteissa; Pello Kt 83 koekohteessa pl 3200, Ranua Kt 78 koekohteissa pl 15320, Ranua Mt 941 koekohteissa pl 3800 ja pl 3950 sekä Temmes Vt 4 pl 430.

Ranuan koerakennekohteiden poikkeamat lasketuissa ja mitatuissa roudan syvyyksissä saattoivat johtua osin siitä, että laskennassa lämpötilatietoina käytettiin Rovaniemen lentokentän ja Pudasjärven sääasemien keskimäärien kuukausittaisten lämpötilojen keskiarvoa. Rovaniemen lentokentän sääasema sijaitsee lähiympäristöä korkeammalla ja kohteen talven pakkasmäärä on pienempi kuin lähiympäristössä. Sen vuoksi koekohteen todellinen pakkasmäärä saattaa olla laskennassa käytettyä pakkasmäärää suurempi. Temmeksen koerakennekohde pl 430 on palaturverakenne, jossa ei seurattu palaturpeen kosteus- ja lämmönsiirtymisparametreja, joten laskennoissa käytettiin rakentamisen aikaisia laskentaparametreja. Tämän vuoksi kohteessa esiintyi poikkeamia mitatuissa ja lasketuissa roudan syvyyksissä. Kohteiden laskentaparametrit jouduttiin usein arvioimaan maalajin perusteella, eikä parametrien muuttumista ajan funktiona pystytty huomioimaan. Myös rakennekerrosten laadussa ja paksuuksissa oli epäselvyyksiä samoin kuin pohjamaan laadussa.

Myös roudan syvyyshavainnoissa esiintyi epätarkkuutta. Samasta koerakennekohteesta eri menetelmillä (Gandahlin putki / lämpötilasauva) määritetty roudan syvyys saattoi poiketa jopa 0,44 m. Gandahlin putkella suoritetuissa roudan syvyyshavainnoissa on mukana myös routanousu.



Kuva 30. Mitatun ja lasketun roudan syvyyden välinen riippuvuus.

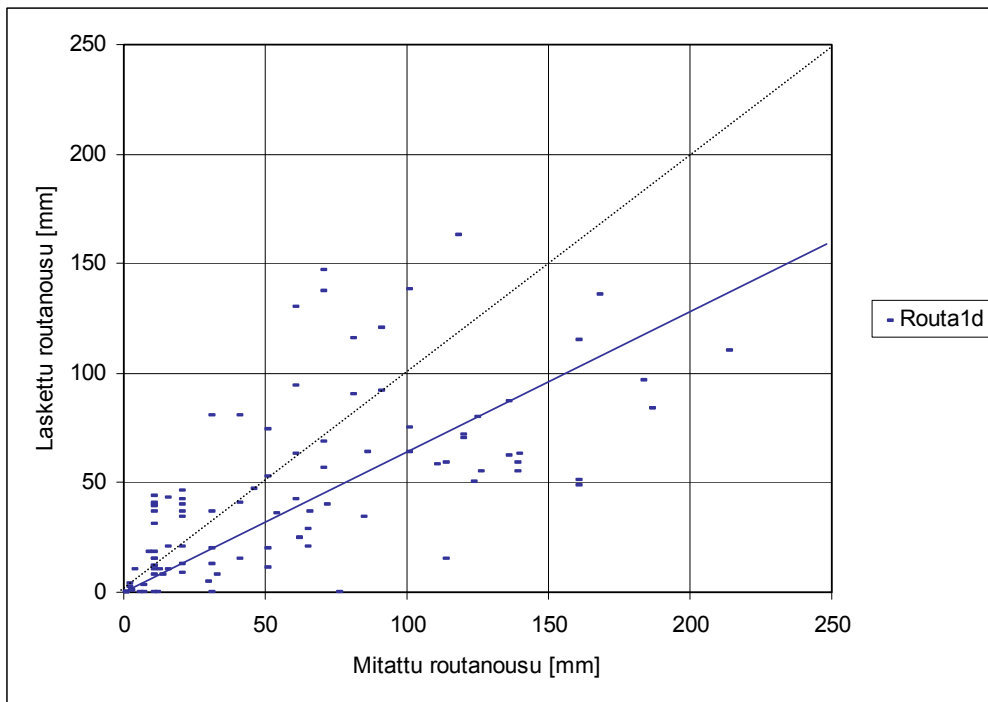
15.3.2. Routanousu

Routa1d-laskentaohjelmalla voitiin simuloida routanousua kohtalaisella tarkkuudella (Kuva 31). Suurimmat poikkeamat mitatun ja lasketun routanousun välillä olivat koekohteissa Temmes Pt 18629 PI 13800, Ranua Mt 941

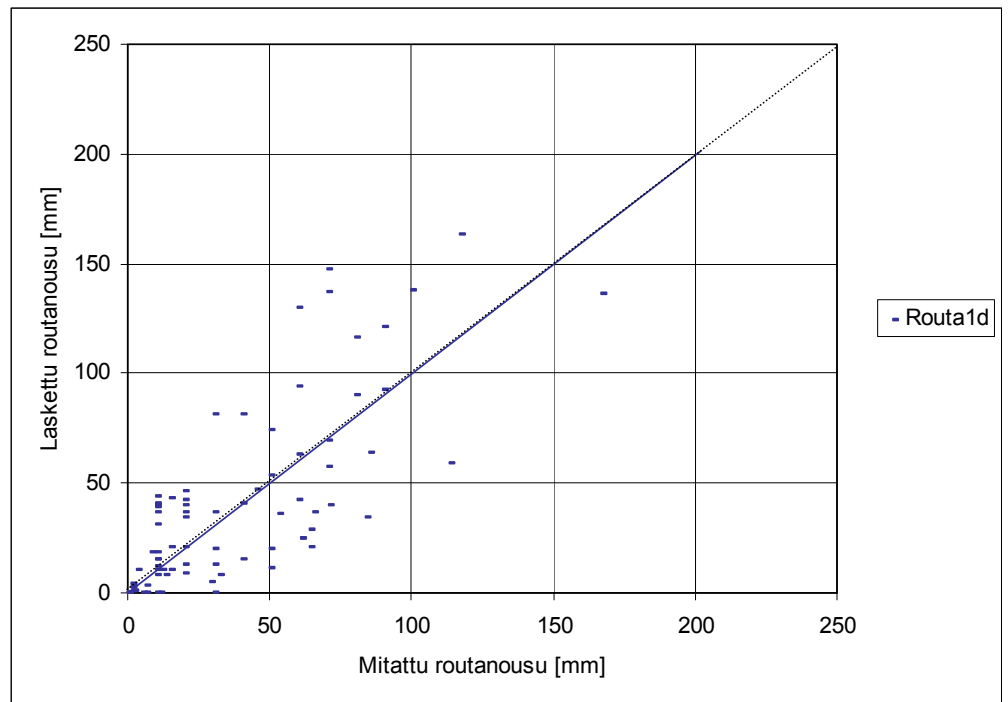
pl 3800, pl 3950 ja Ranua Kt 78 pl 15400. Temmeksen Pt 18629 koekohteessa pl 13800 laboratoriossa määritetty pohjamaan segregatiopotentiaali $2,0 \text{ mm}^2/\text{Kh}$ oli liian pieni routanousuhavaintoihin verrattuna. Segregatiopotentiaalın takaisinlaskentamenetelmillä kohteen pohjamaan segregatiopotentiaalın arvo oli n. $10,0 \text{ mm}^2/\text{Kh}$. Ranuan Mt 941 pl 3800, pl 3950 ja Ranuan Kt 78 pl 15400 koerakennekohteissa laskettu roudan syvyys oli selvästi pienempi kuin mitattu roudan syvyys ja aiheutti täten poikkeamia myös routanousuun. Kuvassa 32 on esitetty mitatun ja lasketun routanousun välinen riippuvuus kun ei huomioida ym. "ongelmallisia" koerakennekohteita. Osassa koekohteissa routanousun laskemisessa esiintyi ongelmia, jotka johtuivat mm. epätarkkuuksista rakennekerrosten paksuuksissa tai rakennekerrokset olivat routivia. Kohteissa esiintyi routanousua, vaikka havaintojen perusteella routa ei tunkeutunut routivaan pohjamaahan.

Lasketussa ja havaitussa routanousussa on poikkeamia, koska lähtötietona on käytetty laboratoriossa pienikokoisista näytteistä määritettyjä segregatiopotentiaaleja, jotka eivät välttämättä edusta hyvin koko koerakennekohteen pohjamaaolosuhteita. Pohjamaa voi olla kerroksellista ja kerrosten routimisominaisuudet voivat vaihdella huomattavastikin toisistaan. Pohjamaassa esiintyy vaihtelua myös tien pituussuunnassa.

Poikkeamat mitatun ja lasketun routanousun välillä olivat samassa koerakennekohteessa eri tarkasteluajanjaksoina samaan suuntaan.



Kuva 31. Mitatun ja lasketun routanousun välinen riippuvuus.

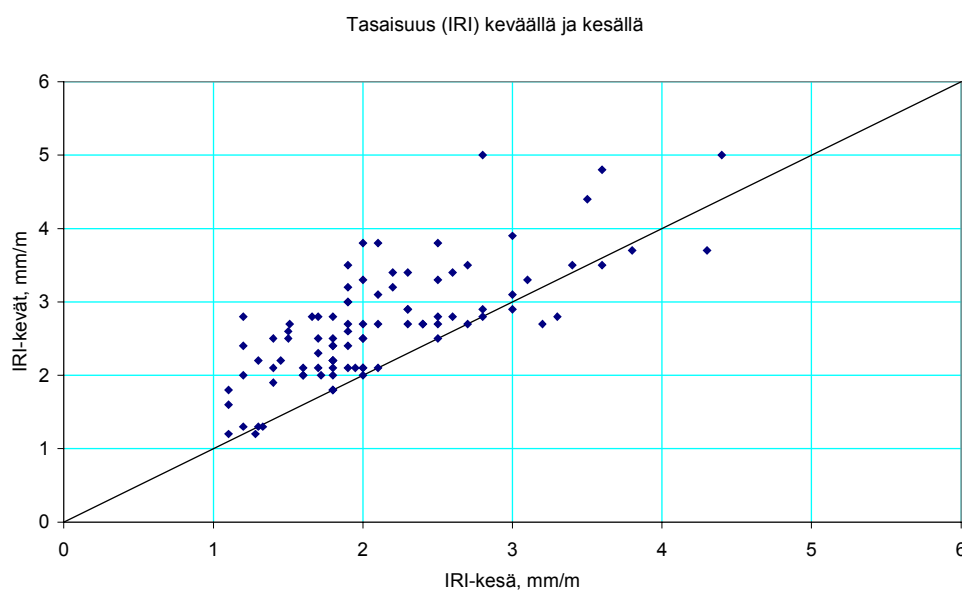


Kuva 32. Mitatun ja lasketun routanousun välinen riippuvuus (kuvasta poistettu "ongelmalliset" kohteet; Temmes Pt 18629 pl 13800, Ranua Mt 941 pl 3800 ja pl 3950 sekä Ranua Kt 78 pl 15400).

16. TASAISUUDEN JA VAURIOSUMMAN MUUTTUMINEN AJAN SUHTEEN

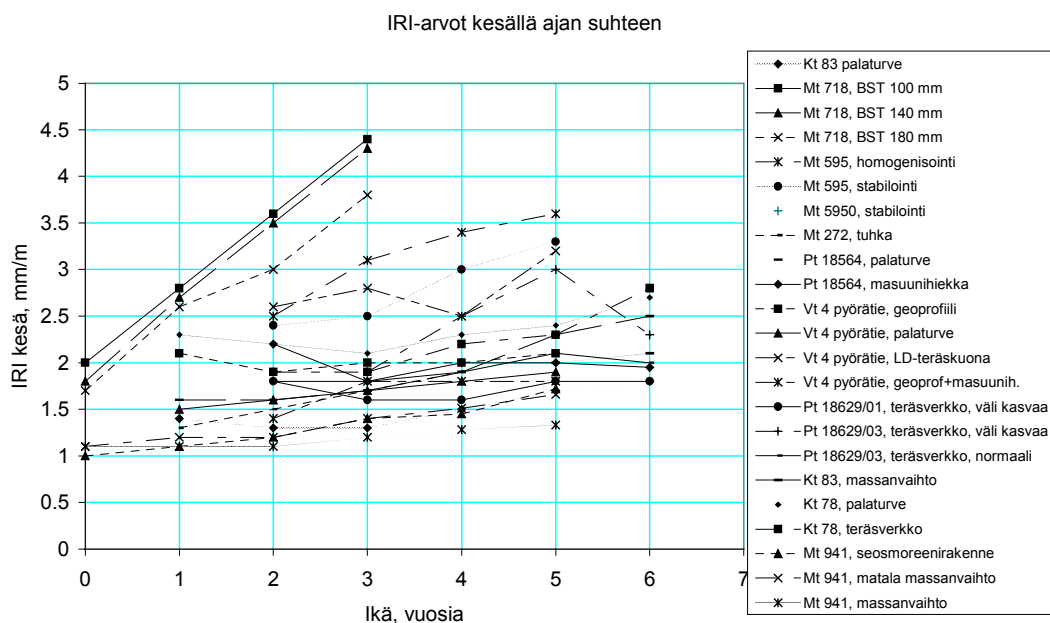
16.1. Tasaisuudet

TPPT-koerakenteiden tasaisuutta mitattiin routakohteissa keväisin maksimiroudan aikaan ja kesäisin. Kuvassa 33 on esitetty routakohteiden kevään ja sitä seuranneen kesän IRI-arvot. Keväällä mitatut IRI-arvot olivat keskimäärin 31 % suuremmat kuin kesällä, vaihteluvälin ollessa –16...- 133 %. Tasaisuus oli 92,3 %:ssa havainnoista keväällä huonompi kuin kesällä.



Kuva 33. TPPT-routakohteissa mitatut kevään ja kesän IRI-arvot.

Kuvassa 34 on esitetty koerakenteiden tasaisuuden muuttuminen ajan suhteen määritettynä kesän IRI-arvoista.



Kuva 34. Tasaisuuden muuttuminen ajan suhteen määritettynä kesän IRI-arvoista.

Kesämittauksista määritetyt IRI-tasaisuuden muutosnopeudet vaihtelivat välillä 0 – 0,83 mm/m/vuosi. Keskimääräinen tasaisuuden muutosnopeus oli 0,21 mm/m/vuosi. Suurimmat IRI-arvojen muutosnopeudet olivat Mt 718

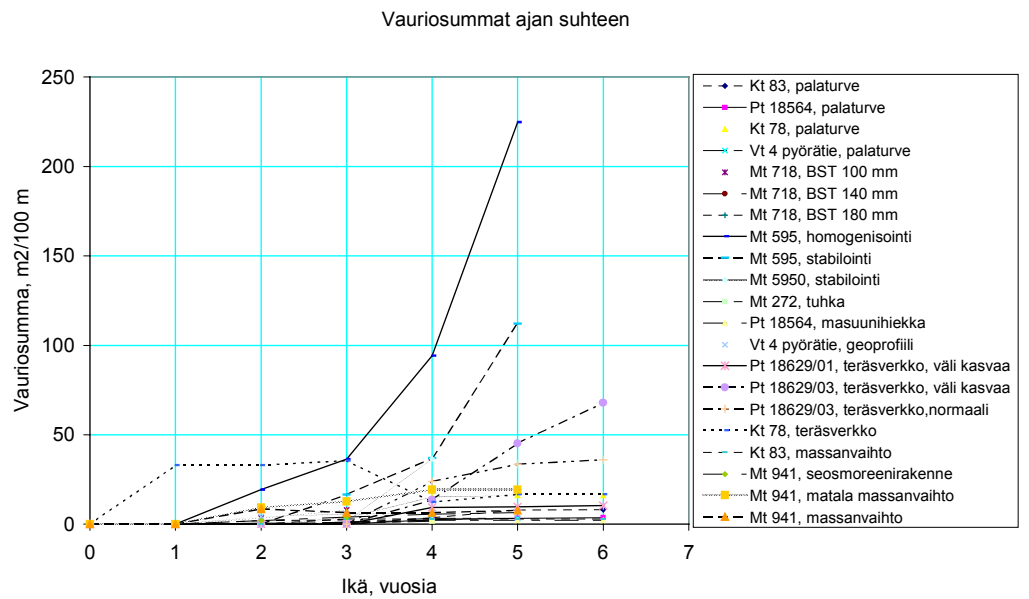
Vöyrin bitumistabilointikohteessa, jossa pohjamaa oli laihaa savea ja seurannan aikana havaitut suurimmat painumat olivat noin 80 mm.

16.2. Vauriosummat

Kohteiden ikä vaihteli 3-6 vuoden välillä ja vauriosummat välillä 0,6 – 224,8 m²/100 m. Suurimmat vauriosummat esiintyivät Mt 595 Kiuruveden kohteessa. Jos Kiuruveden kohde jätetään pois, havaitut vauriosummat olivat keskimäärin 13,5 m²/100 m ja vaurioitumisnopeus keskimäärin 2,6 m²/100 m/vuosi.

Seurannan aikaiset talvet olivat pääosin leutoja ja vain yhtenä talvena pakkasmäärä ylitti keskimääräisen pakkasmäärän. Kt 78 Ranuan teräsverkko-kohteessa vauriosumma pieneni kolmen seurantavuoden jälkeen, koska myöhemmät seurantatalvet olivat edellisiä leudompia ja havaitut pituushalkeamat olivat edellisvuosia kapeampia.

Kuvassa 35 on esitetty routakohteiden vauriosumman kertyminen ajan suhteen.



Kuva 35. Vauriosumman kertyminen ajan suhteen.

17. JOHTOPÄÄTÖKSET RAKENTEIDEN KÄYTTÄYTYMISESTÄ

17.1. Palaturverakenne

TPPT-tutkimusohjelmassa rakennettiin vuosina 1995 – 1996 yhteensä 4 palaturvekoerakennetta:

- Kt 83 Pello,
- Kt 78 Ranua,
- Pt 18564 Rantsila ja
- Vt 4 pyörätie Temmes.

Palaturverakenteet Temmeksen pyörätiekohdetta lukuun ottamatta tehtiin kiilamaisina siten, että palaturvekerroksen paksuus muuttuu tien pituussuunnassa 300 mm:stä 600 mm:in. Tällä selvitettiin palaturvekerrospaksuuden merkitystä ennen kaikkea routanousuihin ja routavaurioihin. Pyörätiellä palaturvekerroksen paksuus oli 300 mm. Palaturvekerroksen yläpuolisten kerrosten paksuus vaihteli tierakenteissa välillä 510 – 600 mm, josta sidotujen kerrosten osuus oli 40 – 100 mm. Pyörätiellä palaturpeen yläpuolisten päällysrakennekerrosten paksuus oli 340 mm (päällyste PAB 40 mm). Päällysrakenteen kokonaispaksuus (palaturve mukaan luettuna) vaihteli pyörätien 840 mm:stä Pellon kohteen 1400 mm:in.

Palaturverakenteiden seurantamittauksia on tehty kuusi vuotta. Seurantatalvien pakkasmäärät vaihtelivat keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

Rakentamisen jälkeen määritettiin palaturpeen laskennalliseksi sulan tilan tilavuusvesipitoisuudeksi 13,7 - 31,2 til.-%. Kuuden vuoden aikana palaturpeen tilavuusvesipitoisuus kasvoi pääosin merkittävästi. Vain Ranuan kohteessa paksumman palaturvepoikkileikkauksen kohdalla vesipitoisuus pysyi lähes rakentamisen aikaisella tasolla koko seurannan ajan, vaihdellen välillä 13,7 - 22,6 til.-%. Muissa kohteissa sulan tilan tilavuusvesipitoisuus oli seurannan lopussa välillä 44,7 - 72,5 til.-%.

Ensimmäisen seurantatalven alussa palaturpeen jäätyneen tilan lämmönjohtavuudet vaihtelivat välillä 0,18 - 0,24 W/Km. Kuuden vuoden aikana jäätyneen tilan lämmönjohtavuuden kasvu oli suurinta viimeisen seurantatalven aikana. Keväällä 2001 lämmönjohtavuudet vaihtelivat välillä 0,40 - 1,19 W/Km. Pienimmät jäätyneen tilan lämmönjohtavuudet mitattiin Ranuan paksummassa palaturvepoikkileikkauksessa, jossa myös tilavuusvesipitoisuus oli säilynyt pienimpänä.

Palaturverakenteiden lämmönjohtavuudet kasvoivat seurantamittausten aikana selvästi, mutta eivät saavuttaneet mitoituksessa arvioituja käyttötilan arvoja (lämmönjohtavuus sulana 0,6 W/Km ja jäätyneenä 1,2 W/Km).

Lämmönjohtavuuden kasvu havaittiin myös roudan tunkeutumisessa. Taulukosta 33 voidaan havaita, että Rantsilan palaturverakenteessa maksimirodiansyvyys neljän ensimmäisen talven aikana kasvoi vuosittain, vaikka pakkasmäärältään kylmin talvi oli ensimmäinen seurantatalvi. Edelleen talvella 1999-2000 saavutettiin lähes sama rodiansyvyys kuin talvella 1995-96, vaikka pakkasmäärä oli 10000 h°C pienempi. Sen sijaan masuunihiekkarakenteessa suurin roudan syvyys havaittiin ensimmäisenä, kylmimpänä talvena. Talvet 1999-2000 ja 2000-2001 olivat seurantatalvista selvästi leudoimpia ja vastaavaa roudan syvyyden kasvua palaturverakenteessa ei ollut havaittavissa.

Taulukko 33. Seurantatalvien pakkasmäärät ja maksimi rodiansyvyydet Rantsilan palaturverakenteessa (paksuus noin 30 cm) sekä masuunihiekkarakenteessa (paksuus noin 350 mm).

Rakenne	Maksimi rodiansyvyys, m				
	Talvi 95-96 F = 30538 h°C	Talvi 96-97 F = 24520 h°C	Talvi 97-98 F = 27067 h°C	Talvi 98-99 F = 27266 h°C	Talvi 99-00 F = 20978 h°C
Palaturverakenne (palaturvekerros 30 cm)	1,13	1,16	1,21	1,28	1,12
Masuunihiekkarakenne (Masuunihiekka 350 mm)	1,53	1,40	1,41	1,43	1,28

Havaittujen routanousujen perusteella Pellon ja Ranuan palaturverakenteet voidaan jakaa kahteen luokkaan: palaturvekerroksen paksuuden ollessa alle 450 mm, routanousut olivat suuruudeltaan keskimäärin 50 – 100 mm ja paksuuden ollessa yli 450 mm routanousut olivat keskimäärin selvästi alle 50 mm. Rantsilassa routanousut olivat 300 mm:n palaturverakenteella suurimmillaan 80 mm.

Palaturverakenteissa havaittiin rakentamisen jälkeen kokoonpuristumista etenkin paksuissa palaturvekerroksissa (yli 400 mm). Kohteisiin suunnitellut sivukaltevuudet säilyivät kuitenkin suhteellisen hyvin. Tien päältä mitatut kantavuudet olivat alhaisia, Pellossa 83 - 185 MPa (keskiarvo 108 MPa), Ranualla 74 - 240 MPa (keskiarvo 111 MPa) ja Rantsilassa 70 - 177 MPa (keskiarvo 118 MPa).

Palaturverakenteiden pituuksuuntainen epätasaisuus oli keväällä maksimirodian aikaan suurempi kuin kesällä. Tämä johtunee osittain pituuksuuntaan kiilamaiseksi rakennetun palaturverakenteen epätasaisesta routimisesta. Palaturverakenteiden kunto oli tasaisuuden perusteella luokiteltavissa Pellossa keväällä 2001 keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä hyväksi, Ranualla sekä keväällä että kesällä tyydyttäväksi ja Rantsilassa sekä keväällä että kesällä hyväksi.

Pellon kohteessa havaittiin pohjamaan routimisesta aiheutunutta pituushalkeilua päällysteen keskilinjalla osuuksilla, joissa palaturvepaksuus oli alle 500 mm. Kuormituskestävyyden puutteisiin viittaavia, kapeita pituushalkeamia esiintyi myös ulkourassa. Ranualla pääosa päällystevaurioista oli myös kapeita pituushalkeamia ulkourassa. Samoin havaittiin voimakasta reunauran muodostumista etenkin Pudasjärveltä Ranuan suuntaan ohuemmalla palaturveosuudella. Rantsilassa esiintyi kapeata pituushalkeilua alueella, jossa palaturvekerroksen paksuus oli alle 450 mm. Pyörätien palaturveosuudella Temmeksessä havaittiin pituushalkeamia etenkin keskilinjalla. Suurimmat halkeamat olivat alueella, jossa keskilinjan routanousu vaihteli välillä 50 - 70 mm ja jossa suurin routanousuero pyörätien keskilinjan ja reunan välillä oli 30 mm. Keväällä 2001 vauriosummat palaturveosuuksilla olivat Pellossa 8,1 m²/100 m, Ranualla 16,1 m²/100, Rantsilassa 3,8 m²/100 m ja Vt 4 pyörätiellä 3,2 m²/100 m.

Palaturpeen ja sen päällä olevien sitomattomien kerrosten jäykkyyshuomiot olivat alhaisia, mistä syystä palaturpeeseen kohdistuvat kriittiset rasitukset ovat suuria ja sitä kautta kuormituskestävyys oli vähäinen. Palaturverakenteilla vähäistä kuormituskestävyyttä osoittivat myös ulkourissa esiintyvät pituushalkeamat. Palaturverakenteilla sitomattomien kerrosten yhteispaksuuden tulisi olla selvästi suurempi kuin koerakenteissa oli käytetty /28/.

17.2. Lujiterakenne

Lujiterakenteina toteutettiin

- teräsverkkorakenteita
 - Kt 78 Ranua,
 - Pt 18629 Temmes,
 - Mt 661 Isojoki, Kehä III,
- geoprofiilirakenne
 - Vt 4 pyörätie Temmes sekä
- geosynteettisten lujiteverkkojen käyttöä tien levennyksessä
 - Vt 4 Leivonmäki.

Kt 78 Ranua

Ranuan kohteessa teräsverkko asennettiin Remixer-stabiloinnin päälle ennen tasausmassan levitystä eli verkot ulottuivat päällystetyn alueen reunasta reunaan. Teräsverkkorakenteen yhteydessä routanousut olivat seurantalvien aikana pääosin erittäin suuria, vaihdellen välillä 14 – 298 mm. Pienimmät routanousut mitattiin rummun siirtymäarakenteessa. Keskimääräiset routanousut vaihtelivat välillä 127 – 137 mm. Tien routiminen oli poikkeileikkauksessa hyvin epätasaista siten, että tien oikea reuna routi selvästi voimakkaammin.

Erittäin suurista routanousuista ja tien oikean reunan voimakkaammasta routimisesta johtuen oli tien oikealla kaistalla reunaviivan tuntumassa havaittu vuosittain yhtenäinen pituushalkeama, jonka sisältä oli paikoin näkynyt teräsverkkoa. Halkeama oli edelleen jatkunut tien sisäluiskan murskeessa. Tien päällysrakenne oli noussut laattana eikä tyypillisiä pohjamaan voimakkaasta routimisesta aiheutuvia pituushalkeamia keskitiellä ollut esiintynyt. Tasaisuus oli luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä keskimäärin huonoksi. Ruan teräsverkko-osuuden vauriosumma oli keväällä 2001 $16,6 \text{ m}^2/100 \text{ m}$.

Pt 18629 Temmes

Temmeksen kohteessa teräsverkot asennettiin kantavan kerroksen keskelle siten, että teräsverkkojen väliä kasvatettiin säännöllisesti. Ensimmäisten 5 verkon väli oli 0,2 m, seuraavien 5 verkon väli oli 0,4 m ja jatkaen siten, että viimeiset viisi verkkoa asennettiin 2,35 metrin välein. Vertailurakenteena toimi normaaliverkotettu rakenne. Talven 2000-2001 jälkeen koeosuuksilla oli havaittavissa tien reunaosilla paikoin runsasta pituushalkeilua. Pituushalkeamien määrä koeosuudella 1 (verkkojen väli kasvaa) oli $121 \text{ m}/220 \text{ m}$, koeosuudella 2 (verkkojen väli kasvaa) $357,5 \text{ m}/230 \text{ m}$ ja normaaliverkotetulla osuudella $443 \text{ m}/340 \text{ m}$. Vaikka koeosuuksien ja vertailuosuuden maksimiroutanousut olivat vaihdelleet seurantatalvien 1996-2001 aikana välillä 70 - 240 mm, ei osuuksilla esiintynyt tien keskilinjan pituushalkeilua. Teräsverkon vaikutuksesta tien routanousuerot keskilinjan ja reunojen välillä olivat keskimäärin hyvin pienet.

Tien reuna-alueella sijaitsevien pituushalkeamien leveydet olivat riippumattomia teräsverkkojen asennustavasta (verkkojen välin kasvattaminen 0,2 metristä 2,35 metriin tai normaaliverkotettu rakenne), kun routanousujen taso oli keskimäärin alle 100 mm. Verkkojen välin kasvattaminen noin 2 metriin tosin lisäsi pituushalkeamien määrää ja vaurioita esiintyi myös kauempana päällysteen reunasta. Sen sijaan routanousujen ollessa yli 100 mm reunalla sijaitsevien pituushalkeamien määrä ja vaurioiden vakavuus lisääntyivät routanousutason ja verkkovälin kasvaessa. Vaurioiden määrä lisääntyi vastaavasti reunalta ajoradalle päin, kun routanousutaso ja verkkoväli kasvoivat. Keväällä 2001 koeosuuden 1 vauriosumma oli $10,4 \text{ m}^2/100 \text{ m}$, koeosuuden 2 $67,8 \text{ m}^2/100 \text{ m}$ ja vertailuosuuden $36,0 \text{ m}^2/100 \text{ m}$.

Temmeksen kohteen tasaisuus oli vuonna 2001 koeosuudella 1 luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä keskimäärin hyväksi, koeosuudella 2 (verkkojen väli kasvaa) sekä keväällä että kesällä keskimäärin tyydyttäväksi ja normaaliverkotetulla vertailuosuudella keväällä maksimiroudan aikaan keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä hyväksi.

Mt 661 Isojoki

Isojoen koekohteen vaahtobitumistabilointi+teräsverkko-rakenne tehtiin vuonna 1997. Vauriokartoituksessa keväällä 2001 havaittiin 3 ohutta poikkihalkeamaa sekä tien reuna-alueella pituushalkeamia $140 \text{ m}/200 \text{ m}$, joiden

leveys oli alle 5 mm eli osuuden vauriosumma oli 0 m²/100 m. Ennen korjaustoimenpidettä kohteella oli pahoja routavaurioita. Rakenne on siis toiminut ensimmäiset neljä vuotta erittäin hyvin.

Vastemittausten mukaan standardiakselin aiheuttamat jännitykset välittömästi stabilointikerroksen alapuolelle olivat rakentamisvuoden 1997 syksynä noin 150 kPa, mikä on hyvin siedettävä arvo jakavalle kerrokselle. Jännitykset lisääntyivät neljän vuoden seurannan aikana vain hieman, alle 10 %.

Tiellä on melko lailla puutavaraliikennettä, mutta mitatuilla ja havaituilla arvoilla tien voidaan odottaa kestävän vielä vuosia hyvässä kunnossa.

Kehä III

Maabetonirakenteiden ongelmana on maabetonin hallitsematon kutistumishalkeilu, josta aiheutuu heijastushalkeamia päällysteeseen. Tässä koe-kohteessa heijastushalkeamat oli tarkoitus estää tierakenteen eri osiin asennetuilla geovahvisteilla ja teräsverkoilla.

Kohdetta ei instrumentoitu, vaan rakenteen pitkäaikaikäkäyttämistä sekä lujiteverkkojen toimivuutta seurattiin visuaalisin vauriokartoituksin. Pintamittauksia tehtiin myös palvelutasomittausautolla.

Vuoteen 2001 asti (kohde päällystettiin kesällä 2001) tehtyjen kuuden vuoden vauriokartoitusten mukaan koalueiden maabetonin heijastushalkeamien estoratkaisujen toimivuudesta voidaan tehdä seuraavia johtopäätöksiä:

- Pohjoisella ajoradalla lasikuitu-geovahvisteilla (kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 23 kpl/100 m) eikä ohuemmalla ($\phi=6$ mm) teräsverkolla (kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 22 kpl/100 m) ollut vaikutusta estämään heijastushalkeamien syntymistä päällysteeseen (vrt. referenssialueella kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 23 kpl/100 m).
- Eteläisellä ajoradalla geovahvisteet hidastivat jonkin verran (eri vetolujuudella ei vaikutusta) heijastushalkeamien syntyä (kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 11 kpl/100 m) päällysteeseen referenssialueeseen verrattuna (kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 12 kpl/100 m), kuitenkin paljon vähemmän kuin teräsverkko.
- Maabetonin heijastushalkeamien syntyä päällysteeseen esti parhaiten maabetonikerroksen keskelle asennettu teräsverkko, jonka tangon paksuus oli 8 mm (kaistanlevyisiä poikkihalkeamia 7,5 kpl/100 m).

Vertailuna olleelle maabetonin korvaavalle bitumiselle rakenteelle syntyi vain neljä erittäin lyhyttä poikkihalkeamaa oikealle kaistalle, yhteismitaltaan 1,3 kpl/100 m.

Kohteen päällysteelle uuden päällysteen laatuvaatimus IRI-arvolle on 1,4 mm/m. IRI-arvot olivat välillä 1,13 – 1,52 mm/m, missä yhden koeosuuden

(osuus 3, teräsverkko maabetonissa) tasaisuus ei ollut hyväksyttävällä tasolla. Koeosuuden tasaisuus, joka uutena ei täyttänyt laatuvaatimusta, ei kuitenkaan huonontunut seurannan aikana. Tasaisuudet yleensäkin olivat huonompia pohjoisella ajoradalla, missä oli ohuempi maabetonirakenne. Viiden vuoden seurannan aikana kahdella ensimmäisellä koeosuudella tasaisuus huononi selvästi tasolle 1,7 mm/m. Näillä osuuksilla geovahviste oli asennettu lähelle pintaa kulutuskerroksen alle.

Tasaisuudet pysyivät viiden vuoden seurannan aikana pääsääntöisesti samalla tasolla tai jopa hieman paranivat eteläisellä ajoradalla, missä oli paksu maabetonirakenne.

Tämän koekohteen perusteella maabetonirakenteen tyypillinen ongelma, kutistumisen aiheuttamat heijastushalkeamat päällysteeseen, ei ole ehkäistävissä geolujitteilla.

Vain riittävän paksu teräsverkko asennettuna maabetonikerroksen sisään pystyy estämään heijastushalkeamat.

Vt 4 pyörätie

Vt 4 pyörätiellä geoprofiili asennettiin kantavaan kerrokseen joko murskekerroksen tai masuunihiekkakerroksen keskelle. Geoprofiileina käytettiin siileitä ja tartunnoilla varustettuja teräsohutlevyjä. Routanousut vaihtelivat välillä 20 - 130 mm. Päällystevauriota havaittiin tien reunalla alueella, jossa routanousut olivat välillä 70 - 130 mm ja suurimmat routanousuerot pyörätien poikkileikkauksessa olivat 60 mm. Keväällä 2001 geoprofiiliosuuden vauriosumma oli 7,8 m²/100 m.

Vt 4 Leivonmäki

Vt 4 Leivonmäen kohteessa vertailtiin erilaisia lujiteratkaisuja vanhaa tietä levennettäessä. Kohteella tutkittiin levennyksen ja vanhan tien saumaan odotettavia pituushalkeamia ja niiden vähentämistä lujiteverkkoja käyttämällä. Koerakenteet olivat sekä pehmeällä että kovalla pohjamaalla.

Koealueelle rakennettiin kahdeksan varsinaista koealuetta, joissa kokeiltiin kahta murskesoran päälle asennettua lujiteverkkoa ja viittä erilaista koerakenteen ABK:n ja SMA:n väliin asennettua lujiteverkkoa.

Viiden seurantavuoden aikana havaittiin vain yhdellä koeosuudella pituushalkeamia, jotka olivat syntyneet vanhan tien ja tehdyn levennyksen saumakohtaan. Koeosuudella ei kantavuusmittausten ja -tarkastelujen sekä maastokohdan perusteella ollut havaittavissa mitään sellaista poikkeamaa, joka selittäisi vaurioitumisen.

Kaikilla koeosuuksilla kuten normaaliosuuksilla oli runsaasti poikittaishalkeamia. Koeosuuksien poikittaishalkeamat olivat vanhan tien poikittaishalkeamia, jotka laajenivat koeosuuksien poikki. Poikittaishalkeamien etenemiseen vanhalta tien osalta verkoilla ei ole juurikaan ollut vaikutusta.

Uuden ja vanhan rakenteen saumakohta on toiminut samalla tavalla sekä ilman lujiteverkkoja että verkkojen kanssa. Referenssiosuudella ei ollut edes sidottua kantavaa kerrosta levennysosuudella, vaan SMA-kulutuseros levitettiin suoraan sitomattoman kantavan kerroksen päälle. Referenssiosuuksilla ei ole havaittu yhtään pituushalkeamaa levennyksen saumakohdassa, mikä on erittäin yllättävää, kun otetaan huomioon ohut päällyste levennyksen kohdalla. Toteutunut seuranta-aika on vielä liian lyhyt johtopäätösten tekoon, toimiiko tien levennys hyvin vain ohuella päällysteellä ilman vahvisteita.

17.3. Alusrakenteen homogenisointi ja stabilointi

Alusrakenteen homogenisointia ja stabilointia kokeiltiin koerakenteissa Mt 595 Kiuruvedellä (1996), jossa alusrakenteena olevaa moreenia homogenisoitiin ja stabiloitiin sementillä sekä Mt 5950 Salahmissa (1997), jossa alus

rakenteena olevaa moreenia homogenisoitiin ja stabiloitiin Finnstabi-kalkkiseoksella.

Kiuruveden kohteessa tien päällysrakennekerrokset uusittiin ja moreenialusrakenne homogenisoitiin sekä alusrakenteen pintakerros stabiloitiin joko 0,5 m tai 1,0 m kerrospaksuudelta eri sementtimäärillä.

Vertailurakenteessa alusrakenne vain homogenisoitiin 2 m syvyydelle tien tasausviivasta. Jo tämä toimenpide pienensi suhteellista routanousua eli routanousun suhdetta alusrakenteen jäätymissyvyyteen merkittävästi verrattuna vanhaan rakenteeseen. Routanousut olivat viiden seurantatalven aikana kuitenkin varsin suuria, keskimäärin 49 - 94 mm. Alusrakenteen sementtistabilointi pienensi routanousuja suhteessa stabiloimattomaan vertailuosuuteen. Ensimmäisen talven aikana stabiloiduilla osuuksilla routanousua alkoi muodostua vasta routarajan tunkeuduttua stabiloidun kerroksen läpi. Myöhempinä talvina havaittiin myös stabiloidun kerroksen lievää routimista.

Tutkimuksissa mukana olevilla koerakenteilla stabilointisyvyys näyttäisi olevan routanousujen kannalta tärkeämpi kuin sideaineen määrä. Alusrakenteen stabiloinnissa on erittäin tärkeää sideaineen sekoitus mahdollisimman homogeenisesti. Alusrakenteen käsittelystä johtuen tiivistäminen tulee myös tehdä huolella, jotta välttyttäisiin jälkipainumilta.

Koerakennuskohteiden stabilointityön toteuttamisessa ongelmana oli työhön soveltuvan kaluston puute. Kiuruvedellä alusrakenteen stabilointisyvyydet olivat joko 0,5 m tai 1,0 m, jolloin normaalit kantavan kerroksen sementtistabilointiin käytetyt kalustot eivät pysty kerralla käsittelemään niin paksuja kerroksia. Moreenin stabiloinnissa ongelmana oli lisäksi kivisyys, jolloin ensimmäinen vaihe oli kivien haraus. Kaivinkoneeseen liitettävä seulakauha oli yksi vaihtoehto sekoittamiseen, mutta sen käyttö jätettiin pois juuri kivisyyden takia. Sekoitus toteutettiin kaivinkoneeseen liitettyllä harakauhalla, johon sekoitusvaikutuksen tehostamiseksi hitsattiin haran piikkien väliin poikisuuntaisia rautoja. Sekoitus onnistui tällä laitteella kohtalaisesti siten, että suurimmat yksittäiset maakokkareet olivat luokkaa 20 cm. Salahmin kohteessa homogenisoinnin ja Finnstabi-kalkkasideaineen levityksen jälkeen sideaineen sekoitus alusrakenteeseen tehtiin "Maamyrrä" rumpusekoittajalla. Stabilointisyvyys vaihteli koeosuuksilla välillä 0,5 - 0,7 m.

Kiuruveden ja Salahmin kohteiden koerakentamisluonne huomioiden rakentamiskustannukset eivät vastanneet normaalia rakentamista. Taloudellisten työmenetelmien puute lisäsi osaltaan kustannuksia. Koerakentamiskohteet sijaitsivat kohtuullisen lähellä suuria hiekka-alueita. Suodatinhiekka perille tuotuna maksoi vain 22,20 mk/m³ rtr, jolloin rakenteen toteuttaminen massanvaihdolla olisi tullut maksamaan suunnilleen yhtä paljon kuin stabilointi sementtimäärällä noin 20 – 40 kg/m² /22/.

Kiuruveden kohteessa homogenisoidulla vertailuosuudella pituushalkeamisen, joiden leveys oli 1 – 30 mm, määrä oli 140,5 m/120 m. Keskilinjän pi

tuushalkeamien leveys oli 1 – 10 mm ja määrä 21,5 m /120 m. Molemmissa ulkourissa sekä vasemmassa sisäurassa esiintyi verkkohalkeamia, joiden määrä oli 191 m/120 m. Verkkohalkeamia esiintyi noin metrin leveydeltä uran ympäristössä. Stabiloiduilla osuuksilla pituushalkeamien määrä oli 54 m/310 m ja keskilinjaa pituushalkeamien määrä 8 m /310 m. Stabiloiduilla osuuksilla verkkohalkeamia esiintyi molemmissa ulkourissa sekä vasemmassa sisäurassa. Verkkohalkeamia esiintyi pääosin noin metrin leveydeltä uran ympäristössä ja niiden pituus oli 346,5 m/310 m. Vertailuosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 225 m²/100 m ja stabiloitujen osuuksien 112 m²/100 m.

Kiuruveden koerakennuskohde oli osa parannettavaa tietä välillä Luupuvesi – Salahmi. Parannettavalla tiellä päällystettiin syksyllä 1996 vain koerakennosuus. Muu osa tietä jätettiin kantavalle kerrokselle seuraavaan kesään. Koerakenteiden vertailuosuus rakennettiin kuten muukin osa parannettavaa tietä, eli pohjamaa homogenisoitiin 2 metrin syvyydelle tien tasausviivasta ja uusien päällysrakennekerrosten paksuudet olivat 950 mm. Ainoat erot rakenteissa olivat päällystämisaikakohta ja mahdolliset PAB-päällysteen ominaisuuserot. Koerakenteiden yhteydessä havaitut vauriot olivat voimakkaassa kasvussa 3 – 4 vuoden kuluttua rakentamisesta. Muulla osalla tietä ei vastaavaa vaurioitumista ole havaittu. Pudotuspainomittauksilla määritetyissä taipumaeroissa D0 – D200, D0 – D450 havaittiin rakentamisen jälkeisen syksyn ja sitä seuraavien vuosien mittauksissa selvä ero siten, että taipumat olivat ensimmäisenä syksynä selvästi suurempia kuin myöhemmin. Ilmeisesti koerakenteiden vaurioituminen johtui rakennekerrosten ja homogenisoidun/stabiloidun pohjamaan riittämättömästä tiiviyydestä. Eri vuosina tehtyjen päällysteiden laatuerojen määrittämistä ei ole tehty.

Salahmin kohteessa pituushalkeamien määrä oli keväällä 2001 28,5 m/200 m. Lisäksi esiintyi verkkohalkeilun alkua oikeassa ulkourassa 2 m matkalla ja vasemmassa ulkourassa 57 m matkalla. Koeosuuden vauriosumma oli keväällä 2001 36,5 m²/100 m.

17.4. Moreenirakenne

Moreenirakenne toteutettiin Mt 941 Männikkövaarassa. Moreenirakenteessa vanha tien päällysrakenne ja pohjamaa sekoitettiin keskenään noin 2 metrin syvyydelle tien tasausviivasta. Näin toteutettu pengerrakenne kuivatettiin salaojituksella ja kapillaarisen nousun katkaisevalla sorakerroksella. Seosmoreeni oli rakeisuudeltaan hiekkamoreenia. Seurantatalvien routanousut olivat moreenirakenteessa selvästi suurempia kuin perinteisessä 2,0 metrin massanvaihtorakenteessa. Keskimääräiset maksimi routanousut eri talvina vaihtelivat välillä 90 – 125 mm, kun ne massanvaihtorakenteessa vaihtelivat välillä 13 – 16 mm. Seosmoreenirakenteen yhteydessä havaituista routanousuista oli talvesta riippuen 50 - 80 % muodostunut itse seosmoreenin routimisesta. Seosmoreenirakenteessa havaittiin vähän päällystevaurioita. Ne olivat pääasiassa pituushalkeamia päällysteen reunassa. Vähäisiin

päällystevaurioihin oli vaikuttanut tien tasainen routiminen poikkileikkauksessa. Vaikka routanousut olivat suuria, routanousuerot tien keskilinjan ja reunojen välillä olivat hyvin pieniä. 5 m IRI-arvojen perusteella seosmoreenirakenteen tasaisuus oli keväällä 2001 luokiteltavissa keskimäärin tyydyttäväksi ja kesällä keskimäärin hyväksi. Keväällä 2001 seosmoreenirakenteen vauriosumma oli $6,6 \text{ m}^2/100 \text{ m}$.

17.5. Massanvaihtorakenne

Massanvaihtorakenteita toteutettiin

- Kt 83 Pellossa ja
- Mt 941 Männikkövaarassa.

KT 83 Pello

Pellon 2 metrin massanvaihtorakenteessa keskimääräiset routanousut vaihtelivat seurantatalvien aikana välillä 15 – 22 mm. Suurimmat roudansyvytykset vaihtelivat välillä 1,80 – 2,15 m. Routa tunkeutui kolmena ensimmäisenä talvena pohjamaahan 0,03 – 0,15 m ja kahtena seuraavana talvena routaraja jäi suodatinkerrokseen. 5 m IRI-arvojen perusteella tien tasaisuus oli keväällä 2001 luokiteltavissa keskimäärin huonoksi ja kesällä keskimäärin tyydyttäväksi. Pellon 2 metrin massanvaihtorakenteessa havaittiin 4 kpl poikkihalkeamia, joiden leveys oli 1 – 5 mm ja yksi poikkihalkeama, jonka leveys oli 5 – 10 mm. Keväällä 2001 massanvaihtorakenteen vauriosumma oli $2,9 \text{ m}^2/100 \text{ m}$.

Mt 941 Männikkövaara

Ranuan Männikkövaaran 2 metrin massanvaihtorakenteen yhteydessä routa tunkeutui pohjamaahan kolmena ensimmäisenä seurantatalvena 0,10 – 0,15 m ja viimeisenä seurantatalvena routa jäi rakennekerrokseen. Routanousut olivat hyvin pieniä, vaihdellen keskimäärin välillä 7 – 16 mm. Eri vuosina mitattujen kantavuuksien keskiarvot vaihtelivat välillä 233 – 252 MPa. Männikkövaaran 2 metrin massanvaihtorakenteen tasaisuus oli keväällä ja kesällä 2001 keskimäärin erittäin hyvä. Keväällä 2001 esiintyi päällysteessä tien keskilinjan pituushalkeamia 36 m/170 m, muita pituushalkeamia 62 m/170 m ja poikkihalkeamia 2 kpl. Keväällä 2001 massanvaihtorakenteen vauriosumma oli $7,7 \text{ m}^2/100 \text{ m}$.

17.6. Masuunihiekkarakenne

Masuunihiekkarakenne toteutettiin Pt 18564 Rantsilassa. Masuunihiekkarakenteen kokonaispaksuus oli 1,19 m, josta masuunihiekkaa oli 350 mm.

Masuunihiekkarakenteen suurimmat roudansyvyydet vaihtelivat välillä 1,22 - 1,49 m eli routa tunkeutui pohjamaahan 0,03 – 0,30 m. Suurimmat routanousut eri seurantatalvina vaihtelivat välillä 60 - 117 mm.

Masuunihiekkarakenteen kantavuudet olivat suuria vaihdellen välillä 295 - 685 MPa, keskiarvon ollessa 428 MPa. 5 m IRI-arvojen perusteella tien ta-saisuus oli luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä keskimäärin hyväksi. Masuunihiekkarakenteessa havaittiin päällystevaurioina pituushalkeamia 158 m/240 m. Halkeamien leveys oli pääasiassa alle 5 mm, joten masuunihiekkasuuden vauriosumma oli keväällä 2001 2,2 m²/100 m.

17.7. Bitumistabilointi

Bitumistabilointirakenteita toteutettiin

- Mt 718 Vöyrissä,
- Jutikkalan eritasoliittymässä,
- Mt 661 Isojoella ja
- Pt 12895 Nakkilassa.

Mt 718 Vöyri

Mt 718 Vöyrin kohteessa pudotuspainomittausten perusteella stabilointikerroksen paksuudella ei ollut vaikutusta kantavuuteen, mikä oli yllättävä havainto. Kantavuudessa ei ole myöskään tapahtunut merkittäviä muutoksia kuluneiden vuosien aikana. Tähän voi olla selityksenä se, että stabilointi aluksi lujittuu muutaman vuoden veden poistuessa kerroksesta. Tämä lisää kantavuutta. Samanaikaisesti etenevä vaurioitumisprosessi alentaa kantavuutta, joten em. syyt kompensoivat toisiaan. Jos muutaman vuoden seurannan aikana tie jatkaa vaurioitumistaan, mutta kantavuudessa ei näy mitään eroja tai suuntausta, kantavuudella ei voida selittää tien kuntoa.

Vuoden 2001 mittaukset osoittavat, että ohuimmalla stabilointipaksuudella liikenteen aiheuttamat jännitykset ovat edelleen kasvaneet, mutta muilla osuuksilla asettuneet suunnilleen samalle tasolle kuin edellisissä kahden vuoden takaisissa mittauksissa. Tämä kuvastaa sitä, että ohut stabilointikerros on selvästi vaurioitumassa. Muilla osuuksilla ei vastaavaa ilmiötä ole havaittavissa. Tätä tukee myös havaitut vauriot, jotka ovat selvästi lisääntyneet ohuen stabiloinnin osuudella. Muilla osuuksilla ei ole merkittävää vaurioitumista havaittavissa.

Talven 2000-2001 jälkeen havaituista pituushalkeamista 5 -10 mm leveitä halkeamia oli 13 m/300 m ja 1 - 5 mm leveitä halkeamia oli 51 m/300 m. Pituushalkeamien lisäksi havaittiin ensimmäiset verkkohalkeamat osuudella, jossa bitumistabilointikerroksen paksuus oli 100 mm. Verkkohalkeaman yhteispituus oli 13 m. Koeosuuksien vauriosummat olivat keväällä 2001 seu

raavat: BST 100 mm 7,9 m²/100 m, BST 140 mm 0,6 m²/100 m ja BST 180 mm 2,3 m²/100 m.

Routanousuista aiheutuneiden pituushalkeamien määrä oli kolmen seurantatalven perusteella selvästi suurin osuudella, jossa bitumistabilointipaksuus oli 100 mm. Sen sijaan bitumistabilointipaksuuksilla 140 mm ja 180 mm ei vaurioiden määrässä ollut keskenään juuri eroa. Koekohteen pohjasuhteet olivat suhteellisen homogeeniset, keskimääräisten routanousujen vaihdellussa esim. talvella 2000-2001 välillä 73 – 81 mm.

Tasaisuuden (5m IRI-arvojen) perusteella tien kunto oli koeosuuksilla luokiteltavissa sekä keväällä että kesällä 2001 keskimäärin huonoksi. Pituussuuntaiset epätasaisuudet johtuivat pohjamaasta, joka oli laihaa savea. Seurannan aikana havaitut suurimmat painumat olivat noin 80 mm ohuimman stabilointipaksuuden osuudella.

Kuorma-auton aiheuttama stabilointikerroksen läpi menevä jännitys on kasvanut kolmen vuoden seurannan aikana ja lähentelee jo 300 kPa:n tasoa. Tällaisilla jännitystasoilla stabilointikerroksen alapuoliset sitomattomat kerrokset joutuvat liian kovalle rasitukselle ja heikkenevät ajan kuluessa.

Stabilointikerroksen ollessa 140 mm em. jännitys on kasvanut jonkin verran, mutta on vain runsas puolet edellisestä. Stabilointikerroksen ollessa 180 mm em. jännitys on säilynyt lähes ennallaan ja on tasoltaan alle 100 kPa.

Tähänastisista tuloksista voidaan päätellä, että 100 mm stabilointipaksuus ei ole riittävä kyseisen luokan tielle. Mittaustulosten mukaan ainakin 180 mm stabilointipaksuus on riittävä. Toteutuneen havaintoajan perustella ei voida vielä päätellä, onko 140 mm riittävä stabilointipaksuus.

Jutikkala

Päällysteen päältä mitatut kantavuudet vaihtelivat heti rakentamisen jälkeen tehdyssä mittauksessa välillä 332 - 376 MPa, keskiarvon ollessa 359 MPa ja kuukautta myöhemmin tehdyssä mittauksessa välillä 370 - 488 MPa, keskiarvon ollessa 410 MPa. Kantavuus todennäköisesti kehittyi suotuisasti myöhemminkin veden poistuessa stabilointikerroksesta. Kantavuuden perusteella arvioituna rakenne toimi hyvin.

Kuorma-auton aiheuttamaa venymää stabilointikerroksen alapintaan mitattiin rakentamisvuoden 1996 syksynä ja kaksi kertaa tämän jälkeen. Standardiakselin aiheuttama venymä oli alussa noin 200 µS, mikä on melko suuri arvo näin paksulle sidotulle kerrokselle. Se oli kaksinkertainen saman kohteen ABK:n alapinnan vastaaviin venymiin verrattuna.

Osuus päällystettiin seuraavana vuonna ja tämän jälkeisissä mittauksissa venymä oli molempina vuosina noin 120 µS. Bitumistabiloinnin kriittinen muodonmuutos ei liene alapinnan venymä vaan yläpinnan vertikaalinen pu

ristuma, joten vastemittausten perusteella rakenteen kantavuutta ei voida yksikäsitteisesti arvioida.

Bitumistabilointiosuuden IRI-arvo oli syksyllä 1996 1,5 mm/m ja syksyllä 1998 1,2 mm/m. Tasaisuuden paraneminen johtui uudelleen päällystämisestä mittausten välillä. Syksyllä 1998 bitumistabilointiosuuden tasaisuus oli erittäin hyvä. Tasaisuus oli uutena vaatimukset täyttävä. Paksummalla kulutuserroksella tasaisuus paranee, kuten myöhempi mittauskin osoitti. Tasaisuuden perusteellakin rakenne oli toimiva.

Jutikkalan kohteen bitumiemulsiostabilointiosuuden viimeisillä metreillä heti alkuvaiheissa havaitut päällystevauriot johtuivat suureksi osaksi kulutuserroksen laadusta, joka oli vettä läpäisevää ja hieman suunniteltua ohuempi. Vauriokohta oli aivan osuuden lopussa, muilta osin päällyste oli moitteettomassa kunnossa.

Osuus päällystettiin uudelleen, minkä jälkeen päällysteessä ei havaittu vaurioita. Ennen koerakenteen purkamista tehdyn vauriokartoituksen mukaan päällysteessä ei ollut mitään normaalista nastarengasliikenteen aiheuttamista urakulumisesta poikkeavia vaurioita. Bitumiemulsiostabiloidun kantavan kerroksen pinta oli tasainen ja siinä ei ollut havaittavissa vaurioita. Stabiloidun kerroksen vesipitoisuus oli yli kaksinkertainen muiden koeosuuksien sitomattomaan kantavaan kerrokseen verrattuna.

Vain kolmen vuoden seuranta-ajan ja uudelleenpäällystämisen takia rakenteen toiminnan arvioinnissa ei voi ottaa ehdotonta kantaa. Kahdella kuuma-päällystekerroksella rakenne olisi varmemmin toimiva.

Mt 661 Isojoki

Vastemittausten mukaan kaikilla alueilla kuorma-auton aiheuttama jännitys jakavaan kerrokseen oli heti rakentamisen jälkeen kohtuullisella tasolla. Neljän vuoden seurannan aikana jännitys on jopa hieman pienentynyt, myös stabiloimattomalla vertailuosuudella. Tämä on seurausta veden hitaasta poistumisesta stabilointikerroksesta ja rakenteen jälkitiivistymisestä. Vastemittausten mukaan rakenteet ovat vain parantuneet stabiloinnin lujittumisen myötä.

Routanousu on aiheuttanut koeosuuksille jonkin verran pituushalkeamia tien keskisaumaan ja aivan reunaan. Tasaisuudeltaan koeosuudet olivat poikkeuksellisen hyviä.

Koekohteessa kaikki stabiloidut osuudet toimivat toistaiseksi hyvin ja mittausten ja havaintojen mukaan rakenteen voi odottaa toimivan hyvin vielä vuosia eteenkin päin.

Pt 12895 Nakkila

Pt 12895 Nakkilan kohteen rakenteen korjaustoimenpide paransi tien kantavuutta huomattavasti. Korjauksen jälkeen pudotuspainolaitteella mitatut tai

pumat olivat enää suunnilleen puolet siitä, mitä ne olivat ennen korjausta. Tämä johtui ensisijaisesti päällysrakenteen yläosan paljon suuremmasta jäykkyydestä. Ennen korjausta indeksi $D_0 - D_{300}$, mikä kuvaa rakenteen yläosan jäykkyyttä, oli noin $600 \mu\text{m}$. Korjauksen jälkeen vastaava indeksi oli bitumistabilointialueilla noin $180 \mu\text{m}$. Rakenteen yläosan suuri jäykkyys pienensi myös pohjamaan taipumaa, kun kuormitus jakaantui laajemmalle.

EKB-stabilointiosuudella kantavuus oli noin 200 MPa ja vaahtobitumistabilointiosuudella hieman pienempi. Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot rakenteiden kantavuus on tarkasteluaikana lisääntynyt vain vähän.

Kun stabiloinneista oli kulunut noin 100 päivää, tutkittiin vastemittauksin eri rakenteiden kykyä jakaa kuormitusta tien poikkisuunnassa. EKB-emulsiostabilointi ja vaahtobitumistabilointi toimivat suunnilleen samalla tavoin.

Kaikilla rakenteilla tapahtui lujittumista ajan suhteen. Lujuuden kehittyminen näyttäisi olevan suunnilleen samanlaista kaikilla bitumisilla stabiloinneilla.

Seuraavien vuosien vastemittauksista voitiin todeta, että erityisesti vaahtobitumistabiloinnin kuormitusten jakamiskyky lisääntyi varsin selvästi vielä kahden vuoden ikäisenäkin.

Seuranta-aikana kävi ilmi, ettei kyseisten rakenteiden kuormitusten jakamiskyvyn kehittymistä pystytty havaitsemaan tavanomaisten pudotuspainolaimittauksen perusteella.

Vastemittausten ja havaintojen mukaan bitumistabiloitujen rakenteiden voi odottaa toimivan hyvin vielä vuosia koekohteessa toteuneilla liikennemäärillä. Ankarat talvet voivat aiheuttaa tien vaurioitumisen, koska tietä ei mitoitettu routaa vastaan, vaan kunnostustoimenpide koski vain päällysrakenteen yläosaa (0,30 m).

17.8. Komposiittirakenne

Komposiittirakenteita toteutettiin

- Jutikkalan eritasoliittymässä,
- Vt 19 Seinäjoella ja
- Pt 12895 Nakkilassa.

Jutikkala

Koekohteen komposiitti tehtiin siten, että avoimeen asfalttibetoniin AA20 (B120) imeytettiin sementtilaasti.

Komposiittirakenne koostui komposiittikerroksesta paksuudeltaan 50 mm ja sen alla olevasta asfalttibetonikerroksesta AB20/100 paksuudeltaan 40 mm. Kulutuskerroksena oli AB25/100. Sitomattomat kerrokset oli mitoitettu ja tehty perinteisen tavan mukaan.

Sementtilaastin imeyttäminen avoimeen asfalttiin tehtiin käytännössä käsi-työnä liikuttelemalla laastia lastoilla, jotta se imeytyisi tasaisesti asfalttiker-rosken rakoihin. Rakenteen saaminen tasalaatuiseksi vaatii huolellista työtä. Koekohteessa onnistuttiin melko hyvin, mutta laajempaan käyttöön tarvitaan koneellista

Komposiittikerroksen alapinta oli niin lähellä neutraaliakselia, että kompo-siittiin syntyi alkumittauksissa hyvin pieniä muodonmuutoksia liikennekuor-mituksesta. Päälysteen alapintaan syntyi myös melko pieniä muodonmuu-toksia (noin 65 μ S), koska sidotut kerrokset olivat paksut.

Tie oli liikenteellä vain kolme vuotta, jona aikana vastemittaukset tehtiin kolme kertaa. Tänä aikana ei tapahtunut muutoksia liikennekuorman aihe-uttamissa muodonmuutoksissa.

Päälysteen päältä pudotuspainolaitteella mitattu kantavuus oli riittävä ky-seisen luokan tielle ja selvästi suurempi kuin muilla bitumisilla rakenteilla.

Komposiittiosuuden tasaisuutta ei voitu mitata syksyllä 1996, koska työmaa oli keskeneräinen. Syksyllä 1998 tasaisuus IRI-arvona oli 1,4 mm/m, mikä oli erittäin hyvä arvo.

Vauriokartoitusten mukaan koeosuudella ei ollut silmämääräisen tarkastelun perusteella havaittavia vaurioita.

Moottoritien väliaikainen liittymä vanhalle valtatie 3:lle purettiin loka- mar-raskuussa 1999, jolloin seuranta-ajaksi jäi vain kolme vuotta. Tänä aikana koerakenne toimi kaikilla mittareilla arvioituna erittäin hyvin. Rakenne on muihin nähden selvästi vankempi (ja myös kalliimpi), joten sen pitikin toimia hyvin.

Tämän tyyppinen rakenne on teknisesti perusteltua tielle, jolla on runsaasti raskasta liikennettä ja tien oletettu vaurioitumismekanismi on väsyminen tai sitomattoman kantavan kerroksen urautuminen. Haittana tällä tyyppillä on komposiittikerroksen lujittumiseen vaadittava aika, jolloin liikennettä ei voi laskea tielle.

Vt 19 Seinäjoki

Seinäjoelle Vt 19:lle rakennettiin 500 m pitkä koetie, jonka vanhalle asfaltti-betonille tehtiin laatikkojyrsintä ja jyrsitylle pinnalle tehtiin neljä komposiitti-koealuetta ja niiden vertailualue (SMA ilman komposiittia). Jyrsinnän tai komposiitin tekemisen yhteydessä ei korjattu tienkohdan sivukaltevuus-puutteita. Komposiittikoealueet eroavat toisistaan sementtipitoisuuden tai komposiitin päällä olevan kulutuskerroksen tyyppin (SMA tai AB) mukaan. AB

otettiin mukaan vaihtoehtoiseksi kulutus pintavaihtoehdoksi, koska se tiiviimpänä suojaa paremmin alla olevia kerroksia tiesuolan haitallisilta vaikutuksilta.

Asfalttirouheen lähtömateriaali ja sen myötä rouheen ominaisuudet vaikuttavat merkittävästi rouhekomposiitin ominaisuuksiin. Erilaisista materiaaleista johtuen vt 19:n komposiitti poikkeaa ominaisuuksiltaan v. 1997 TPPT:n materiaalitutkimuksissa tutkitusta asfalttirouhekomposiitista. Luonnonhiekkasementtilaastin lisäkiviaineksena ja SMA-rouhe antoivat v. 1997 laboratorikokeissa hyvät tulokset.

Komposiitin tiiviyys jäi alhaiseksi ja tyhjätila epätavallisen korkeaksi. Alhainen tiiviyys ja siitä seurannut korkea tyhjätila johtui todennäköisesti siitä, että käytettävissä ollut murske heikensi sementtilaastin tiivistyvyyttä. TPPT-projektin aiemmissa asfalttirouhekomposiittikokeissa käytettiin lisäkiviaineksena ainoastaan luonnon hiekkaa ja tällöin ei tiivistämisessä ollut ongelmia. Työmaalla toteutunut tiiviyys ei täyttänyt alhaisesta tavoitetasosta huolimatta tiiviyysastevaatimusta. Muilta osin komposiitin rakentamisessa ei ollut ongelmia.

Vastemittaukset tehtiin rakentamisen jälkeisenä syksynä 1999. Mitattavana suureena oli venymä vanhan asfalttikerroksen alapinnassa. Standardiakselin aiheuttamat venymät olivat melko suuria, komposiittirakenteelle 140 μ S ja referenssirakenteelle yli 160 μ S 18 °C:n lämpötilassa, kun otetaan huomioon, että sidotut kerrokset olivat huomattavan paksut. Tämä merkitsee sitä, että vanha asfalttikerros lienee jo aika heikko.

Kahden vuoden seurannan jälkeen osuuksilla, joilla on SMA-päällyste, on vain yksi poikkihalkeama, sekä molemmilla komposiittiosuuksilla että referenssiosuudella.

Molemmilla komposiitti-osuuksilla, joilla on AB-päällyste, on halkaisijaltaan 0,5 m ja 20 mm syvä painauma, jossa on kaarevia halkeamia. Lisäksi molemmilla osuuksilla on muutama poikkihalkeama ja varsinkin pienemmän sementtiprosentin omaavalla komposiittiosuudella on ajourassa useita lyhyitä poikkihalkeamia.

Ensimmäisten mittaustulosten ja havaintojen perusteella voi jonkin suuruista vaurioitumista olla odotettavissa lähivuosien aikana. Murskeen ja AB-rouheen soveltuvuudesta komposiittiin voidaan tehdä johtopäätökset vasta koetien muutaman lisävuoden seurantatulosten perusteella.

Periaatteessa tämän tyyppinen rakenne on teknisesti perusteltua tielle, jolla on runsaasti raskasta liikennettä ja tien oletettu vaurioitumismekanismi on väsyminen tai sitomattomien kerrosten urautuminen. Rakenne lisää yläosan jäykkyyttä ja pienentää raskaan liikenteen alempiin kerroksiin aiheuttamia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Haittana tällä tyyppillä on komposiittikerroksen lujittumiseen vaadittava aika, jolloin liikennettä ei voi laskea tielle.

Pt 12895 Nakkila

Nakkilan komposiittirakenteen tutkimuksen tuloksena todettiin, että jo vähäiselläkin (1 %) sementtipitoisuudella saavutettiin komposiittistabiloinnilla merkittävä alkulujuuden nopeutuminen verrattuna vaahtobitumistabilointiin. Koekohteessa käytettiin Rapid-sementtiä yleissementin asemesta, koska pyrittiin nopeasti lisäämään alkulujittumista. Sementtilajin valinnan osalta tämän tutkimuksen johtopäätös on, että yleissementti soveltuu muita paremmin stabilointityömaan työnjärjestelyn aikatauluun. Rapid-sementtiä ei kannata käyttää ainakaan kesällä, koska stabilointikerros pitäisi saada tiivistetyksi, ennen kuin Rapid-sementti alkaa sitoutua.

Korjaustoimenpide paransi tien kantavuutta huomattavasti. Korjauksen jälkeen pudotuspainolaitteella mitatut taipumat olivat enää suunnilleen puolet siitä, mitä ne olivat ennen korjausta. Tämä johtui ensisijaisesti päällysrakenteen yläosan paljon suuremmasta jäykkyydestä. Ennen korjausta indeksi $D_0 - D_{300}$, mikä kuvaa rakenteen yläosan jäykkyyttä, oli noin 600 μm . Korjauksen jälkeen vastaava indeksi oli komposiittialueilla vain noin 100 μm . Rakenteen yläosan suuri jäykkyys pienentää myös pohjamaan taipumaa, kun kuormitus jakaantuu laajemmalle.

Kaikilla rakenteilla tapahtui lujittumista ajan suhteen. Suurin jäykkyys oli kokeen alusta lähtien komposiittistabiloinnilla.

Kun stabiloinneista oli kulunut noin 100 päivää, tutkittiin vastemittauksin eri rakenteiden kykyä jakaa kuormitusta tien poikkisuunnassa. Komposiittistabilointi jakoi jännityksen selvästi parhaiten ja leveimmälle alueelle. Myöhemmillä vastemittauksilla selvisi, että kaikkien muiden paitsi masuunihiekka-stabiloinnin lujuus kasvoi edelleen, muttei yhtä nopeasti kuin ensimmäisenä syksynä.

Tääläisten rakenteiden kuormitusten jakamiskyvyn kehittymistä ei pystytty havaitsemaan tavanomaisten pudotuspainolaitemittausten perusteella.

Komposiittiosuuksien tasaisuus oli keväällä 2001 keskimäärin hyvä ja kesällä keskimäärin erittäin hyvä. Tasaisuuden suhteen rakenne toimi erittäin hyvin.

Koeosuuden kantavuus oli kuukauden ikäisenä hieman alle 200 MPa. Ottamalla huomioon mittauslämpötilojen erot rakenteen kantavuus on tarkasteluajana lisääntynyt vain vähän.

Komposiittiosuudella havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 122 m/240 m. Pituushalkeamat sijaitsivat pääasiassa tien molemmilla reunoilla ja halkeamien leveydet olivat alle 5 mm. Routanousun aiheuttamia halkeamia ei tämän tyyppisillä rakenteilla voi estää, mutta niiden määrää voi jonkin verran vähentää pinemmillä mitoitusroutanousun arvoilla, koska stabilointi pitää tie-rakenteen yläosan laattana.

Nakkilassa toteutettua komposittistabiloiti-rakennetyyppiä voidaan muihin stabilointeihin verrattuna pitää parhaana stabilointityyppinä. Rakenne soveltuu erittäin hyvin alemman luokan teiden perusparantamiseen. Liikenne voidaan laskea nopeasti korjatulle osuudelle, koska tämän tyyppinen stabilointi antaa rakenteelle paremman alkulujuuden muihin stabilointeihin verrattuna.

17.9. Sitomattoman murskeen koerakenteet

Sitomattoman murskeen koerakenteita toteutettiin Vt 5 Juvalla.

Juvalla Vt 5:n tieosalla 132 vertailtiin kolmea erilaista sitomattoman kantavan kerroksen murskelaatua. Muilta osin rakenne oli samanlainen kaikilla koeosuuksilla. Seurannan perusteella arvioitiin raskaan liikenteen aiheuttaman jännityksen välittymistä kantavan kerroksen läpi ajan suhteen ja murskeen laadun merkitystä rakenteen kuormituskestävyyteen.

Tasaisuusmittausten tuloksista näkyy tasaisuuden parantuminen seuranta-mittauksissa. Tasaisuusmuutoksen syynä oli kohteella tehty päällysteen Remix-käsittely. Mitatut tasaisuudet olivat kaikilla osuuksilla erittäin hyviä.

Kantavan kerroksen eri materiaaleilla ei ollut vaikutusta rakenteen kantavuusominaisuuksiin mittausten perusteella. Kantavuus oli kaikilla osuuksilla hieman alle 400 Mpa.

Rakentamisvuoden vastemittauksissa standardiakselin aiheuttamat jännitykset olivat suunnilleen samalla tasolla 120 kPa kaikilla rakenteilla, hyvälaatuisella murskeella kuitenkin hieman alempana. Yksittäispyörä aiheutti kantavan kerroksen alapuolelle yleensä 10-20 % suuremman jännityksen kuin vastaavan painoinen paripyörä. Ajan funktiona kaikkien alueiden jännitykset kasvoivat vuoteen 2000 asti. Mitatut paineet kantavan kerroksen alapinnassa vuonna 2001 päällystämisen jälkeen luonnollisesti pienenevät, mutta kiillepitoisen materiaalin suhteellinen ero muihin materiaaleihin säilyi ennallaan tai jopa hieman kasvoi.

Varsinaisella koekentällä verkkohalkeamaa oli vuonna 2001 kiillepitoisen materiaalin osuudella 53 m, soramurskealueella 52 m ja hyvälaatuisella materiaaliosuudella 28 m (12 m+16 m). Referenssirakenteen materiaalia oli käytetty aina paalulle 930 asti. Paalivälillä 800 - 900 verkkohalkeamaa oli oikeassa ajourassa 57 m:n matkalta ja vasemmassa ajourassa 7 m:n matkalta. Koekenttää ennen oleva materiaali oli samaa kuin koerakenteen I soramurske ja oikea ajoura oli koko 100 m:n matkalta verkkohalkeamilla.

Päällysteeseen oli jo vuonna 2000 syntynyt verkkohalkeamia ja koealueiden vaurioituminen oli nopeaa ensimmäisten vaurioiden havaitsemisen jälkeen niin, että koealueet päällystettiin loppukesällä 2001.

Mittausten mukaan kiillepitoinen materiaali on kantavan kerroksen materiaalina heikompaa kuin muut käytetyt materiaalit, mutta päällysteen vaurioituminen lähes samanaikaisesti kaikilla koeosuuksilla ja koeosuuksien päissä olevilla tavanomaisilla rakenteilla näyttävät vaurioitumissyiden olevan materiaaleista jokseenkin riippumattomia.

Kantavan kerroksen materiaalien laatuerojen osuus päällysteen vaurioitumiseen on hyvin vähäinen. Pelkästään koerakenteita verrattaessa voidaan hyvälaatuisen materiaalin katsoa vain hieman hidastaneen vaurioitumista. Tarkasteltaessa oikeaa kaistaa koerakennetta laajemmalla alueella tulee ratkaisevammaksi tekijäksi erilaiset geomorfologiset ja ilmastolliset tekijät. Vettä on ilmeisesti päässyt valumaan runsaslumisten talvien jäljiltä rakenteisiin ja erityisesti ohituskaistan mäkiosaan. Rakenteen kastumista olivat edesauttaneet tiellä olleet runsaat ja suuret saumahalkeamat ja poikkihalkeamat.

Kokonaisuutena rakenne oli liian heikko raskaasti liikennöidylle tielle, koska neljän vuoden seurannan aikana syntyi kaikille koealueille melko runsaasti verkkohalkeamaa. Kuivatus näytti hyvältä, mutta runsaista pituushalkeamista (saumahalkeamista) saattoi imeytyä haitallisesti vettä sitomattomiin kerroksiin.

17.10. Paksut bitumilla sidotut kerrokset

Paksuja bitumilla sidottuja päällysrakennekoerakenteita toteutettiin

- Jutikkalan eritasoliittymässä,
- Kehä III:lla ja
- Kehä II:lla.

Jutikkala

Jutikkalan koekohteeseen rakennettiin kaksi koerakennetta (III ja IV), joissa sidottu kantava kerros oli asfalttibetonia. Koerakenteessa III sideaine oli B80 (4,4 %) ja kiviaineksen maksimiraekoko 32 mm, jonka tunnus oli ABK32 (B80). Koerakenteessa IV sideaine oli B25 (4,5 %) ja kiviaineksen maksimiraekoko 32 mm, jonka tunnus oli ABK32 (B25). Ainakin antureiden kohdalta ABK32 (B80)-rakenne oli noin 5 mm paksumpi kuin ABK32 (B25)-rakenne.

Päällysteen päältä pudotuspainolaitteella mitatut kantavuudet olivat samaa tasoa kummallakin osuudella. Kantavuustaso olisi voinut olla suurempikin, mutta keskinertainen kantavuus aiheutui todennäköisesti alemmista sitomattomista kerroksista.

ABK (B80)-osuudella tasaisuus IRI-arvona oli syksyllä 1996 1,9 mm/m ja ABK (B25)-osuudella 1,6 mm/m. Uuden päällysteen laatuvaatimus IRI-

arvolle on 1,6 mm/m, joten ABK (B80)-osuus ei täyttänyt laatuvaatimusta. Vastaavasti syksyllä 1998 ABK (B80)-osuudella IRI-arvo oli 1,6 mm/m ja ABK (B25)-osuudella 2,1 mm/m. Tasaisuudeltaan osuudet oli luokiteltavissa hyviksi.

Vastemittaukset tehtiin rakentamisen jälkeen syksyllä 1996 ja kaksi kertaa tämän jälkeen. Yksittäispyörä aiheutti asfalttikerroksen alapintaan noin 25 % suuremmat venymät kuin vastaavan painoinen paripyörä. Standardi akseli aiheutti kummallekin rakenteelle asfalttikerroksen alapintaan noin 100 µS venymän 5 °C lämpötilassa.

Jatkomittauksissa antureiden epä johdonmukaisen käyttäytymisen aiheutti se, että kuormituksen aiheuttamat venymät rakenteen alapintaan eivät ole välittyneet antureiden venymäliuskoihin. Syynä voivat olla ABK-kerroksen alapintaan syntyneet halkeamat tai itse anturin irtoaminen liimauksesta tai venymäliuskan osittainen irtoaminen liimauksestaan. Ko. tekniikkaa on käytetty monissa kohteissa useiden vuosien ajan, eikä aiemmin ole havaittu anturin tai venymäliuskan irtoamista liimauksistaan. Jos syynä on sidotun kantavan kerroksen alapinnan halkeamat, on rakenne alkanut vaurioitua ja sillä on vaikutusta koko rakenneratkaisun kestoikään.

Vauriotarkastelujen mukaan alueilla ei havaittu silmämääräisesti vaurioita. Viimeisin tarkastelu suoritettiin 2.6.1999.

Erityyppisillä ABK-rakenteilla ei havaittu eroja mittauksissa ja havainnoissa. Jäykemmästä bitumista tehty ABK oli moduuliltaan selvästi parempaa, mutta koska ainakin antureiden kohdalla ABK32 (B80)-kerros oli noin 5 mm paksumpi kuin ABK32 (B25)-kerros, ero käyttäytymisessä saattoi hävitä tähän paksuuseroon.

Kehä III

Koerakenteessa oli (maabetonirakenteen korvaava) bituminen rakenne, joka koostui alhaalta lukien 100 mm ABK-kerroksesta, erikoiskovasta bitumista (Gilsonite 17 % sideaineesta) tehdystä 60 mm ABS-kerroksesta ja 40 mm SMA-kulutuserroksesta.

Kantavuuden katsottiin olevan niin korkean, että sen mittaamista ei pidetty tarpeellisena.

Koeosuuden tasaisuus oli uutena hyvä, IRI-arvo 1,2 mm/m. Viiden vuoden seurannan aikana tasaisuus jopa parani IRI-arvoon 1,1 mm/m.

Ensimmäinen noin metrin mittainen poikkihalkeama syntyi kahden vuoden kuluttua tien avaamisesta liikenteelle. Kuuden vuoden seurannan jälkeen oli tullut muutama vastaava halkeama niin, että niitä yhteensä 1,3 kaistanleveyttä 100 m matkalla. Tämä oli kuitenkin ylivoimaisesti vähemmän kuin vastaavilla maabetoniosuuksilla.

Kaikilla mittareilla arvioituna tutkittu rakenne toimi erittäin hyvin. Koko tie päällystettiin kuuden vuoden kuluttua rakentamisesta, mutta tällä osuudella se ei olisi vielä ollut tarpeellista.

Tämän tyyppinen rakenne sopii tielle, missä on erittäin paljon raskasta liikennettä, jolloin tien vaurioitumismekanismi on väsyminen tai sitomattomien kerrosten urautuminen.

Kehä II

Kehä II:lla vertailtiin koerakennetta (AB (B200)+ABS (Gilsonite 17 % sideaineesta)+SMA) vilkkaasti liikennöidyn tien normaalirakenteeseen (ABK+SMA). Koerakenteen alin kerros oli hyvin vetoa kestävä (mutta ei jäykkä) AB-kerros, jonka kyky kestää vetorasitusta oli laboratoriokokeiden mukaan 100-kertainen tavalliseen ABK:iin verrattuna. Seuraava kerros oli erittäin jäykkä ABS, joka jakaa kuormaa. Kulutuskerroksena molemmissa rakenteissa oli normaali SMA, joka oli suunniteltu tehtäväksi vasta kahden vuoden kuluttua tien avaamisesta liikenteelle. Koerakenteen idea oli siinä, että sidottujen kerrosten materiaalit oli valittu siten, että niiden toiminnalliset ominaisuudet olivat juuri siinä kerroksessa optimaaliset.

Pudotuspainomittaus tehtiin tien valmistuttua lokakuussa 2000 päällysteen lämpötilan ollessa 12 °C. Perinteisen rakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 488 – 838 Mpa keskiarvon ollessa 651 Mpa. Koerakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 530 – 903 Mpa keskiarvon ollessa 730 Mpa. Ero kantavuudessa johtui sidottujen kerrosten paksuuserosta.

Perinteisen rakenteen osuudella tasaisuus 100 m IRI-arvoina vaihteli välillä 1,12 – 2,03 mm/m keskiarvon ollessa 1,34 mm/m. Koerakenteen osuudella tasaisuus IRI-arvoina vaihteli välillä 1,01 – 1,80 mm/m keskiarvon ollessa 1,43 mm/m. Osuuksilla oli muutamia epätasaisia kohtia, mitkä tekivät tiestä tasaisuudeltaan korkeintaan keskinkertaisen.

Ensimmäisissä vastemittauksissa yksittäispyörä (etupyörä) aiheutti noin 50 % suuremmat jännitykset kantavaan kerrokseen ja venymät päällysteen alapintaan, kuin vastaavan painoinen paripyörä kummallakin rakenteella. Perinteisellä rakenteella mitatut vasteet olivat noin 100 % suuremmat kuin koerakenteella. Seuraavana vuonna mitatut vasteet pysyivät samalla tasolla.

Laboratoriotestien mukaan koerakenne kestäisi samallakin venymällä satakertaisesti kuormituksia, joten koerakenteen voi odottaa kestävän moninkertaisen ajan perinteiseen rakenteeseen verrattuna. Kohteesta saatujen tulosten perusteella tehtävää bertailua hankaloittaa se, että koerakenne tuli 25 mm paksummaksi kuin perinteinen rakenne sidottujen kerrosten osalta. Vuoden seurannan jälkeen ei koeosuuksilla ollut havaittavissa yhtään vauriota.

Tämän tyyppinen rakenne sopii tielle, missä on erittäin paljon raskasta liikennettä, jolloin tien vaurioitumismekanismi on väsyminen tai sitomattomien kerrosten urautuminen. Tämä rakenne on ohuempi ja edullisempi kuin Kehä III:n rakenne ja mittaukset ja havainnot näyttävät, että tämä rakenne toimii vielä paremmin kuin Kehä III:lla. Koekohdetta on seurattu vasta hieman toista vuotta, mutta tällä hetkellä näyttää, että tämä rakenne on erittäin hyvä rakenne raskaasti liikennöidylle tielle.

17.11. Maabetonirakenne

Maabetonikoerakenteita toteutettiin

- Jutikkalan eritasoliittymässä ja
- Kehä III:lla.

Jutikkala

Jutikkalan kohteessa maabetonirakenne oli referenssirakenne, koska moottoritielle tehtiin vastaava rakenne, tosin kahdella bitumisella pintakerroksella.

Sitomattoman kantavan kerroksen päältä mitatut kantavuudet vaihtelivat 08.07.1996 suoritettussa mittauksessa maabetonikoeosuudella välillä 122 - 186 MPa, keskiarvon ollessa 157 MPa. Maabetonikerroksen päältä mitatut kantavuudet vaihtelivat välillä 251 - 350 MPa, keskiarvon ollessa 289 MPa. Päällysteen päältä mitatut kantavuudet vaihtelivat 26 °C lämpötilassa välillä 400 - 647 MPa keskiarvon ollessa 516 MPa. Maabetonikerros lisäsi kantavuutta jo kolmen päivän ikäisenä 140 MPa ja lujituessaan huomattavasti lisää. Kantavuus oli mittausten mukaan riittävä.

Vastemittaukset tehtiin rakentamisen jälkeen syksyllä 1996. Yksittäispyörä aiheutti noin 25 % suuremmat venymät kuin vastaavan painoinen paripyörä. Standardiakseli aiheutti maabetonin alapintaan 100 µS venymän, mikä on melko korkea arvo maabetonille. Näilläkin arvoilla tien pitäisi kestää väsymistä vastaan muutamia vuosia.

Maabetoniosuuden IRI-arvo oli syksyllä 1996 1,9 mm/m. Uuden päällysteen tasaisuuden laatuvaatimus IRI:lle on 1,6 mm/m, joten osuus ei täyttänyt laatuvaatimusta tasaisuuden osalta.

Maabetonikoealueella havaittiin ensimmäiset vauriot myöhäissyksyllä noin kuusi viikkoa sen jälkeen, kun liikenne oli laskettu koealueelle. Kyseinen syksy ja alkutalvi olivat hyvin sateiset ja lämpötila vaihteli nollan molemmin puolin voimakkaasti. Vauriot pahenivat hyvin nopeasti molemmilla ajourilla koko alueen pituudella niin, että urat painuivat kuopille ja päällyste oli täysin niiden kohdalta verkkohalkeamilla ja osin purkautunut. Vauriot olivat niin

pahat, että ne urapaikattiin tilapäisesti ja vaurioiden kasvaessa koko maabetonikoeosuus jouduttiin purkamaan 19.2.1997.

Koealueesta otettiin porakappaleita sekä päällysteestä että maabetonista vaurioiden ilmestytessä. Kaikki testatut päällystenäytteet (3 kpl) läpäisivät vettä vedenläpäisevyyskokeessa vakioaineella. Päällyste oli hyvin vettä läpäisevää ($k = 8,5 \times 10^{-7} - 7,7 \times 10^{-10}$ m/s).

Kahdesta ehjänä saadusta maabetonikoeakappaleesta määritettiin puristuslujuus yksiaksiaalisella puristuskokeella. Näytteiden lujuudet olivat 4,4 MPa ja 5,0 MPa. Maabetonirakenteen valmistumisen yhteydessä suoritettu laadunvalvonta antoi massasta valmistetuille koeakappaleille lujuuksiksi 8,5-11,6 MPa. Maabetonirakenteen lujuus oli täten alentunut huomattavasti.

Rakenteen nopeaan hajoamiseen oli yhtenä syynä veden ja suolan pääsy maabetonirakenteeseen, jolloin rakenne oli kyllästetyssä tilassa raskaan kuormituksen ja säänvaihtelujen alaisena. Toisena syynä olivat kiviaineksenä käytetyn materiaalin ongelmalliset hienoainesominaisuudet, jolloin vesi ja suola sekä jäätymis-sulamissyklit löyhdyttivät syntyneitä sidoksia oleellisesti.

Tämäkin koerakenne vahvistaa sen, että sementtistabiloidun materiaalin säänkestävyyttä ei tule pelkästään sitoa rakenteen puristuslujuuteen, vaan myös materiaalin hienoainesominaisuudet tulee huomioida pitkäaikaiskestävyyttä arvioitaessa.

Tämän tyyppinen rakenne on erittäin riskialtis. Jos maabetonikerroksesta tulee luja, se aiheuttaa lujittuessaan kutistumishalkeamia, jotka heijastuvat myös päällysteen läpi pintaan. Maabetoni on erittäin herkkää suolavedelle, joka tunkeutuu pinnan halkeamista kerrokseen. Materiaalilla voi tämänkin kokeen perusteella olla sitoutumisongelmia.

Kehä III

Maabetonirakenteiden ongelmana on maabetonin hallitsematon kutistumishalkeilu, josta aiheutuu heijastushalkeamia päällysteeseen. Koeosuudella pyrittiin estämään maabetonirakenteiden heijastushalkeamien synty päällysteeseen käyttämällä kumibitumia SMA-kulutuserroksen sideaineena.

Kohdetta ei instrumentoitu vaan rakenteen pitkäaikaiskäyttämistä sekä lujiteverkkojen toimivuutta seurattiin visuaalisin vauriokartoituksin. Pintamittauksia tehtiin myös palvelutasomittausautolla.

Koeosuuden tasaisuus oli rakentamista seuraavana vuonna 1996 huono, IRI-arvo oli 2,2 mm/m. Tämä aiheutui suurimmaksi osaksi osuuden alkupuolella olleesta 20 m erittäin epätasaisesta kohdasta, mutta muutoinkin osuus oli melko epätasainen. Tasaisuus oli selvästi huonoin kaikista maabetoniosuuksista. Seurannan aikana tasaisuus vielä huononi vuoteen 2000

mennessä IRI-arvoon 2,6 mm/m, mikä muihin osuuksiin verrattuna oli selvästi suurin.

Kumibitumin vaikutus SMA-päällysteessä on ollut negatiivinen. Koealueelle syntyi selvästi eniten kaistanlevyisiä poikkihalkeamia (yhteensä 18 kpl/100 m) referenssialueetkin (ei vahvisteita) mukaan lukien. Vertailuna olleelle maabetonin korvaavalle bitumiselle rakenteelle syntyi vain neljä erittäin lyhyttä poikkihalkeamaa oikealle kaistalle, yhteismitaltaan 1,3 kpl/100 m.

Tämän koeosuuden perusteella kumibitumi SMA:n sideaineena maabetonirakenteessa ei ole toimiva ratkaisu.

17.12. Erikoisrakenteet

TPPT-koerakenteista ns. erikoisrakenteina toteutettiin

- Mt 272 Porissa (kaksi tuhkarakennetyyppiä, joissa molemmissa oli jakavassa kerroksessa käytetty sementtistabiloitua (YSE 6 %) lentotuhkaa),
- Vt 4 pyörätiellä Temmeksessä (LD-teräskuona pyörätien routasuojauksena) ja
- Pt 12895 Nakkilassa (masuunihiekkastabilointi ja vaahtobitumistabilointi+kevytsora).

Mt 272, kivihiilituhkarakenne

Päätien tuhkarakenne oli käyttäytynyt melko hyvin kevään routimisesta aiheutuneita epätasaisuuksia ja veden lammikoitumista lukuun ottamatta. Toistaiseksi suurimmat routanousut havaittiin talvella 2000 - 2001, minkä johdosta päällysteen halkeamien lukumäärä oli lähtenyt selvään kasvuun. Bitumistabiloinnissa ajan myötä tapahtuva jäykistyminen lienee alkuvaiheessa kompensoinut tuhkan käyttäytymistä, mutta kantavuuden tasaannuttua kantavuusmittaustulokset olivat alkaneet tuhkarakenteen osalla osoittamaan kantavuuden lievästi laskevaa trendiä. Vertailurakenteen alueella kantavuus oli alun jälkeen pysynyt kutakuinkin vakiona. Liittymissä kantavuuksien kehittyminen oli myös pääosin alenevaa. Päätien tuhkarakenteen tasaisuus oli keväällä 2001 keskimäärin tyydyttävä ja kesällä hyvä. Vertailuosuudella tasaisuus oli erittäin hyvä sekä keväällä että kesällä.

LD-teräskuonarakenne

LD-teräskuonarakenne rakennettiin kiilamaisesti paksunevana siten, että LD-teräskuonan paksuus oli ohuemmassa päässä 400 mm ja paksummassa 800 mm. LD-teräskuonan alapuolinen suodatinhiekkakerros muuttui vastaavasti 400:sta 0 mm:in. LD-teräskuonan rakeisuus oli 0-80 mm.

LD-teräskuonarakenteessa suurin roudansyvyys lämpötilasauvalla mitattuna vaihteli seurantatalvien aikana välillä 0,86...1,13 m. Kyseisessä kohdassa LD-teräskuonan paksuus oli noin 620 mm ja sen alla oli hiekkaa noin 180 mm (koko rakenteen paksuus noin 890 mm).

Seurantatalvien keskimääräiset routanousut olivat pieniä, vaihdellen välillä 19 – 28 mm.

LD-teräskuonan tilavuusvesipitoisuus vaihteli välillä 22,1...36,6 % ja lämmönjohtavuus välillä 0,29...0,80 W/Km. Routamitoituksessa käytettiin LD-teräskuonan jäätyneen tilan lämmönjohtavuutena arvoa 1,50 W/mK. Keväällä 2001 havaittiin pituushalkeamia 19,7 m/150 m. Pituushalkeamien leveys vaihteli välillä 1 – 5 mm, joten osuuden vauriosumma oli 0 m²/100 m.

Pt 12895 Nakkila, masuunihiekkastabilointi

Nakkilan korjaustoimenpide paransi tien kantavuutta huomattavasti. Korjauksen jälkeen pudotuspainolaitteella mitatut taipumat olivat enää suunnilleen puolet siitä, mitä ne olivat ennen korjausta. Tämä johtui ensisijaisesti päällysrakenteen yläosan paljon suuremmasta jäykkyydestä. Ennen korjausta indeksi $D_0 - D_{300}$, mikä kuvaa rakenteen yläosan jäykkyyttä, oli noin 600 μm . Korjauksen jälkeen vastaava indeksi oli masuunihiekkastabiloiduilla alueilla noin 180 μm . Rakenteen yläosan suuri jäykkyys pienensi myös pohjamaan taipumaa, kun kuormitus jakaantui laajemmalle.

Kahden vuoden seurannan aikana koeosuuden kantavuus on pysynyt suunnilleen samana.

Tutkimuksesta käy ilmi, ettei tällaisen rakenteen jännitysten jakamiskyvyn kehittymistä pystyttävä havaitsemaan tavanomaisten pudotuspainomittausten perusteella.

Seuraavien vuosien vastemittauksilla selvisi, että kaikkien muiden paitsi masuunihiekkastabiloinnin lujuus kasvoi edelleen, muttei yhtä nopeasti kuin ensimmäisenä syksynä. Masuunihiekkastabiloinnin kyky jakaa jännitystä ei ole juurikaan lisääntynyt rakentamisen jälkeen. Masuunihiekkastabiloinnin kyky jakaa jännitystä oli selvästi heikompi kuin muilla stabiloiduilla rakenteilla.

Kahden vuoden seurannan aikana kaikilla kohteen koerakenteilla tapahtui lujittumista ajan suhteen. Suurin jäykkyys oli kokeen alusta lähtien ollut komposiittistabiloinnilla. Masuunihiekkastabilointi näyttäisi tarvitsevan huomattavasti pidemmän ajan lujittumisen kehittymiseen kuin muut koerakenteet.

Masuunihiekkastabilointiosuuden tasaisuus oli keväällä 2001 keskimäärin tyydyttävä ja kesällä keskimäärin erittäin hyvä.

Masuunihiekkastabilointiosuudella havaittiin keväällä 2001 pituushalkeamia 2210 m/1000 m pääasiassa tien molemmilla reunoilla. Halkeamien leveydet

olivat alle 5 mm. Plv. 2150 – 2330 ja plv. 2440 – 2600 pituushalkeamia esiintyi tien reunojen lisäksi myös keskialueella. Osuudella havaittiin myös 12 kpl poikkihalkeamia. Yleisesti ottaen koeosuudella oli vaurioita selvästi enemmän kuin koekohteen muilla osuuksilla.

Masuunihiekkastabilointirakenne toimi huonoiten koekohteen eri rakenteista. Rakenteesta on kuitenkin saatu hyviä kokemuksia lähinnä Oulun seudulla ja se voi perusteltu ratkaisu rakentamis- ja kunnossapitokustannukset huomioonottaen.

Pt 12895 Nakkila, vaahtobitumistabilointi+kevytsora

Koeosuuden rakenteen tavoitteena oli pienentää roudan tunkeutumista tie-rakenteeseen osin huokoisen stabilointikerroksen ansiosta.

Kahden vuoden seurannan aikana koeosuuden tasaisuudessa, kantavuudessa ja vaurioitumisessa ei ollut eroja ympäröiviin koeosuuksiin nähden.

Rakenteen toiminnan arviointi vaatii pidemmän seurantajakson. Kevytsoran roudan tunkeutumista hidastava vaikutus noin ohuena kerroksena on marginaalinen, mutta voi joinakin vuosina estää routavaurioita merkittävästikin.

18. JATKOSEURANTATARVE

TPPT-koerakenteiden seurantamittaukset ovat jatkuneet osassa kohteita jo 6 vuoden ajan. Kohteiden seurannalla on saatu arvokasta tietoa TPPT-tutkimusohjelmassa innovoitujen rakenteiden kuormitus- ja routakestävyydestä sekä tutkittavien materiaalien käyttäytymisestä. Kohteista saatuja tietoja on käytetty hyväksi myös TPPT:n mitoitusmenttelyiden kehittämisessä.

Tierakenteiden mitoituksessa tarvitaan ensisijaisesti paikkakohtaisia materiaaliparametrien mitoitusarvoja, joiden määrittäminen TPPT-suunnittelujärjestelmässä tapahtuu ensisijaisesti laboratoriotutkimuksilla tai maastossa tehtävien mittauksin ja tutkimuksin. Laboratoriossa saatuja arvoja pitäisi aina voida verifioida maastossa oikeista rakenteista saatavien tulosten perusteella. Erityisesti materiaalien pitkäaikaiskäytännön selvittämiseksi tarvitaan koekohteista jatkossakin seurantamittautietoja. Monissa TPPT-kohteissa toteutunut seuranta-aika on vielä liian lyhyt rakenteiden pitkäaikaiskäytännön arvioimiseksi luotettavasti. Seuraavassa on esitetty piireittäin koekohteet ja niissä suositeltavat jatkoseurantatutkimukset.

Uudenmaan piiri

Kehä II

Koekohde on merkittävin TPPT:n kuormituskestävyyteen liittyvistä kohteista. Tähän asti pudotuspaino- ja vastemittaukset on tehty alle 10 °C lämpötilassa. Vuonna 2002 kohde päällystetään ja mittaukset kannattaa tehdä sitä ennen ja välittömästi päällystämisen jälkeen suunnilleen samassa lämpötilassa.

Mittaukset kannattaisi tehdä myös korkeammassa, yli 25 °C lämpötilassa, koska laboratoriotulosten mukaan rakenteiden käyttäytymisessä olisi vielä suurempi ero.

Tämän jälkeen mittauksia ja vaurioseurantaa kannattaa jatkaa vuosittain, koska kohteessa on erittäin paljon liikennettä ja erot rakenteiden käyttäytymisessä ja vaurioitumisessa alkavat todennäköisesti näkyä melko pian.

Kehä III

Koekohde päällystettiin vuonna 2001. Kohteen vaurioitumista kannattaa seurata vuosittain. Tällöin saadaan selville, miten pelkkä uudelleenpäällystys 100 kg/m² riittää heijastushalkeilun torjuntaan.

Turun piiri

Pt 12895 Nakkila

Routaan liittyvät mittaukset kannattaa tehdä, jos tulee riittävän kylmä talvi (pakkasmäärä $\geq F_5$). Vaurioitumista kannattaa seurata vuosittain karkealla tasolla ja kun vaurioituminen on lisääntynyt selvästi, tehdään tarkka kartointus.

Vastemittaukset kannattaa tehdä myös vasta tässä vaiheessa, jotta saadaan selvitettyksi erilaisten stabilointien käyttäytyminen ja vaurioitumismekanismit.

Mt 272 Pori / Ämttö

Tien päältä mitatut kantavuudet ovat toistaiseksi olleet riittävän suuria. Stabiloidun lentotuhkan on todettu routivan ja routimisesta johtuen tuhkakerroksessa esiintyi merkittävää halkeilua ja materiaalin rapautumista. Seuranta-mittauksina suositellaan 1 kerta/vuodessa suoritettavia pudotuspainomittauksia tuhkaosuudella, jotta tuhkan kantavuuskehitys saadaan selvitettyä. Kohteen lisätutkimuksena suositellaan tuhkakerroksen alapuolisen suodatinhiekkakerroksen routivuuden ja kapillaarisuuden määrittämistä. Stabiloidun lentotuhkan routimisen edellytyksenä on lisäveden saanti tuhkakerrokseen. Tuhkatiellä havaituista routanousuista vain noin 20-30 mm on peräisin tuhkan in situ jäätymisestä. Havaitut routanousut ovat olleet kuitenkin suuruudeltaan jopa yli 100 mm.

Vaasan piiri

Vt 19 Seinäjoki

Asfalttirouhekomposiitin tiesuolankestävyys ja komposiitin päälle soveltuvat asfalttikerrokset tulisi selvittää, koska tämän komposiittityypin käyttökohteissa SMA on yleinen kulutuskerros. Jatkossa tulisi selvittää, miksi ja kuinka paljon tiesuolaa jää komposiittikerrokseen eri päällystetyypeillä sekä sen vaikutus lujuuteen.

Koekohteessa havaittiin muutamia lyhyitä poikkihalkeamia ja kaksi mielenkiintoista $\varnothing$ 0,5 m painumaa, joissa oli pieniä halkeamia. Vauriot viittasivat komposiittikerroksen liikenneperäisiin ongelmiin. Vauriokartoituksia kannattaa tehdä vuosittain koeosuuksien toiminnan seuraamiseksi.

Kohde kannattaa mitata pudotuspainolaitteella vuosittain, jos vaurioituminen koealueella kiihtyy.

Vastemittaukset (asfalttikerroksen alapinnan venymä) kannattaa tehdä muutaman vuoden kuluttua, varsinkin, jos kohteessa tapahtuu merkittävää vaurioitumista.

Mt 661 Isojoki

Koekohteessa on toistaiseksi melko vähän vaurioita ja melkein kaikki ovat roudan aiheuttamia pituushalkeamia. Kohteen vaurioitumista kannattaa seurata, mutta tarkka kartoitus aiempaan tapaan kannattaa tehdä vasta sitten, kun vaurioitumista on tapahtunut selvästi enemmän. Samassa vaiheessa kannattaa tehdä myös paineantureiden vastemittaukset, koska tähän mennessä muutokset mitatuissa vasteissa ovat olleet melko pieniä.

Jos tulee poikkeuksellisen kylmä talvi (pakkasmäärä $\geq F_5$), routanousumittaukset kannattaa tehdä lopputalvesta ja kesällä, koska tähänastiset talvet ovat olleet melko leutoja.

Mt 718 Vöyri

Kohteessa selvitettiin eripaksuisten stabiloitujen kantavien kerrosten vaikutusta tien routa- ja kuormituskestävyyteen. Rakenteiden kestoiän määrittämiseksi sekä eri stabiloitipaksuuksien jäykkyyserojen vertailemiseksi suositellaan paineanturi- ja pudotuspainomittauksia tehtäväksi joka toinen vuosi. Samassa yhteydessä tehdään vaurioinventointi.

Rakenteiden routakäyttäytyminen tunnetaan kohtuullisen hyvin keskimääräisenä tai sitä leudompana talvena. Routanousuvaaitukset tulisi suorittaa keväällä ja kesällä, jos talven pakkasmäärä $\geq F_5$.

Kaakkois-Suomen piiri

Vt 5 Juva

Koekohde päällystettiin vuonna 2001 verkkohalkeilun ja urapainuman takia. Vastemittaukset (jännityksen välittyminen jakavan kerroksen yläpintaan) osoittivat, että kiillepitoinen murske heikkeni ajan mittaan selvästi eniten. Kohteen vaurioitumista kannattaa seurata edelleen, mutta ensimmäiset vastemittaukset kannattaa tehdä vasta sitten, kun halkeamat tai urautuminen ovat lisääntyneet selvästi.

Keski-Suomen piiri

Vt 4 Leivonmäki

Vain yhdellä koeosuudella on havaittu muutama pieni pituushalkeama levennyksen rajakohdassa. Vertailuosuuksilla, joita oli yhteensä noin 5 km, ei käytetty tien levennämässä sidottua kantavaa kerrosta eikä lujitteita. Hämmästyttävästi vertailuosuuksilla ei ole syntynyt yhtään pituushalkeamaa levennyksen rajakohtaan, vaikka levennyksen osalla on vain ohut SMA-kerros sitomattoman kantavan kerroksen päällä.

Vaurioitumisprosessia kannattaa seurata vielä muutamia vuosia. Tämä voidaan tehdä melko kevyestikin, esim. kysymällä vuosittain paikalliselta tiemestarilta koeosuuden kunnosta ja kun on havaittavissa pituushalkeamien lisääntymistä, mennään tekemään tarkka vauriokartoitus aiempaan tapaan.

Savo-Karjalan piiri

Mt 595 Kiuruvesi ja Mt 5950 Salahmi

Kiuruvedellä ja Salahmissa toteutettujen alusrakenteen stabilointien routakäyttäytyminen tulisi varmistaa jatkoseurannalla eli säilyykö stabiloinnin routakestävyys pidemmällä ajalla vai lisääntyykö stabiloidun alusrakenteen routiminen. Roudan syvyys pakkasmäärän suhteen tunnetaan kohteissa kohtuullisen hyvin, jolloin seurantamittauksina riittäisi routanousuvaaitusten ja vaurioinventoinnin suorittaminen esim. joka toinen vuosi siten, että seuraavat mittaukset tehdään keväällä ja kesällä 2003.

Oulun ja Lapin piiri

Pt 18564 Rantsila, Kt 83 Pello ja Kt 78 Ranua

Koerakenteissa käytettiin palaturvetta routasuojauksena. Palaturverakenteen lämpötekniisten ominaisuuksien muuttumisesta ajan suhteen on riittävästi tietoa. Palaturpeen pitkäaikaiskäyttämisen selvittämiseksi suositellaan palaturvekerroksen jäätyneen tilan lämmönjohtavuusmäärittämiä keväällä helmi- maaliskuussa ja sulan tilan tilavuusvesipitoisuusmäärittämiä syksyllä. Mittausten suorittaminen edellyttää instrumenttien huoltoa kesäaikaan. Suositeltava mittausväli voisi olla esim. joka toinen vuosi siten, että syksyllä 2002 instrumentit huolletaan ja suoritetaan mittaukset sekä jäätyneen tilan mittaukset tehdään keväällä 2003. Palaturvekerroksen yläpuolisen päällysrakenteen ohuesta kerrospaksuudesta johtuen tulisi tehdä vuosittainen vaurioinventointi verkkohalkeamien muodostumisen määrittämiseksi. Tällä saadaan varmistettua palaturpeen yläpuolisen päällysrakenteen kerroksen kuormituskestävyys kuormituskertalukujen suhteen, jolloin voidaan kehittää palaturverakenteiden kuormituskestävyysmitoitusta.

Pt 18629 Temmes

Teräsverkkorakenteiden routakäyttäytyminen tunnetaan kohtuullisen hyvin keskimääräisenä tai sitä leudompana talvena. Routanousuvaaitukset ja vaurioinventointi tulisi suorittaa, jos talven pakkasmäärä $\geq F_5$.

Vt 4 pyörätie Temmes

LD-teräskuonarakenteen pitkäaikaiskäyttäytyminen tulee varmistaa esim. joka toinen vuosi suoritettavilla vaurioinventoinneilla. Geopofiilirakenteiden

routakäyttäytyminen tunnetaan kohtuullisen hyvin keskimääräisenä tai sitä leudempana talvena. Routanousuvaaitukset ja vaurioinventointi tulisi suorittaa, jos talven pakkasmäärä $\geq F_5$.

Mt 941 Männikkövaara

Männikkövaaran seosmoreenirakenteen routanousut ovat olleet kohtuullisen suuria, mutta routanousuerot tien keskilinjan ja reunan välillä ovat olleet pieniä. Tien vauriot ovat olleet vähäisiä. Seosmoreenirakenteen pitkäaikaiskäyttäytymisen selvittämiseksi suositellaan routanousuvaaituksia keskilinjalla ja reunoilla sekä vaurioinventointia joka toinen vuosi tai jos talven pakkasmäärä $\geq F_5$.

19. KIRJALLISUUS

- /1/ TPPT 40. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Kt 83 Pello. Espoo 2001. 46 s. + liitt. 7 s.
- /2/ TPPT 41. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Kt 78 Ranua. Espoo 2001. 47 s. + liitt. 6 s.
- /3/ TPPT 37. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Pt 18564 Rantsila. Espoo 2001. 49 s. + liitt. 7 s.
- /4/ TPPT 39. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Vt 4 pyörätie Temmes. Espoo 2001. 65 s.
- /5/ TPPT 38. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Pt 18629 Temmes. Espoo 2001. 48 s. + liitt. 3 s.
- /6/ TPPT 35. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 595 Kiuruvesi. Espoo 2001. 46 s. + liitt. 9 s.
- /7/ TPPT 36. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 5950 Salahmi. Espoo 2001. 37 s. + liitt. 10 s.
- /8/ TPPT 42. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 941 Männikkövaara. Espoo 2001. 51 s.
- /9/ TPPT 29. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 272 Ämttö. Espoo 2001. 81 s.
- /10/ TPPT 32. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 78 Vöyri. Espoo 2001. 47 s.
- /11/ TPPT 31. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Mt 661 Isojoki. Espoo 2001. 43 s. + liitt. 18.
- /12/ TPPT 34. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Vt 4 Leivonmäki. Espoo 2001. 26 s. + liitt. 3.
- /13/ TPPT 25. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Kehä III. Espoo 2001. 33 s. + liitt. 3.
- /14/ TPPT 27. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Jutikkalan eritasoliittymä. Espoo 2001. 61 s. + liitt. 5.
- /15/ TPPT 33. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Vt 5 Juva. Espoo 2001. 33 s. + liitt. 9.
- /16/ TPPT 28. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Pt 12895 Nakkila. Espoo 2001. 56 s. + liitt. 16.

- /17/ TPPT 30. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Vt 19 Seinäjoki. Espoo 2001. 39 s. + liitt. 12.
- /18/ TPPT 26. Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset. Kohderaportti Kehä II. Espoo 2001. 21 s.
- /19/ Heikkilä, H., Kantatien 83 parantaminen välillä Pello-Saukkoriipi TPPT-kohde. Insinööritö. Rovaniemen teknillinen oppilaitos. 1995.
- /20/ Joukainen, M., Kantatien 78 parantaminen välillä Kirveslampi-Kolomaa TPPT-kohde. Insinööritö. Rovaniemen teknillinen oppilaitos. 1995.
- /21/ Mikkola, Kaisu., Maantien 941 parantaminen välillä Männikkövaara - posion kunnanraja. TPPT-kohde. Insinööritö. Rovaniemen teknillinen oppilaitos. Rovaniemi 1996. 50 s. +liitt.
- /22/ Kvik, Mika., Maantien 595 parantaminen välillä Luupuvesi - Salahmi, TPPT-kohde. Päättötyö. Pohjois-Savon Ammattikorkeakoulu. Kuopio 1997. 69 s. +liitt.
- /23/ Koerakennekohteiden materiaalien routakestävyys. Pohjoiset kohteet. Tielaitoksen selvityksiä 37/1996.
- /24/ Pohjoisten TPPT-koerakennekohteiden seurantamittaukset, segregatiopotentialin laskeminen in situ havainnoista sekä roudan syvyyden ja routanousun seurantalaskenta. Väli­raportti nro M10 c. Projekti M51. Espoo 1997. 75 s. + liitt. 6.
- /25/ Pohjoisten TPPT-koerakennekohteiden seurantamittaukset 1997-98, segregatiopotentialin laskeminen in situ havainnoista sekä roudan syvyyden ja routanousun seurantalaskenta. Espoo 1998. 64 s.
- /26/ Pohjoisten TPPT-koerakennekohteiden seurantamittaukset 1998-99, segregatiopotentialin laskeminen in situ havainnoista sekä roudan syvyyden ja routanousun seurantalaskenta. Espoo 1999. 68 s. + liitt. 6.
- /27/ Pohjoisten TPPT-koerakennekohteiden seurantamittaukset 1999-2000, segregatiopotentialin laskeminen in situ havainnoista sekä roudan syvyyden ja routanousun seurantalaskenta. Espoo 2000. 61 s. + liitt. 6.
- /28/ J. Belt, H. Suni, Tuotannon laatu. Loppuraportti, projekti TU2. Tielaitoksen selvityksiä 55/98. Helsinki 2001. 53 s. + liitt. 1.

- /29/ Pohjoisten TPPT-koerakennekohteiden seurantamittaukset 2000-2001, segregatiopotentiaalin laskeminen in situ havainnoista sekä roudan syvyyden ja routanousun seurantalaskenta. Espoo 2001. 52 s.
- /30/ Palaturpeen käyttö tierakenteessa. Tielaitoksen selvityksiä 35/1997, Konsultointi, Oulun kehitysyksikkö. Oulu 1997. 46 s. + liitel.
- /31/ Levy, M. 1991. GEL1D, Modelisation mono-dimensionnelle de la congelation des structures de chaussees multi-couches. Laboratoire Central des Ponts et Chaussees Service de Mathematiques, Paris. 41 s.
- /32/ Holappa T., Kallio V., Kujala K., Mäkelä H., Salmenkaita S. Routa1d käyttöohje. Oulun yliopisto, Rakentamistekniikan osasto, Geotekniikan laboratorio. Julkaisematon moniste. Oulu 1999. 69 s.+liitteet.
- /33/ Jämsä, H., Kivikoski H., Mäkelä, H., Pihlajamäki, J., RA3 Koerakennushankkeen laatujärjestelmä. 1996. 23 s.
- /34/ Tamminrinne, M. & Juvankoski, M. Koerakentaminen maarakennuksen uusiomateriaaleilla. Raportti koerakennuskohteista. VTT Yhdyskuntatekniikka. Tutkimusraportti 553. Espoo 2000. 202 s + liite.