

**RADAN TUKIKERROKSEN JA ALUS-  
RAKENTEEN KIRJALLISUUSTUTKIMUS,  
250 kN:n ja 300 kN:n AKSELIPAINOT**

- o Pauli Kolisoja**
- o Matti Levomäki**
- o Erkki Mäkelä**
- o Pasi Niskanen**

**RADAN TUKIKERROKSEN JA ALUS-  
RAKENTEEN KIRJALLISUUSTUTKIMUS,  
250 kN:n ja 300 kN:n AKSELIPAINOT**

- o Pauli Kolisoja**
- o Matti Levomäki**
- o Erkki Mäkelä**
- o Pasi Niskanen**



**RHK**  
RATAHALLINTOKESKUS  
KAIVOKATU 6, PL 185  
00101 HELSINKI

PUH. (09) 5840 5111  
FAX. (09) 5840 5100  
SÄHKÖPOSTI: [info@rhk.fi](mailto:info@rhk.fi)

ISBN 952-445-025-9  
ISSN 1455-2604

Kolisoja, Pauli – Niskanen, Pasi – Mäkelä, Erkki – Levomäki, Matti: Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskus, Tekninen yksikkö. Helsinki 1999. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6 /1999. 135 s. ISBN 952-445-025-9, ISSN 1455-2604.

Avainsanat: ratarakenne, akselipainot, tukikerros, alusrakenne

## TIIVISTELMÄ

Tämä radan tukikerrosta ja alusrakennetta käsittelevä kirjallisuustutkimus on osa Ratahallintokeskuksen (RHK) 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen käyttöönottoon tähtäävää tutkimusprojektia, joka aloitettiin kesällä 1998. Tutkimus on tehty Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion (TTKK/GEO), Tampereen teknillisen korkeakoulun rakennusgeologian laboratorion (TTKK/RGL) ja Teknillisen korkeakoulun tielaboratorion (TKK/TIE) yhteistyönä.

Kirjallisuusselvityksen tavoitteena oli laatia yhteenveto sallittujen akselikuormien noston vaikutuksista radan tukikerrokseen ja sen alla olevaan alusrakenteeseen. Lähtökohtana työssä oli RHK:n teettämän kirjallisuushaun yhteydessä koottu aineisto, jota täydennettiin työn aikana.

Tukikerroksessa keskeisiä selvitettäviä asioita olivat akselipainojen korottamisen vaikutukset raidesepelin laatuvaatimuksiin ja tukikerroksen dimensioihin. Alusrakenteessa selvitys painottui rakennekerroksien materiaalien laatuvaatimuksiin, rakennekerrosten dimensioille asetettaviin vaatimuksiin sekä rakennekerroksien materiaalien mekaanista käyttäytymistä kuvaavien mallien ja niiden tyypillisten parametriarvojen kartoittamiseen. Lisäksi tutkimuksessa selvitettiin ratarakenteissa käytettävien routaeristelevyjen laatuvaatimuksia sekä asfaltin käyttömahdollisuuksia ratarakenteissa.

Koko kirjallisuustutkimuksen johtopäätöksinä voidaan todeta, että

- Betoniratapölkkyihin siirtyminen nopeuttanee raidesepelin jauhautumista verrattuina puuratapölkkyihin. Sepelin kestoikää pidentää ajoissa tehtävä sepelin puhdistus, riittävä tukikerrospaksuus, runsas huokostila sepelissä, sepelin kuutiomaisuus, sepelin oikea raekokojakauma, pehmeät kynnet tukemiskoneessa ja luja sepeli. Palteen korottaminen lisää sivustabiilisuutta.
- Korkeampilaatuisella sepelillä saavutettaisiin pidempi sepelin kestoikä, mutta sepelin lujuusvaatimusten tiukentaminen ei ole kuitenkaan joka paikassa mahdollista riittävän hyvälaatuisen raidesepelin saatavuuden, kuljetusmatkojen ja kustannusten takia. Sepelin kestoikää voitaisiin pidentää tiukentamalla sepelin muotovaatimuksia. Tulevaisuudessa raidesepelin laatuvaatimuksissa olisi huomioitava lujuusarvojen muotoriippuvuus ja hiovan kulutuksen vaikutus jauhautumisprosessissa.
- Lisääntyvän liikennemäärän on havaittu lisäävän sepelin jauhautumista erityisesti huonolaatuisessa sepelissä, mutta akselipainon noston osuutta kokonaisuudessa ei vielä yksiselitteisesti tunneta.

- Korotettujen akselipainojen käyttöönottoaminen korostaa tarvetta käsitellä ratarakennetta kokonaisuutena, jossa alus- ja päällysrakenne ovat keskenään tasapainossa ja jossa kunkin kerroksen materiaalit ovat lujuudeltaan ja rakeisuudeltaan korotettujen akselipainojen asettamia vaatimuksia vastaavat.
- Akselipainon noston vaikutus alusrakennekerrokseen on merkittävin välikerroksessa ja eristyskerroksen yläosassa. Tähän liittyen välikerroksen paksuuden kasvattamista nykyisestä 150 mm:stä olisi syytä harkita. Rakeisuusjakautumaltaan hyvin tasarakeisten, kuormituskestävyydeltään heikkojen sekä rapautumisalttiiden kiviainesten käyttöä eristyskerroksen yläosassa tulee niin ikään välttää.
- Pohjoismaisia olosuhteita vastaava routamitoitus takaa riittävän alusrakennekerrosten paksuuden kaikkia ajateltavissa olevia akselipainoja silmällä pitäen.
- Ratapenkereen leveyden riittävyttä tulisi tutkia tarkemmin, koska nykyisellään maassamme käytettävät pengerleveydet ovat useimpia muita maita kapeampia.
- XPS -routalevyjen testaus pitäisi periaatteessa suorittaa nykyisten CEN-normien mukaisesti. XPS -routalevyn staattisen puristuslujuuden ja sallitun toistokuormituskertamäärien välisen riippuvuuden selvittäminen onnistuu käytännössä ainoastaan riittävillä laboratoriokokeilla.
- Asfalttisilla rakenteilla on useita hyviä ominaisuuksia. Asfalttisten ratarakenteiden käyttäytymistä Suomen olosuhteissa on kuitenkin vielä tutkittava lisää. Erityisesti talven vaikutuksista ei ole riittävästi tietoa.
- Ratapenkereen pystysuuntaista jäykkyyttä ('track modulus') voidaan mallintaa suhteellisen yksinkertaista lineaarista kerrosrakennemallia käyttäen. Rakennekerrosten mekaanista käyttäytymistä kuvaavat materiaaliparametrit tulee tällöin kuitenkin tuntea jännitystasosta riippuvina.
- Ratapenkereen leveyden vaikutuksen mallintaminen edellyttää sen sijaan kehittyneempien laskentamenetelmien – lähinnä elementtimenetelmän eli FEM:n - käyttöä. Tällöinkin mallinnuksen tulos tulee kalibroida todellisten rakenteiden käyttäytymisestä ja mahdollisesti myös nimenomaan tähän tarkoitukseen suunniteltujen instrumentointikohteiden toiminnasta tehtävien havaintojen avulla.



Kolisoja, Pauli – Niskanen, Pasi – Mäkelä, Erkki – Levomäki, Matti: **The Literary Research of Ballast and Substructure, 250 kN and 300 kN axle loads.**

Finnish Rail Administration, Technical Unit. Helsinki 1999. Publications of Finnish Rail Administration A 6/1999. 135 pages. ISBN 952-445-025-9, ISSN 1455-2604.

**Key words:** railway, axle load, ballast, substructure

## SUMMARY

This literary research is a part of Finnish Rail Administration's (RHK) investigation with the aim of taking 250 kN and 300 kN axle loads into use. This study was done in cooperation with the Laboratories of Geotechnical Engineering and Engineering Geology at the Tampere University of Technology and Highway Engineering at the Helsinki University of Technology.

The aim of the literary research was to summarize the effects the raising of the permitted axle loads would have on ballast bed and substructure. The basis of the research was the material which was collected during the literature survey ordered earlier by RHK. The material was supplemented during the literature research.

Principal issues to be investigated in ballast bed were the effects of increased axle loads on the quality requirements of railway ballast and requirements for dimensions of the ballast bed. In substructure the investigation was focused on the material quality requirements, required dimensions of the structural layers and the available material models applicable in modeling of the mechanical behavior of railway structures including the typical values of the parameters of these models. In addition, the quality requirements for frost insulation plates used in railway embankments and the possibilities to use asphalt materials in railway structures were also studied.

The following can be stated as conclusions of the whole literary research

- The degradation of ballast is stronger in tracks with concrete sleepers than in tracks with wooden sleepers. The lifetime of ballast is prolonged by early cleaning of ballast, thick ballast bed, large amount of voids in ballast, cubical and durable ballast, correct grading and a tamping machine which breaks ballast material as little as possible. The track stability is increased by heightening ballast bed in outer sides of rails.
- High quality ballast prolongs the lifetime of ballast. Strict quality requirements of ballast cannot be applied to everywhere owing to availability, transport and costs of high quality ballast. The optimal shape of ballast is also prolonging the lifetime of ballast. The future quality requirements should also include the correlation between ballast shape and test results. The importance of ballast wearing in degradation process should also be considered.
- Growing traffic flow increases the degradation of ballast especially on tracks with low quality ballast. On the other hand it is not known in detail how the raising of axle load is affecting the degradation process

- Taking increased axle loads into use emphasises the need to treat the railway track as a unity where the rail, ballast and substructure are in balance. In addition each layer material should have the strength and grading properties which correspond with the requirements arising from the increased axle loads.
- In substructure the increased axle loads have most effect in the intermediate layer and in the upper part of the insulation layer. Due to this it should be considered to increase the thickness of the intermediate layer from its present value (150 mm). Furthermore one should avoid using materials with very uniform grain size, low strength or poor weathering resistance in these parts of railway track.
- In the climatic conditions of the Nordic countries dimensioning of the railway track against frost guarantees that the structural layers of the railway embankment are thick enough for all possible axle loads.
- On the other hand it should be studied more closely if the embankments are wide enough, because compared to several other countries the railway embankments in Finland are relatively narrow.
- Extruded Polystyrene (XPS) frost insulation products should be tested according to the present CEN-standards. In practice the correlation between static compression strength of XPS frost insulation products and the allowable amount of load cycles can only be determined by means of laboratory tests.
- Asphalt track structures have many advantages. They must be, however, studied more in the Finnish climate. Especially the effects of winter are not known well enough.
- The vertical stiffness of the railway structure ('track modulus') can be modelled in a relatively simple manner by using a linear elastic layer model. However, the parameters describing the mechanical behaviour of the layer materials should be known as functions of the stress level.
- More sophisticated calculation methods – finite element method (FEM) at first place – are required when modelling the effect of the railway embankment width. Even in that case it is important to calibrate the results of the modelling against observations made from actual railway structures and, if possible, also from instrumented railway embankments specially designed for this purpose.

## ESIPUHE

Tämä radan tukikerrosta ja alusrakennetta käsittelevä kirjallisuustutkimus on osa Ratahallintokeskuksen 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen käyttöönottoon liittyvää tutkimusta. Tutkimus on tehty Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion, Tampereen teknillisen korkeakoulun rakennusgeologian laboratorion ja Teknillisen korkeakoulun tielaboratorion yhteistyönä.

Pauli Kolisoja ja Erkki Mäkelä Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion ovat tehneet tutkimuksen alusrakennetta koskevat osat. Sepeliä koskevan osuuden on tehnyt Pasi Niskanen Tampereen teknillisen korkeakoulun rakennusgeologian laboratorion ja asfalttisia rakenteita koskevan osuuden Matti Levomäki Teknillisen korkeakoulun tielaboratorion.

Työtä on ohjannut johtoryhmä, jonka jäseninä ovat olleet Markku Nummelin, Pasi Leimi ja Kari Ojanperä Ratahallintokeskuksen Teknisestä yksiköstä, Olli-Pekka Hartikainen, Jarkko Valtonen ja Iikka Järvenpää TTKK:sta, Raimo Uusinoka TTKK:sta ja Seppo Kähkönen ANSERI-Konsultit Oy:stä.

Helsingissä, marraskuussa 1999

Ratahallintokeskus  
Tekninen yksikkö



# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

SUMMARY

ESIPUHE.....	7
SISÄLLYSLUETTELO.....	8
1. JOHDANTO.....	10
2. TUKIKERROS.....	12
2.1 Tukikerroksen tehtävät ja ominaisuudet.....	12
2.2 Tukikerroksen materiaalivaatimukset.....	13
2.2.1 Raekokojakauma .....	13
2.2.2 Lujuusominaisuudet .....	13
2.2.3 Nykyisten tutkimusmenetelmien ongelmia .....	14
2.3 Raidesepelin jauhautuminen.....	17
2.3.1 Hienoaineksen synty lähteet ja -mekanismi .....	17
2.3.2 Pölkyn liikkeen aiheuttama jauhautuminen.....	19
2.3.3 Sepelin jauhautumisesta aiheutuvia haittoja ratarakenteen toiminnalle .....	23
2.4 Puhdistusrajan määrittäminen.....	24
2.5 Jännitysten jakautuminen päällysrakenteessa.....	26
2.5.1 Sepelirakeiden fysikaalisten ominaisuuksien vaikutus .....	31
2.6 Dynaamisen kuormituksen vaikutukset raidesepeliin .....	32
2.7 Akselipainojen korottamisen vaikutuksia raidesepeliin .....	33
2.8 Raidesepelin kesto raiteessa .....	34
2.9 Yhteenveto.....	35
2.10 Liitteet.....	38
2.11 Lähdeluettelo .....	41
3. ALUSRAKENNE .....	44
3.1 Alusrakenteen osat ja niiden tehtävät .....	44
3.2 Alusrakennekerrosten materiaalivaatimukset.....	45
3.2.1 Välikerros .....	45
3.2.2 Eristyskerros .....	47
3.2.3 Suodatinkerros.....	51
3.2.4 Pengertäyte .....	52
3.3 Alusrakennekerrosten mitat.....	54
3.3.1 Alusrakennekerrosten paksuus .....	54
3.3.2 Alusrakennekerrosten leveys.....	58
3.3.3 Yhteenveto kappaleista 3.1 – 3.3.....	61
3.3.4 Kappaleisiin 3.1 – 3.3 liittyvää kirjallisuutta.....	62
3.4 Routalevyt.....	63
3.4.1 Routalevyjen tehtävä ja sijainti ratapenkereessä .....	63
3.4.2 Routalevyiksi sopivista solumuoveista .....	63
3.4.3 Routalevyjen nykyiset vaatimukset.....	64
3.4.4 Routalevyille CEN-standardiluonnoksessa asetettavat vaatimukset ...	65
3.4.5 XPS -routaeristelevyjen mekaaninen toiminta .....	74
3.4.6 Routalevyjen testaus korotettuja akselipainoja silmällä pitäen .....	77
3.4.7 Jatkotoimenpiteet.....	78
3.4.8 Lähdeluettelo .....	79

4.	ASFALTTISET RATARAKENTEET .....	80
4.1	Asfaltin käyttökohteet .....	80
4.1.1	Yleistä .....	80
4.1.2	Tukikerros .....	81
4.1.3	Muut käyttökohteet .....	86
4.2	Asfalttirakenteen ominaisuuksia .....	88
4.2.1	Suunnittelu .....	88
4.2.2	Rakentaminen .....	93
4.2.3	Kunnossapito .....	94
4.2.4	Taloudellinen arviointi .....	94
4.3	Asfalttiset ratarakenteet maailmalla .....	96
4.3.1	Saksa .....	96
4.3.2	Yhdysvallat .....	96
4.3.3	Muut maat .....	96
4.4	Suomalaiset kokemukset .....	96
4.4.1	Rautatiet .....	96
4.4.2	Metro- ja raitiotieverkko .....	97
4.5	Päätelmät .....	97
4.5.1	Yhteenveto ulkomaisista tutkimuksista .....	97
4.5.2	Jatkotutkimus ja -toimenpiteet .....	98
4.6	Viitteet .....	100
5.	RATAPENKEREEN MEKAANINEN KÄYTTÄYTYMINEN .....	101
5.1	Ratapenkereen tehtävät .....	101
5.2	Ratarakenteen palautuvien muodonmuutosten mallintaminen .....	101
5.2.1	Lineaarinen materiaaalimalli .....	101
5.2.2	Epälineaariset materiaaalimallit .....	104
5.3	Materiaaliparametrien tyypillisiä arvoja .....	110
5.3.1	Lineaarisen materiaaalimallin parametrit .....	110
5.3.2	Epälineaaristen materiaaalimallien parametrit .....	113
5.4	Pengertäytteen ja pohjamaan mallintaminen .....	121
5.5	Ratapenkereen palautumattomat muodonmuutokset .....	124
5.5.1	Palautumattomia muodonmuutoksia aiheuttavat tekijät .....	124
5.5.2	Palautumattomien muodonmuutosten mallinnus .....	126
5.6	Ehdotus ratapenkereen mallinnuksen suuntaviivoista .....	128
5.7	Yhteenveto luvusta 5 .....	130
5.8	Lukuun 5 liittyvää kirjallisuutta .....	132



## 1. JOHDANTO

Tämä kirjallisuusselvitys on osa Ratahallintokeskusken (RHK) käynnistämää 250 kN ja 300 kN akselipainojen käyttöön ottamiseen tähtäävää tutkimusprojektia, joka käynnistyi kesällä 1998. Kirjallisuusselvityksen tavoitteena on tehdä yhteenveto sallittujen akselikuormien mahdollisen noston vaikutuksista radan tukikerroksen ja sen alla olevan alusrakenteen kannalta. Lähtökohtana työssä on ollut sallittujen akselikuormien nostoa käsittelevän tutkimusprojektin aikaisemmassa vaiheessa tehdyn kirjallisuuskartoituksen (Levomäki 1999) yhteydessä löytynyt aineisto, jota on mahdollisuuksien mukaan pyritty tässä täydentämään.

Kun ratarakenteeseen kohdistuvien kuormitusten suuruus muuttuu, on selvää, että tällä on vaikutuksia myös raiteen alla oleviin ratapenkereen osiin ja pohjamaahan. Erityisesti tukikerroksen osalla suurista akselipainoista aiheutuvat kuormat voivat nousta niin suuriksi, että yksittäisten kiviainepartikkeleiden lujuus ylittyy ja seurauksena on tukikerroksen hienoneminen. Niinpä tukikerroksessa käytettäville kiviaineksille asetettavien laatuvaatimusten oikea taso onkin yksi keskeisimmistä sallittujen akselipainojen nostoon liittyvistä kysymyksistä.

Tukikerroksen alapuolisissa ratarakenteen osissa kuormitukset jakaantuvat jo siinä määrin laajemmalle alueelle, että yksittäisten kiviainepartikkeleiden hienoneminen ei niiden osalla todennäköisesti enää ole kovin merkittävä ongelma. Alusrakenteen osalta keskeisimmät kysymykset liittyvätkin siihen, minkälaisen alustan tukikerros ja alusrakenne yhdessä raiteelle tarjoavat, koska tällä on merkittävä vaikutus raiteeseen ja erityisesti kiskoon kohdistuvien rasitusten suuruuteen. Toisaalta ratapenkereen tulee luonnollisesti itsessään omata myös riittävä lujuus ja stabiilisuus, jotta siihen ei lukuisia kertoja toistuvienkaan kuormitus syklien yhteydessä kehity kohtuuttoman suuria - raiteen epätasaisuutta aiheuttavia - palautumattomia muodonmuutoksia.

Tukikerroksen osalta kirjallisuusselvityksessä käsitellään akselipainojen korottamisen vaikutuksia lähinnä raideseapelille asetettaviin laatuvaatimuksiin, sekä tukikerroksen dimensioihin. Kirjallisuusselvityksessä on käsitelty raideseapelin kestoikää lyhentävien tekijöiden, erityisesti rapautumisen, tie-pumping-ilmion ja kunnossapidon vaikutuksia. Lisäksi on keskitytty puhdistusrajan määrittämiseen ja dynaamisen kuormituksen vaikutuksiin.

Alusrakenteen osalla selvitys painottuu rakennekerrosten materiaalivaatimuksiin sekä alusrakennekerroksissa käytettävien materiaalien mekaanista käyttäytymistä kuvaavien mallien ja niiden tyypillisten parametriarvojen kartoittamiseen. Tämän lisäksi alusrakennetta koskevassa osuudessa on käsitelty muun muassa routaeristelevyille asetettavia vaatimuksia.

Sitomattomien rakennekerrosmateriaalien lisäksi työssä pyritään kartoittamaan kokemuksia myös bitumisilla sideaineilla sidottujen ratarakennekerrosten sekä muovipohjaisten lämpöeristemateriaalien käyttäytymisestä ratarakenteissa. Lämpöeristemateriaalien osalta huomiota kiinnitetään erityisesti siihen, miten niiden mekaanista käyttäytymistä tulisi testata, jotta rataa asennettavien routalevyjen pitkäaikaiskestävyydestä korotettujenkin akselipainojen alaisena voitaisiin varmistua. Asfalttisten rakenteiden osuudessa kiinnitettiin erityisesti huomiota suurten

akselipainojen vaikutuksiin sekä ulkomaisten mitoitusohjeiden soveltuvuuteen Suomen olosuhteisiin.

Muita alusrakenteen kannalta tarkasteltavia kysymyksiä ovat olleet sen dimensioille ja materiaaleille erilaisissa kuormitustilanteissa asetettavat.

Varsinaisten rakennekerrosten lisäksi kirjallisuusselvityksessä tarkastellaan myös pengertäyttemateriaaleja sekä pohjamaata. Näiden osalta käsittely rajoittuu kuitenkin niihin ominaisuuksiin, joilla on välitöntä vaikutusta ratapenkereen mekaanisen toiminnan kannalta lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa. Ennen muuta kysymys on tällöin pohjamaan yläpinnan jäykkyydestä kuormitetun ratapenkereen alla. Muita pohjamaahan liittyviä kysymyksiä, kuten olemassa olevien ratapenkereiden perustamistapoja ja penkereiden pohjanvahvistusta, ratapenkereiden stabiliteettia ja pitkäaikaispainumia jne., ei tämän kirjallisuusselvityksen yhteydessä kuitenkaan käsitellä.

Tutkimusvaiheen rajallisesta kestosta ja resurssoinnista johtuen kirjallisuusselvityksen pääpaino on pyritty kotimaisen lähdeaineiston lisäksi suuntaamaan erityisesti maihin, joiden ilmastolliset ja geologiset olosuhteet ovat mahdollisuuksien mukaan lähellä suomalaisia olosuhteita.

## 2. TUKIKERROS

### 2.1 Tukikerroksen tehtävät ja ominaisuudet

Tukikerroksen on annettava riittävä tuki raiteille sekä välitettävä junaliikenteen aiheuttama kuorma alapuolisiin rakenteisiin.

Raidesepelistä koostuvan tukikerroksen tärkeimpiä ominaisuuksia ovat:

- Tukikerroksen tulee pitää raide paikallaan kaikissa rasisustilanteissa ja sen tulee mahdollistaa raiteen koneellinen tuenta.
- Tukikerroksen painumat ja materiaalin kuluminen on oltava kohtuullisin kustannuksin hallittavissa sekä tukikerroksessa että tukikerroksen alapuolella.
- Sepeli ei lajitu tuennan ja liikenteen vaikutuksesta.

Raidesepeliltä edellytetään siten monia ominaisuuksia, joista tärkeimpiä ovat:

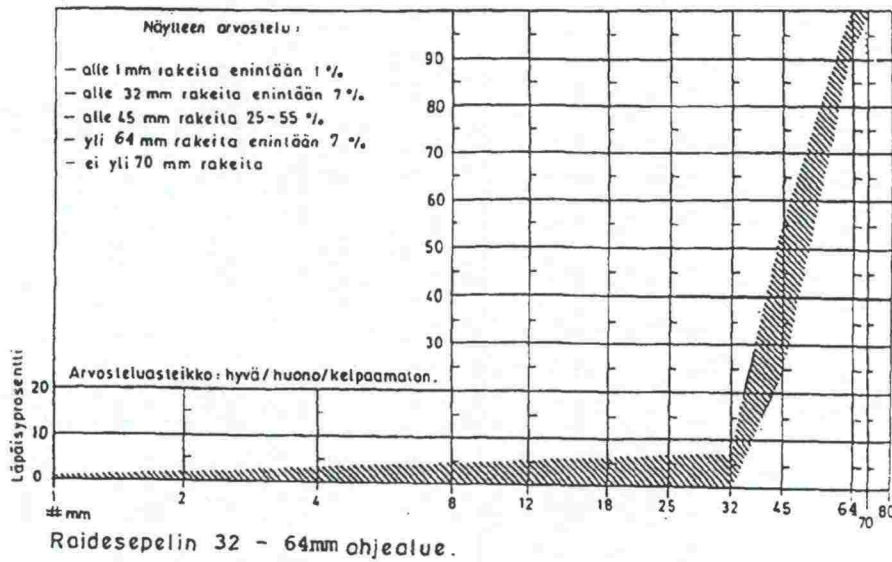
- Sepeli kestää hyvin iskuja ja hiovaa kulutusta.
- Sepelin rapautumisalttius on pieni.
- Sepeli on raekooltaan hyvin vettä läpäisevää.
- Sepelin humuspitoisuus on vähäinen.
- Sepeli on huonosti sähköä johtavaa.
- Sepelillä on riittävä huokostilavuus, jotta syntyvät hienoainekset voivat valua sepelin pohjalle välikerroksen pintaan ja tukikerroksen paksuudella on varmistettava raiteelle kantava ja joustava pohja.



## 2.2 Tukikerroksen materiaalivaatimukset

### 2.2.1 Raekokojakauma

Raidesepelin raekokojakauman on sijaittava viivoitetulla alueella (kuva 1)



Kuva 1. Raidesepelin raekokojakauman ohjealue Suomessa. (VR-Rata Oy 1995)

### 2.2.2 Lujuusominaisuudet

Raidesepeliksi kelpuutettavan murskatun luonnonkiviaineksen ominaisuudet tutkitaan taulukossa 1 esitetyillä tutkimusmenetelmillä.

Taulukko 1. Raidesepelin tutkimusmenetelmät (VR-Rata Oy 1995)

Mineralogia ja tekstuuri	Ohuthieanalyysi
Iskunkesto	Haurausarvokoe
Hioutuvuudenkesto	Kuulamylykoe
Ennakoiva rapautumisalttius	Ohuthieanalyysi tai veden adsorptiokoe
Rapautumisalttius	Magnesiumsulfaattikoe
Raemuoto	Muotoarvomittaus

Raidesepeliltä edellytetään taulukossa 2 esitettyjä lujuusvaatimuksia:

*Taulukko 2. Raidesepelin lujuusvaatimukset (VR-Rata Oy 1995)*

Sepelin lujuusluokka	haurausarvo	kuulamylyarvo
R1	< 10	< 8
R2	< 12	< 10
R3	< 15	< 12
R4	< 18	< 14

Tutkittavan kiviaineksen tulee täyttää kussakin luokassa molemmat taulukossa 2 esitetyt lujuusvaatimukset (haurausarvo ja kuulamylyarvo).

Näytteen raemuoto vaikuttaa olennaisesti haurausarvokokeen ja kuulamylykokeen tuloksiin. Koelajitteiden ollessa raemuodoltaan hyvin kuutiomaisia (puikkoisuus haurausarvokokeessa alle 2,2 ja kuulamylykokeessa alle 2,1) sovelletaan mainituissa kokeissa liitteen 1 mukaisia raja-arvoja. Haurausarvokokeessa koemurskeen puikkoisuus mitataan 8 - 12 mm lajitteesta ja kuulamylykokeessa 11,2 - 16 mm lajitteesta.

Esitetyt raidesepelin luokitus- ja lujuusvaatimukset perustuvat seuraaviin lähtökohtiin:

- Sepelin on kestävä raiteessa 30 vuoden ajan liian hienoksi jauhautumatta.
- Kullekin rataosalle voidaan valita sen liikennekuormitusta vastaava sepele.
- Lujuusluokan 4 vaatimukset ovat minimivaatimuksia kaikille rataosille ja raiteille.

### **Raemuoto**

Laboratoriomurskaimella valmistetun koemurskeen raemuotoa tutkitaan mittaamalla murskerakeista (halk. 8 - 12 mm tai 11,2 - 16 mm) niiden kohtisuoraan toisiaan vastaan olevat ulottuvuudet, joiden perusteella lasketaan murskerakeen pitkulaisuutta kuvaava puikkoisuuden arvo rakeen pisimmän ja lyhimmän akselin mittojen suhteena. Koemurskeesta mitataan kaikkiaan sadan rakeen akselisuhteet, joiden perusteella lasketaan ja ilmoitetaan koemurske-erän keskimääräinen puikkoisuuden lukuarvo sekä myös muodoltaan pitkulaisten rakeiden (puikkoisuus > 3) painoprosenttiosuus koko mitatun murske-erän painosta. Raidesepeli saa sisältää pitkulaisia rakeita enintään 20 painoprosenttia.

### **2.2.3 Nykyisten tutkimusmenetelmien ongelmia**

#### Haurausarvokoe

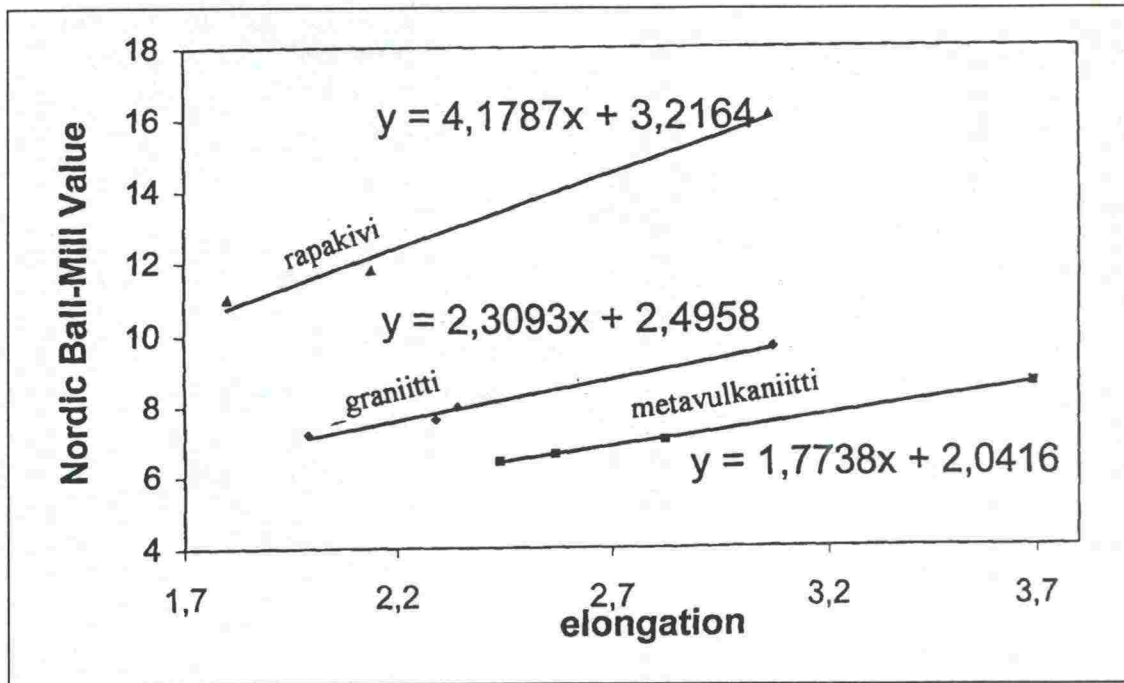
Suurimman ongelman haurausarvokokeessa muodostaa tulosten suuri riippuvuus koelajitteen raemuodosta. Raemuodon vaikutuksen vähentämiseksi voidaan tutkittava lajite välpätä ennen koetta. Lisäksi haurausarvo määritetään lajitteesta, jonka raekoko on 8 - 12 mm, kun taas raiteen tukikerroksessa käytettävän sepelin nimellinen raekoko on 32 - 64 mm.

Eri laitteistojen vuoksi saattavat samoista aineksista määritetyt haurausarvot erota toisistaan jopa yli 10 %. Laitteistokohtaisten erojen vuoksi eri laboratorioissa samalle kiviainekselle voidaan saada jopa eri lujuusluokat. Haurausarvokokeen toistettavuus sen sijaan on parempi kuin sen uusittavuus. Tuloksiin vaikuttavia tekijöitä ovat: haurausarvolaitteen tyyppi, sylinterin alustan kiinnitys, jalustan materiaali ja seulonta-aika. (Uusi-Luomalahti, 1994)

Tielaitos onkin luopunut haurausarvokokeesta menetelmän tulosten voimakkaan muotoarvoriippuvuuden vuoksi. CEN-normiehdotuksen mukaisen iskunkestävyyskokeen, Los Angeles- kokeen, tulosten muotoriippuvuus on huomattavasti pienempi kuin haurausarvokokeen (Kuula-Väisänen, Niskanen & Angelos 1999).

### Kuulamylykoe

Kuulamylykokeessa käytetään koelajitetta, joka sisältää noin 500 g 11,2 - 13,2 mm lajitetta ja noin 500 g 13,2 - 16 mm lajitetta. Suurimman ongelman kuulamylykokeessa muodostaa sen tulosten muotoarvoriippuvuus. Alla olevassa kuvassa eri kivilajeille on määritetty kuulamylyarvo eri muotoarvoilla. Mitä suurempi kulmakerroin suoralla on, niin sitä suurempi on kivilajin muotoarvoriippuvuus kuulamylykokeessa. Suureksi osaksi tulosten muotoarvoriippuvuudesta johtuen raaka-ainetestissä saadaan usein kivelle huonompi laatuluokka kuin tuotetestissä. Ilmiö korostuu edelläesitetyn mukaisesti heikoimmilla kivillä (kuva 2), mikäli niiden muotoa pystytään parantamaan murskausprosessissa. (Uusinoka, Kuula-Väisänen & Niskanen, 1998). CEN-normiehdotuksen mukaisen testin, joka kuvaa hiovan kulutuksen kestoa (Deval), muotoriippuvuudesta ei vielä tällä hetkellä ole tietoa.



Kuva 2. Kuulamylyykokeen muotoarvoriippuvuus (Uusinoka, Kuula-Väisänen & Niskanen, 1998).

#### Muotoarvon mittaus

Nykyään käytetään muotoarvon mittausmenetelmää, jossa rakeiden toisiaan vastaan kohtisuorien akseleiden pituudet määritetään työntömitalla. Tällä menetelmällä saataviin tuloksiin vaikuttaa huomattavasti ns. inhimillinen tekijä eli kuka mittauksen suorittaa. CEN-normiehdotuksen mukainen litteysluku (flakiness index) perustuu välppäykseen, joten em. tekijä on menetelmässä pienempi, mutta tulosten vastaavuutta nykyisin käytössä olevaan menetelmään tutkitaan parhaillaan.



## 2.3 Raidesepelin jauhautuminen

### 2.3.1 Hienoaineksen syntylähteet ja -mekanismit

Raiteessa sepeli joutuu sekä iskevän että hiovan kulutuksen kohteeksi. Yleisesti oletetaan sepelirakeiden särkymisen olevan seurausta pölkyn iskuista sepeliin ja hienoaineksen muodostuvan rakeiden kosketuksesta ja hankautumisesta toisiaan vasten. Myös raiteen kunnossapitotöissä tapahtuu sepelin särkymistä hakkujen iskemisen ja täryttämällä tapahtuvan tiivistämisen johdosta.

Sepelirakeet hioutuvat toisiaan vasten sekä iskun että pyörien liikkeen aiheuttaman värinän vaikutuksesta. Betonipölkkyjen liikkeen on todettu aiheuttavan merkittävää hioutumista pölkyn ja sepelin rajapinnassa, koska betonin kiviaines koostuu pääasiassa Mohsin kovuusasteikon mukaan yli 5,5 kovuisista silikaattikivistä. Toisaalta kova sepeli saattaa aiheuttaa pölkyn kulumista, koska sepeli on huomattavasti kovempaa kuin betonissa käytetty sementti (Jubien & Mekechuk 1990).

Raidesepelin liiallinen hienoainesmäärä koostuu lähes kokonaan itse kiviaineksen rikkoontumisen seurauksena syntyvästä hienoaineksesta. Lisäksi hienoainesta saattaa kertyä vaunuista pudonneista aineksista (mm. hiekka ja turve) ja tuulen mukana tulleista hienoaineksista. Sepelin ulkopuolinen likaantuminen esimerkiksi vaunuista pudonneista hienoaineksista vaikuttaa merkittävästi sepelin ominaisuuksiin vähentäen vedenläpäisykykyä, lisäten hienoaineksen vedensitomiskykyä ja muuttaen hienoaineksen kemiallisia ominaisuuksia, mikä saattaa aiheuttaa kemiallista rapautumista. Sepelin sekoittuminen alempiin rakennekerroksiin saattaa myös aiheuttaa hienoainesmäärän lisääntymistä (Meidl 1993).





Kuva 3. Raidesepelin hienoaineksen syntylähteet (Selig ja DelloRusso, 1991)

90-luvun alkupuolella Pohjois-Amerikassa tehdyssä tutkimuksessa, (Selig & DelloRusso 1991), jossa tutkittiin raidesepelin koostumusta 35:ssä eri ratakohteessa, havaittiin 73 % hienoaineksesta olevan peräisin raidesepelin jauhautumisesta. 14% oli peräisin tukikerrokseen alapuolisen aineksen tunkeutumisesta tukikerrokseen, seitsemän prosenttia oli peräisin vaunuista pudonneesta aineksesta tai tuulen ja veden kuljettamasta aineksesta. Viisi prosenttia oli peräisin alusrakenteesta ja yksi pölkkyjen kulumisesta. Kuvassa 3 on esitetty hienoaineksen syntymiseen vaikuttavien tekijöiden suhteelliset osuudet kyseisen tutkimuksen mukaan.

Myös rapautuminen on yleinen mekanismi, joka tuottaa hienoainesta raidesepeliin (Collingwood 1988). Rapautumisella tarkoitetaan kiviaineksen hajoamista luonnonolosuhteiden vaikutuksesta. Fysikaalisella rapautumisella tarkoitetaan kiviaineksen särkymistä tai lujuuden heikkenemistä ja kemiallisella rapautumisella tarkoitetaan mineraalien liukenemistä tai muuttumista luonnonolosuhteiden vaikutuksesta.

Kiviaineksessa rapautumisen voimakkuuteen vaikuttaa raekoko, kiviaines, ja luonnonolosuhteet. Kemiallisessa rapautumisessa rapautuminen tapahtuu veden välityksellä pintareaktioina. Sen vuoksi kiviaineksessa tapahtuvassa kemiallisessa rapautumisessa aineksen raekoolla, reaktiopinta-alalla (ominaispinta-ala) ja partikkeleiden vedensitomiskyvyllä (veden adsorptio) on suuri merkitys rapautumisnopeuteen. Hyvin merkittävä tekijä on myös partikkeleiden rapautumisherkyys, esim. kiisut, kloriitti ja kalsiitti ovat herkästi rapautuvia

mineraaleja. Rapautumisen seurauksena mineraalirakeiden ominaispinta-ala kasvaa (rakeet joko syöpyvät tai niiden pinnalle saostuu rapautumistuotteita), jolloin myös vedenpidätyskyky kasvaa. Rapautumisprosessin edistyessä syntyy yhä edullisemmat olosuhteet prosessin etenemiselle (Uusinoka 1983, Nieminen 1985, Collingwood 1988).

Voimassaolevat laatuvaatimukset täyttävässä raidesepelissä rapautuminen ei ole merkittävää karkean raekoon ja kivien hyvän rapautumiskeston vuoksi (Alkio & Vuorinen 1997).

Sen sijaan sepelin jauhautuminen saattaa luoda varsin edulliset olosuhteet rapautumisen etenemiselle edelläkuvattuine ilmiöineen. Raidesepeliin sitoutunut vesi nopeuttaa partikkeleiden rapautumista ja vaikuttaa olennaisesti myös raidesepelin jäätymsulamis- käyttäytymiseen. Runsaasti hienoainesta sisältävä raidesepeli saattaa olla routivaa ja pysyy jäätyneenä kauemmin kuin jauhautumaton sepeli. Siten ratarakenteen hyvä kuivatus, ja sepelin kunnostaminen ajoissa lisäävät sepelin kokonaiskestoikää.

### 2.3.2 Pölkyn liikkeen aiheuttama jauhautuminen

Raidesepelin jauhautuminen ilmenee usein pölkkyjen tavallista runsaampana vertikaalisuuntaisena liikkumisena. Ilmiölle ei ole vakiintunut Suomessa käyttöön yleistä termiä ja eri puolilla käytetäänkin erilaisia ilmauksia asiasta, esim. puhutaan vatkaavasta raiteesta jne.

1980-90-luvun vaihteessa Kanadassa tehtyjen tutkimusten perusteella puupölkkyjen vaihdon betonisiin nopeuttavan sepelin jauhautumista ja lisäävän pölkkyjen kulumista (Jubien & Mekechuk, 1990 ja Watters, 1987). Sepelin kulumisen nopeutui ns. tie-pumping -ilmiön seurauksena. Tie-pumping -ilmiö saa alkunsa sepelipartikkeleiden murskautuessa betonipölkkyjen alla. Näin syntyvä hienoaines heikentää raidesepelin vedenläpäisevyyttä dramaattisesti, jolloin vettä alkaa kerääntyä pölkkyjen alle, jonka seurauksena pölkyt pääsevät liikkumaan pystysuunnassa ollessaan jaksollisen kuormituksen alaisina. Tämä aiheuttaa sekä raidesepelin jauhautumista että pölkkyjen alapinnan kulumista.

Pumppautumisen on havaittu alkavan 2 - 3 vuoden kuluttua betonipölkkyjen asentamisesta. Aluksi pumppautuminen tapahtuu noin kolmen pölkyn suuruisella alueella, mutta alue laajenee yleensä noin 8 pölkyn mittaiseksi. Jopa 20 pölkyn mittaisia pumppautumisalueita on havaittu.

Ensimmäinen merkki raidesepelin pumppautumisesta on pölkyn päissä olevan raidesepelin värisevän vaaleneminen, mikä johtuu sepelin jauhautumisesta. Seuraavaksi pölkyn molemmille puolille muodostuu "mutakakku", jossa sateen jälkeen on vettä havaittavissa pölkkyjen reunoilla useiden päivien ajan. Tämä on seurausta sepelikerroksen vedenläpäisevyyden heikkenemisestä. Pumppautumisprosessin edetessä "mutakakku" suurenee aiheuttaen kuivuessaan raidesepelin sementoitumista.

(Jubien et.al., op. cit) tekivät Kanadassa seuraavanlaisia havaintoja tie-pumping -ilmiöstä alueilta, joilla raidesepeli oli granodioriittia ja basalttia, raekooltaan n. 10- 50

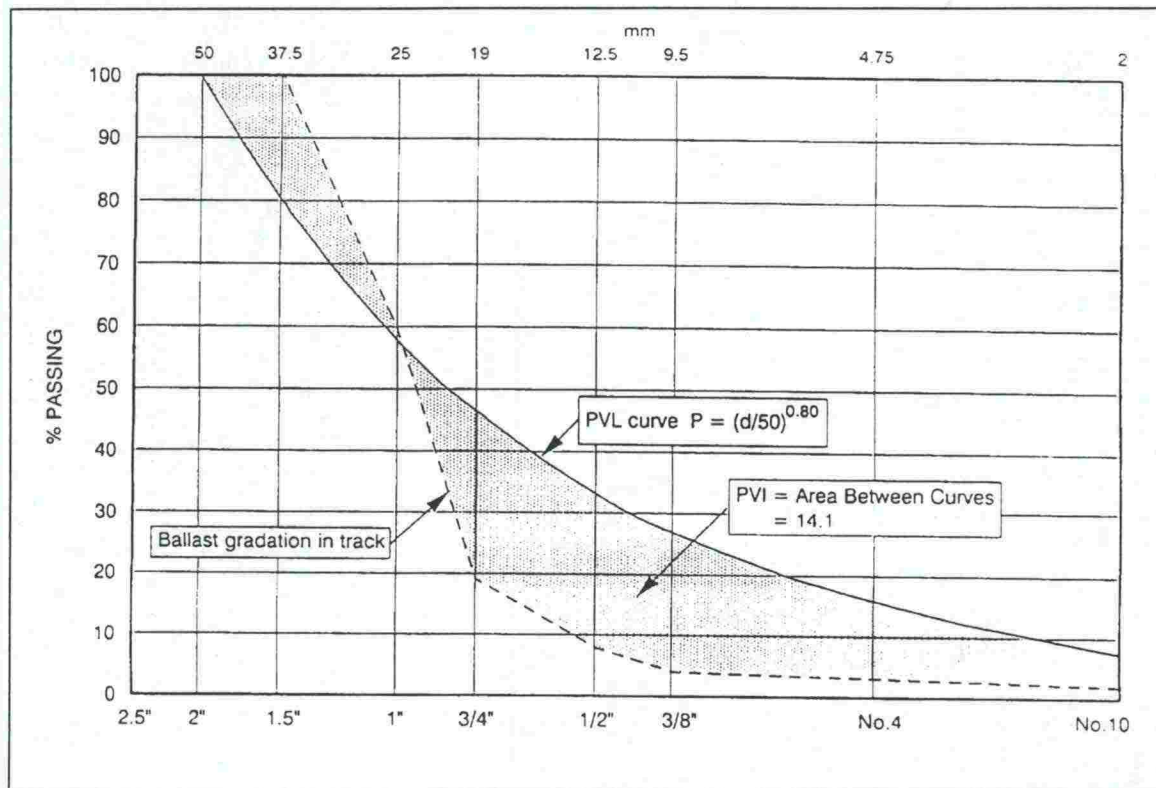


mm, (CN S3W – 3.1, liite 2) ja iskevän kulutuksen kestoaltaan noin R3 - R4 lujuusluokkaa. (LosA 24.8 ja 14 ):

- Pölkkyjen ikää voidaan pidentää puhdistamalla raideseperi ensimmäisellä kaudella, jolloin pumppautumista havaitaan.
- Raideseperi, joka sisältää paljon hienoainesta menettää yleensä toimintakykynsä nopeammin kuin vähemmän hienoainesta sisältävä raideseperi.
- Kun pumppautuminen alkaa, se johtaa suurempiin iskeviin voimiin ja pumppautumisen voimakkuuden nopeaan kasvuun sekä myös vaikutusalueen pituuden kasvamiseen.
- Pölkyn alapuolisen jauhutuneen raidesepelikerroksen paksuuden havaittiin maksimissaan olevan noin 125 mm. Tämä oli myös sementoituneen raidesepelin syvyys.
- Tie-pumping -ilmiölle alttiin raidesepelin raekokojakauman täyttää seuraavat ehdot:

Seula (mm)	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
Läpäisy-%	86 - 98	68 - 92	50 - 78	38 - 60	28 - 48	9 - 32

- Betonipölkkyjen alapinnan kuluminen on suoraan suhteessa ratapölkkyjen pumppautumisen kesto aikaan.
- PVI (Particle Void Index) -menetelmä mahdollistaa radassa olevan raidesepelin jäljellä olevan kestojän arvioimisen. PVI määritetään pinta-alaksi, joka jää raidesepelin rakeisuuskäyrän ja eksponenttia 0.8 edustavan Fullerin käyrän väliin (kuva 4).
- Raidesepelin pitkä kestoikä edellyttää ratapölkkyjen alla vähintään 305 mm:n puhdasta raidesepelikerrosta. Jatkoksissa ja vaihteissa tulisi käyttää jopa 380 mm:n paksuista raidesepelikerrosta. Paksumpi kerros tarjoaa enemmän vapaata tilaa jauhutuneelle sepelille, jolloin pumppautumisen vaikutukset ilmenevät myöhemmin.
- Erityiskohteissa joissa seperi joutui erityisen iskevän kulutuksen alaiseksi, kuten esim. vaihteissa ja tunneleissa, pumppautuminen alkaa nopeammin. Vaimennusmattojen käyttö sepelin alla saattaa vähentää jauhautumista



Kuva 4. Particle void index. (Jubien & Mekechuk 1990)

British Rail on ilmoittanut pölkyn alla olevan raidesepelin jauhautumisen aiheuttavan ongelmia vain seuraavissa tapauksissa (25 tonnin akselipainot ja 200 km/h nopeudet):

- Wet attrition (märkä-Deval) -arvo raidesepelille on suurempi kuin 4 %. Wet attrition on muuten sama koe kuin Deval koe, ASTM D2-33, paitsi, että kokeessa käytetään vettä (5 litraa) kulumista lisäävänä tekijänä (Mekechuk 1991a).
- Tukikerroksen kuivatus on huono
- Tukikerroksen paksuus ei ole riittävä (< 305 mm)
- Sepeli sisältää liikaa hienoaainesta (alle 14 mm:n raekoon omaavaa ainesta)
- Raiteessa on merkittäviä epätasaisuuksia (Jubien & Mekechuk op. cit.)

Suomessa on otettava huomioon myös ilmaston vaikutus. Pölkyn alapuolelle muodostunut "kakku" jäätyy pölkkyyn kiinni. Alusrakenteen ja kuluneen sepelin jäätyminen (ks. hienoaineksen vaikutus) jäätyminen lisää rakenteen jäykkyyttä.

### Kunnossapito

Kunnossapitotiheys vaikuttaa sepelin kestoikään, sillä tukemistyö rikkoo sepeliä. Kunnossapidon ajoitus on tärkeää sepelin optimikestävyyden ja -toiminnan kannalta. Turhaa kunnossapitotyötä on vältettävä ja on osattava etukäteen arvioida tukemistyöllä saavutettava radan stabiilisuuden ja sepelin toimivuuden parantuminen.

Petri Uusi-Luomalahden diplomityössä (1994) tutkittiin sepelin lujuuden ja raemuodon vaikutusta raidesepelin jauhautumiseen tukemistyössä. Tukemistyötä suoritettiin raiteentukemiskoneella ja vaihteentukemiskoneella. Tutkimuksen tuloksena havaittiin muotoarvon vaikutuksen olevan hyvin merkittävä tekijä sepelin jauhautumisessa erityisesti kuormituksen alkuvaiheessa. Raemuodolla oli kokeen perusteella jopa suurempi vaikutus kuin kiviaineksen lujuudella, tosin tukemismäärän lisääntyessä kiviaineksen luontainen lujuus tulee raemuotoa paremmin esiin. Työssä havaittiin myös litteiden ( $b/a > 3$ ) rakeiden suhteellisen hajoamisen olevan suurempaa kuin pitkulaisten ( $c/a > 3$ ). Erittäin litteät ja pitkulaiset ( $b/a > 5$  ja  $c/a > 5$ ) rakeet hajoavat käytännössä kaikki. Lisäksi todettiin kiven lujuuden kasvaessa huonompimuotoisten rakeiden jauhautumisasteen hieman pienenevän.

Tukemistyön vaikutuksia sepelin jauhautumiseen on tutkittu myös mm. Pohjois-Amerikassa, jossa havaittiin tukemisen aiheuttavan huomattavaa jauhautumista heikolla kiviaineksella (dolomiitti), mutta paremmilla kiviaineksilla (kvartsiitti) ei rakeisuuden muutoksia tapahtunut merkittävästi (Chrismer, 1988).

Norjassa tukemiskoneen kynsiä on alettu valmistaa pehmeämmästä metallista. Tätä on perusteltu sillä, että on halvempaa vaihtaa tukemiskoneeseen kynsiä kuin vaihtaa tukemiskoneen rikkoma sepeli (Jernbaneverket 1998)

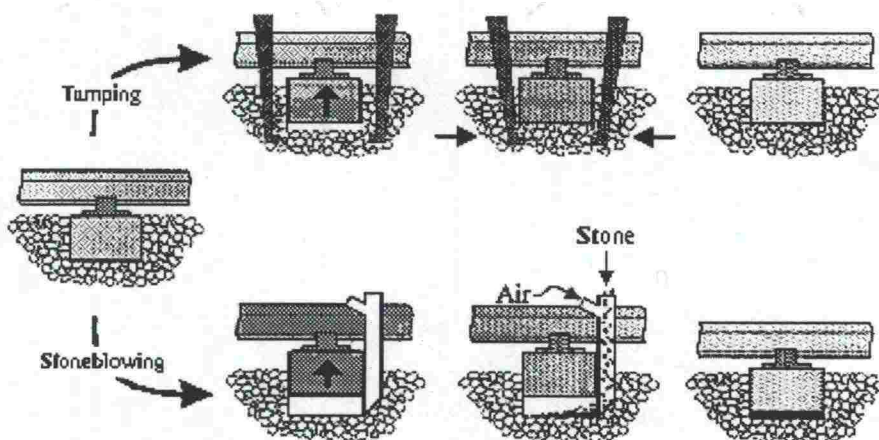
Englannissa tehdyissä tutkimuksissa on havaittu radan palautuvan muutamien viikkojen kuluessa tukemistyöstä alkuperäiseen tilaansa. Tämä johtuu siitä, että tukemisessa ei niinkään onnistuta siirtämään lisää sepeliä pölkkyjen alle vaan uudelleenjärjestellään siellä jo olevaa sepeliä, jonka tilavuus näin suurenee. Kuormituksen vaikutuksesta sepeli palautuu nopeasti alkuperäiseen tilaansa. (Jeffries & Johnson 1990)

Tukemistyössä jauhautuneen sepelin rakeiden uudelleenjärjestely aiheuttaa pienikokoisimpien rakeiden ja hienoaineksen valumisen alemmalle tasolle lisäten siten sepelin huokostilaa ja palauttaen rakeisuusjakaumaa lähemmäksi alkuperäistä tilannetta.

Edellä mainitun tukemistyön aiheuttaman sepelin rikkoutumisen pienentämiseksi on kehitetty kunnossapitomenetelmä, Stoneblower (Pneumatic Ballast Injector), jossa ideana on puhalttaa paineilman avulla putkea pitkin tietyn raekoon omaavia kiviä pölkyn alle (kuva 5). Näin vältetään rikkomasta tukikerroksessa olevaa sepeliä. ([http://www.shef.ac.uk/uni/academic/A-C/arrc/research/civ\\_eng/ballast.html](http://www.shef.ac.uk/uni/academic/A-C/arrc/research/civ_eng/ballast.html))



Työn seurauksena on kuitenkin kaksikerroksinen rakenne, jossa uusista raekooltaan pienemmistä kivistä koostuva kerros sijoittuu alkuperäisen raidesepelin päälle. Kestävyyden kannalta raidesepelikerrokseen syntyy siis vertikaalisuunnassa päinvastainen raekokojakauma kuin pitäisi, sillä pölkyn alla, missä jännitykset ja kuormitus ovat suurimpia on heikommin kuormitusta kestävä (raekooltaan pienempää) ainesta. Optimitapauksessa suurimpien rakeiden tulisi olla pölkyn alapuolella ja pienempien rakeiden tukikerroksen alaosassa. Stoneblowerilla ei siis voida korvata sepelin puhdistusta, vaan sitä voitaisiin käyttää lähinnä lisämenetelmänä.



Kuva 5. Stoneblower ([http://www.shef.ac.uk/uni/academic/A-C/arrc/research/civ\\_eng/ballast.html](http://www.shef.ac.uk/uni/academic/A-C/arrc/research/civ_eng/ballast.html))

Sepelin jauhautumisen on todettu olevan vaihteissa samoilla kiviaineksilla liikennemäärällä mitattuna 38-57 % suurempi kuin suoralla rataosalla. Keskimääräisenä arvona voidaan pitää sepelin kestojän lyhentymistä noin 65 %:iin suoran rataosan kestojästä (Uusi-Luomalahti 1994).

### 2.3.3 Sepelin jauhautumisesta aiheutuvia haittoja ratarakenteen toiminnalle

Edellä käsiteltyjen tutkimusten mukaan (Jubien&mekechuk 1990 ja Watters 1987) sepelin jauhautuminen aiheuttaa seuraavia haittoja:

1. Sepelin vedenläpäisevyys heikkenee aiheuttaen "tie pumping" -ilmiön. Tällöin dynaamisessa kuormituksessa tukikerroksen pieni vedenläpäisevyys aiheuttaa veden ja hienoainesten pumppautumisen pölkyn liikkeen mukaisesti tukikerroksessa ylöspäin aina pölkyn pintaan asti.
2. Sepelin tehokas raepaine pienenee huokosvedenpaineen lisääntyessä jatkuvassa dynaamisessa kuormituksessa ja se saattaa aiheuttaa sepelin löyhtymistä.
3. Sepelin kuivatusominaisuudet heikkenevät aiheuttaen tukikerroksen jäätyminen talviolosuhteissa ja sementoitumisen kesäolosuhteissa. Tukikerroksen jäätyessä tai sementoitua pölkyn aiheuttama kuormitus ei jakaannu tasaisesti alemmissa rakennekerroksissa vaan se on liian suuri aiheuttaen koko ratarakenteen painumista.

4. Sepelin elastinen muodonmuutos häviää aiheuttaen kiskojen kiinnitysten löyhtymistä, pölkkyjen ennen aikaista murtumista ja kuormitusten liiallista siirtymistä alapuolisiin rakennekerroksiin.
5. Sepelin tiivistymisestä aiheutuu tukikerroksen jäykkyyden lisääntymistä, mikä saattaa aiheuttaa alapuolisissa rakennekerroksissa pysyviä muodonmuutoksia.

## 2.4 Puhdistusrajan määrittäminen

Sepelin jauhautuessa raiteessa on se tietyin väliajoin puhdistettava toimivuuden varmistamiseksi.

Puhdistusrajan tarkka määrittäminen on erittäin monimutkainen tehtävä. Yksiselitteistä ohjetta ei ole olemassa. Puhdistusrajaa on yritetty selvittää mm. seuraavin menetelmin:

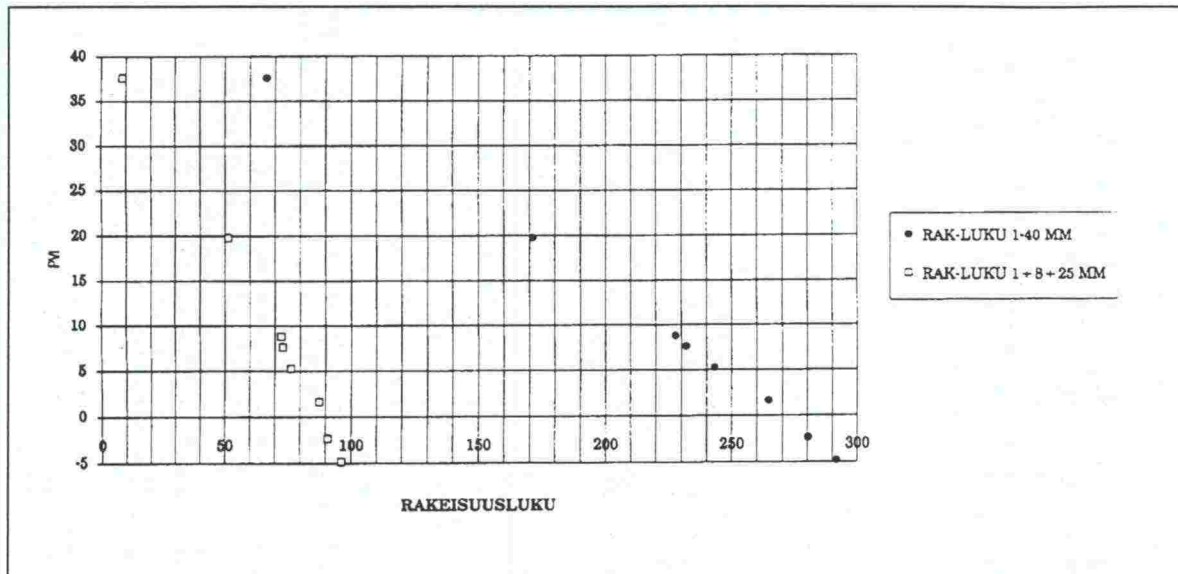
- empiiriset tutkimukset havaituissa pysyvyysongelmakohteissa ratanäytteiden seulonnalla
- raiteen virheiden havainnointi
- raidesepelin vedenläpäisevyyden määrittäminen (Meidl 1993)

Puhdistustarve voidaan määrittää seuraavin perustein:

- vedenläpäisevyys heikkenee liikaa
- huokosvedenpaine nousee raiteessa siten, että tehokas raepaine häviää
- sepeli jäätyy talvella ja sementoituu kesällä
- tukikerroksen elastisuus pienenee liikaa
- sepelin tiivistyminen aiheuttaa liian suuren rasituksen alempiin rakennekerroksiin

Puhdistusrajalle on esitetty seuraavia näkökohtia:

1) British Rail:	⇒ alle 14 mm > 30 %
2) ORE työryhmä:	⇒ alle 25 mm > 50-70 %
3) Selig, Kanada:	⇒ läpäisyprosentit yhteensä seuloilla 4,75 mm ja 0,075 mm > 15-20 %
4) Mekechuk (PVI), Kanada:	⇒ Fullerin käyrä eksponentilla 0,8, D <sub>max</sub> =50 mm
5) Plasser-Theuer:	⇒ > 20-40 % ilmeisesti alle 14 mm
6) Chrismer, BR:	⇒ alle 4,75 mm > 20 %
8) RHK/Suomi	⇒ rakeisuusluku (läpäisyprosentit yhteensä seuloilla 1 mm, 8 mm ja 25 mm) > 88, ka > 90
9) ERRI:	⇒ alle 22,4 mm > 30 %



Kuva 6. PVI-indeksin, rakeisuusluvun 1+8+25 mm ja rakeisuusluvun ja rakeisuusluvun 1-40 mm välinen yhteys (Uusi-Luomalahti 1994)

Rakeisuusluvun 1+8+25 mm voidaan todeta korreloivan hyvin PVI-indeksin (Mekechuk 1991) kanssa (kuva 6). Lisäksi rakeisuuslukuna laskettava puhdistusraja ottaa paremmin huomioon koko sepeliaineksen ominaisuudet kuin yksittäiseen raja-arvoon perustuva puhdistusrajan tarkastelu (Uusi-Luomalahti 1994).

Rakeisuusluvussa alle 1 mm:n ainekseksen osuuteen ja sen koostumukseen tulisi kiinnittää erityistä huomiota, koska kyseisen aineksen määrällä ja koostumuksella on suuri merkitys sepelin jäätymis-sulamis käyttäytymiseen ja sepelin jäykkyyden lisääntymiseen.

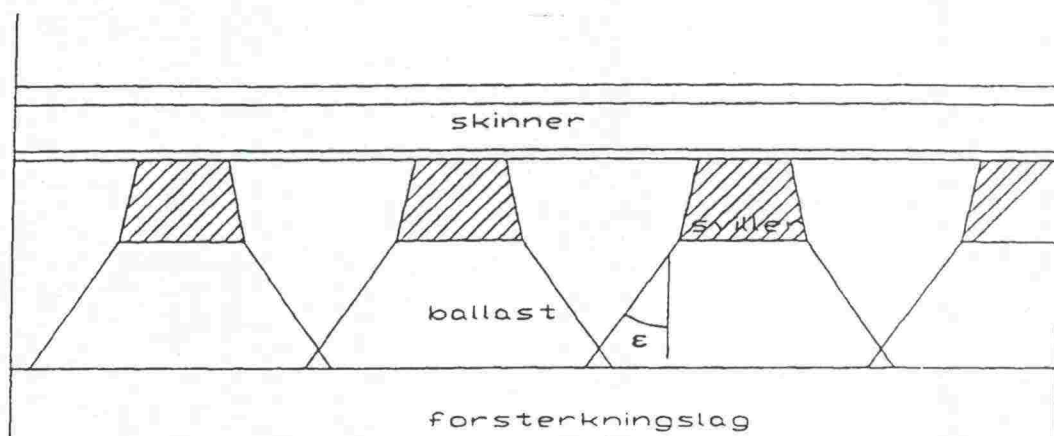
Näytteenottoon perustuvissa puhdistusrajan määrittämissä näytemäärän on oltava riittävä, koska karkearakeisimpien rakeiden vaikutus muodostuu pienellä näytemäärällä liian suureksi. Esim. 64 mm:n max. raekoolle päällystealan neuvottelukunnan (PANK) -määräysten mukainen edustava näyte on 30 kg, minkä määrän ottaminen nykyisen näytteenottoohjeen mukaisesti on hankalaa, niin nykyohjeen pienehkön näytteen (6 kg) aiheuttamaa tulosten hajontaa voitaisiin pienentää useammilla näytteillä ja suurentamalla näytteen minimimäärää.

Näytteenotto olisi mahdollista tehdä myös ruotsalaisella näytteenottovaunulla (MUM 9601), jolla voidaan saada läpimitaltaan 20 cm poranäytteitä 1,4 m syvyyteen saakka. (Zackrisson, 1997).



## 2.5 Jännitysten jakautuminen päällysrakenteessa

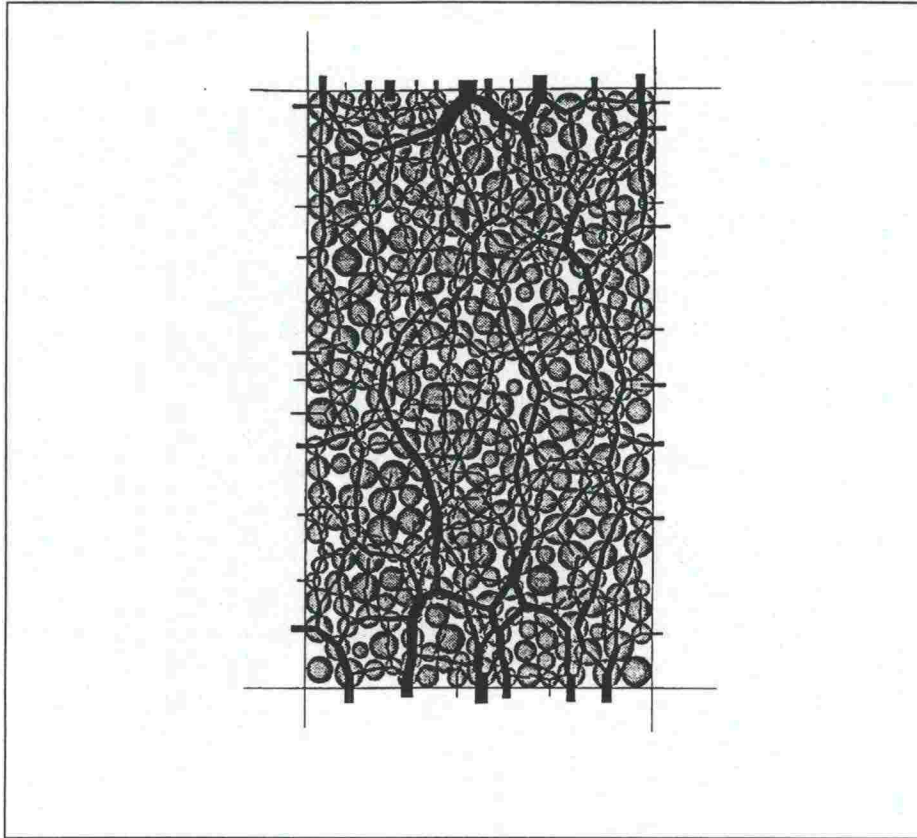
Sepelin sisäisellä kitkalla on suuri merkitys miten hyvin jännitykset välittyvät sepelin läpi. Hyvällä raidesepelillä kitkakulma  $\varnothing$  voi olla 45 astetta, mutta kuluneen raidesepelin kitkakulma voi olla jopa niin alhainen kuin  $\varnothing = 33$  astetta. Normaalisissa hyvässä raidesepelissä kitkakulma on keskimäärin noin 40 astetta, kuva 7. (Jernbaneverket 1998)



Kuva 7. Jännitysten jakautuminen pölkyn alapinnasta sepelikerroksen läpi materiaalin sisäisestä kitkakulmasta riippuen (Jernbaneverket 1998.)

Jännitysten tasaisten jakautumisen kannalta merkittävää on, että pölkkyjen alle muodostuvat jännityspyramidit peittävät toisiaan siten, että kuormitusta kohdistuu tasaisesti myös pölkkyjen väliseen alueeseen. Tämä saavutetaan raidesepelikerroksen riittävällä paksuudella tai riittävän suurella kitkakulmalla. Noin 600 mm pölkkyvälillä riittävä raidesepelin kerrospaksuus on siten 300 mm pölkyn alapuolella. Tunneleissa ja kallioleikkauksissa, joissa on kova pohja, sepelikerroksen tulisi olla em. paksumpi. (Jernbaneverket 1998)

Edellä esitetyn perinteisen laskentamallin perusteella ulkoisesta kuormituksesta ja sepelin omasta painosta aiheutuvat jännitykset raidesepelissä ajatellaan tasaisesti jakautuneiksi. Partikkelimekaniikkaan perustuvien simulointimallien, DEM, perusteella (discrete element method, esim, Kolisoja 1998) jännitykset rakeiden välillä eivät jakaudu tasaisesti, vaan joidenkin rakeiden välillä saattaa olla muita rakeita huomattavasti suurempia jännityksiä ja vastaavasti osa rakeista saattaa olla lähes kuormituksesta vapaana. Rakenteeseen syntyy siten jännitysketjuja, joita pitkin suurin osa kuormituksesta siirtyy alempiin kerroksiin (kuva 8).



Kuva 8. *Esimerkki jännitysten jakautumisesta kiviaineksessa DEM-mallinnuksen mukaan. Viivan leveys vastaa jännityksen suuruutta rakeiden välillä (Kolisoja 1998).*

Raidesepelissä tämä tarkoittaa, että kuormitus, joka kohdistuu alempiin kerroksiin saattaa olla oletettua epätasaisempaa ja voimakkaampaa. Raidesepelipatjan alapuolisissa kerroksissa saattaa tapahtua siirtymiä (esim. sepelin tunkeutumista alapuolisiin kerroksiin) painumista tai jopa jauhautumista, mikäli kyseisten kerroksien materiaalien lujuus on liian alhainen tai rakeisuusjakauma epäedullinen suhteessa kuormitukseen. Erityisesti paikoissa, joissa alusrakenne on jäykkä (esim. tunnelit ja kallioleikkaukset), raidesepeliin saattaa kohdistua ennakoitua suurempia rasituksia. Myös talvella tapahtuva alusrakenteen jäätyminen aiheuttanee samantapaisen lisärasituksen.

Seuraavassa on tarkasteltu eri tekijöiden vaikutusta rakeisen materiaalin käyttäytymiseen Kolisojan 1998 väitöskirjan pohjalta sovellettuna raidesepelin raekoolle.

### Tiiveys

Raidesepelin tiiveydellä on suuri vaikutus jännitysten jakautumiseen.

Yleisesti voidaankin todeta, että mitä tiiviimmässä tilassa sepeli on, sitä enemmän yksittäisten rakeiden välillä on kontakteja. Rakeiden välisten kontaktien lisääntyessä yksittäisiin rakeisiin kohdistuvat voimat pienenevät. Tällöin paine jakaantuu useamman



rakeen kesken, jolloin kestävyys paranee. Jännitysten ollessa pieniä ovat muodonmuutokset elastisia ja ne tapahtuvat pääasiassa rakeiden kontaktikohdissa. Rakeiden välillä vallitsevien pienempien jännitysten johdosta ovat rakeiden muodonmuutokset vähäisempiä.

Vastaavasti jos jännitykset ovat suuria ja sepeli on tiivistä ei sepelirakeilla ole mahdollisuutta uudelleenjärjestäytymiseen ennen särkymistä, koska jokainen rakeiden välinen kosketus rajoittaa rakeiden vapaiden liikesuuntien määrää. Tästä johtuen tiiviin sepelin dynaaminen kuormittaminen aiheuttaa usein kokonaistilavuuden kasvua koska tiiviisti pakkautuneet rakeet järjestäytyvät uudelleen. (Kolisoja 1998)

### Vesipitoisuus

Vesipitoisuuden vaikutusta raideseppelin muodonmuutoksiin on vaikea määrittää tarkasti, koska vaikutuksen suuruus on riippuvainen materiaalin raekokojakaumasta ja elektrokemiallisista ominaisuuksista. Vähäisellä vesipitoisuudella voi olla jopa kiviaineksen lujuutta parantavia vaikutuksia (lähinnä raekooltaan pienemmillä lajitteilla). Karkeamman raekoon omaavalla aineksella vesipitoisuudella on tiivistymistä edistävä vaikutus.

Rakeiden elektrokemiallisista ominaisuuksista johtuen rakeet pyrkivät muodostamaan adsorptiovesikerroksen niiden pinnalle. Veden pintajännityksen vaikutuksesta adsorptiovesi muodostaa rakeiden kosketuskohdissa rakeita toisiaan kohti vetäviä voimia. Hienoaineksen määrän lisääntyessä raideseppelin vedenpidätyskyky lisääntyy, jolloin tukikerroksen jäykkyys kasvaa. Vesipitoisuus aiheuttaa ongelmia runsaasti hienoainesta sisältävässä raidesepelissä, ei niinkään alkuperäisen 32-64 mm raekoon omaavassa aineksessa.

### Lämpötila

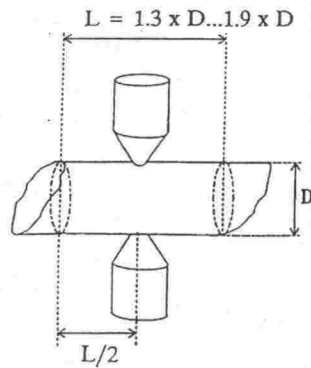
Lämpötilan muutoksilla, jotka tapahtuvat 0°C yläpuolella ei ole juurikaan vaikutusta raideseppelin käyttäytymiseen. Mutta jos sepelissä oleva vesi jäätyy, tukikerroksen jäykkyys lisääntyy huomattavasti. Tämä johtuu jään vaikutuksesta rakeiden välille syntyvistä vahvoista siteistä. Nämä siteet estävät myös tehokkaasti rakeiden liikkumista. Jäätyvä hienoaines toimii kuin sementti.

### Maksimiraekoon vaikutus

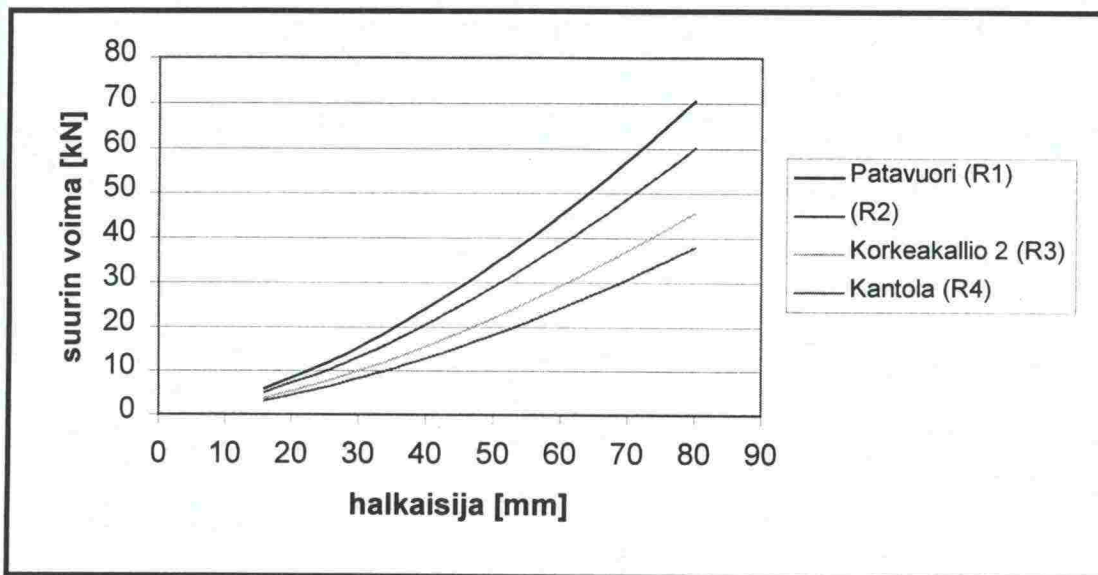
Kun ajatellaan kuormitusten välittyvän raidesepelissä rakeiden muodostamia ketjuja pitkin, on maksimiraekoon vaikutus yksinkertaisesti todettavissa. Mitä suurempi raekoko, sitä vähemmän rakeiden välisiä kosketuksia ketjuihin syntyy, jolloin yksittäisiin rakeisiin kohdistuu suurempi paine. Raideseppeli, jolla on pieni maksimiraekoko on useampien rakeiden välisten kontaktikohtien johdosta herkempää särkymään, mutta koska samalla pienempiin rakeisiin kohdistuu pienempi paine niin ilmiön vaikutus pienenee.

Sepelirakeen halkaisijan vaikutusta kuormituslujuuteen voidaan helposti mallintaa pistekuormitusindeksin  $I_{s(50)}$  avulla. Pistekuormituslujuuden määrittämiseen tarvitaan laitteisto, jossa kivinäyte voidaan puristaa rikki kahden lähes pistemäisen kärjen välissä.

Kuormitusta kasvatettaessa muodostuu kiviainekseen kasvava vetojännitys, joka lopulta halkaisee kiven (kuva 9).



Kuva 9. Pistekuormituskokeen suoritus ja näyttekappaleen muoto vaatimukset kairasydän kappaleessa PANK ohjeen 2206 mukaisesti.



Kuva 10. Sepelirakeen halkaisijan vaikutus rakeen maksimivetolujuuteen.

Taulukko 3. Sepelirakeen halkaisijan vaikutus rakeen kestävyys

HALKAISIJA [mm]	SUURIN VOIMA [kN]			
	5.8	5.0	3.8	3.1
16	5.8	5.0	3.8	3.1
32	17.0	14.5	11.0	9.1
50	34.0	29.0	22.0	18.3
64	49.8	42.5	32.3	26.8
70	57.3	48.9	37.1	30.7
	<b>Patavuori (R1)</b> metavulkaniitti $I_{s(50)} = 13.6$	<b>(R2)</b> $I_{s(50)} = 11.6$	<b>Korkeakallio 2 (R3)</b> $I_{s(50)} = 8.8$	<b>Kantola (R4)</b> rapakivi $I_{s(50)} = 7.3$

Raekoon kannalta tärkeä suure on rakeen minimiläpimitta, sillä rakeen katkeaminen tapahtuu helpoimmin rakeen ohuimmasta kohdasta. Taulukosta 3 ja kuvasta 10 ilmenee läpimitan vaikutus voimaan, joka tarvitaan sepelirakeen rikkomiseen pistekuormituskokeessa. Noin 32 mm halkaisijan omaava R1 lujuusluokan kivi vastaa lujuudeltaan noin 64 mm R3-lujuusluokan kiveä. Vastaavasti halkaisijaltaan noin 24 mm rae R1 luokan kiveä vastaa lujuudeltaan noin 32 mm R3 lujuusluokan kiveä.

Raidesepelin maksimiraekoolla on siis olennainen merkitys raidesepelin käyttäytymiseen. Tästä syystä tutkimukset sepelin soveltuvuudesta raidesepeliksi tulisi tehdä lajitteesta, jonka raekoko vastaa mahdollisimman hyvin oikean raidesepelin raekokoa. Käyttäytymisen tutkimisessa ei siis tulisi käyttää materiaalia, jonka rakeisuuskäyrä on saman muotoinen, mutta maksimiraekoko pienempi kuin käytettävän raidesepelin.

#### Hienoaineksen määrän vaikutus

Kun hienoaineksen määrä on suhteellisen pieni, ei sillä ole juurikaan vaikutusta raidesepelin käyttäytymiseen. Suuremmat rakeet ovat edelleen kosketuksissa toisiinsa ja kuormitukset välittyvät pääasiassa niiden muodostamien ketjujen välityksellä alusrakenteeseen. Hienoaineksen määrän kasvaessa niin suureksi, että rakeiden väliin jäävä tyhjä tila täyttyy hienoaineksesta ja suurempien rakeiden väliset suorat kosketukset alkavat vähentyä, on seurauksena koko rakenteen pysyvyyden heikkeneminen.

Hienoaineksen määrän lisäksi sen ominaisuuksilla, kuten vedenpidätyskyvyllä, on merkitystä raidesepelin jauhautumiskehitykseen, kuivumiseen, rapautumiseen ja jätymisen aiheuttamaan jäykkyyden lisääntymiseen.



### Raekokojakauman muoto

Erilaisia raekokojakaumia tarkastellessa yhdeksi ratkaisevaksi tekijäksi muodostuu kuormituksia välittävien rakeiden keskimääräinen raekoko. Tämä perustuu eri kokoisia rakeita sisältävien jännitysketjujen erilaisiin ominaisuuksiin. Materiaali, jonka raekokojakauma on katkaistu alapäästä, kestää suurempia jännityksiä kuin materiaali, jonka maksimiraekoko on yhtä suuri, mutta joka sisältää enemmän pienirakeista ainesta. (Kolisoja 1998). Raekokojakauman muutoksilla voidaan myös vaikuttaa tukikerroksessa olevan vapaan tilan suuruuteen ja raidesepelin tiivistymiseen. Jyrkän raekokojakauman omaavan sepelin on todettu jauhautuvan vähemmän kuin loivemman käyrän omaavan sepelin, lisäksi jyrkän raekokojakauman omaava sepeli sisältää runsaasti tyhjätillaa, johon jauhautuneet partikkelit voivat valua aiheuttamatta haittaa sepelin toiminnalle. Loivan raekokojakauman omaava sepeli tiivistyy paremmin ja sivustabiilisuus on esim. kaarteissa parempi (Raymond 1994)

### **2.5.1 Sepelirakeiden fysikaalisten ominaisuuksien vaikutus**

#### Raemuoto

Tärkeimpiä raemuotoon vaikuttavia tekijöitä ovat: mineraalikoostumus, mineraalien yhteenliittymistapa ja murskaustapa. Raemuodon suurin vaikutus kohdistuu rakeiden kestävyys. Raemuodoltaan hyvin litteät ja pitkulaiset rakeet ovat kuormituksen alaisina selvästi alttiimpia murtumisille ja lohkeamisille kuin raemuodoltaan kuutiomaisemmat rakeet. Jos raidesepeli sisältää paljon raemuodoltaan litteää ja puikkoista materiaalia, niin kuormituksen seurauksena sen hienoainesmäärä kasvaa, suurempien rakeiden määrä pienenee ja koko raidesepelikerroksen pysyvät muodonmuutokset lisääntyvät.

#### Rakeiden pinnan karkeus

Tutkimuksia pinnan karkeuden vaikutuksista rakeiden muodonmuutosominaisuuksiin ei ole juurikaan tehty. Kuitenkin rakeiden pinnan makrotason karkeuden arvellaan jossakin määrin korreloivan materiaalin pysyviä muodonmuutoksia vastustavan kyvyn kanssa. Tukikerroksen stabiilisuuden kannalta tärkeä ominaisuus on rakeiden lukkiutuminen toisiinsa, johon rakeiden pinnan karkeudella on vaikutusta. Hyvän hiovan kulutuksen kestävyys omaavan sepelin on todettu kiillottuvan liikenteen vaikutuksesta, mikä heikentää sepelipartikkeleiden keskinäisiä lukkiutumisominaisuuksia. Kiven mineraaleilla ja rakenteella on todennäköisesti huomattava vaikutus lukkiutumisominaisuuksiin. Hauraat mineraalit jauhautuvat hakkautuessaan toisiaan vasten, kun sitä vastoin sitkeät mineraalit myötäävät ja lukkiutuvat toisiinsa. Kiven rakenne vaikuttaa siihen miten kyseiset hauraat ja sitkeät mineraalit ovat ryhmittyneet toistensa suhteen.

#### Rakeiden elastisuus

Raidesepelikerroksen lujuus on ainakin jossain määrin riippuvainen kiviaineksen elastisista ominaisuuksista, sillä rakeiden kosketuskohdissa tapahtuu palautuvia muodonmuutoksia. Rakeiden elastisuusominaisuuksien vaikutuksen tutkimisessa on kuitenkin monia ongelmia: identtisen raekokojakauman ja raemuodon omaavien

näytteiden tekeminen on mahdotonta, kiviaineksen mineraalikoostumus voi vaihdella raekoosta riippuen, sekä räjäyttämällä ja murskaamalla valmistetussa kiviaineksessa saattaa esiintyä mikrohalkeilua. Rakeiden elastisuusominaisuuksia voidaan tutkia iskevän kulutuksen tutkimusmenetelmillä tai kolmiaksisiaalisilla puristuskokeilla. Hyvän iskunkestävyyden omaava kiviaines on yleensä myös elastista.

#### Elektrokemialliset ominaisuudet

Kiviaineksen mineraalien vedensitomiskyvyllä on merkittävä vaikutus rakeiden elektrokemiallisiin ominaisuuksiin. Elektrokemialliset ominaisuudet vaikuttavat rakeiden ja huokosveden väliseen vuorovaikutukseen erityisesti hienoaineksessa.

#### Rakeiden anisotropia

Tällä tarkoitetaan rakeiden lujuuden vaihtelua eri kuormitus suunnissa. Suuntautuneisuus, eli anisotropia, vaikuttaa heikentävästi kiven kokonaislujuuteen. Anisotropiaa voidaan tutkia pistekuormitusindeksin avulla laskettavan anisotropiaindeksin avulla. Kivi, jolla on suuri anisotropia pyrkii halkeamaan heikoimpaan suuntaan, jolloin saattaa syntyä liuskeisia rakeita. Nämä rakeet hajoavat helposti edelleen pienemmiksi. Voimakkaasti anisotrooppiset raemuodoltaan hyvät kivet pilkkoutuvat helpoimmin rakeiksi, jotka kestävät heikosti jauhautumista.

## **2.6 Dynaamisen kuormituksen vaikutukset raidesepeliin**

Kun junan kulkemisesta syntyvä kuormitus siirtyy rataa, syntyy värinäaalto, joka siirtyy raiteen ja ratapölkyn kautta raidesepeliin ja edelleen alusrakenteeseen. Jos alusrakenne on kova tai se ei ole riittävän paksu heijastuu värinäaalto takaisin raidesepeliin. (Luo et. al. 1996).

Kun radan jäykkyys kasvaa, niin myös sepeliin siirtyvät jännitykset kasvavat. Radan suuri jäykkyys lisää olennaisesti dynaamisen kuormituksen vaikutusta raidesepeliin. (Raymond & Bathurst 1997).

Ranskassa tehdyssä tutkimuksessa selvitettiin eri nopeuksien vaikutusta raidesepelipartikkeleihin syntyviin jännityksiin, siirtymiin ja kiihtyvyyksiin tietokonemallinnuksen avulla (Luo, Yin & Hua, 1996). Tutkimuksessa käytetyt nopeudet olivat 40, 60, 90, 120, 150, 180, 240, 300 ja 360 km/h ja pyörän kuormituksen suuruus oli 170 kN. Tuloksena havaittiin nopeuden vaikutuksen jakautuvan kolmeen alueeseen. Alhaisemman nopeuden alueeseen (<180 km/h), jossa raideseppelin siirtymät eivät merkittävästi muutu nopeuden kasvaessa; keskialueeseen (180-300 km/h), jossa siirtymät kasvavat pikaisesti suhteessa nopeuteen; ja suuren nopeuden alueeseen (>300 km/h), jossa siirtymien kasvu hidastuu. Merkittävä taitekohta nopeuden vaikutusten kannalta on siis 180 km/h. Tutkimuksen tuloksia on esitetty liitteessä 3.

Tutkimuksessa myös havaittiin, että raidesepeliin syntyviä dynaamisia siirtymiä, kiihtyvyyksiä ja jännityksiä voidaan pienentää raidesepelikerroksen paksuutta ja leveyttä lisäämällä.



Vaunun pyörien kunto ja kiskojen kunto sekä kiinnitys sepelin jauhautumisasteen ohella ovat merkittäviä tekijöitä dynaamisen kuormituksen aiheuttamassa sepelin kulumisessa.

## 2.7 Akselipainojen korottamisen vaikutuksia raidesepeliin

Yleisesti kenttäkokeet (FAST/HAL) ovat osoittaneet vuosittaisen liikennekuormituksen (MGT) olevan merkittävämpi tekijä raideseppelin kestävyyskannalta kuin akselipainojen suuruuden hyvälaatuisessa raidesepelissä. USA:ssa FAST/HAL-projektin kenttäkokeissa, jotka suoritettiin 30 t ja 35 t akselipainoilla, hyvälaatuisessa raidesepelissä jauhautumisessa ei havaittu eroja, mutta huonolaatuisessa raidesepelissä tiettyjä eroja oli havaittavissa. Ruotsissa suoritetuissa laboratoriokokeissa saatiin samansuuntaisia tuloksia sekä Tukholmassa (Banverket) että Luulajassa (LTU), (Olsson 1997).

Akselipainojen nosto aiheuttaa siten merkittävän lisärasituksen sepeliin, ainoastaan mikäli samalla kokonaisliikennemäärää kasvaa merkittävästi.

### Sepelin lujuus

Korkeampien akselipainojen aiheuttaman mahdollisen lisäkuormituksen kompensoiminen olisi yksinkertaisinta tiukentamalla raideseppelin laatuvaatimuksia. Kiviainesten lujuusvaatimukset ovat kuitenkin nykyiselläänkin melko tiukat, mikä heijastuu eräillä alueilla laatuvaatimukset täyttävän sepelin niukkuutena. Akselipainojen korottaminen lisää raideseppelin rasituksia ja näin ollen nopeuttaa sen jauhautumista, jolloin raideseppelin kestoikä lyhenee. Lujempaa kiviainesta käyttämällä voitaisiin raideseppelin kestoikää pidentää. Kuljetusmatkat ja korkealaatuisen raideseppelin korkeampi hinta asettavat omat rajoituksensa lujuusvaatimusten tiukentamiselle.

### Raemuoto

Sepelin raemuodolla on toisilleen vastakkaisia ominaisuuksia, joiden välinen optimivaikutus tulisi pyrkiä löytämään. Puikkoisten ja liuskeisten rakeiden määrää rajoitetaan useimmiten siksi, että ne jauhautuvat herkemmin pienemmiksi pienemmistä minimiläpimitoista johtuen. Puikkoisilla ja liuskeisilla rakeilla minimiläpimita on pienempi kuin vastaavankokoisilla kuutiomaisilla rakeilla. Sepelirakeen vetolujuus asettuu useimmiten sepelirakeen puristuslujuuden sijalle lujuutta määräävän tekijänä. Näin ollen akselipainojen korottaminen lisää ja nopeuttaa varmasti puikkoisten ja liuskeisten rakeiden murskautumista ja jauhautumista hienommaksi ainekseksi, joten raideseppelin kestoikää pidentämiseksi muotoarvovaatimusten tarkentaminen lienee perusteltua. Toisaalta sopiva määrä puikkoisia ja liuskeisia rakeita kuutiollisten rakeiden seassa parantaa tukikerroksen stabiilisuutta. On kuitenkin myös otettava huomioon liian kuutiomaisen sepelin vaikutukset tukikerroksen stabiilisuuteen. Optimi voitaisiin saavuttaa vaatimalla tiukempaa muotovaatimusta pienellä raekoolla, mutta sallimalla puikkoisuus suuremmalla raekoolla stabiilisuuden vuoksi.

### Raekokojakauma

Yleisesti karkeammalla lajitteella saavutetaan raideseppelin pidempi kestoikä, mutta toisaalta on osoitettu, että suurimmat sepelirakeet murskaantuvat kuormitettaessa



ensimmäisenä, mistä taas on seurauksena sepelikerroksen suurempi pysyvä muodonmuutos. Maksimiraekoon kasvattaminen aiheuttaa tukikerrokseen vielä nykyistä epätasaisemman jännitys jakauman, joka saattaa välittyä epäedullisimmillaan 5-6 rakeen välityksellä alusrakenteeseen aiheuttaen luvussa 2.5 mainittuja muutoksia alusrakenteessa. Akselipainojen nosto tuo siten väistämättä esille tukikerroksen alapuolisten rakenteiden lujuus ja rakeisuusvaatimusten tarkistamisen. Raekokojakauman tulisi olla kuitenkin sellainen, jotta raidesepelikerrokseen syntyy paljon vapaata tilaa. Tämän on havaittu olevan tärkeää erityisesti radoilla, joilla käytetään suuria akselipainoja, koska tällöin sepelirakeiden hienontuminen on nopeampaa. Kun tukikerroksessa on enemmän vapaata tilaa, säilyttää tukikerros kykynsä toimia tyydyttävästi pidempään.

### Tukikerroksen mitat

#### Tukikerroksen paksuus

Tukikerroksen paksuudella voidaan vaikuttaa syntyvien jännitysten suuruuteen ja niiden sijaintiin tukikerroksessa sekä myös alusrakenteeseen kohdistuviin kuormituksiin. Paksuutta lisäämällä saadaan jännitykset jakautumaan useamman rakeen kesken ja siten pienennetään tukikerroksen alapuolisiin kerroksiin kohdistuvaa rasitusta. Myös dynaamisen kuormituksen vaikutusta voidaan pienentää paksuutta lisäämällä. Lisäksi paksuutta kasvattamalla saadaan jauhautuneelle ainekselle lisää huokostilaa, jonne se voi valua, jolloin sepelin kuormitustilanne ei muutu olennaisesti. Suomessa 22,5 tonnin akselipainoilla tukikerroksen mitoituspaksuus pölkyn alapinnasta on 35 cm ja Ruotsissa 30 tonnin akselipainolla (STAX 30) paksuus on 40 cm. Norjassa minimipaksuus on 30 cm.

#### Tukikerroksen leveys

Tukikerroksen leveyden lisääminen parantaa tukikerroksen stabiilisuutta. Palteen käytön ja kunnossapidämisen ratarakenteessa on havaittu parantavan radan sivustabiilisuutta. Esim. sivustabiilisuus paranee 10 %, kun palteen leveyttä lisätään 40 cm:stä 55 cm:iin. Samoin 10 cm palteen korotus aiheuttaa 20 % parannuksen sivustabiilisuuteen (Jernbaneverket 1998).

## **2.8 Raideseppelin kesto raiteessa**

Raideseppeli joutuu suuren rasituksen alaiseksi, joka johtuu sekä junaliikenteen aiheuttamasta kuormituksesta että ilmasto-olosuhteiden ja radan kunnossapidon aiheuttamasta rasituksesta. Raideseppelin keston raiteessa vaikuttavat siten monet tekijät, joista jotkin saattavat olla alkuunpanevia tekijöitä, jotka laukaisevat sepelin vaurioitumisprosessin liikkeelle. Alkuunpäästyään vaurioituminen aiheuttaa seurannaisvaikutuksia sekä tukikerroksen ylä- että alapuolisiin rakenteisiin.

Raidesepelin kestoikään vaikuttavat seuraavat tekijät:

- 1) Sepelin lujuusominaisuudet
- 2) Sepelin rakeisuus ja muotoarvo
- 3) Liikenteen kokonaiskuormitus
- 4) Junien akselipainot, staattinen kuormitus
- 5) Liikennetiheys rataosalla
- 6) Liikenteen dynaamiset kuormitukset (junien nopeus, pyörien kunto, kiskon kunto, raiteen geometria)
- 7) Pölkkyateriaali
- 8) Ilmasto-olosuhteet
- 9) Sepelin ulkopuolinen likaantuminen
- 10) Muiden rakennekerrosten sekoittuminen sepeliin
- 11) Tukikerroksen paksuus
- 12) Radan pohjarakenteen ominaisuudet
- 13) Tuenta ja stabilointitiheys
- 14) Kiskojen jatkokset ja muut erikoiskohteet
- 15) Kiskon kiinnitys
- 16) Kiskon kulkupinnan kunto

Sepelin kunnan arvioinnissa rakeisuusluku on hyvin toimiva suure (vrt. 2.4), kun otetaan huomioon näytteenoton ja hajonnan hallitseminen. Tukikerroksen ja alusrakenteen toimivuutta voidaan kuvata ehkä parhaiten radan jäykkyyssmoduulilla jota voidaan arvioida laskennallisesti kiskoon kohdistuvan pystykuorman ja pölkyn liikkeen perusteella. (vrt. 5.6). Mikäli jäykkyys ei ole suhteessa kuormitukseen, materiaalien lujuuksiin, elastisuuksiin ja kerrospaksuuksiin, niin rakenteessa tapahtuu vaurioitumista, mikä heijastuu raidevirheinä, sepelin jauhautumisena, lisääntyneenä kunnossapitotarpeena ja muodonmuutoksina alusrakenteessa. Raskaisiin akselipainoihin siirryttäessä tämän kokonaisuuden hallitseminen muodostuu entistä tärkeämmäksi.

## 2.9 Yhteenveto

Raidesepelin laatua luokitellaan menetelmillä, joilla testataan iskevää ja hiovaa kulutusta sekä sepelin muotoa. Raidesepelin kulutuskestävyys voidaankin luotettavasti luokitella nykytietämyksen mukaan kyseisillä menetelmillä. Tulosten muotoarvoriippuvuuteen ja hiovan kulutuksen osuuteen sepelin kulutuskestävyydessä olisi syytä kiinnittää huomiota.

Raidesepeliin muodostunut hienoaineksen on todettu olevan peräisin valtaosaltaan sepelin jauhautumisesta. Mekaanisen jauhautumisen tuloksena sepeliin muodostunut hienoaaines tarjoaa edulliset olosuhteet sen rapautumiselle edelleen kemiallisesti vettä sitoviksi pehmeiksi mineraaleiksi. Hienoaineksen runsaus ja laatu vaikuttavat siten suuresti sepelin jäätymis-sulamiskäyttäytymiseen ja sepelikerroksen jäykkyyteen edistämällä raidevirheiden syntymistä ja alusrakenteen vaurioitumista.

1980-90-luvun vaihteessa Kanadassa tehtyjen tutkimusten perusteella puupölkkyjen vaihdon betonisiin nopeuttavan sepelin jauhautumista ja lisäävän pölkkyjen kulumista. Sepelin kuluminen nopeutui pölkyn liikkumisen aiheuttaman jauhautumisen



seurauksena (tie-pumping -ilmiö). Ilmiö saattaa alkaa jo muutaman vuoden kuluttua radan rakentamisesta. Erityiskohteissa joissa sepeli joutui erityisen iskevän kulutuksen alaiseksi, kuten esim. vaihteissa ja tunneleissa, jauhautuminen alkaa nopeammin. Vaimennusmattojen tai vastaavan rakenteen käyttö sepelin alla saattaisi vähentää jauhautumista.

Sepelin riittävän aikaisen puhdistuksen on todettu pienentävän jauhautumisen aiheuttamaa vaurioitumista. Huokostila lisää sepelin kestoikää jauhautumista vastaan samoin kuin sepelikerroksen paksuus. Tukemisen aiheuttamaa jauhautumista voidaan pienentää sepelin kuutiomaisuudella, lujalla sepelillä ja tukemiskoneen pehmeämmillä kynsillä. Sepelin muotoarvo on hyvin merkittävä tekijä sepelin jauhautumisessa erityisesti kuormituksen alkuvaiheessa. Raemuodolla saattaa olla jopa suurempi vaikutus kuin kiviaineksen lujuudella, tosin tukemismäärän lisääntyessä kiviaineksen luontainen lujuus tulee raemuotoa paremmin esiin. Litteiden ( $b/a > 3$ ) rakeiden suhteellinen hajoaminen on suurempaa kuin pitkulaisten ( $c/a > 3$ ). Erittäin litteät ja pitkulaiset ( $b/a > 5$  ja  $c/a > 5$ ) rakeet hajoavat käytännössä kaikki. Lisäksi kiven lujuuden kasvaessa huonompimuotoisten rakeiden jauhautumisaste pienenee hieman. Jauhautuminen lisää hienoaineksen määrää sepelissä aiheuttaen ratarakenteen painumista ja elastisuuden vähenemistä, mikä puolestaan aiheuttaa kiskon kiinnitysten höltymistä ja pölkkyjen vaurioitumista.

Näytteenottoon perustuvissa puhdistusrajan määritysmenetelmissä näytekoon on oltava riittävä sepelin karkeuteen nähden ja näytemäärän on oltava riittävä tulosten hajonnan hallitsemiseksi.

Tiivis raidesepeli jakaa kuorman tasaisemmin, mutta liiallinen tiivistyminen välittää kuormitukset liian suurina alusrakenteeseen aiheuttaen sen vaurioitumista. Sepelin liiallinen tiivistyminen tukkii myös tyhjätilan, johon jauhautuneiden partikkeleiden tulisi valua. Suuret rakeet kestävät paremmin jauhautumista, mutta jakavat jännityksen epätasaisemmin alusrakenteeseen. Jyrkän raekokojakauman omaava sepelin on todettu jauhautuvan vähemmän kuin loivan raekokojakauman omaava sepelin, jolla puolestaan saavutetaan parempi sivustabiilisuus ja tiivistyvyys. Raemuodoltaan kuutiomaiset rakeet kestävät jauhautumista paremmin, mutta liika kuutiomaisuus heikentää sivustabiiliutta. Isotrooppinen sepeli kestää jauhautumista paremmin kuin epähomogeeninen (anisotrooppinen), koska se ei tuota jauhautuessaan niin helposti liuskeisia ja puikkoisia rakeita. Sepelikerroksen tiivistymisessä tapahtuvassa rakeiden lukkiutumisessa kiviaineksen mineralogialla, rakenteella ja raemuodolla on tärkeä merkitys. Raidesepelin elastisuuden säilymisessä lujuudella on olennainen merkitys, koska luja sepeli tuottaa vähemmän hienoainesta ja sen rakeet ovat elastisempia kuin hauraan huonolaatuisen sepelin rakeet.

Lähemmäksi raidesepelin optimaalisia toimintaominaisuuksia voitaisiin päästä homogeenisella, lujalla sepelillä, jossa nk. rakeiden minimiläpimitta olisi sopiva sepelin kestävyyskannalta ja raemuoto sopiva riittävän tiiviin kerroksen saavuttamiseksi.

Vesipitoisuus ja lämpötila (jäätyminen) ovat merkittäviä tekijöitä sepelissä ainoastaan silloin, kun hienoainesta on runsaasti. Maksimiraekoon vaikutuksen vuoksi sepelin lujuustestit tulisi tehdä tuotetta vastaavasta lajitteesta.



Partikkelimekaniikkaan perustuvien simulointimallien perusteella kuormitus kohdistunee alempiin kerroksiin epätasaisempana ja voimakkaampana kuin perinteisten laskentamallien perusteella. Raidesepelipatjan alapuolisissa kerroksissa saattaa tapahtua siirtymiä (esim. sepelin tunkeutumista alapuolisiin kerroksiin) painumista tai jopa jauhautumista, mikäli kyseisten kerroksien materiaalien lujuus on liian alhainen tai rakeisuusjakauma väärä suhteessa kuormitukseen.

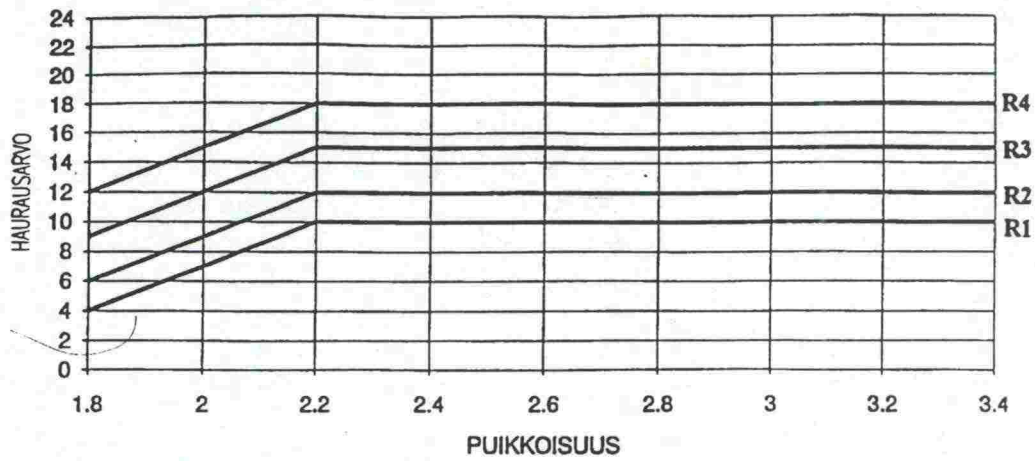
Radan suuri jäykkyys (track module) lisää olennaisesti dynaamisen kuormituksen vaikutusta. Raidesepeliin syntyviä dynaamisia siirtymiä, kiihtyvyyksiä ja jännityksiä voidaan pienentää raidesepelikerroksen paksuutta ja leveyttä lisäämällä. Vaunun pyörien kunto, kiskojen kunto sekä kiinnitys sepelin jauhautumisasteen ohella ovat merkittäviä tekijöitä dynaamisen kuormituksen aiheuttamassa sepelin kulumisessa.

Lisääntyvä liikenne (bruttotonnit) lisää raidesepelin jauhautumista, mutta korkeampien akselipainojen osuutta ei tiedetä yksiselitteisesti tässä kokonaisuudessa. Erityisesti jauhautuminen korostuu huonolaatuisessa raidesepelissä. Korkealaatuisemmalla sepelillä saavutettaisiinkin pidempi kestoikä. Sepelin lujuusvaatimusten tiukentaminen ei ole kuitenkaan joka paikassa mahdollista riittävän hyvälaatuisen raidesepelin saatavuuden, kuljetusmatkojen ja kustannusten takia. Sepelin kestoikään saatettaisiin saada parannusta tiukentamalla sepelin muotovaatimuksia. Akselipainojen nosto luo tarvetta tukikerrospaksuuden kasvattamiseen. Yli 250 kN akselipainot edellyttävät rakenteiden käsittelemistä kokonaisuuksina. Alus- ja päällysrakenteen tulee olla keskenään tasapainossa. Palteen kasvattamisella saavutetaan lisää sivustabiilisuutta.

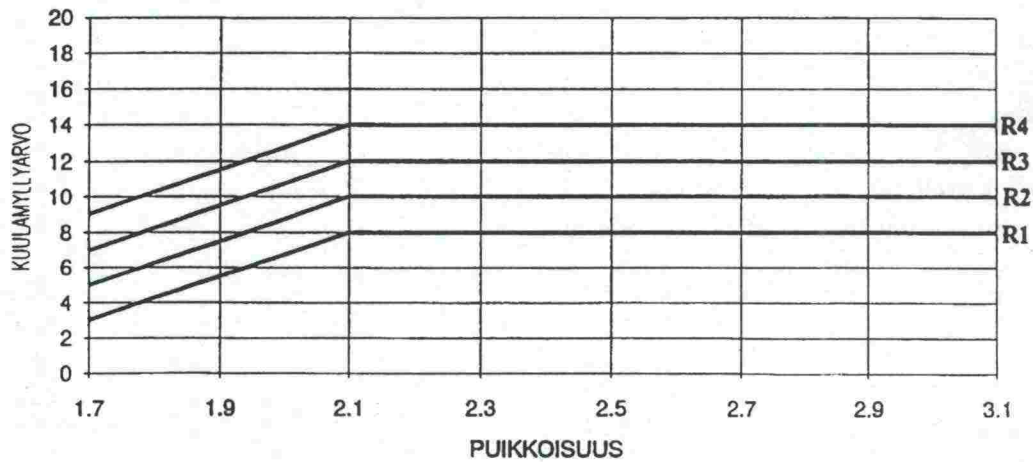
Raidesepeli on yksi osa ratarakenteesta ja kuluneen sepelin kunnostamisessa tulisikin ottaa huomioon saatavan hyödyn pitkäaikaisuus ja taloudellisuus. Sepelin kunnan arvioinnissa rakeisuusluku on hyvin toimiva suure, kun otetaan huomioon näytteenoton ja hajonnan hallitseminen. Tukikerroksen ja alusrakenteen toimivuutta voidaan kuvata ehkä parhaiten radan jäykkyysmoduulilla. Mikäli jäykkyys ei ole suhteessa kuormitukseen, materiaalien lujuuksiin, elastisuuksiin ja kerrospaksuuksiin, niin rakenteessa tapahtuu vaurioitumista, mikä heijastuu raidevirheinä, sepelin jauhautumisena, lisääntyneenä kunnossapitotarpeena ja muodonmuutoksina alusrakenteessa. Raskaisiin akselipainoihin siirryttäessä ratarakenteen mitoitusperusteet muuttuvat, jolloin muutoksien aiheuttaman kokonaisuuden hallitseminen muodostuu entistä tärkeämmäksi.

## 2.10 Liitteet

Liite 1: Raemuodon vaikutus lujuustesteihin



Kuva 1. Haurausarvokokeen mukainen kelpoisuuden raja-arvo raemuodoltaan hyvin kuutiomaisilla koelajitteilla



Kuva 2. Kuulamyllykokeen mukainen kelpoisuuden raja-arvo raemuodoltaan hyvin kuutiomaisilla koelajitteilla.

## Liite 2: Kanadalainen vaatimus raidesepelin raekokojakaumalle

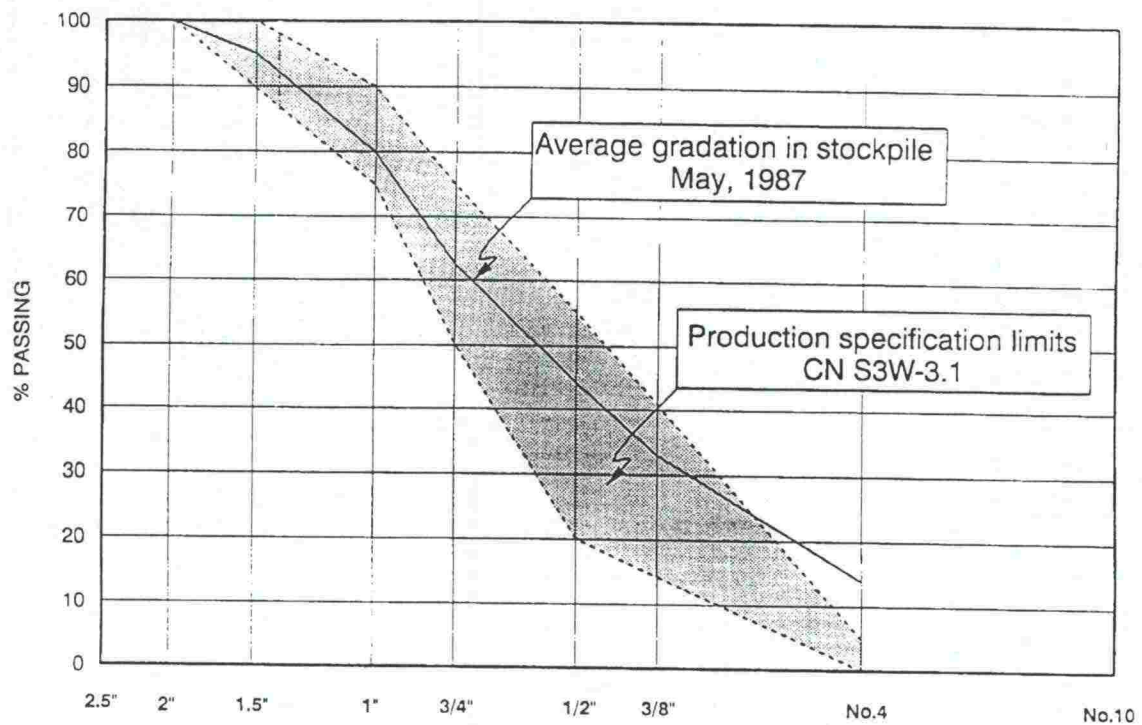
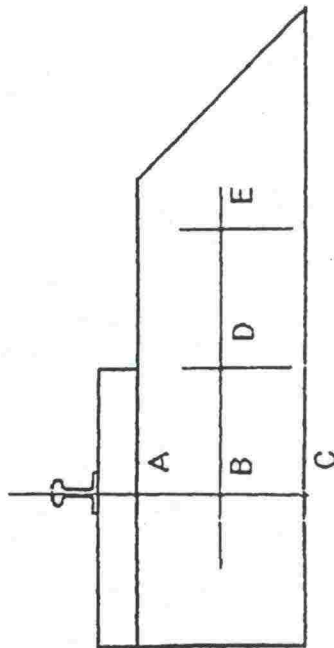


Figure 4. White Ballast Stockpile  
(Redditt Subdivision, mile 159)



Liite 3: Nopeuden vaikutus raidesepelipartikkeleihin kohdistuviin jännityksiin, siirtymiin ja kiihtyvyyksiin.



A(0.0), B(0.0.15), C(0.0.3), D(0.15 0.15), E(0.3 0.15)

Fig. 3 Track model

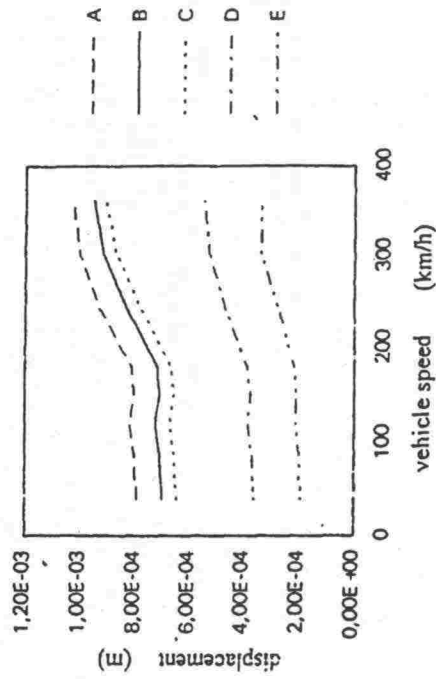


Fig. 4 Response of displacement (maximum value)

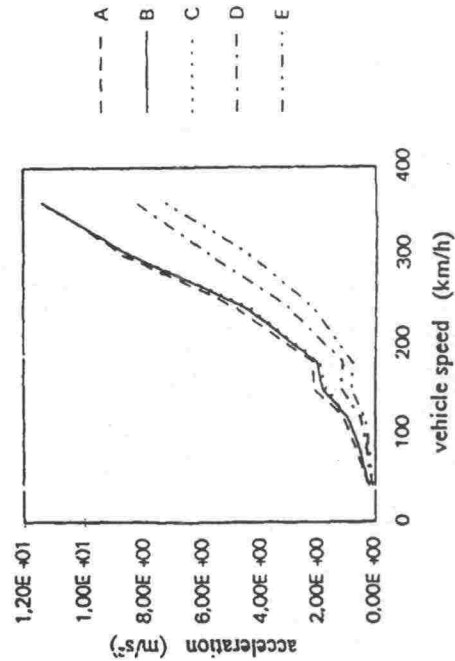


Fig. 5 Response of acceleration (maximum value)

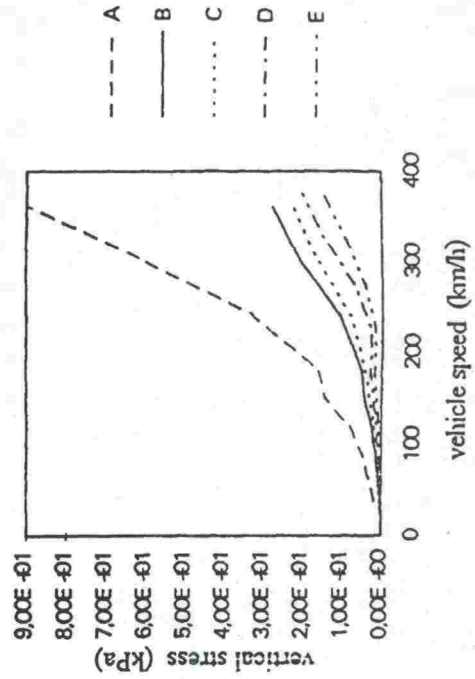


Fig. 6 Response of stress (maximum value)

## 2.11 Lähdeluettelo

1. Alkio, R. ja Vuorinen, J., 1997. Kiviaineksen rapautumisherkkyyden tutkimusmenetelmistä. VTT tutkimusraportti 425.
2. Chrismer, S., M., 1985. Considerations of factors affecting ballast performance. Report No. WP-110. Association of American Railroads, Research and Test Department. AAR Technical Center. Chicago, Illinois 1985.
3. Chrismer, S., M., 1994. Guidelines for the selection of ballast material and maintenance technique. Report No. R-876. Association of American Railroads, Research and Test Department. AAR Technical Center. Chicago, Illinois 1994.
4. Chrismer, S., M., 1988. Recent developments in predicting ballast life and economics. Report No. WP-132. Association of American Railroads, Research and Test Department. AAR Technical Center. Chicago, Illinois 1988.
5. Collingwood, B., I., 1988. An investigation of the causes of railroad ballast fouling. Project report No. AAR88-350P for Master of Science degree in civil engineering. University of Massachusetts, Department of civil engineering. Amherst, MA 01003 1988.
6. Hautalahti, J., 1996 Laboratoriomenetelmät kiven murskattavuuden arvioimiseksi. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennustekniikan osasto. Diplomityö. Tampere 1996.
7. Ihalainen, P. (toim.), 1995. Raideseppelin laatuvaatimukset. VR:n ohje. Helsinki 1995.
8. Jeffries, N.P., Johnson, D.,M. 1990. Ballast cleaning refinements save stone. Railway gassette International. May 1990.
9. Jubien, W., E., Mekechuk, J. An investigation into ballast failures in concrete tie track on the Ashcroft subdivision, B.C. South district. CN Geotechnical Services. 1990.
10. Kolisoja, P., 1998. Resilient deformation characteristics of granular materials. Tampere University of Technology. Tampere 1997.
11. Kuula-Väisänen, P., Niskanen P., Angelos M., 1999 Comparison of some of the test methods used in railway ballast classification in Finland and in E.U. 7. Nordiske Forskerseminar, januar 1999, Oslo.
12. Luo, Y., Yin, H., Hua, C., 1996. The dynamic response of railway ballast to the action of trains moving at different speeds. 1996.
13. Meidl, D., W., 1993. Hydraulic conductivity of railway ballast. University of Saskatchewan, Department of civil engineering. Saskatoon 1993.

14. Mekechuk, J.A., 1991. A new method for evaluating railway ballast Edmonton 1991.
15. Mekechuk, J.A., 1991a. Advanced ballast technology. Appendix. Edmonton 1991.
16. NBGS - Nordisk Bro og Geoteknisk samarbeit. Temarapport 1997. Ballast.
17. Nieminen P., 1985. Moreenin hienoaineksen laatu ja sen vaikutus routimisherkkyyteen. TTKK, julkaisu 34.
18. Olsson, E-L., 1997. Höga axellaster, erfarenheter från 30-tonnsprojektet. Teoksessa NBGS - Nordisk bro og geoteknisk samarbeid. Temarapport: Ballast.
19. Päällystealan neuvottelukunta (PANK ry), 1995. Kiviaines, Pistekuormitusindeksi, PANK-2206. 30.1.1995
20. Raymond, G., P., 1994. Research on railroad ballast specifications and evaluation. Transportation research record 1006.
21. Raymond G.P., Bathurst R.J., 1992. Dynamic response of aggregates in relation to track quality index . Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference , 1992 Toronto
22. Raymond, G., P., Boon, C., J., Lake, R., W., 1979. Ballast selection and grading, A summary report. CIGGT report No. 79-4. Canadian Institute of Guided Ground Transport, Queen's University at Kingston, Ontario. 1979.
23. Selig, E.T., Boucher, D., L., 1990. Abrasion tests for railroad ballast. American society for testing and materials. Geotechnical testing journal. 1990.
24. Selig, E.T., Collingwood, B., I., Field, S., W., 1989. Causes of ballast fouling in track. American Railway Engineering Association, AREA. Bulletin 717 1989.
25. Selig, E.T., & Dellorusso, V., 1991. Sources and causes of ballast fouling . AAR Bull. 731, Vol. 92, pp. 145-156.
26. Uusi-Luomalahti, P., 1994. Raidesepeliksi soveltuvan kiviaineksen laatuvaatimukset. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennustekniikan osasto. Diplomityö. Tampere 1994.
27. Uusinoka R., 1983. Rapautumisilmiöt kallioperässä. Rakennusgeologinen yhdistys Ry:n julkaisuja, Vol 15.
28. Uusinoka, R., Kuula-Väisänen P., Niskanen P., 1998. The influence of shape properties on abrasion resistance (The nordic ball mill value) of crushed rock aggregates. 8<sup>th</sup> Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment.

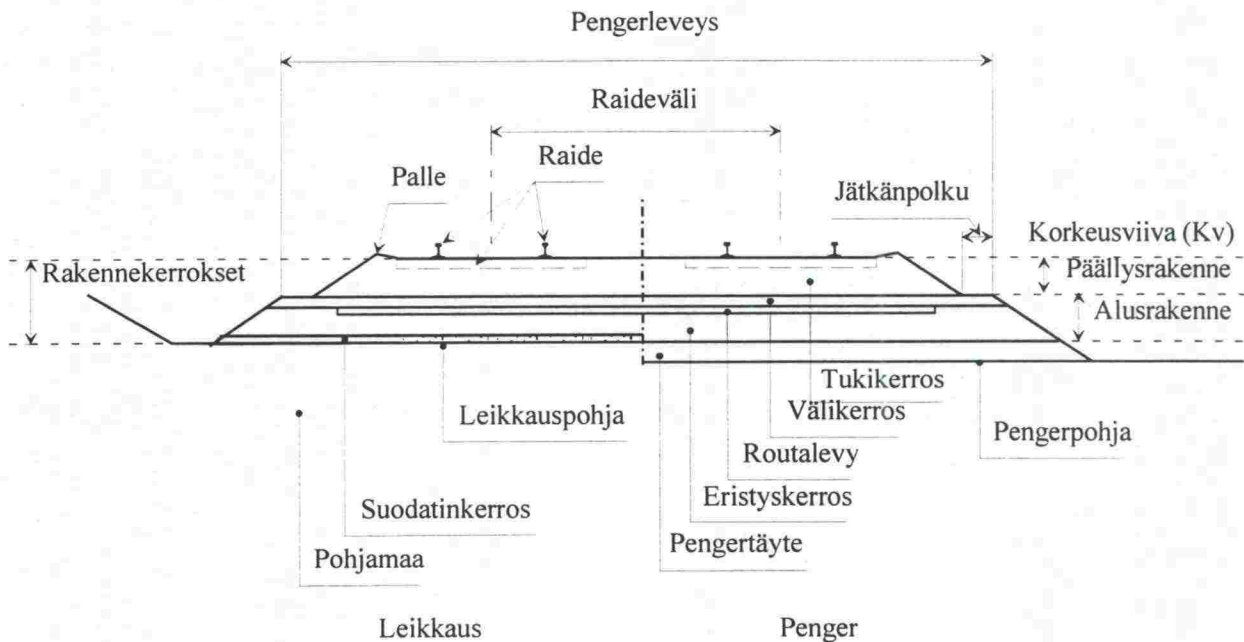


29. Watters, B., R., 1987. Ballast performance in concrete tie track, Prairie region. CN Geotechnical Services. 1987.
30. VR-Rata Oy (1995b). Raidesepelin laatuvaatimukset 1995. Helsinki: VR-Rata Oy, Suunnitteluosasto.
31. Zackrisson ,P.(1997). Banverkets Ballastprovtagare - MUM 9601. Teoksessa NBGS - Nordisk bro og geoteknisk samarbeid. Temarapport: Ballast.

### 3. ALUSRAKENNE

#### 3.1 Alusrakenteen osat ja niiden tehtävät

Alusrakenteeseen kuuluvat radan rakenneosat ovat välikerros, eristyskerros sekä mahdollinen suodatinkerros ja routalevy. Tämän lisäksi ratapenkereeseen kuuluu myös pengertäyte, jota ei kuitenkaan lueta radan alusrakenteeseen kuuluvaksi rakenneosaksi (kuva 11).



Kuva 11. Radan rakenneosiin liittyviä nimityksiä (RAMO 3 luonnos).

Edellä mainittujen radan rakenneosien tehtävistä voidaan lyhyesti todeta seuraavaa:

- Välikerroksen tehtävänä on muodostaa tukikerrokselle tasainen ja kantava alusta sekä estää tukikerroksen materiaalin sekoittuminen alla oleviin radan rakennekerroksiin.
- Eristyskerroksen tehtävänä on estää tai vähentää sen alla olevien maakerrosten routimista ja muodostaa välikerrokselle tasainen ja kantava alusta. Eristyskerroksen tehtävänä on myös pysäyttää kapillaarinen veden nousu kerroksen alaosaan ja toimia suodatinkerroksena.
- Suodatinkerroksen ensisijaisena tehtävänä on estää pohjamaan sekoittuminen eristyskerrokseen. Lisäksi suodatinkerros omalta osaltaan myös estää tai vähentää alla olevan pohjamaan routimista.
- Routalevyjen tehtävänä on lisätä ratarakenteen lämmöneristävyyttä ja tällä tavoin estää tai vähentää ratarakenteen alla olevien maakerrosten routimista. Routalevyille

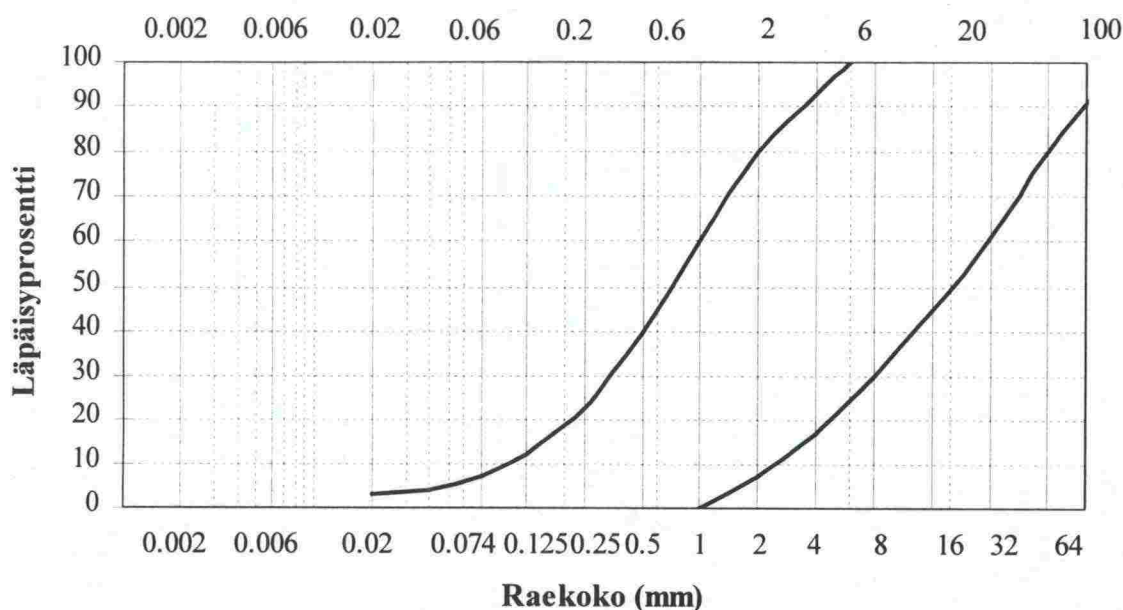
asetettavia vaatimuksia käsitellään yksityiskohtaisemmin jäljempänä kappaleessa 3.4.

- Pengertäyte on pengerpohjan ja eristyskerroksen väliin rakennettava ratapenkereen osa. Pengertäytteellä tasataan maanpinnan muodosta johtuvia radan ja pohjamaan pinnan välisiä korkeuseroja.

## 3.2 Alusrakennekerrosten materiaaliveaumat

### 3.2.1 Välikerros

Jotta välikerros voisi täyttää tehtävänsä tukikerroksen ja eristyskerroksen materiaalien sekoittumista estävänä kerroksena, tulee sen olla rakeisuudeltaan sopivasti näiden välille sijoittuvaa. Tasaisen ja kantavan alustan tukikerrokselle muodostaakseen sen taas tulee omata rakeisuusjakautuman muoto, joka mahdollistaa rakeiden optimaalisen pakkautuvuuden ja luo tätä kautta edellytykset hyvän tiiviyn saavuttamiselle. Epäilemättä juuri näihin näkökohtiin liittyen välikerroksen kiviaineksille asetetuissa rakeisuusvaatimuksissa on päädytty kuvan 12 mukaiseen rakeisuusohjealueeseen, jolle sijoittuvat materiaalit ovat tyypillisesti suhteistuneita soria, murskeita tai soramurskeita.



Kuva 12. Välikerroksen kiviaineksille Suomessa asetettu rakeisuusvaatimus (Valtionrautatiet 1976a).

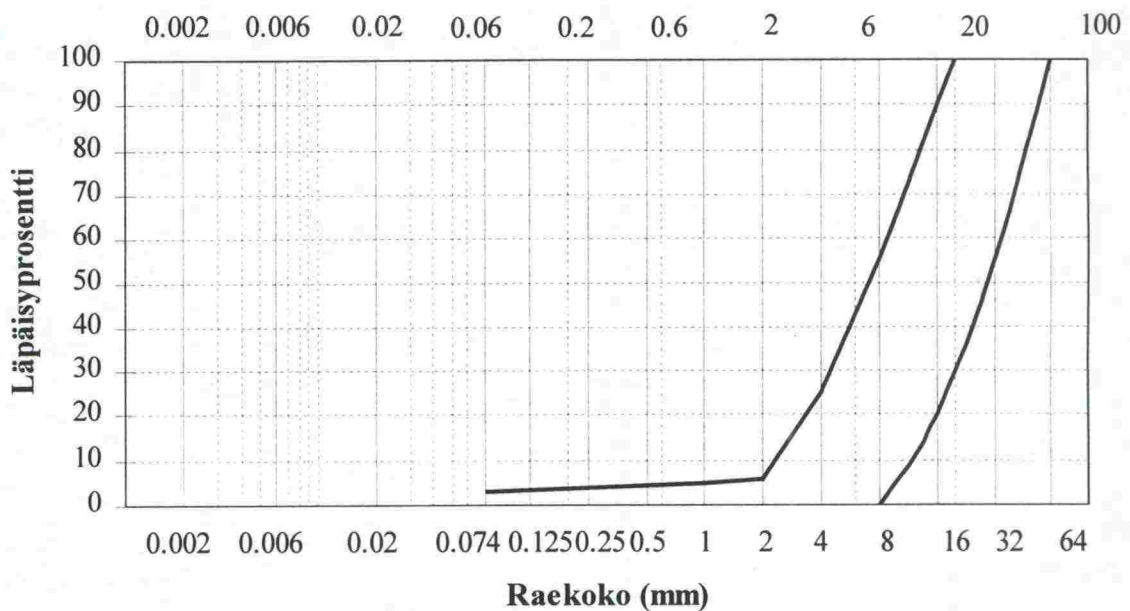
Kun välikerros rakennetaan murskatusta materiaalista luonnonkiviaineksesta rakennetun eristyskerroksen päälle, eivät voimassa olevat suomalaiset ohjeet ota selvää kantaa kiviaineksen laadulle asetettaviin vaatimuksiin, vaan niiden osalta asia jää ratkaistavaksi työkohtaisessa työselityksessä (Valtionrautatiet 1976a ja 1976b). Siinä tapauksessa taas, että myös eristyskerros rakennetaan murskatuista kiviaineksista, edellytetään välikerros rakennettavaksi samalla kertaa ja samasta materiaalista kuin eristyskerroskin. Kiviaineksen laadulle tässä tapauksessa asetettavat vaatimukset ovat taulukon 4



mukaiset. Yhdistetyn väli- ja eristyskerrosmateriaalin rakeisuusohjealue on vastaavasti esitetty kuvassa 13.

*Taulukko 4. Murskeesta rakennettavan yhdistetyn väli- ja eristyskerroksen kiviaineksen laatuvaatimukset (VR-Rata Oy 1995a)*

Kiviaineksen laatukriteeri	Kiviaineksen laatuvaatimus
Haurausarvo	< 22
Kuulamylyarvo	< 16



*Kuva 13. Murskeesta rakennettavan yhdistetyn väli- ja eristyskerrosmateriaalin rakeisuusohjealue (VR-Rata Oy 1995a).*

Edellä taulukossa 4 asetetut kiviaineksen laatuvaatimukset vastaavat "Raidesepelin laatuvaatimukset 1995" -ohjeessa (VR-Rata Oy 1995b) esitettyjä määrittämenetelmiä. Lisäksi murskattujen materiaalien käyttöä tukikerroksen alapuolisissa radan rakenneosissa käsittelevä ohje edellyttää, että:

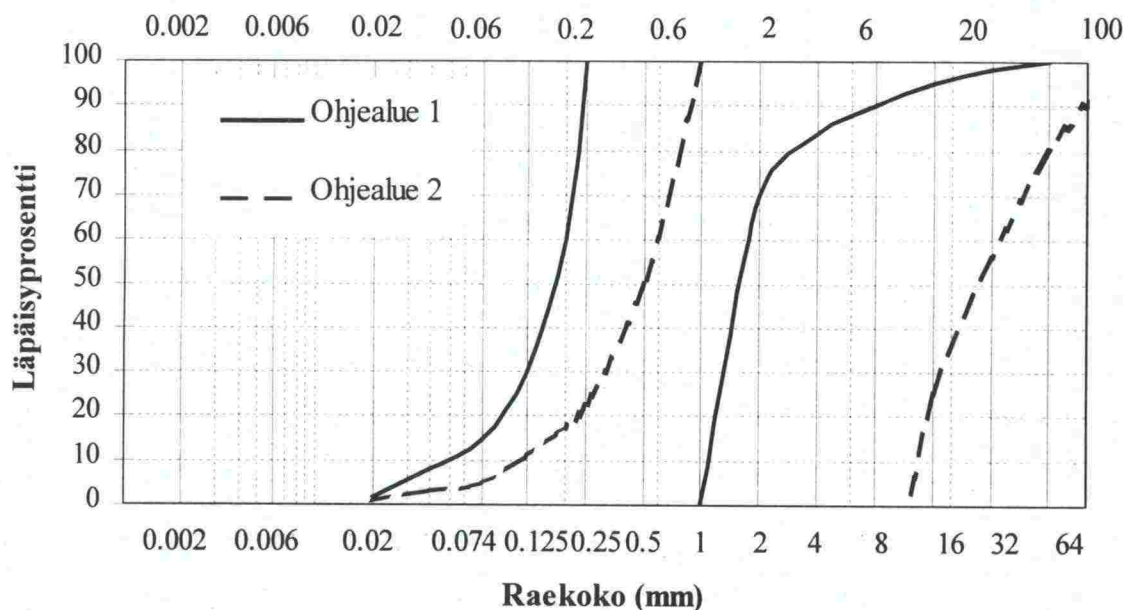
- ohuthietutkimuksen perusteella rapautumisherkkien mineraalien oliviinin, pyrokseenin, epidootin, karbonaatin ja kloriitin määrä kiviaineksessa ei saa ylittää 5 %,
- pehmeiden mineraalien kuten kiilteen, talkin ja kalsiitin yhteenlaskettu osuus kiviaineksessa ei saa ylittää 25 %,
- jos kiille esiintyy kiviaineksessa pakkoina tai suuntautuneina kasaumina, sen osuus saa olla korkeintaan 15 %.

Ilmeisesti edellä mainittuja kiviaineksen laatuvaatimuksia voidaan soveltaa murskeesta rakennettavan välikerroksen materiaalille myös siinä tapauksessa, että välikerros rakennetaan luonnonkiviaineksestä rakennetun eristyskerroksen päälle.

Koska sallittujen akselipainojen nosto lisäisi radan rakennekerrokseen kohdistuvia rasituksia tukikerroksen jälkeen eniten juuri välikerroksessa, korostuu sen rooli kuormituksia kantavana ja niiden jakautumista alemmille rakennekerroksille tasoittavana rakenneosana sitä enemmän mitä suurempia käytettävät akselipainot ovat. Niinpä välikerroksen paksuuden kasvattaminen nykyisten normaalipoikkileikkausten mukaista 150 mm suuremmaksi tuntuisi varsin perustellulta kehityssuunnalta sallittujen akselipainojen nostotavoitteeseen liittyen. Kerroksen paksuntamisesta aiheutuvan vaikutuksen kvantifiointi edellyttää kuitenkin yksityiskohtaisempaa ratarakenteen mekaanisen toiminnan mallintamista. Mallinnuksen peruseriaatteisiin palataan jäljempänä luvussa 5.

### 3.2.2 Eristyskerros

Luonnonmateriaaleista rakennettavan eristyskerroksen rakeisuusohjealueet voimassa olevien suomalaisten ohjeiden mukaan ovat kuvan 14 mukaiset. Eristyskerroksen alaosa tulee tällöin rakentaa ohjealueen 1 mukaisesti materiaalista, jonka kapillaarinen nousukorkeus on enintään 0,7 m. Eristyskerroksen yläosa tulee vastaavasti rakentaa ohjealueen 2 mukaisesta materiaalista, jonka maksimirakekoko on enintään 150 mm.



Kuva 14. Eristyskerroksen kiviainesten rakeisuusohjealue (Valtionrautatiet 1976a).

Murskatusta materiaalista rakennettavaa eristyskerrosta koskevat rakeisuus- ja kiviaineksen laatuvaatimukset esitettiin jo edellä välikerrosta käsitelleessä kappaleessa 3.2.1.

Vaikka muissa Pohjoismaissa käytössä olevat ratarakenteiden rakennekerrokset poikkeavat nimityksiltään jonkin verran meikäläisestä käytännöstä, löytyy myös niistä toimintafunktioltaan meikäläisten ratarakenteiden eristyskerrosta vastaavat osat. Ruotsissa tästä ratarakenteelle tukevan ja tasaisen alustan sekä pääasiallisen routasuojauksen antavasta kerroksesta käytetään nimitystä 'underballast' (Banverket 1998).

Norjassa vastaavia kerroksia on kaksi, joista ylempi – ensi sijassa rakenteen kuormituskestävyyttä parantava kerros – on nimeltään 'forsterkningslag' ja alempi, radalle lisää routasuojausvaikutusta paksuudellaan tarjoava kerros vastaavasta 'frostsikringslag' (Jernbaneverket 1998).

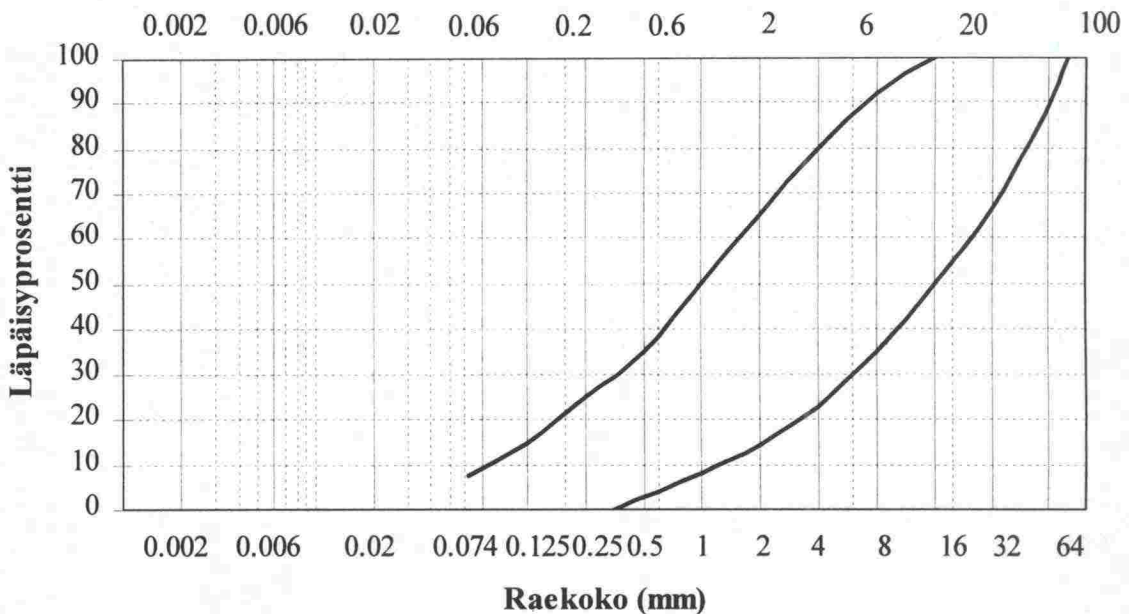
Ruotsalaisten ohjeiden mukaiset 'underballast' –kerroksen materiaalin rakeisuusohjealueet siinä tapauksessa, että kerros on rakennettu luonnonmateriaalista tai näitä vastaavista murskeista, karkeasta murskatusta materiaalista tai louheesta on esitetty kuvassa 15.

Kaikilla edellä mainituilla materiaaleilla raekokosuhteen  $C_u$  arvon (kaava 1) edellytetään olevan vähintään  $C_u > 6$ .

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1)$$

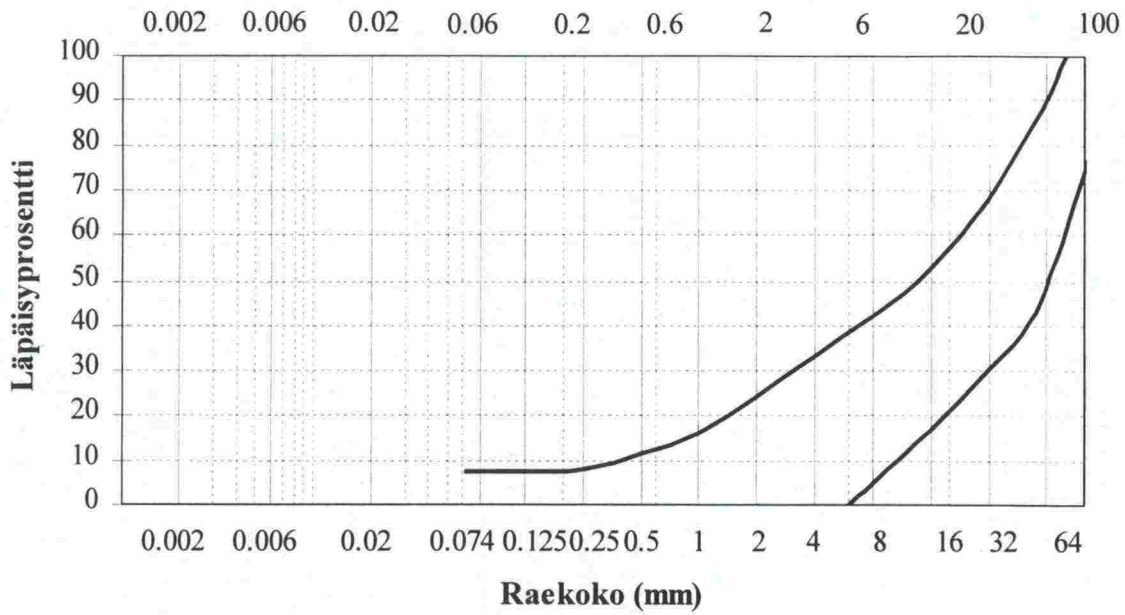
missä,

$C_u$	on	raekokosuhte
$d_{60}$	on	läpäisyprosenttia 60 vastaava raekoko
$d_{10}$	on	läpäisyprosenttia 10 vastaava raekoko

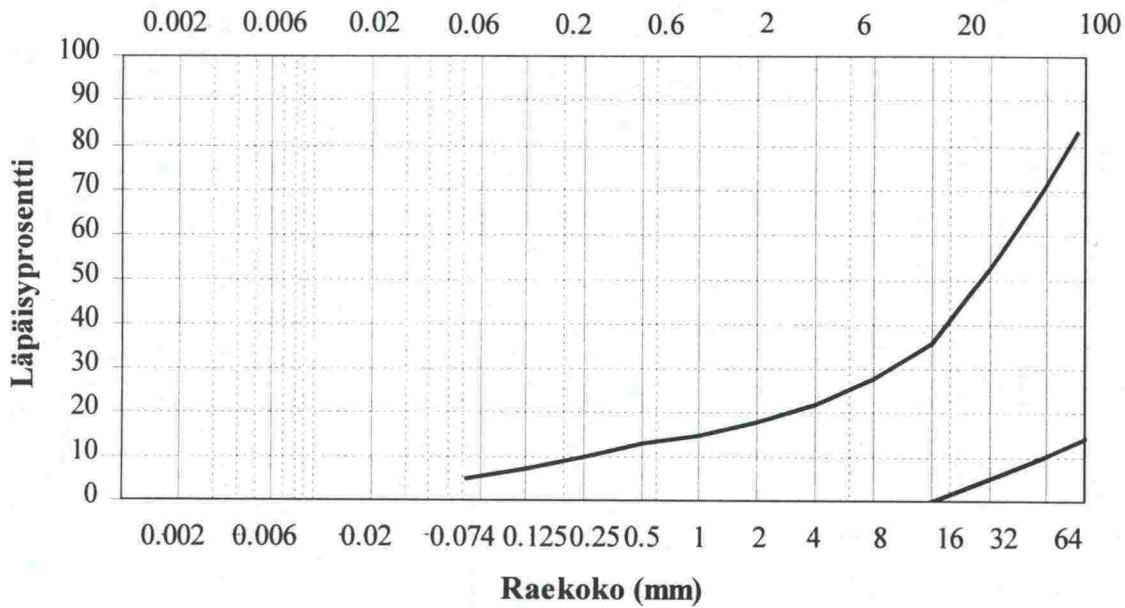


Kuva 15a. Ruotsalaisten ohjeiden mukainen 'underballast' –materiaalin rakeisuus luonnonmateriaaleille ja näitä vastaaville murskeille (Banverket 1998).





Kuva 15b. Ruotsalaisten ohjeiden mukainen 'underballast' -materiaalin rakeisuus karkealle murskatulle materiaalille (Banverket 1998).



Kuva 15c. Ruotsalaisten ohjeiden mukainen 'underballast' -materiaalin rakeisuus louheelle (Banverket 1998).

Kuvan 15b mukaisen karkealla murskeella maksimirakekoko on 150 mm ja kuvan 15c mukaisella louheella vastaavasti 500 mm.

Norjalaisten ohjeiden (Jernbaneanverket 1998) mukaiset vaatimukset 'forsterkningslag' – kerroksen materiaalille, joiden tulee olla hyvin kantavia ja kuivattuvia sekä routimattomia, ovat seuraavat:

- Louheen, murskeen ja soramurskeen maksimiraekoko saa olla enintään 300 mm, materiaalin rakeisuusjakautuman tulee olla suhteistunut ja se saa sisältää enintään 3 % alle 0,02 mm lajitetta suhteessa alle 20 mm lajitteen määrään.
- Soran tulee olla suhteistunutta luonnonmuodostumasta peräisin olevaa materiaalia, jonka maksimiraekoko on 150 mm.

'Frostsikringslag' –kerroksen materiaalien edellytetään niin ikään olevan suhteistuneita, hyvin kuivattuvia ja routimattomia. Materiaalin tyypistä riippuen niiden tulee lisäksi täyttää seuraavat vaatimukset:

- Louheen ja murskeen tulee olla suhteistunutta, raekokosuhteeltaan (kaava 1) vähintään  $C_u \geq 15$  ja maksimiraekooltaan enintään 500 mm. Lisäksi materiaali saa sisältää enintään 3 % alle 0,02 mm lajitetta suhteessa alle 20 mm lajitteen määrään.
- Soran tulee olla suhteistunutta luonnonmuodostumasta peräisin olevaa materiaalia, jonka maksimiraekoko on 150 mm.
- Hiekkaa voidaan yleensä käyttää vain suodatinkerroksena.

Ilmastollisten olosuhteiden samankaltaisuudesta johtuen kaikissa kolmessa pohjoismaassa eristyskerrosta vastaaville ratapenkereen osille asetetut materiaalivaatimukset korostavat kuormituksia jakavan tehtävän lisäksi kerrosten roolia routimisesta aiheutuvien haittojen estämisessä. Sekä suomalaisen että norjalaisen ohjeiston mukaisesti eristyskerrosta vastaava ratapenkereen osa jakautuu kahteen osaan, joista ylemmällä kuormituskestävyyden parantamiseen liittyvä tehtävä on korostuneempi kun taas alemmalla routasuojaukseen ja routivaan pohjamaahan nähden suodatinkerroksena toimimiseen liittyvät näkökohdat ovat keskeisempiä. Ruotsalaisten ohjeiden mukaisessa käytännössä tällaista jakoa ei kuitenkaan ole todettavissa.

Ruotsalaiseen ja norjalaiseen käytäntöön verrattuna suhtautuminen louheen ja murskattujen materiaalien käyttöön eristyskerroksessa on Suomessa ollut melko varovaista. Vuodelta 1976 peräisin olevissa yleisissä työselityksissä niihin viitataan vain tapauskohtaisesti harkittavana poikkeuksena (Valtionrautatiet 1976a), mutta vastaavien ohjeiden uudistetussa versiossa murskatun kiviaineksen käyttöön tultaneen olemaan sallivampi kanta (Ratahallintokeskus 1999).

Sallittujen akselipainojen mahdollisen noston vaikutusta eristyskerroksen materiaalivaatimuksiin voidaan tarkastella sekä yksittäisten materiaalipartikkeleiden että koko materiaalin rakeisuusvaatimusten tasolla. Yksittäisten partikkeleiden kannalta tilanne ei eristyskerroksen osalta liene enää kovin ongelmallinen, koska eristyskerroksen tasolla junan akselin kautta ratapenkereeseen välittyvät kuormitukset ovat joka tapauksessa jo siinä määrin laajemmalle alueelle jakautuneita, että ero materiaalipartikkeleiden välisissä kontaktivoimissa nykyisten ja korotettujen akselipainojen alaisena ei ilmeisesti ole kovin merkittävä.



Eristyskerrokseen useita kertoja toistuvan kuormituksen alaisena kehittyvien palautumattomien muodonmuutosten kannalta kuvan 14 mukaisen ohjealueen 2 hienorakeisimmat materiaalit saattavat sen sijaan osoittautua jossain määrin pulmallisemmiksi. Rakaisuusjakautumaltaan tasakokoisten materiaalien tiivistyvyys ja kyky vastustaa palautumattomien muodonmuutosten kehittymistä lukuisia kertoja toistuvan kuormituksen alaisena on nimittäin yleensä todettu huonommaksi kuin mitä se on suhteistuneilla, rakeisuusjakautumaltaan paremman tiivytysvyyden omaavilla materiaaleilla (esim. Belt et al. 1997). Luonnonkiviaineksesta rakennettavan eristyskerroksen rakeisuuskäyrän muodolle suomalaisissa ohjeissa asetettavia vaatimuksia voidaankin nykyisellään pitää jonkin verran muiden pohjoismaiden vastaavia vaatimuksia löysempinä.

Edellä mainittua kysymystä eristyskerroksen alttiudesta palautumattomien muodonmuutosten kehittymiselle ei voi kuitenkaan tarkastella pelkästään materiaalin rakeisuusvaatimuksiin liittyvänä asiana. Syynä tähän on se, että eristyskerrosmateriaalin laadusta riippuvien ominaisuuksien lisäksi palautumattomien muodonmuutosten syntyyn vaikuttaa ratkaisevasti koko ratapenkereen rakennekokonaisuus ja ennen kaikkea ratapenkereen leveys, jonka perusteella viime kädessä määräytyy raskaimmin kuormitetun eristyskerroksen osan saama sivuttaistuki. Tämän asiakokonaisuuden tarkempi analysointi edellyttäisi kuitenkin varsin kehittynyttä ratapenkereen mekaanisen toiminnan mallinnusta, jonka suuntaviivoihin palataan jäljempänä kappaleessa 5.6.

Erityisesti murskatuilla kiviaineksilla eristyskerroksen materiaali vaatimuksissa tulee materiaalin rakeisuusjakautuman lisäksi pitää mielessä myös kiviaineksen kestävyys rapautumista vastaan. Käytettävistä akselipainosta riippumattomina suuntaa antavina vaatimuksina voitaneen tällöin soveltaa edellä kappaleessa 3.2.1 välikerrosmateriaaleille asetettuja materiaalin mineralogiseen koostumukseen liittyviä raja-arvoja.

### 3.2.3 Suodatinkerros

Suodatinkerroksen käyttö ratarakenteessa tulee suomalaisissa olosuhteissa lähinnä kysymykseen radan sijaitessa maaleikkauksessa runsaasti hienorakeisia lajitteita sisältävän pohjamaan alueella. Tällöin suodatinkerroksen keskeisin tehtävä on estää hienorakeisen pohjamaamateriaalin sekoittuminen eristyskerroksen materiaaliin, joka näin tapahtuessa voisi toisaalta muuttua routivaksi ja toisaalta menettää kykynsä toimia tukevana alustana radan päällysrakenteelle.

Rakeisuudeltaan toimiva suodatinkerrosmateriaali saa poiketa vain tietyn verran niin pohjamaasta kuin eristyskerroksen materiaalistakin. Rakeisuusjakautumien poikkeavuutta toisistaan arvioidaan tällöin tavallisimmin nk. suodatinkriteerien avulla, joista yksi tavallisimmista lienee Terzaghin esittämä muoto (kaava 2):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad (2)$$

missä,

$D_{15}$	on	suodatinmateriaalin läpäisyprosenttia 15 vastaava raekoko
$d_{85}$	on	suodatettavan materiaalin läpäisyprosenttia 85 vastaava raekoko

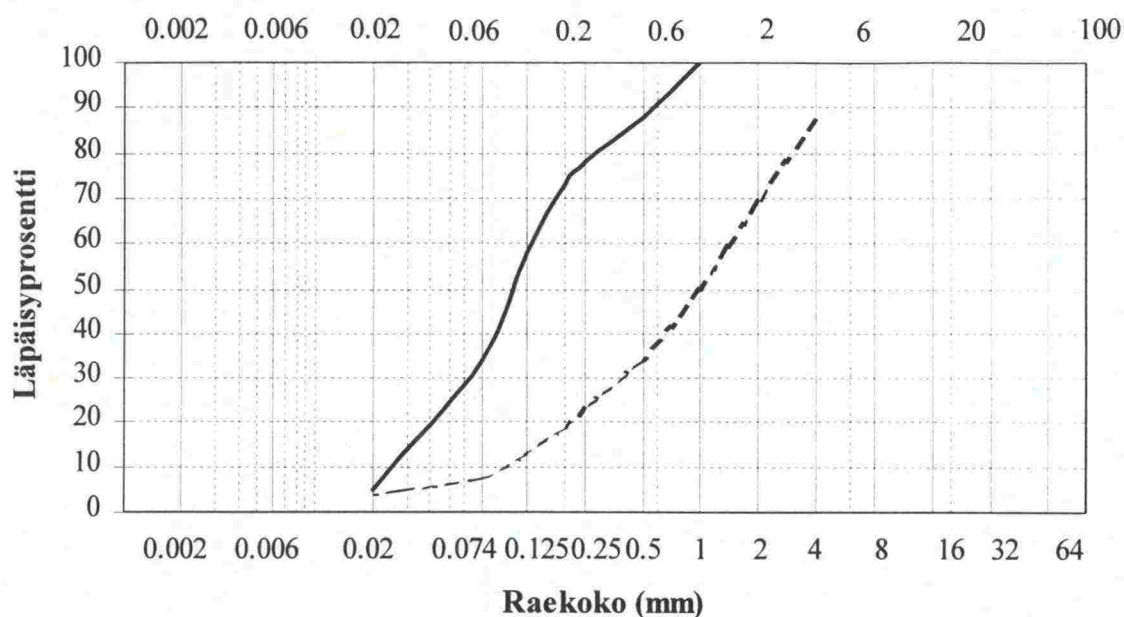


Koska suodatinkerroksen paksuus on tavallisesti vain noin 300 mm ja se sijaitsee suhteellisen syvällä radan korkeusviivasta, ei suodatinkerroksen merkitys radan kuormituskestävyydelle ole kovin merkittävä. Edelleen tätä käsitystä puoltaa se, että suodatinkerroksen materiaali on tavallisimmin melko tasarakeista hiekkaa, joka ei tiivistyvyydeltään ja kuormitusten kantokyvyltään ole suhteistuneempien ja karkearakeisempien kiviainesten veroista. Niinpä suodatinkerros onkin käytettävästä akselipainosta riippumatta syytä suunnitella keskeisimmän toimintafunktionsa asettamista vaatimuksista lähtien samalla kun korkeampien akselipainojen mahdollisesti asettamat lisävaatimukset esimerkiksi ratapenkereen kantavuudelle hoidetaan suodatinkerroksen päällä olevien rakennekerrosten osalla.

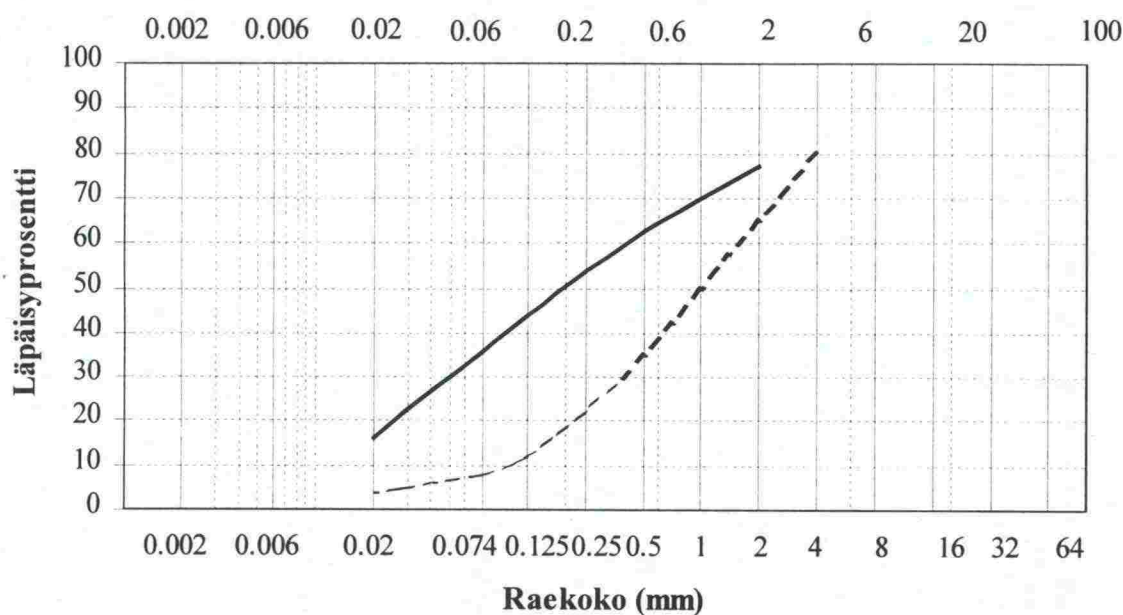
### 3.2.4 Pengertäyte

Radan pengertäytteessä käytettävien materiaalien suhteen vaatimukset eivät yleisesti ottaen ole yhtä tiukat kuin mitä ne ovat sen päällä olevien varsinaisten rakennekerrosten osalla. Niinpä pengertäytteissä voidaankin sallia sekä routivien maalajien että suhteellisen karkearakeisen materiaalien, kuten pienlouheen, käyttö. Pengertäytemateriaalin rakeisuusjakautuman suhteen rajoittavina tekijöinä ovat tällöin lähinnä penkereen rakennusvaiheen aikaiset maarakennustekniset – erityisesti pengertäytön tiivistämiseen liittyvät – näkökohdat. Tästä johtuen pengertäytemateriaalin sisältämän hienoaineksen määrä ei saa olla niin suuri, että materiaalin käsiteltävyys ja tiivistettävyyys kosteissa olosuhteissa hankaloituu. Toisaalta pengertäytemateriaalin maksimiraekoko ei myöskään saa olla niin suuri, että materiaalin tiivistäminen normaaleja tiivistyskalustoja ja niiden edellyttämiä tiivistyskerrosten enimmäispaksuuksia käyttäen vaikeutuisi.

Edellä mainituilla perusteilla uusissa suomalaisissa rautateiden maarakennustöiden yleisissä työselityksissä pengertäytemateriaalien rakeisuusvaatimuksiksi ollaan ehdottamassa kuvan 16 mukaisia ohjealueita (Ratahallintokeskus 1999).



Kuva 16a. Pengertäyttemateriaalien ehdotetut rakeisuusohjealueet lajittuneille kivennäismaalajeille (Ratahallintokeskus 1999).



Kuva 16b. Pengertäyttemateriaalien ehdotetut rakeisuusohjealueet moreeneille (Ratahallintokeskus 1999).

Sekä kuvan 16a että 16b mukaisten ohjealueiden pengertäyttemateriaaleista katkoviivan alapuolelle sijoittuvat materiaalit edustavat kiviaineksia, joiden pengerrys- ja tiivistämistöissä ei yleensä esiinny vaikeuksia. Yhtenäisen viivan ja katkoviivan väliselle alueelle sijoittuvien materiaalien käsittely saattaa sen sijaan vaikeutua epäedullisissa olosuhteissa.

Myös muissa pohjoismaissa pengertäytemateriaaleina suositellaan ensisijaisesti käytettävän erilaisia kitkamaalajeja, mutta esimerkiksi norjalaisissa suunnitteluohjeissa yhtenä pengertäytevaihtoehtona esitetään myös kuivakuorisavesta ja hiekasta tehtävä nk. ”sandwich”-rakenne (Jernbaneverket 1998).

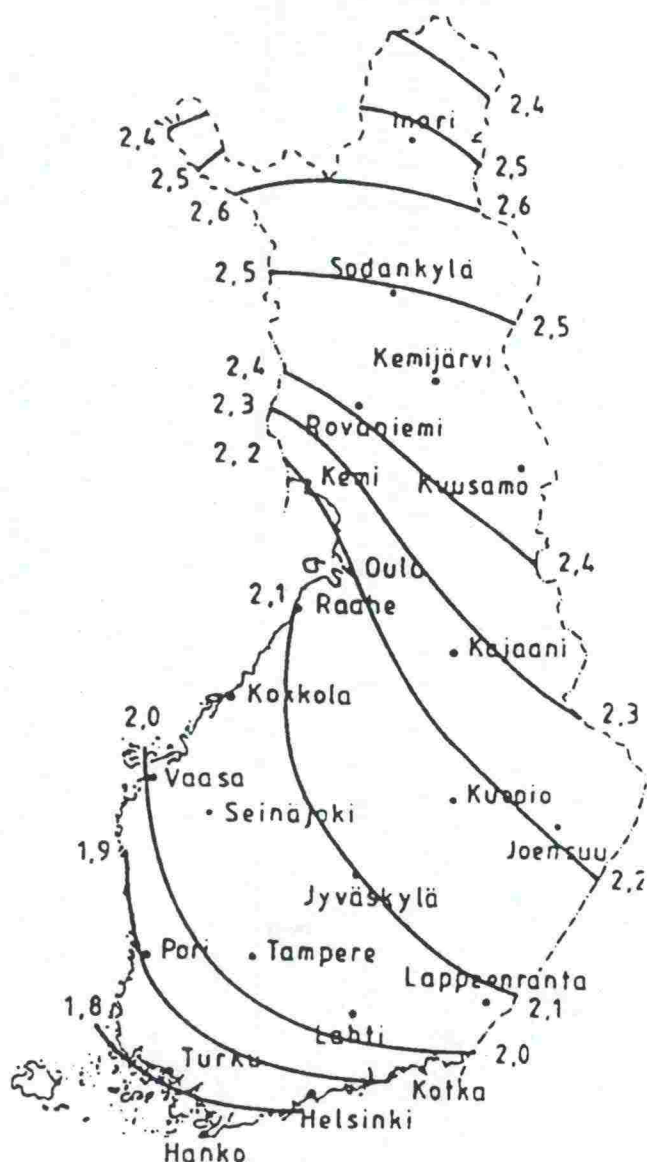
Sallittujen akselipainojen mahdollisen noston vaikutus pengertäytemateriaaleille asetettaviin vaatimuksiin lienee mitä ilmeisimmin varsin vähäinen. Niinpä pengertäytteet on varmasti jatkossakin rakennettava ensisijaisesti massa- ja rakentamistaloudelliset näkökohdat huomioon ottaen mahdollisimman hyvin paikallisesti saatavilla olevia pengertäytemateriaaleja hyödyksi käyttäen. Erityisen tärkeää myös korotettujen akselipainojen käyttöä silmällä pitäen on tällöin kuitenkin varmistua pengertäytteen kunnollisesta tiivistämisestä sen rakentamisen yhteydessä.

### **3.3 Alusrakennekerrosten mitat**

#### **3.3.1 Alusrakennekerrosten paksuus**

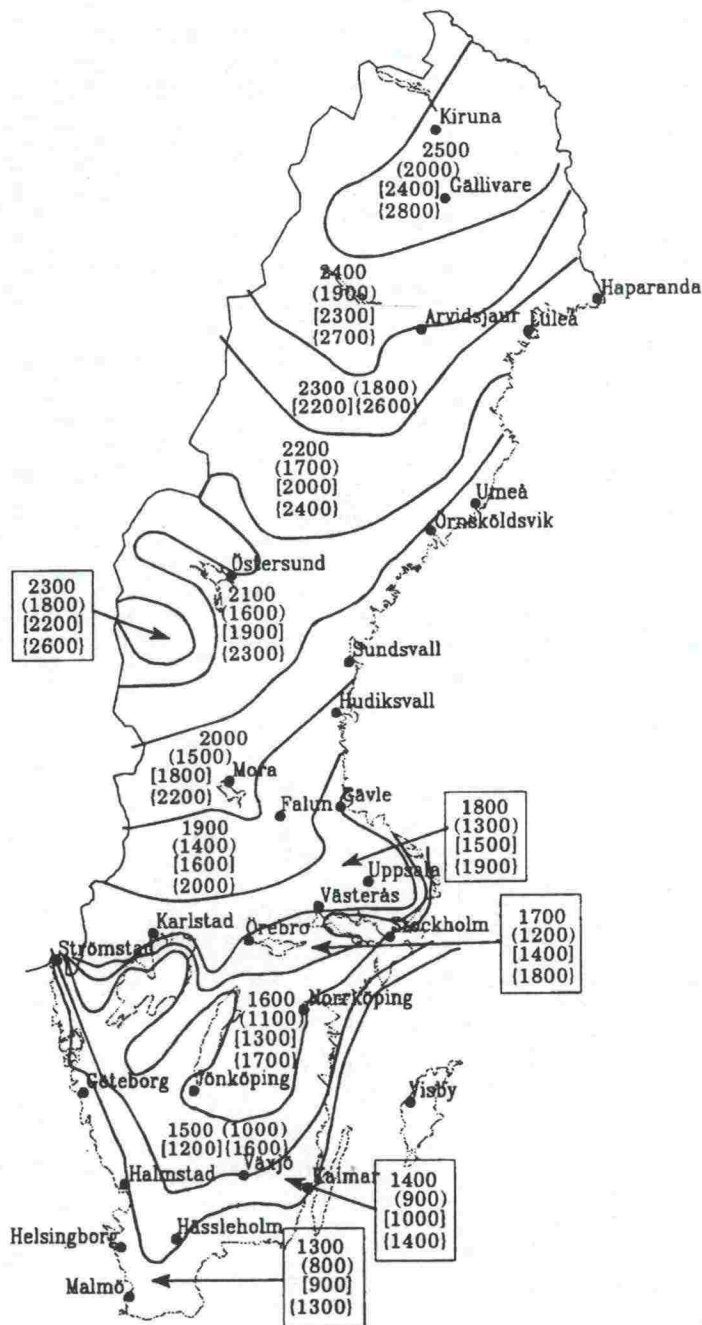
Suomen kaltaisissa pohjoisille leveysasteille sijoittuvissa maissa radan päällysrakenteen kokonaispaksuuden ainakin korkealuokkaisilla radoilla määrää ratarakenteen routamitoitus. Alempiluokkaisilla radoilla routamitoituksen edellyttämistä rakennekerrospaksuuksista joudutaan kuitenkin käytännössä kustannussyistä tinkimään, jolloin radalla saattaa talvikaudella esiintyä epätasaisista routanousuista aiheutuvaa ylimääräistä tarvetta raiteen geometrian korjaamiseen tai radalle on asetettava tilapäisiä nopeusrajoituksia. Enimmillään radan rakennekerrosten yhteispaksuus Suomen eri osissa voi tällöin olla kuvan 17 mukainen. Poikkeuksena tästä on kuitenkin tilanne, jossa radan eristyskerros rakennetaan murskatuista kiviaineksista, jolloin väli- ja eristyskerroksen yhteispaksuutta edellytetään routateknisistä näkökohdista johtuen kasvatettavan noin 15 %.





Kuva 17. Kylmien rakenteiden roudaton perustamissyvyys Suomen eri osissa kerran 50 vuodessa toistuvalla pakkasmäärällä (RIL 1992).

Myös Ruotsissa ja Norjassa radan rakennekerrosten kokonaispaksuuden mitoitus perustuu ensi sijassa alueellisten pakkasmäärien perusteella määräytyviin roudattomiin syvyyksiin (kuva 18). Luonnonmateriaaleista rakennettujen kerrosten tapauksessa kaikkien kolmen maan vaatimustasot ovat tällöin kuta kuinkin toisiaan vastaavat. Murskatuilla materiaaleilla ja erityisesti louheella Ruotsissa ja Norjassa edellytetään kuitenkin selvästi – jopa 60 % - suurempia rakennekerrosten kokonaispaksuuksia vastaaviin luonnonmateriaaleista rakennettuihin kerroksiin verrattuna. Selityksenä tälle on se, että molemmissa maissa sallitaan eristyskerrosta vastaavaan ratarakenteen osaan käytettävän oleellisesti karkearakeisempia murskattuja kiviaineksia kuin Suomessa. Näiden routatekninen käyttäytyminen taas on sekä lämmönjohtumisen että ilmvirtausten välityksellä tapahtuvan lämmönsiirtymisen kannalta selvästi luonnonmateriaaleja ja maksimiraekooltaan pienempiä murskattuja kiviaineksia epäedullisempaa.



Kuva 18. Ratarakenteiden mitoituksessa käytettävä roudaton syvyys Ruotsin eri osissa. Näitä vastaavat 'underballast' -kerroksen paksuudet on esitetty suluissa kun kerros on soraa, hakasulkeissa kun kerros on mursketta ja aaltosulkeissa kun kerros on louhetta (Banverket 1998).

Kun sitten verrataan pohjoismaisia routamitoituksen edellyttämiä rakennepaksuuksia esimerkiksi Saksan olosuhteita vastaaviin vaatimuksiin, todetaan ero melkoisen suureksi. Esimerkiksi sikäläisiä vaikeimpia routaolosuhteita vastaavat tukikerroksen alapuolisen ratarakenteen vähimmäispaksuudet ovat taulukon 5 mukaiset (Göbel et al. 1996). Enimmillään kerran 50 vuodessa toistuvaa pakkasmäärää vastaavaksi kerrospaksuudeksi taulukosta 5 todetaan tällöin 0,7 m. Huomattavan

suurilla alueilla Saksan läntisissä ja pohjoisissa osissa rakennekerrosten minimipaksuusvaatimukset ovat vielä tätäkin pienemmät (taulukko 6).

*Taulukko 5. Tukikerroksen alapuolisen routimattoman rakennepaksuuden vähimmäisarvot sekä näitä vastaavat mitoitusajanjakso ja mitoituspakkasmäärät vaikeimmilla routaolosuhdealueilla Saksassa*

Ratatyyppi			Routasuojauksen minimipaksuus [m]	Mitoitustalven toistumiskakso [vuosi]	Mitoituspak-kassumma [vrk°C]	Routa-suojan taso
Uudis-rakenta-minen	Läpimenevä pääraide (paitsi 'S-Bahnen')		0,70	50	600	Täysi
	Läpimenevä pääraide 'S-Bahnen' ja 'Nebenbahnen'		0,60	20	500	Osittainen
	Muut raiteet		0,50	10	400	
Kunnos-sapito	Olemassa oleva rata	$v > 160$	0,50	10	400	
		$v \leq 160$	0,30	5	300	



Taulukko 6. Tukikerroksen alapuolisen routimattoman rakennepaksuuden vähimmäisarvot erilaisilla routaolosuhdealueilla Saksassa

Ratatyyppe			Routaolosuhteiden vaativuusluokka		
			I	II	III
Uudisrakentaminen	Läpimenevä pääraide (paitsi 'S-Bahnen')		0,50	0,60	0,70
	Läpimenevä pääraide 'S-Bahnen' ja 'Nebenbahnen'		0,40	0,50	0,60
	Muut raiteet		0,30	0,40	0,50
Kunnossapito	Olemassa oleva rata	$v > 160$	0,30	0,40	0,50
		$v \leq 160$	0,20	0,25	0,30

Kun vielä todetaan, että saksalaisten olosuhteiden mukaisena kuormituskestävyysmitoituksen perusteella määräytyvänä tukikerroksen alapuolisen ratarakennepaksuuden ehdottomana enimmäisarvona pidetään 0,70 m (Göbel et al. 1996), lienee ilman yksityiskohtaisempia mitoitus- ja mallinnustarkastelujakin selvää, että radan kuormituskestävyyden kannalta suomalaisia olosuhteita vastaava ratarakenteen routamitoitus varmistaa riittävän **rakennepaksuuden** kaikilla ajateltavissa olevilla akselipainoilla.

### 3.3.2 Alusrakennekerrosten leveys

Vaikka alusrakennekerrosten paksuus meikäläisissä olosuhteissa ei ilmeisestikään ole merkittävä kysymys akselipainojen nostotavoitteen kannalta, ei tilanne välttämättä ole sama niiden leveyden osalta. Ovathan Suomessa käytössä olevat pengerleveydet yleisesti ottaen kapeampia kuin useimmissa muissa läntisen Euroopan maissa käytetyt leveydet. Taulukossa 7 muutamien eri maiden rautatieyhtiöiden tyyppipoikkileikkausten mukaiset pengerleveydet korkealuokkaisille kaksiraiteisille radoille on esitetty Leskelän (1995) kokoaman yhteenvedon pohjalta.

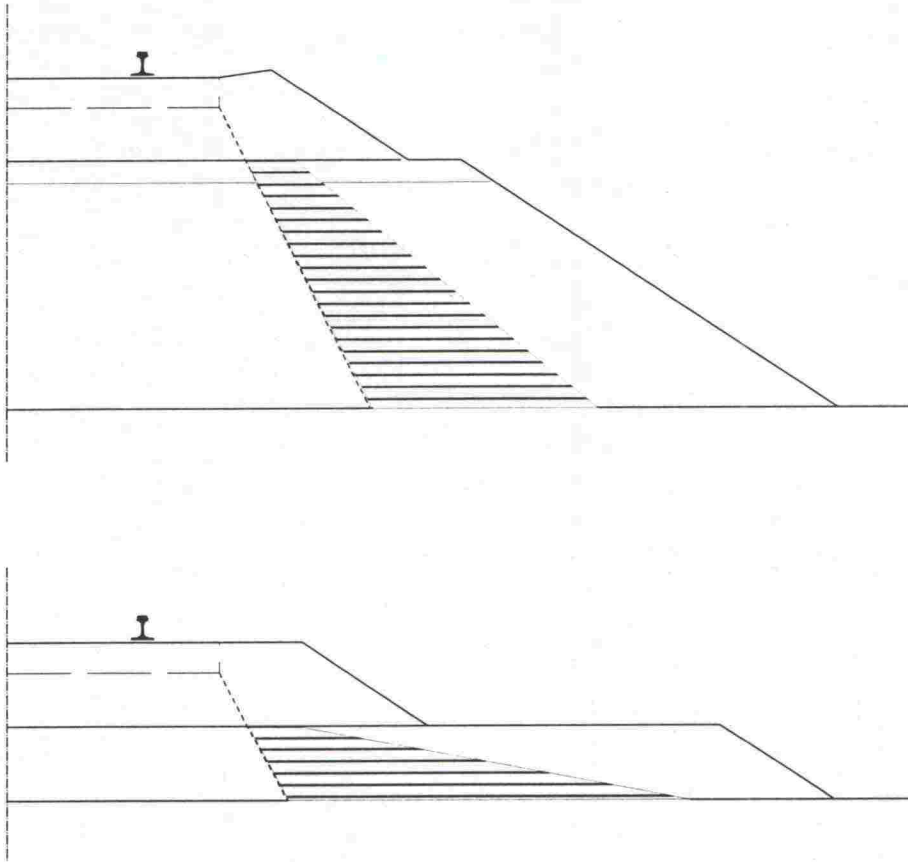
Taulukko 7. Eri maissa käytössä olevat kaksiraiteisen radan pengerveyydet ja raidevälit (Leskelä 1995)

Maa	Rautatielaitos	Pengerleveys (mm)	Raideväli (mm)
Suomi	RHK/VR	10300...10500... 11500	4100...4300..450 0
Tanska	DSB	11450	4250
Norja	NSB	11500	4500
Ruotsi	BV	11900...12000	4500
Saksa	DB	13700	4700
Ranska	SNCF	13000	4200
Italia	FS	11000	4000
Japani	JNR	11400	4300
Espanja	RENFE	12600	4200
Puola	PKP	10900	4500

Kaksiraiteisella radalla penkereen kokonaisleveyteen vaikuttaa omalta osaltaan luonnollisesti myös käytettävä raideväli. Koska raidevälin suhteen erot eri maiden välillä taulukon 7 perusteella ovat kuitenkin suhteellisen pienet, edustavat pengerveyyksien erot lähinnä eroja raiteen ulkoreunan puoleisen kiskon ja ratapenkereen reunan välisessä etäisyydessä. Käytettävän luiskakaltevuuden ohella tämä etäisyys onkin määräävä mitta, kun halutaan tarkastella alusrakennekerrosten leveyden vaikutusta ratapenkereen kykyyn ottaa vastaan erisuuruisista akselipainoista aiheutuvat rasitukset ilman merkittävien palautumattomien muodonmuutosten kehittymistä alusrakenteen rakennekerroksiin.

Selkeitä mitoituskäytäntöjä käytettävän pengerveyyden valintaan erilaisten akselikuormien alaisena ei tämän kirjallisuusselvityksen puitteissa ole löydetty. Tältä osin tilanne on siis paljolti sama kuin vuonna 1995 valmistuneessa suurnopeusratojen pengerveyyden valintaa käsitelleessä selvityksessäkin (Leskelä 1995). Keskeisimpänä syynä tähän on mitä ilmeisimmin se, että ratarakenteiden dimensioidot ovat enemmänkin paikallisten olosuhteiden ja käytäntöjen sekä kokemuseräisten havaintojen tuloksena syntyneitä eivätkä niinkään laskennollisten mitoitustarkastelujen perusteella määräytyneitä.

Kun otetaan huomioon suomalaisissa olosuhteissa välttämättömän suuremman alusrakennepaksuuden ja pienemmän pengerveyyden yhteisvaikutus, ero on alusrakenteen rakennekerroksissa raskaimman kuormituksen alaisena olevan materiaalin saamassa sivuttaistuessa jo yksinkertaisen graafisenkin tarkastelun perusteella varsin ilmeinen. Kuvassa 19 tämä vertailu on tehty suomalaisten ja saksalaisten normaalipoikkileikkausten mukaiselle raiteen ulkoreunalle, kun korkealuokkaisen radan rakennepaksuus on kummallekin maalle tyypillisiä keskivaikeita routaolosuhteita vastaava.



Kuva 19. Korkealuokkaisen ratapenkereen ulkoreuna suomalaisten ja saksalaisten normaalipoikkileikkausten mukaisesti.

Vaikka on täysin selvää, että kuvan 19 mukaisten rakennetyyppien vertailua radan alusrakennekerroksen materiaalissa vallitsevan sivuttaistuen suhteen ei voi tehdä yksinkertaisten käsinlaskentojen avulla, on niiden välistä eroa kuvassa kuitenkin pyritty havainnollistamaan alusrakennemateriaalin kitkakulman perusteella arvioidulle raskaimmin kuormitetulle alusrakenteen osalle sivuttaistukea antavan passiivipaineen periaatteellisilla jakautumakuvaajilla. Määräytyyhän tämän passiivipaineen enimmäisarvo viime kädessä tarkastelutason yläpuolelle ja raskaimmin kuormitetun alusrakenteen osan ulkopuolelle jäävän rakennekerrosmateriaalin omapainon ja kuvitellun murtopinnan pituuden perusteella.

Edellä esitetyn likimääräistarkastelun perusteella vaikuttaisi myös siltä, että suomalaisessa poikkileikkaustyypissä ratapenkereen leventäminen olisi pengerluiskan loiventamista tehokkaampi tapa parantaa alusrakennekerroksissa vallitsevaa sivuttaistukea. Perusteluna tälle on ennen muuta se, että pelkän pengerluiskan loiventamisen vaikutus alusrakenteen yläosassa, jossa sivuttaistuki joka tapauksessa on heikoimmillaan, on varsin vähäinen. Yksityiskohtaisemman analyysin tekeminen pengerleveyden ja luiskakaltevuuden vaikutuksesta alusrakennekerroksissa vallitseviin jännityksiin yleensä ja lukuisia kertoja toistuvien kuormituspulssien yhteydessä kumuloituvien palautumattomien muodonmuutosten synnyn kannalta kriittisten jännitysyhdistelmien esiintymiseen erityisesti edellyttää kuitenkin koko



ratarakennepoikkileikkauksen mallintamista pitkälle kehittyneitä materiaalimalleja ja moderneja mallinnusohjelmistoja käyttäen. Näiden periaatteisiin palataan jäljempänä luvussa 5.

### 3.3.3 Yhteenveto kappaleista 3.1 – 3.3

Alusrakennekerrosten materiaaleille ja eri kerrosten dimensioille sallittujen akselipainojen nostosta aiheutuvat vaikutukset ovat sitä merkittävämpiä mitä lähempänä raidetta tarkasteltava kerros sijaitsee. Niinpä välikerroksessa käytettävän kiviaineksen tulee olla laadultaan ja koostumukseltaan sellaista, että kiviaineksessa ei tapahdu liian suurta hienonemista sen paremmin junaliikenteestä aiheutuvien rasitusten kuin ilmasto-olosuhteista johtuvan rapautumisenkaan vaikutuksesta. Välikerrosmateriaalilta edellytettävällä suhteistuneella rakeisuusjakautumalla taas varmistetaan toisaalta se, että eristys- ja tukikerroksen materiaalit eivät pääse sekoittumaan keskenään ja toisaalta se, että välikerros pystyy tehokkaasti jakamaan junakuormasta aiheutuvia rasituksia radan alemmille rakennekerroksille. Erityisesti jälkimmäiseen näkökohtaan liittyen välikerroksen paksuuden kasvattamista nykyistä suurempien akselipainojen alaiseksi joutuvilla radoilla olisi syytä vakavasti harkita.

Eristyskerroksen osalta materiaalin laadulle asetettavat vaatimukset liittyvät keskeisimmin käytettävien kiviainesten rakeisuusjakautumaan. Varsinkin rakeisuudeltaan hiekkoja edustavien luonnonkiviainesten tapauksessa liian tasarakeisten materiaalien käyttöä ainakin eristyskerroksen yläosassa on syytä välttää, koska niiden kyky vastustaa palautumattomien muodonmuutosten kehittymistä lukuisia kertoja toistuvan kuormituksen alaisena on yleisesti todettu suhteistuneita kiviaineiksia heikommaksi. Jos eristyskerroksen rakentamisessa käytetään murskattuja kiviaineiksia, tulee niiden riittävä lujuus ja rapautumiskestävyys luonnollisesti myös varmistaa.

Kauimpana raiteesta sijaitsevan suodatinkerroksen ja mahdollisen pengertäytteen osalla sallittujen akselipainojen nostosta ei oletettavasti aiheudu mainittavia vaikutuksia käytettävien materiaalien laatuvaatimuksiin.

Pohjoismaisten olosuhteiden mukaisesti tehdyn routamitoituksen voidaan katsoa varmistavan riittävän alusrakennekerrosten paksuuden kaikkia ajateltavissa olevia akselipainoja silmällä pitäen. Pengerleveyden osalta suomalaisen käytännön mukaisen mitoituksen riittävyys olisi sen sijaan ehdottomasti syytä selvittää tarkemmin, koska nykyisellään maassamme käytettävät pengerleveydet ovat useimpia muita maita kapeampia.

### 3.3.4 Kappaleisiin 3.1 – 3.3 liittyvää kirjallisuutta

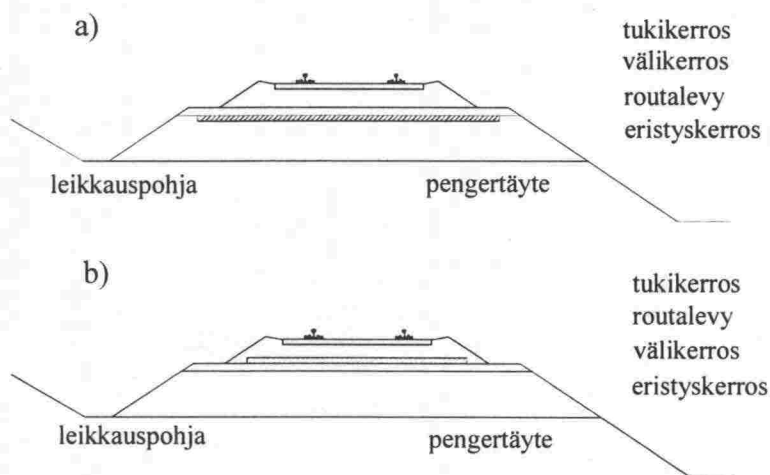
1. Banverket (1998). JärnvägsAMA, Banverkets komplement till AMA 83. BVH 581.15. Borlänge: Banverket. 199 s.
2. Belt, J., Ryynänen, T. & Ehrola, E. (1997). Mechanical properties of unbound base course. Proceedings of the 8th Conference on Asphalt Pavements. Seattle, USA. Vol. 1, s. 771 – 781.
3. Göbel, C., Lieberenz, K. & Richter, F. (1996). Der Eisenbahnunterbau. Heidelberg: Eisenbahn-Fachverlag. 346 s.
4. Jernbaneverket (1998). Regler for prosjektering og bygging, Underbygning. JD 520. Oslo: Jernbaneverket.
5. Leskelä, K. (1995). Suurnopeusradan pengerleveyden määrittäminen. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto. 76 s. + 44 liites.
6. RIL 193 – 1992 (1992). Routavauriot ja routasuojaus, Suunnitteluohjeita ja esimerkkejä. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto r.y. 89 s.
7. Ratahallintokeskus (1999). Rautateiden maarakennustöiden yleiset työselitykset ja laatuvaatimukset (RMYTL), osa 5 Maaleikkaus ja pengerrystyöt. Luonnos 16.2.1999. Helsinki: Ratahallintokeskus.
8. Valtionrautatiet (1976). Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys, 915 Alusrakenteen muut osat. Helsinki: Valtionrautatiet, Rataosasto. 7 s.
9. Valtionrautatiet (1976). Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys, 916 Murskaustyöt. Helsinki: Valtionrautatiet, Rataosasto. 18 s.
10. VR-Rata Oy (1995a). Murskaustuotteiden käyttö radan tukikerroksen alapuolella, työselitys. Helsinki: VR-Rata Oy, Suunnitteluosasto. 13 s.
11. VR-Rata Oy (1995b). Raidesepelin laatuvaatimukset 1995. Helsinki: VR-Rata Oy, Suunnitteluosasto. 30 s.

### 3.4 Routalevyt

#### 3.4.1 Routalevyjen tehtävä ja sijainti ratapenkereessä

Routalevyjen tehtävä ratapenkereessä on eristää radan rakennekerrosten alapuolinen penger tai pohjamaa mahdolliselta routaantumiselta. Routalevyjä tarvitaan silloin, kun pohjamaa tai penkereessä oleva maalaji on routivaa tyyppiä ja tuki-, väli- ja eristyskerros sekä mahdollinen suodatinkerros yhdessä eivät anna tarvittavaa eristyspaksuutta routaantumista vastaan.

Routalevyt pyritään sijoittamaan välikerroksen alle (kuva 20a), jolloin sitä ympäröi hiekkakerros ylä- sekä alapuolelta. Routalevyt sijoitetaan suoraan tukikerroksen alapintaan (kuva 20b), jos routalevyjen asentaminen suoritetaan raidesepelin seulonnan yhteydessä. Routalevyjen asentaminen välikerroksen alle parantaa niiden mekaanista kestävyyttä (Göbel et al 1996).



Kuva 20. (a) Routalevy sijoitettu välikerroksen alapuolelle.  
(b) Routalevy sijoitettu tukikerroksen alapintaan.

Asennettaessa eristelevyjä sepelinpuhdistuskoneen avulla ei routalevyjen ylä- ja alapuolelle ole mahdollista Suomessa tehdä suojahiekkakerroksia. Suojahiekan puuttuminen kompensoidaan routalevyn lisäpaksuutena, joka on 10 mm (Mustonen 1991 ja RHK 1998).

Saksassa routalevyjen asentaminen perusparannustoimenpiteen yhteydessä mahdollistaa myös suojakerroksen tekemisen karkeasta hiekasta (*Kiessand*) routaeristeen ja tukikerroksen väliin. Tällöin tulee kyseeseen PM 200 sepelin seulontakone (Göbel et al 1996).

#### 3.4.2 Routalevyiksi sopivista solumuoveista

Vaahdotetut muovit omaavat erinomaisen kyvyn toimia lämmöneristeenä. Kaikkia muoveja voidaan sopivin menetelmin solustaa, mutta lämmöneristeenä näistä tulevat



kysymykseen vain muutamat harvat muovityypit. Näistä tärkeimmät ovat solupolystyreeni (*EPS*), solupolyuretaani ja suulaakepuristettu polystyreeni- (*PS*) solumuovi. Kaikilla näillä kolmella solumuovityypillä on mahdollista saavuttaa yli 200 kPa puristuslujuuksia (RIL 127 1986 ja *EPS-rakennuseristeteollisuus* 1998a).

*EPS* on käytetty mm. talojen, teiden ja rautateiden lämmöneristykseen. *EPS* ongelmana on vettyvyys ja tätä kautta lämmöneristyskyvyn heikkeneminen vesipitoisuuden kasvaessa lämmöneristeessä. Solupolyuretaania on käytetty talojen, putkijohtojen ja kokeilumielessä teiden lämmöneristykseen. Solupolyuretaanin ongelmana on myös vettyvyys ja tätä kautta lämmöneristyskyvyn laskeminen. Toisen suuren ongelman muodostaa solupolyuretaanin työmaalla suoritettava vaahdotus suhteellisen pitkine kovettumisaikoineen. Suulaakepuristettua *PS*:ää on totuttu käyttämään lähinnä talojen, teiden ja rautateiden lämmöneristeinä. Suulaakepuristettu *PS* ei ole yhtä helposti vettyvä kuin *EPS* ja solupolyuretaani, eikä suulaakepuristetun *PS*:n lämmöneristävyys kärsi yhtä paljon vesipitoisuuden kasvusta. Tämän takia Suomessa on siirrytty vuodesta 1981 käyttämään vain suulaakepuristettua solumuovilevyä radan routaeristykseen (Mustonen 1991, RIL 127 ja *EPS-rakennuseristeteollisuus* 1998b).

Jatkossa ratarakenteessa käytettävää suulaakepuristettua *PS* -routalevyä nimitetään vain routalevyksi, jollei toisin sanota. Englanninkielinen lyhenne suulaakepuristetulle *PS* – solumuoville on *XPS*.

### 3.4.3 Routalevyjen nykyiset vaatimukset

Suomessa käytetään kansainvälisen rautatiejärjestön *UIC* asettamia laatuvaatimuksia suulaakepuristetuille polystyreenilevyille. Nämä laatuvaatimukset on annettu taulukossa 8 (Mustonen 1991).

Taulukko 8. *UIC CODE 718 R* (Mustonen 1991)

Akselipaino, kN	<200	200-220	>220
Tiheys, kg/m <sup>3</sup>	30-35	35-40	40-50
Puristuslujuus	>250	>350	>450
Muodonmuutos, % paksuudesta	<5	<5	<5

Eristelevyt on asennettava *UIC 719 R* mukaan vähintään 0,3 m syvyyteen ratapölkyn alapinnasta mitattuna. Eristelevyt on suojattava yläpinnaltaan 50 mm hiekkakerroksella ja alapinnaltaan joko hiekalla tai geotekstiilillä. Suomessa poiketaan *UIC* laatuvaatimuksista jättämällä hiekkakerrokset ja mahdollinen geotekstiili kokonaan pois. (Mustonen 1991 ja RHK 1998)

Taulukko 8 ei ota kantaa eristelevyjen toistokuormituskestävyydelle. Suomessa on kuitenkin asetettu levyjen toistokuormituskestävyydelle taulukon 9 mukaisia raja-arvoja.

Taulukko 9. Toistokuormituskestävyys (Mustonen 1991)

Akselipaino, kN	<200	200-220	>220
Maksimikuormitus, kPa	150	150	200
Minimikuormitus, kPa	<10	<10	<10
Muodonmuutos, % paksuudesta	<5	<5	<5
Kuormituskertamäärä	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$
Kuormitustaajuus, Hz	0,3- 4	0,3-4	0,3-4

### 3.4.4 Routalevyille CEN-standardiluonnoksessa asetettavat vaatimukset

#### Pituus, leveys, neliömäisyys ja tasaisuus

PrEN 13164 määrittelee XPS -levyille toleranssit pituuden, leveyden, neliömäisyyden ja tasaisuuden suhteen (taulukko 10).

Taulukko 10. XPS -levyjen toleranssit pituuden, leveyden, neliömäisyyden ja tasaisuuden suhteen prEN 13164 mukaisesti

Pituus tai Leveys	Toleranssit			
	Pituus tai leveys	Neliömäisyys		Tasaisuus
		Päätyjen neliömäisyys $S_b$	Sivujen neliömäisyys $S_d$	$S_{max}$
Mm	mm	mm/m	mm/m	mm/m
< 1000	± 8	5	40	7
1000 – 2000	± 10	5	40	7
>2000 – 4000	± 10	5	40	7
>4000	± 10	5	40	7

#### Paksuus

Vastaavasti prEN 13164 määrittelee toleranssit paksuuden suhteen taulukon 11 mukaisesti.

Taulukko 11. XPS -levyjen toleranssit paksuuden suhteen prEN 13164 mukaisesti

Paksuus [mm]	Toleranssit [mm]	
<50	-2	+2
$50 \leq d \leq 120$	-2	+3
<120	-2	+8

Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotus on, että käytetään prEN 13163 mukaisia korjattuja toleransseja. PrEN 13163 mukaiset korjatut toleranssit pituuden, leveyden, paksuuden, neliömäisyyden ja tasaisuuden suhteen esitetään taulukossa 12.

*Taulukko 12. XPS –levyjen toleranssit pituuden, leveyden, paksuuden, neliömäisyyden ja tasaisuuden suhteen Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotuksen mukaan*

Ominaisuus	Luokka	Toleranssit	
		Levyt ja blokit	Rullat
Pituus	A1	±0,5 % tai ±5 mm <sup>1)</sup>	-1 %
	A2	±0,3 % tai ±3 mm	+ rajoittamaton
Leveys	A1	±0,5 % tai ±5 mm <sup>1)</sup>	±0,6 %
	A2	±0,3 % tai ±3 mm	tai ±3 mm <sup>1)</sup>
Paksuus	D1	±1,0 % tai ±5 mm	
	D2	±0,5 % tai ±3 mm	
	D3	±0,3 % tai ±2 mm	
Neliömäisyys	E0	Ei vaatimuksia	
	E1	±5 mm/1000m	
	E2	±2 mm/1000m	
Tasaisuus	G0	Ei vaatimuksia	
	G1	±1,5 %	
	G2	±1,0 %	
	G3	±0,5 %	
<sup>1)</sup> Kumpi antaa pienimmän toleranssin			

Taulukoissa 10 ja 12 esiintyvä pituus ja leveys määritetään EN 822 mukaisesti. Taulukoissa 11 ja 12 esiintyvä paksuus määritetään EN 823 mukaisesti. Taulukoissa 10 ja 12 esiintyvä neliömäisyys määritetään EN 824 mukaisesti ja tasaisuus vastaavasti EN 825 mukaisesti.

### Suurin puristusjännitys/puristuslujuus

Suurin puristusjännitys määritetään, prEN 13164 mukaan, 10 % muodonmuutoksella  $\sigma_{10}$  tai puristuslujuutena  $\sigma_h$ . Suurin puristusjännitys tai puristuslujuus ei saa olla taulukon 13 mukaisia arvoja pienempi. Puristuslujuus tai suurin puristusjännitys määritetään EN 826 mukaisesti.

Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotus yhdenmukaistaisi prEN 13164 ja prEN 13163 esiintyvät puristusjännitysten taulukot sekä lisäksi puristusjännityksen määrittämisen myös 5 % muodonmuutoksella  $\sigma_5$ . Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotus ei ota kantaa puristuslujuusvaatimusten suuruuteen.



*Taulukko 13. Puristusjännityksen tai puristuslujuuden luokat raja-arvoineen prEN 13164 mukaisesti*

Luokka	Vaatus kPa
C0	Ei mitään
C1	$\geq 100$
C2	$\geq 200$
C3	$\geq 300$
C4	$\geq 400$
C5	$\geq 500$
C6	$\geq 600$
C7	$\geq 700$
C8	$\geq 1000$

### Viruma

Puristusjännityksestä aiheutuva viruma määritetään prEN 13164 puristusjännityksenä, mikä aiheuttaa 2 % maksimimuodonmuutoksen  $4,38 \cdot 10^5$  h kuluttua. Erilaisia tasoja ei ole esitetty tarkemmin. Puristusjännityksestä aiheutuva viruma määritetään EN 1606 mukaisesti.

Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotuksessa puristusjännityksestä aiheutuva viruma määritettäisiin kuormitus/muodonmuutos/aika taulukosta.

### Pitkäaikainen veden imeytyminen diffuusiosta

Diffuusiosta aiheutuva pitkäaikainen veden imeytyminen  $W_{dv}$  ei saa prEN 13164 mukaan ylittää taulukon 14 raja-arvoja.  $W_{dv}$  arvot tulee määrittää prEN 12088 mukaisella tavalla.

*Taulukko 14. PrEN 13164 mukainen diffuusiosta aiheutuva pitkäaikainen veden imeytyminen XPS -routaeristeeseen*

Luokka	Vaatus Tilavuus %
W 0	Ei määritelty
W 1	$3 < W_{dv} \leq 5$
W 2	$0 \leq W_{dv} \leq 3$

Suomella, Ruotsilla ja Norjalla ei ole esittää lisä/korvaavia ehdotuksia taulukkoon 14.

### Pitkäaikainen veden imeytyminen upotuksesta

Pitkäaikaisesta upotuksesta aiheutuva veden imeytyminen  $W_{28}$  ei saa prEN 13164 mukaan ylittää taulukon 15 raja-arvoja.  $W_{28}$  arvot määritetään prEN 12087 määrittämällä tavalla.

*Taulukko 15. PrEN 13164 mukainen pitkäaikaisesta upotuksesta aiheutuva veden imeytyminen XPS -routaeristeeseen*

Luokka	Vaatus Tilavuus %
WI 0	Ei määritelty
WI 1	0 - 3
WI 2	0 - 2
WI 3	0 - 1

Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotus XPS -routaeristeen pitkäaikaisesta vesiupotuskokeen raja-arvoista on taulukon 16 mukainen.

*Taulukko 16. Suomen, Ruotsin ja Norjan mukainen pitkäaikaisesta upotuksesta aiheutuva veden imeytyminen XPS -routaeristeeseen*

Luokka	Vaatus Tilavuus %
WI 0	Ei määritelty
WI 1	≤3
WI 2	≤2
WI 3	≤1
WI 4	≤0,5
WI 5	≤0,2

### Jäätymis/sulamis -resistanssi

XPS -routaeristeen jäätymis/sulamis -resistanssi määritetään prEN 13164 mukaan veden absorptiolla  $W_v$ , joka pitää olla taulukon 17 raja-arvojen alapuolella. jäätymis/sulamis resistiivisyys määritetään prEN 12091 mukaisesti.

*Taulukko 17. Jäätymis/sulamis -resistanssiluokat prEN 13164 mukaan*

Luokka	Vaatus Tilavuus %
WF 0	Ei määritelty
WF 1	0 - 2
WF 2	0 - 1

Suomella, Ruotsilla ja Norjalla ei ole esittää lisä/korvaavia ehdotuksia taulukkoon 17.

### Paloalttius

XPS –routaeristeen paloalttius voidaan määrittää prEN 13164 mukaan taulukolla 18.

Taulukko 18. XPS –routaeristeen euroluokitukset paloalttiudelle prEN 13164 mukaan

Euroluokat	paloalttius	Eurooppalainen standardi
A	Ei myötävaikutusta palamiseen	WI 00127065
B	Erittäin vähäinen myötävaikutus palamiseen	
C	Vähäinen myötävaikutus palamiseen	
D	Hyväksyttävä myötävaikutus palamiseen	
E	Hyväksyttävä vaikutus palamiseen	
F	Ei määritetty	
HUOM ! Kansallisia säädöksiä voidaan käyttää, jos Eurooppalaisia standardeja ei ole saatavissa kokonaisuudessaan.		

### Lämmöneristävyys ja lämmönjohtavuus

PrEN 13164 ei anna XPS –routalevyjen lämmöneristävyydelle ja johtavuudelle raja-arvoja. Routamitoituksella määrätään routaeristeen paksuus annetulla lämmöneristävyyden arvolla. PrEN 13164 määrää sitä vastoin menetelmät millä routaeristeen lämmöneristävyksiä ja –johtavuuksia tutkitaan sekä tutkimustulosten käsittelytavan. Käytetyt tutkimusmenetelmät ovat: Heat flow meter, ISO 8301 ja Guarded hot plate, ISO 8302.

PrEN 13164 mukaan lämmöneristävyys ja –johtavuus pitää määrittää keskilämpötilassa +10 °C. Mitatut lämpösuurearvot tulee esittää raja-arvoina, jotka edustavat 90 % tuotannosta 90 % luotettavuudella (*confidence level*). Lämmöneristävyys  $R_D$  pitää aina määrittää, mutta lämmönjohtavuus  $\lambda_D$  vain tarvittaessa. Lämmönjohtavuus tulee määrittää 0,001 W/(mK) tarkkuudella (askelilla) ja tulos pitää pyöristää lähimpään tuhannenteen osaan. Vastaavasti lämmöneristävyys  $R_D$  tulee määrittää 0,05 m<sup>2</sup>K/W tarkkuudella (askelilla) ja pyöristys tapahtuu lähimpään 0,05 m<sup>2</sup>K/W arvoon. Lämmönjohtavuus ja –eristävyys lasketaan kappaleen nimellispaksuudelle.

Lämmönjohtavuus lasketaan kaavalla 3 ja lämmönvastus vastaavasti kaavalla 4.

$$\lambda_{\text{calculated}} = \lambda_{\text{mean}} + k * s_{\lambda} \quad (3)$$



$$R_{\text{calculated}} = R_{\text{mean}} - k * s_R \quad (4)$$

Kaavoissa 3 ja 4 esiintyvät merkinnät ovat:

- $\lambda_{\text{calculated}}$  = lämmönjohtavuuden laskenta-arvo  
 $\lambda_{\text{mean}}$  = mitattujen lämmönjohtavuuksien keskiarvo  
 $k$  = testitulosten määrästä riippuva kerroin (taulukko 19)  
 $s_\lambda$  = arvioitu lämmönjohtavuuden keskihajonta  
 $R_{\text{calculated}}$  = lämmönvastuksen laskenta-arvo  
 $R_{\text{mean}}$  = mitattujen lämmönjohtavuuksien keskiarvo  
 $s_R$  = arvioitu lämmönvastuksen keskihajonta

HUOM ! Kaavoissa 3 ja 4 käytettävät arvot tulee olla joko pitkäaikaiskokeista tai lyhytaikaiskokeista, mutta ei niiden yhdistelmistä.

Taulukko 19.  $k$ -arvot 90 % toleranssilla

Testitulosten lukumäärä	$k$
3	4,26
5	2,74
7	2,33
10	2,07
15	1,87
20	1,77
50	1,56
100	1,47
300	1,39
500	1,36
HUOM ! Lineaarinen interpolointi sallittu	

Lämmönjohtavuuden ja -eristävyyden pitkäaikaisarvot (vastaa noin 25 vuoden käyttöikä) saadaan leikkaamalla näyte kerroksittain ja mittaamalla XPS -routaeristeen ja ilman välistä 'kaasunvaihtonopeutta' (*rate of gas exchange*). Menetelmä ja näytteiden valmistaminen on esitetty tarkemmin CEN prEN 13164 liitteessä C. Lämmönjohtavuuksien ja -eristävyyksien pitkäaikaisarvojen laskemiseen käytetään kaavoja 3 ja 4.

#### Yhteenveto XPS -routaeristeelle tehtävistä kokeista

Taulukkoon 20 on kerätty yhteen ratapenkereeseen asennettavien XPS -routaeristeiden testimenetelmiä prEN 13164 mukaisesti.

Taulukko 20. Testattava ominaisuus, testimenetelmä, -kappalelukumäärä ja erityisehdot prEN 13164 mukaisesti

Testattava ominaisuus	Testimenetelmä	Näytekappale		Erityisehdot
		Dimensiot	Näytteiden minimimäärä	
Lämmön vastus (resistance)	ISO 8301	500*500*d	1	Esitetty prEN 13164 liitessä C
Lämmön johtavuus	ISO 8302			
Pituus ja leveys	EN 822	Koko kappale	1	
Neliömäisyys	EN 824	Koko kappale	1	Erikoismenetelmistä sovittava asianomaisten kesken
Tasaisuus	EN 825	Koko kappale	1	
Paksuus	EN 823	Koko kappale	1	
Paloalttius	Ei vielä saatavissa			
Puristava jännitys/ Puristuslujuus	EN 826	100*100	5	COND*
		150*150	3	
Puristusjännityksen aiheuttama viruma	EN 1606	100*100	2	COND*
		150*150	2	
Pitkäaikainen veden absorptio diffuusiolla	PrEN 12088	500*500	1	
Pitkäaikainen veden absorptio upotuskokeessa	PrEN 12087	200*200	2	Metodi 2C
Sulamis-jäätymis resistanssi	PrEN 12091	500*500	1	Ryhmä A
		100*100 tai	5	Ryhmä B <sub>1</sub> ja
		150*150	3	Ryhmä B <sub>2</sub>
COND* = Näytteet pidettävä 90 vrk lämpöolosuhteissa (23±5) °C ja suhteellisessa kosteudessa (50±5) %				

### Lisäkokeista

XPS –routaeristelevyn valmistaja voi prEN 13164 mukaan vapaaehtoisesti tehdä lisäkokeita taulukon 21 ominaisuuksien suhteen.

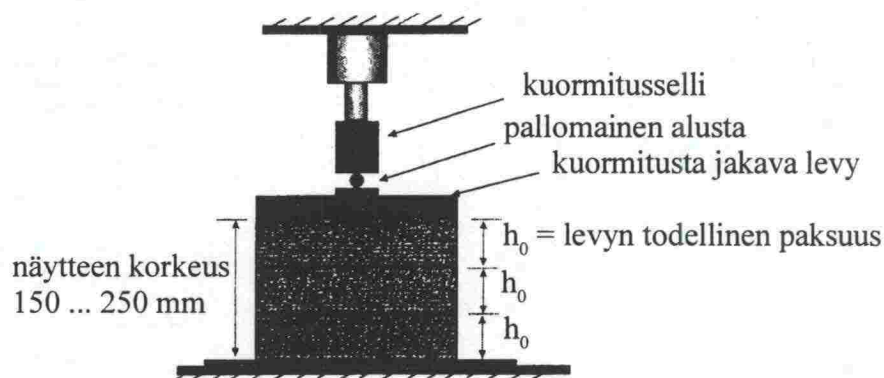
Taulukko 21. XPS –routaeristelevyn valmistajan vapaaehtoisia lisäkokeita prEN 13164 mukaisesti

Testattava ominaisuus	Testimenetelmä	Näytekappale		Erityisehdot
		Dimensiot	Näytteiden minimimäärä	
Dynaaminen kuormituskestävyys	PrEN (TC 88 N 653 Rev.)	100*100	2	Jauhaminen (grinding) vapaavalintaista ja COND*
		150*150		
Kimmoinen puristusmoduuli	EN 826	100*100	5	COND*
		150*150	3	
Taivutuslujuus	PrEN 12089	Paksuus: nimellinen Pituus: 5 d (≤550) Leves: 150	3	Metodi B
COND* = Näytteet pidettävä 90 vrk lämpöolosuhteissa (23±5) °C ja suhteellisessa kosteudessa (50±5) %				

Taulukot 20 ja 21 eivät sisällä kaikkia prEN 13164 kokeita, vaan lähinnä ratarakenteessa olevilta routaeristelevyiltä vaadittavat kokeet.

### Syklinen kuormituskoe (toistokuormitus) (Draft 2 SP-method 2534 1999)

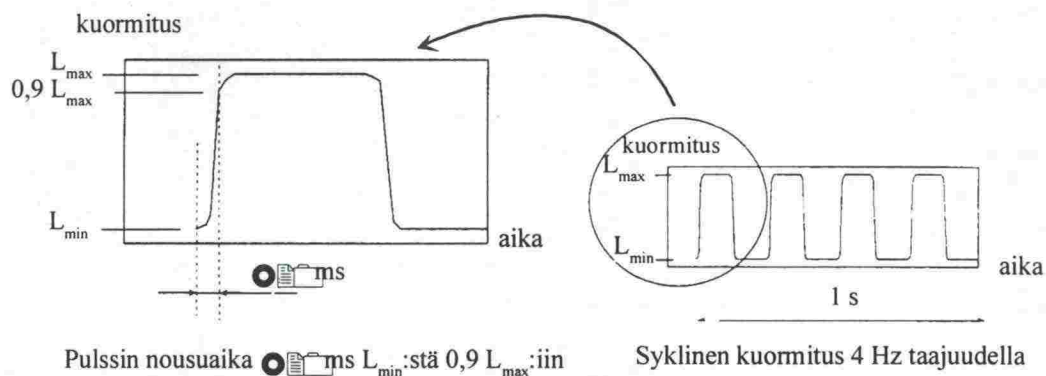
Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdotus on korvata dynaaminen kuormituskestävyys syklisellä kuormituskestävyydellä ja tehdä tästä pakollinen testattava ominaisuus. Syklinen kuormituskestävyys tulisi tehdä SP 2534 mukaisesti. SP 2534 mukainen kuormituskoje esitetään kuvassa 21.



Kuva 21. SP 2534 mukainen kuormituskoje (SP 2534 1999)



Kuormituskestävyyttä tarkastellaan  $2 \cdot 10^6$  syklin jälkeen. Sykliä taajuus on 4 Hz ja kuormitus syklin aikana saa saavuttaa maksimissaan 80 % staattisen kuormituksen maksimiarvosta. Kokeessa käytettävän kuormitusimpulssin muoto esitetään kuvassa 22.



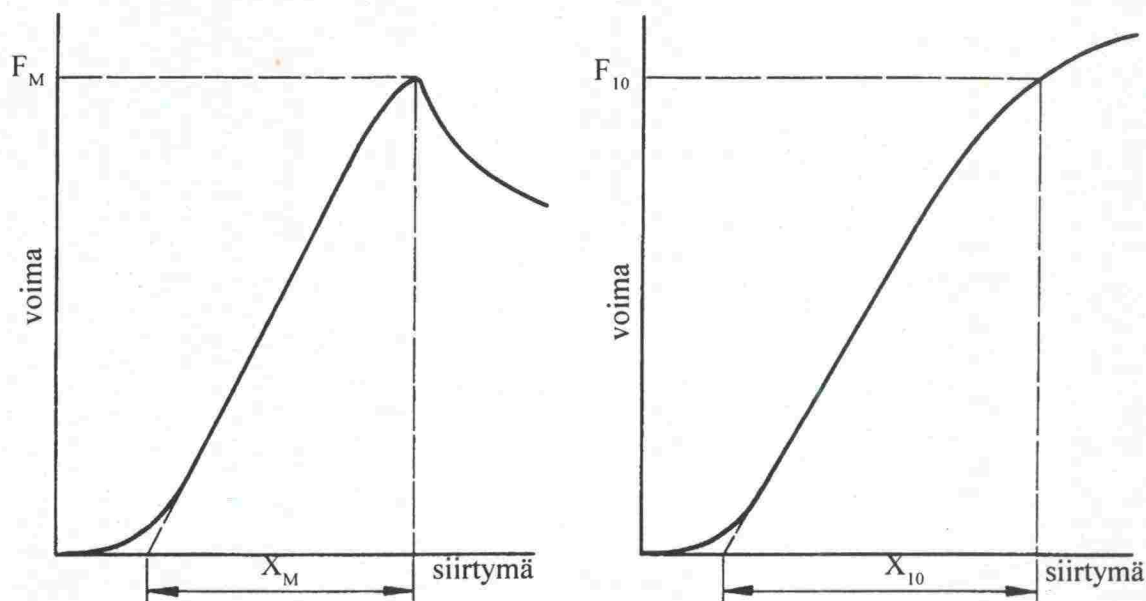
Kuva 22. SP 2534 mukaisen syklisen kuormituskokeen syklit (SP 2534 1999)

Jokaisesta eri tyyppisestä XPS –routaeristeestä täytyy tehdä vähintään kaksi (2) koetta. Kuvan 21 mukainen näytekokonaisuus valmistetaan samasta routaeristelevystä.

Suomi, Ruotsi ja Norja ehdottavat myös seuraavanlaista testiä tehtäväksi XPS-routalevyille: Evaluation of conformity CEN/TC 88 N617 mukaisesti.

### 3.4.5 XPS -routaeristelevyjen mekaaninen toiminta

XPS -routaeristelevyt toimivat kimmoplastisen materiaalin tavoin lyhytaikaisessa puristuskokeessa. Alussa havaittava kimmoisuus on epälineaarista. Materiaalin plastinen osuus on havaittavissa kimmoisan osuuden jälkeen. XPS -routalevyjen jännitys - muodonmuutoskäyttäytymistä voidaan kuvata ISO 844 mukaisella voima - venymä kuvaajalla (kuva 23) (ISO 844 1982, ss.1-3).

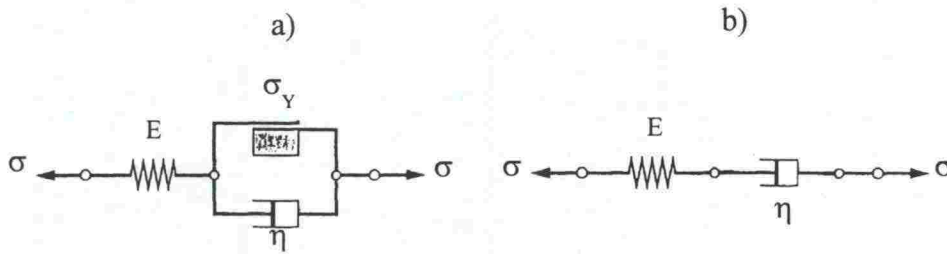


Kuva 23. XPS -routaeristelevyn voima - siirtymäkuvaaja lyhytaikaisessa puristuskokeessa (ISO 844 1982)

Kuvassa 23 esiintyvä  $F_M$  = puristava maksimivoima ja  $X_M$  = puristavaa maksimivoimaa vastaava siirtymä, kun  $\varepsilon < 10$  %. Vastaavasti  $F_{10}$  vastaa puristavaa maksimijännitystä ja  $X_{10}$  maksimisiirtymää, kun  $\varepsilon = 10$  %. Kuva 23 vastaa muodoltaan jännitys-muodonmuutoskuvaajaa, sillä jännityksessä voima on jaettu vakiopinta-alalla ja muodonmuutoksessa siirtymä on jaettu kappaleen alkuperäisellä korkeudella.

Lyhytaikaisen kuormituksen voima - siirtymäkuvaajalta voidaan havaita voiman nopea pieneneminen huippuarvostaan. Tällä perusteella murtumistapa voidaan määritellä haurasmurtumaksi. Tarkempi murtumistavan määrittäminen vaatii murtopinnan mikroskooppitason (optinen, SEM) tutkimuksia (Lepistö 1993)

XPS -routaeristelevyn ollessa täysin synteettinen tuote, täytyy jännitys - muodonmuutos käyttäytymisessä ottaa huomioon aikatekijä. Tällöin todellinen routalevyn käyttäytyminen vastaa viskoplastista reologista mallia (kuva 24a), joka kuitenkin usein yksinkertaistetaan käsittelyn helpottamiseksi viskoelastiseksi reologiseksi malliksi (kuva 24b).



Kuva 24. (a) Viskoplastinen reologinen malli (Simo 1998)  
(b) Viskoelastinen reologinen malli (Simo 1998)

Kuvissa 24 a ja b esiintyvä  $\sigma$  tarkoittaa veto/puristusjännitystä,  $E$  tarkoittaa jousella kuvattua kimmokerointa,  $\sigma_Y$  tarkoittaa Coulombin kitkalaitteen myötöjännitystä ja  $\eta$  tarkoittaa vaimentimen sisällä olevan nesteen viskositeettia (Simo 1998).

Perinteisesti viskoelastisuuden vaikutusta venymään vakiokuormituksella on kuvattu kaavoilla 5 ja 6 (Bergström 1990).

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + mt^n \quad (5)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \exp(t/t_0)^\beta \quad (6)$$

missä  $\varepsilon$  tarkoittaa venymää (puristumaa),  $\varepsilon_0$  = alkuvenymä,  $t$  = aika,  $t_0$  = kuormituksen lisäysaika ja  $m$ ,  $n$  ja  $\beta$  ovat Findleyn määrittämiä kertoimia. Venymien määrittäminen ei onnistu kaavoilla 5 ja 6 silloin kuin kyseessä on fysikaalisesti vanheneva materiaali. Lyhyen ajan viskositeetin huomioon ottamisen kaavat 3 ja 4 kuitenkin mahdollistavat. Lyhyen ajan viskositeetilla ymmärretään aikaa, mikä on huomattavasti paljon lyhyempi kuin materiaalin kuormitusikä.

Materiaalin fysikaalisen vanhenemisen huomioonottava venymäfunktio vakiokuormituksen alaisuudessa voidaan määritellä kaavalla 7.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \ln(t) \quad (7)$$

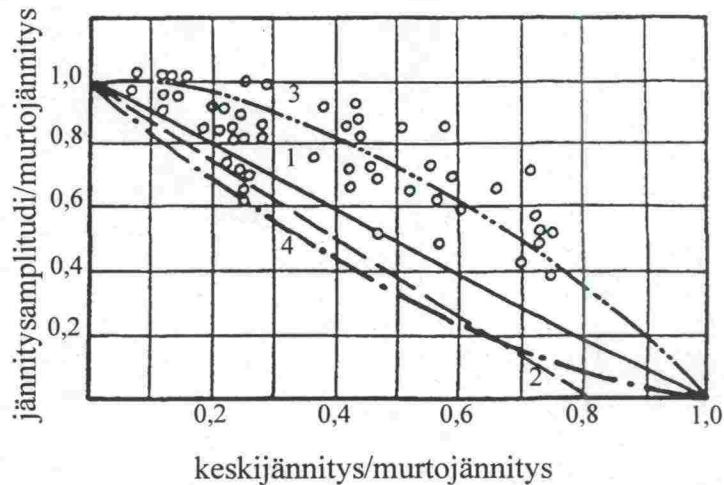
missä  $\varepsilon$  tarkoittaa venymää (puristumaa),  $\varepsilon_0$  on alkuvenymä ja  $t$  on vastaavasti aika. Kaava 7 muodostaa muodonmuutos – aikakuvaajalla suoran viivan, kun esitettävänä akseleina käytetään lin – log asteikkoa.

Ratapenkereissä toimivat XPS –routaeristeet joutuvat n. 10 kPa staattisen kuormituksen rasittamaksi. Tällöin viruman osuus muodonmuutoksissa jää vähäiseksi ja sen tarkastelu voidaan jättää tämän tutkimuksen ulkopuolelle.

XPS –routalevyt joutuvat ratarakenteessa lähinnä syklisen kuormituksen alaiseksi. Syklisen kuormituksen alaista murtumistapaa kutsutaan väsymismurtumiseksi. Väsymismurtuminen edellyttää: 1. Materiaalin sisäisiä muutoksia eli materiaalin lujittumista/pehmenemistä, 2. Murtumisen ydintymistä tai valmiita murtumisytimiä, 3. Murtuman kasvua ja 4. Lopullista murtumista (Lepistö 1993).



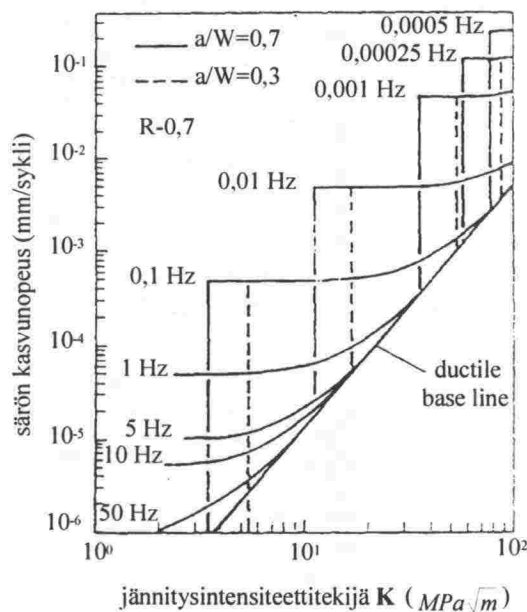
Jättämällä routaeristeen materiaaliominaisuudet huomioimatta, voidaan routaeristeen väsymisominaisuuksiin vaikuttavista ominaisuuksista todeta yleisellä tasolla seuraavaa: Keskipännityksen ja jännitysamplitudin suhdetta voidaan kuvata esimerkiksi ns. Goodman suoralla (kuva 25) (Lepistö 1993).



Kuva 25. Keskipännityksen ja jännitysamplitudin yhteys Goodmanin (1), Soderbergin (2), Gerberin (3) ja Smithin (4) mukaan (Lepistö 1993)

Kuvasta 25 selviää, että suurella keskipännityksellä tarvitaan pienempi jännitysamplitudi murtoon kuin pienellä keskipännityksellä.

Jännitysamplitudin vaikutus särön kasvunopeuteen voidaan yleisellä tasolla esittää esimerkiksi kuvalla 26.



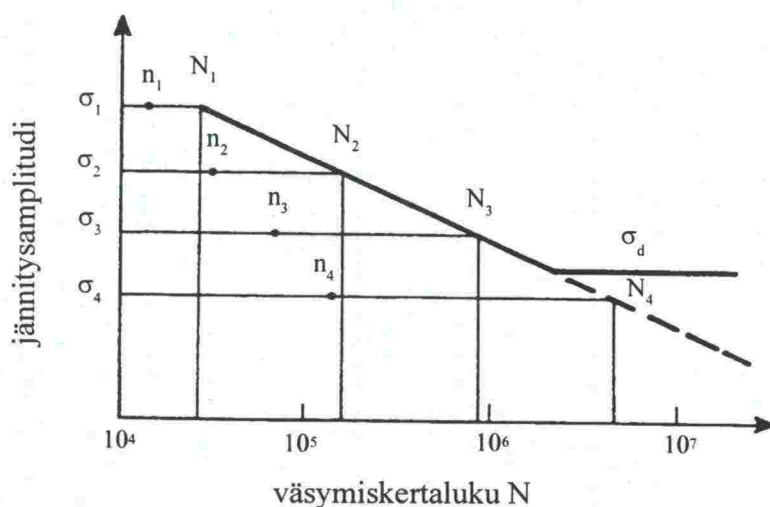
Kuva 26. Särön kasvunopeus – jännitysintensiteettin funktiona (Lepistö 1993)

Kuvasta 26 havaitaan, että murtuminen on helpompi saavuttaa matalalla kuin korkealla taajuudella.

*XPS* –routalevyihin syntyviä mikroskooppisen pieniä murtumia pystytään mallintamaan murtumismekaniikan keinoin. Tässä tutkimuksessa ei kuitenkaan keskitytä murtumismekaniikkaan mikroskooppisella tasolla vaan lähinnä makroskooppisella tasolla. Routalevyjen murtumisilmiön mallintamiseen sopivat ainakin numeeriset laskentamenetelmät. Oikean materiaalimallin löytäminen on laskennan perusedellytys. Paras keino varmistaa materiaalin käyttäytyminen on kuitenkin riittävän laajat koekuormitukset näytteille.

### 3.4.6 Routalevyjen testaus korotettuja akselipainoja silmällä pitäen

*XPS* –routalevyjen testaus pitäisi periaatteessa suorittaa nykyisten CEN-normien, normiluonnosten ja erityisesti Suomen, Ruotsin ja Norjan ehdottamien muutosten mukaisesti. Väsytykskoeksessa vaadittava kuormitustaso selvinnee kesän ja syksyn 1999 aikana tehtäväksi kaavaillun ratarakenteen mallinnuksen tuloksena. Jännitysamplitudien ja syklien lukumäärää ennen murtumista voidaan kuitenkin arvioida ns. Minerin lineaarisella vaurioitumissäännöllä (kuva 27).



Kuva 27. Minerin lineaarinen vaurioitumissääntö (Lepistö 1993)

*XPS* –routalevyä voidaan pitää äärettömän määrän syklisiä kuormituksia kestäväenä, jos jännitysamplitudi on pienempi kuin  $\sigma_d$ . Useammalla erilaisella jännitysamplitudin ja syklien määrällä saadaan materiaalin kestävyys selvitettyä kaavalla 8 (Lepistö 1993).

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_4}{N_4} < 1 \quad (8)$$

Yhtälön 6 toteutuessa kestää *XPS* -routaeristemateriaali sykliset kuormitukset. Suhdetta  $n_i/N_i$  kutsutaan suhteelliseksi väsymiskestävyydeksi (Lepistö 1993).

*XPS* –routalevyn staattisen puristuslujuuden ja toistokuormituskertamäärien välille ei ole löydettävissä suoranaista yhteyttä kirjallisuudesta. Tämän selvittämiseksi ainoaksi vaihtoehdoksi jää riittävien laboratoriokokeiden tekeminen.

### 3.4.7 Jatkotoimenpiteet

Routalevyjen tutkimusta on jatkettava. Ensimmäisessä vaiheessa kartoitetaan eri valmistajien toimittamien ja erilaisilla tuotantotekniikoilla valmistettujen routalevyjen esiintymistä rataverkolla. Tämän kartoituksen perusteella valitaan kohteet, joista routalevynäytteitä otetaan. Näytteiden otolla pyritään saamaan alustava kuva eri ikäisten routalevyjen kunnosta, testataan erilaisia näytteidenottotekniikoita ja arvioidaan näytteenoton työsaavutusta suunniteltua laajempaa näytesarjan ottoa silmällä pitäen. Kesän 2000 näytteiden otto tullaan ohjelmoimaan tarkemmin edellisen talven kuluessa.

Jatkossa tullaan testaamaan routalevyille tehtäviä laboratoriokoemenetelmiä ja näiden tulosten perusteella ohjelmoidaan varsinainen laboratoriokoesarja. Koesarjan ohjelmoinnissa voidaan ehkä jossain määrin hyödyntää TTKK:n geotekniikan laboratoriossa aiemmin tehtyjen routalevyjen laadunvalvontakokeiden tuloksia. Varsinaisessa laboratoriokoesarjassa tullaan testaamaan osin uusia routalevyjä ja osin ratarakenteista otettuja näytteitä. Saaduista tuloksista pyritään laskennallisesti ennustamaan routalevyjen käyttöikää, kun tulevat kuormitusmäärät on tiedossa. Vuoden 2000 lopulla pyritään laatimaan routalevyjen tekniset toimitusehdot, jotka palvelevat routalevyjen tulevia hankintoja.



### 3.4.8 Lähdeluettelo

1. Bergström, G. 1990. Deformationstillväxt hos belastad markisolering, SP rapport 1990:17, ISBN 91-7848-222-4, Borås 1990
2. CEN prEN 13163 1998. Thermal insulation products for buildings – Factory made products of expanded polystyrene – Specification, Draft, Brussels: CEN/TC 88.
3. CEN prEN 13164 1998. Thermal insulation products for buildings – Factory made products of extruded polystyrene foam – Specification, Draft, Brussels: CEN/TC. 88.
4. EPS-rakennuseristeteollisuus 1998 [verkkodokumentti] [viitattu 22.3.1999]. Saatavissa: <http://www.eps-eriste.sci.fi/ominaisuudet.html>.
5. EPS-rakennuseristeteollisuus 1998 [verkkodokumentti] [viitattu 22.3.1999]. Saatavissa: <http://www.eps-eriste.sci.fi/kaytto.html>.
6. Göbel, C., Lieberenz, K., Richter, F. 1996 Der Eisenbahnunterbau, DB-Fachbuch 8/20, Eisenbahn-Fachverlag, Heidelberg-Mainz.
7. ISO 844 1982. Cellular plastics-Compression test for rigid materials, International Standard. Switzerland, ISO/TC 61.
8. Lepistö, T. 1993. Murtumisilmiöt ja vaurioanalyysi – Luentomuistiot, TTKK/Elektronimikroskopian laitos 1993.
9. Mustonen, J. 1991. Lämpöeristeiden käyttö rautatierakenteissa, Diplomityö, TKK/Rakennus ja maanmittausosasto 1991.
10. RIL-127 1985. Muovit rakentamisessa, ISBN 951-758-046-0, RIL, Helsinki 1986.
11. Simo, J.C., Hughes, T.J.R. 1998. Computational Inelasticity, ISBN 0-387-97520, Springer-Verlag New York 1998.
12. SP-method 2534 1999. Cellular plastics, Draft no. 2.

## 4. ASFALTTISET RATARAKENTEET

### 4.1 Asfaltin käyttökohteet

#### 4.1.1 Yleistä

Asfalttirakenteiden rautateiden kehitys alkoi Saksassa 50-luvun lopulla. Vuonna 1963 rakennettiin ensimmäinen asfalttinen ratarakenne. Münchenin teknillinen korkeakoulu on ollut tutkimuksen kärjessä koko ajan. Varsinainen läpimurto tapahtui 80-luvulla. Asfalttirakenteita on testattu paljon sekä laboratorioissa että kentällä. Testien tuloksena Saksassa päädyttiin asfalttirakenteisella radalla käyttämään raskaita betonipölkkyjä. Vuonna 1998 määriteltiin normit, jotka pohjautuvat maanteillä käytettäviin asfalttinormeihin. Asfaltin käyttö lisääntyy ratojen säännönmukaisessa rakentamisessa ainakin Yhdysvalloissa ja Saksassa. Esimerkiksi tunneleissa Saksassa asfaltti on jo nyt melko yleistä. (Beecken 1998 ja 1993, Rose 1990, Leykauf & Mattner 1998)

Asfalttibetoni (AB) on bitumin ja kiviaineksen seos. Selig ja Waters toteavat, että asfalttibetonin käytölle ratarakenteissa on kaksi perusratkaisua. Asfalttibetonilla voidaan korvata joko koko tukikerros ja alusrakenne tai vain alusrakenne. Kummassakaan tapauksessa asfalttikerros ei ulotu aivan penkereen reunoille asti. (Selig & Waters 1994) Suomessa asfalttia on käytetty vain alusrakenteen yläosien korvaamisessa. Esimerkiksi Saksassa taas on tyypillistä korvata asfalttibetonilla vain tukikerroksen alaosa tai rakentaa lähes koko ratapenger bitumilla sidotuista kerroksista. Tällaista rakennetta kutsutaan kiinteäksi radaksi (Solid Track, Feste Fahrbahn). Kiinteä rata voidaan tehdä myös betonista. Yleensä tällainen rakenne on järkevä, jos nopeudet ovat reilusti yli 200 km/h. (Beecken 1993, Leykauf & Mattner 1998)

Yhdysvalloissa asfalttikerros sijoitetaan yleensä suoraan alusrakenteen päälle. Asfaltin päälle voidaan sijoittaa sepelikerros, mutta asfaltti voi myös ulottua pölkkyihin asti. Sepelin käyttöä puolustaa korkeus- ja kallistusaseman helpompi kontrolloitavuus tavanomaisella kunnossapitokalustolla. Asfalttimassan tehokas kuljetus työmaalle on edellytys sujuvalle työlle. (Rose 1990)

Asfalttia käytetään ratarakenteissa, koska sillä on eräitä merkittäviä etuja puolellaan. Rose luettelee seuraavat asfalttibetonikerroksen hyviin ominaisuuksiin ratarakenteessa vaikuttavat seikat: (Rose 1990)

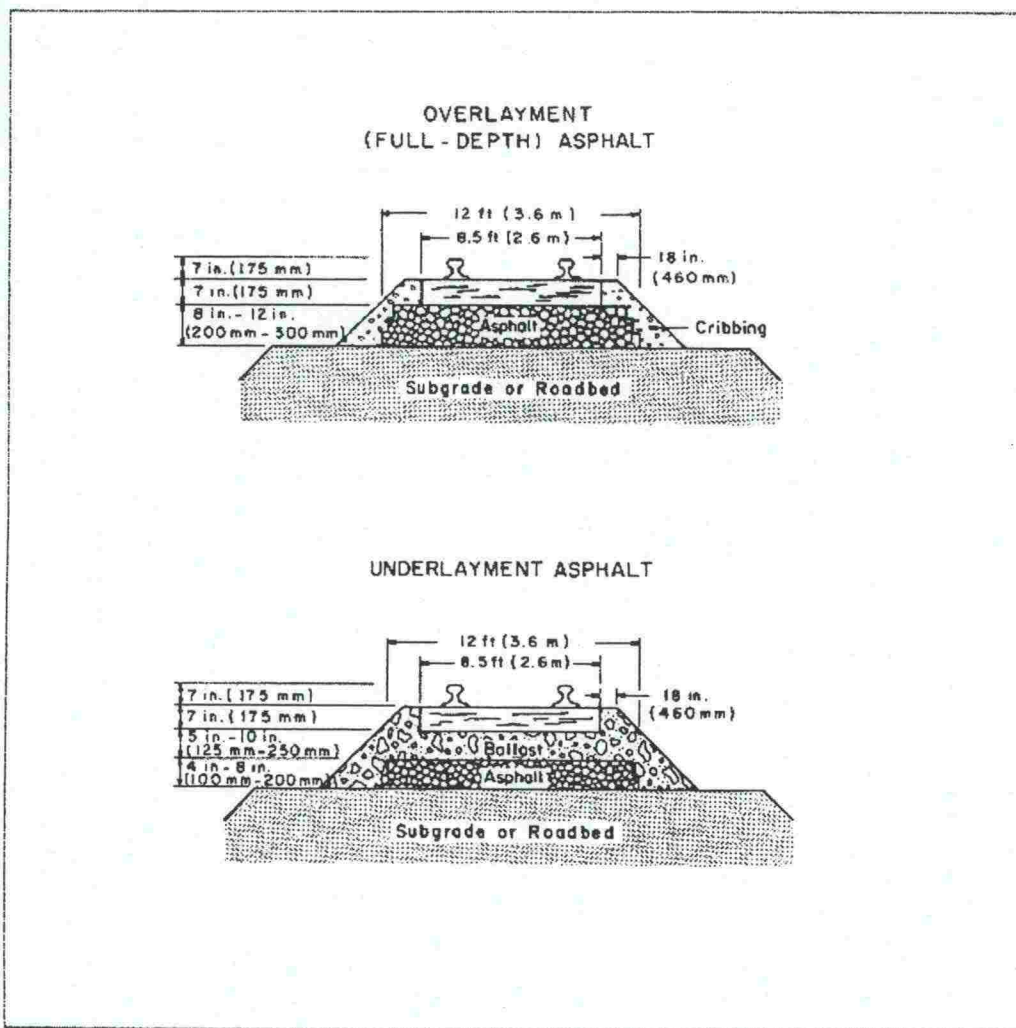
- lisääntynyt kantokyky,
- parantunut alusrakenteen vedeneristys,
- tukikerroksen vahvistus ja
- yhtenäinen, vahva ja läpäisemätön tukikerros.

Nämä ominaisuudet ovat vähentäneet raidealustan ylläpitokustannuksia ja parantaneet toiminnallista tehokkuutta Yhdysvalloissa. Asfalttia on käytetty vuodesta 1981 lähtien Yhdysvalloissa sadoissa eri kohteissa. Kokonaisten rautatielinjojen lisäksi asfalttirakenteita on käytetty pienissä erikoiskohteissa, kuten kääntöpaikoilla, risteyksissä, silloilla ja tunneleissa. (Rose 1990)

Asfalttikerros on helpointa rakentaa uutta rataosaa tehtäessä. Tällöin se voidaan rauhassa rakentaa alusrakenteen päälle niin, että olemassa olevista kiskoista ei ole haittaa. Sellainen asfaltinlevityslaitteisto, jolla voitaisiin levittää asfalttia oikealle paikalle poistamatta kiskoja, lyhentäisi olennaisesti tarvittavaa rakennusaikaa. Olemassa olevilla rataosilla asfalttiset rakenteet ovat parhaimmillaan lyhyissä korjauksissa, kuten esimerkiksi silloilla, tunneleissa tai alusrakenteen kannalta hankalissa paikoissa. Nopean junaliikenteen vaatima vakaus ja geometrian pysyvyys on myös mahdollista saavuttaa asfalttisilla rakenteilla. Erityisesti ratapihoilla ja muilla alueilla, missä on myös ajoneuvoliikennettä, asfaltin ominaisuudet ovat edukseen. (NAPA 1989)

#### 4.1.2 Tukikerros

Asfalttibetoniin osana ratapenkerettä on kiinnitetty viime aikoina melko paljon huomiota. Asfalttibetonisia ratarakenteita on koemielessä rakennettu varsin erityyppisiin kohteisiin, kuten esimerkiksi laskumäkiin, siltoihin, tunneleihin ja ylikulkuihin. (NAPA 1989)



Kuva 28. Asfalttikerros ratarakenteessa (NAPA 1989)

Kaikkein tyypillisin käyttökohde on joka tapauksessa tukikerros. Käytössä on kaksi erilaista menetelmää sijoittaa asfalttibetoninen kerros penkereeseen. (Kuva 28)



Yleisimmin asfaltti sijoitetaan alusrakenteen päälle niin, että sen päälle tulee vielä kerros mursketta (tukikerroksen ylin osa) ennen pölkkyjä. Tällä menetelmällä tehty rakenne ei juurikaan poikkea perinteisestä ratarakenteesta. Toinen käytössä oleva menetelmä sijoittaa asfalttibetonia täysimittaisena kerroksena välittömästi pölkkyjen alle siten, että se korvaa koko tukikerroksen. (NAPA 1989)

Asfalttirakenteen pääasiallisia etuja ovat parantunut kuorman jakautuminen alusrakenteelle, alusrakenteen vesieristys ja tukikerroksen rajaaminen, mikä edesauttaa tasaisen kuormankestokyvyn aikaansaamista myös melko heikkolaatuisilla alusrakenteilla. Erityisesti asfalttirakenteen vedeneristysvaikutus on hyödyksi. Lisäksi asfaltti estää hienoaineksen pumppautumisen ylempiin rakennekerroksiin. Lopputuloksena saavutettava vakaampi ratapenger tarjoaa paremman tehokkuuden ja pienemmät ylläpitokustannukset pitkällä aikavälillä kuin perinteinen ratarakenne. (Beecken 1993, NAPA 1989)

Asfalttirakenteen toimivuutta voidaan arvioida tukikerroksen ja myös alusrakenteen tehtävien avulla. Asfalttirakenteen vastus vertikaalivoimille on suurempi kuin tavallisen tukikerroksen. Poikittais- ja pitkittäisvoimille vastus saattaa olla pienempi kuin normaalisti, koska pölkyn ja tukikerroksen välille ei välttämättä synny yhtä voimakasta lukitusta. (Selig & Waters 1994) Asfalttirakenteen kyky kestää muodonmuutoksia riippuu kuitenkin lämpötilasta. Jos pölkkyt ovat suoraan kiinni asfalttikerroksessa, voivat pölkkyt painua hiukan asfaltin sisään. Tämä on todennäköistä erityisesti asfaltin ollessa huomattavan lämmintä. Pölkyn painuminen asfalttiin pienentää raiteentarkastusvaunun mittaustietojen mukaan hajontaa eli kisko pysyy paremmin paikallaan. Suomen oloissa talvi ja routaantuminen voivat tosin olla ongelmia. Pakkasella vesi saattaa aiheuttaa ongelmia jäätyessään pölkyn tekemässä asfalttikuopassa. Koska kuoppa on kuitenkin hyvin matala, voi vettä olla siinä vain hyvin ohut kerros. (Leykauf & Mattner 1998)

Asfalttirakenteisen radan kimmoisuus ei ole yhtä suuri kuin perinteisen rakenteen kimmoisuus. Kimmoisuuden väheneminen ei ilmeisesti ole kuitenkaan merkitsevää, koska suurin osa kimmoisuudesta tulee kuitenkin alusrakenteesta. Asfalttibetonissa ei ole tyhjiätilaa hajoavalle materiaalille, mutta sitä ei myöskään tarvita. Tämäkin seikka tulee tietysti vastaan vain silloin, kun asfalttikerros ulottuu pölkkyihin asti. (Selig & Waters 1994)

Normaalit tukikerroksen sepelin tukemismenetelmät eivät ole mahdollisia, jos koko rakenne on asfalttibetonia. Pystygeometrian muuttuessa päällysrakenteen tasoittaminen on hankalaa. Asfalttisen ratarakenteen uusiminen on ylipäänsä huomattavasti vaikeampaa kuin normaalin rakenteen. (Selig & Waters 1994) Hankalin tilanne on ilmeisesti silloin, kun koko rakenne on asfalttia ja pölkkyt on ankkuroitu asfalttiin tukevasti kiinni. Tällöin kunnossapitotoimenpiteitä on hankala tehdä. (Beecken 1993)

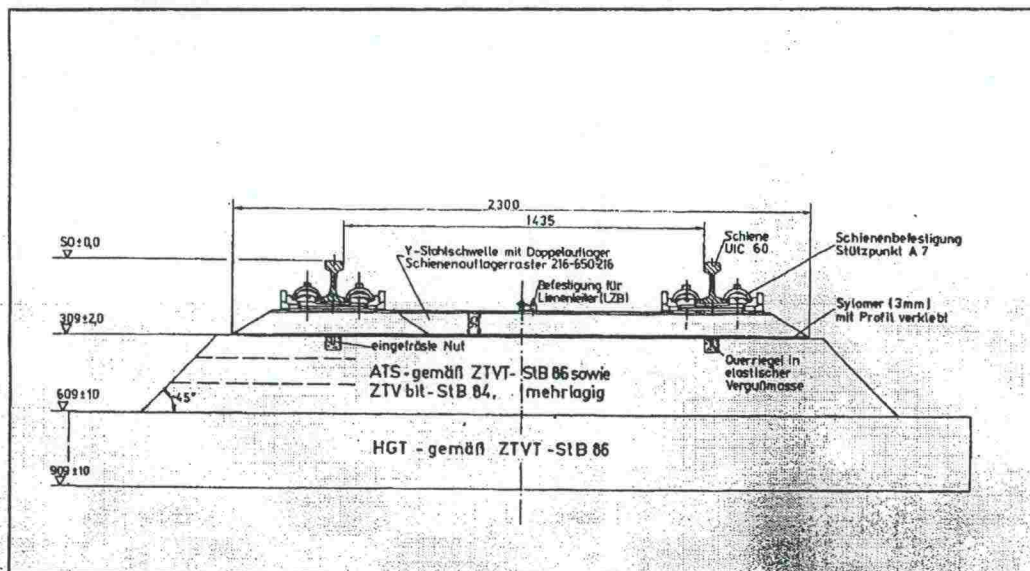
Asfalttibetoni on yleensä lähes vettä läpäisemätöntä toisin kuin normaali tukikerros, johon vesi imeytyy. Asfalttibetoni vähentää alapuolisten kerrosten kuormaa enemmän kuin vastaavan paksuinen murskekerros, kunhan asfalttirakenne pysyy kunnossa. Asfalttibetonin alareunan halkeilu saattaa aiheuttaa ongelmia, mutta kyseinen ilmiö on estettävissä hyvällä suunnittelulla. (Selig & Waters 1994)

Jos pintarakenteessa säilytetään murske, ei äänen absorboituminen muutu. Murskeella yleensä peitetään myös kokonaan asfaltista rakennettu tukikerros, vaikka murskeella ei tällöin olekaan mitään kuormankantotehtävää. Myöskään sähkönjohtavuuteen asfalttibetonikerroksella murskeen alla ei pitäisi olla vaikutusta. (Selig & Waters 1994, Beecken 1993)

Seuraavissa kuvissa (kuvat 29, 30, 31 ja 32) esitetään saksalaisia asfalttirakennevaihtoehtoja. Suurin osa näistä vaihtoehtoista kuvaa koko rakenteen korvaamista asfalttibetonilla. Kuvassa 29 on tyypillinen Solid Track -rakenne. Kuvassa 30 esitetään asfalttiin ankkuroimaton pölkky. (Beecken 1994)

### Feste Fahrbahn

Bauart FFYS  
- Querschnitt -

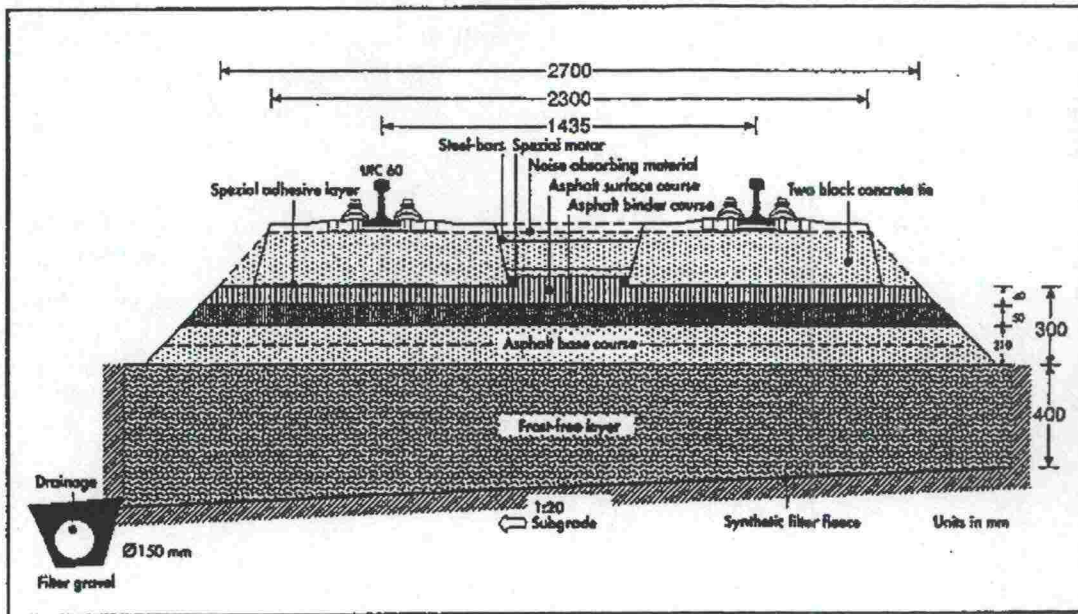


2/98

Kuva 29.

Solid Track (Beecken 1994)





Kuva 30. Asfalttirakenne, ankkuroimaton pölkky (Beecken 1993)

Kuvassa 31 esitetään asfalttirakennevaihtoehtoina sekä malli ATD että FFYS. ATD:stä esitellään avoimen tilan ja tunnelin erilaiset rakennekuvat. ATD on ollut menestyksekkäs vaihtoehto. Siinä pölkkyjä ei ankkuroida asfalttiin. FFYS -mallissa (Feste Fahrbahn mit Y-Stahlschwellen) käytettiin aiemmin ankkurointia, koska teräksiset Y -ratapölkkyt ovat melko keveitä. Nykyisin ankkurointia ei enää käytetä, kuten kuvasta nähdään. (Beecken 1994)



Figure 1: Railway line track bed ATD type construction. Cross-section

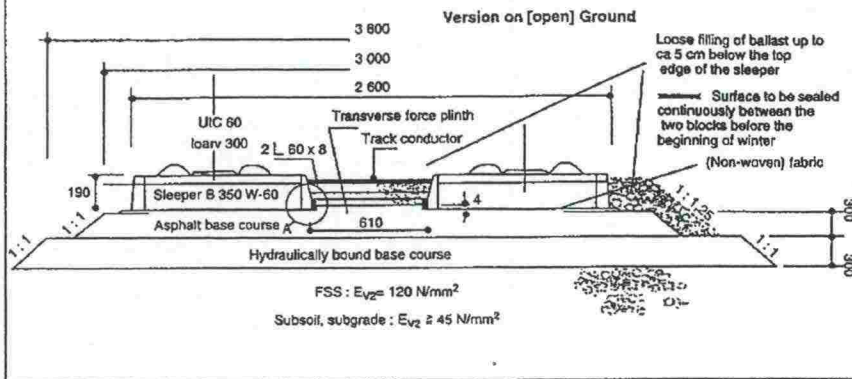


Figure 2: Railway line track bed ATD type construction. Cross-section

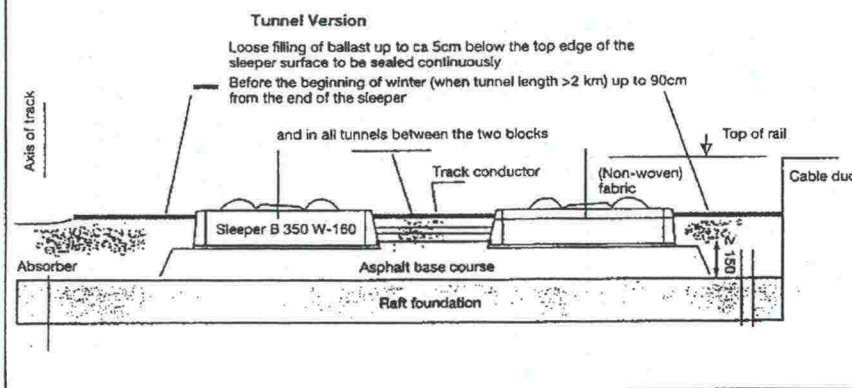
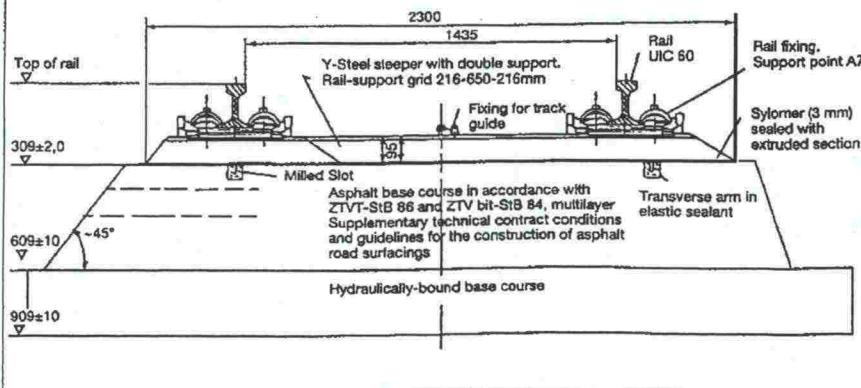
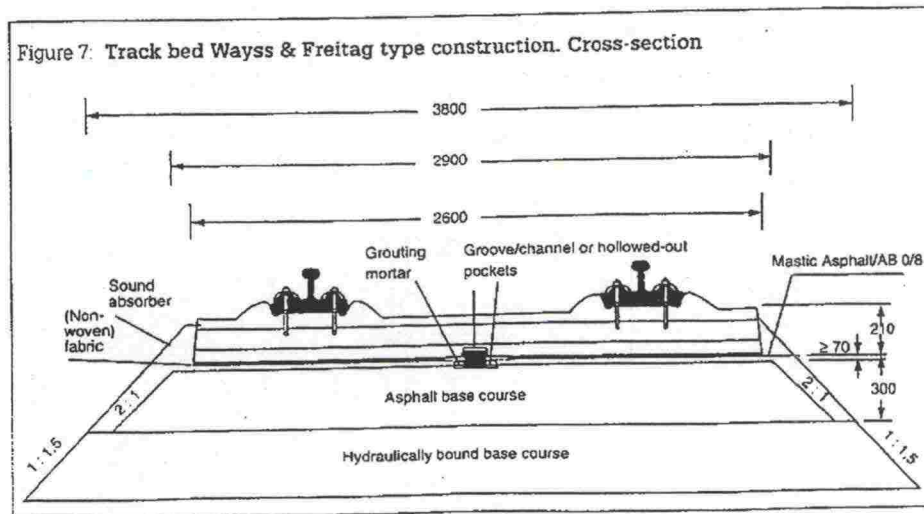
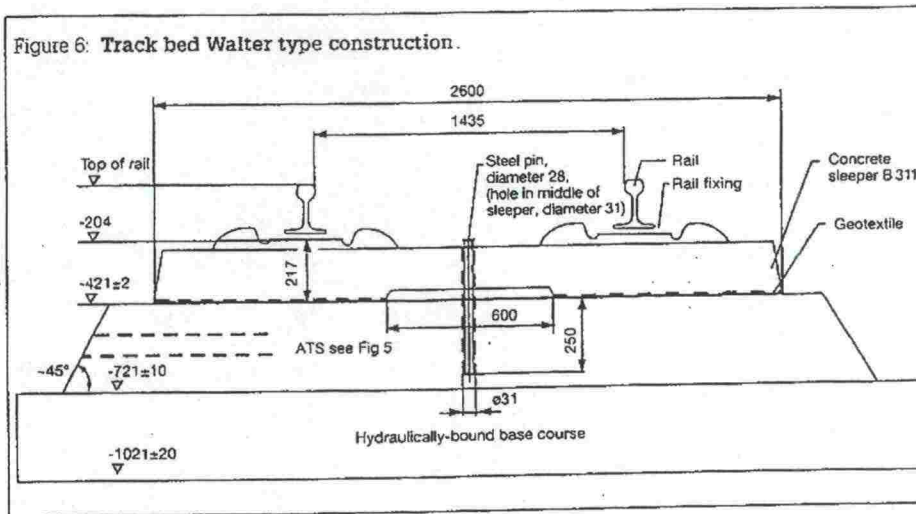


Figure 5: Railway line with FFYS type track bed construction. Cross-section



Kuva 31. Erilaisia asfalttirakennevaihtoehtoja, mallit ATD (avoin tila ja tunneli) ja FFYS (Beecken 1994)

Kuvassa 32 esitellään rakennevaihtoehtot Walter ja Wayss & Freitag. Mallissa Walter raskaat betonipölkkyt on ankkuroitu asfalttiin kiinni. Wayss & Freitag muistuttaa suuresti rakenteeltaan Walteria. (Beecken 1994)



Kuva 32. Erilaisia rakennevaihtoehtoja, mallit Walter ja Wayss & Freitag (Beecken 1994)

#### 4.1.3 Muut käyttökohteet

Asfalttia tai paremminkin eri bitumipohjaisia tuotteita voidaan käyttää ratarakenteissa myös muutoin kuin korvaamaan tukikerrosta. Lähinnä tärkeimmät käyttökohteet ovat alusrakenteen yläosan bitumistabilointi ja erilaiset bitumikerrokset muiden rakennekerrosten välissä.

Bitumia voidaan käyttää bitumistabilointiin rautateillä samoin kuin muuallakin. Bitumi soveltuu stabiloivaksi aineeksi lähinnä kuitenkin kitkamaalajeille. Kosteaa maaperää ei käy, sillä sen tiivistymisominaisuudet huonontuvat bitumin lisäyksen jälkeen. Bitumia käytetään stabiloinnissa joko sellaisenaan, emulgoituna tai vaahtona. Emulsiassa on bitumia noin 60% ja vettä, jossa on emulgointiainetta. Vaahtobitumi tehdään puhaltamalla höyryä kuuman bitumin läpi. Kaikkien menetelmien tarkoituksena on saada bitumi sekoittumaan maaperään. Kannattaa käyttää jäykintä mahdollista bitumia, joka saadaan sekoittumaan. Bitumi stabiloii maaperän muodostamalla siitä kiinteää massaa. (Selig & Waters 1994)



Bitumi lisää maaperän lujuutta ja vähentää sen vedenläpäisevyyttä. Liikaa bitumia lisättäessä lujuus vähenee, kun bitumikerroksen paksuus maapartikkelien välissä kasvaa. Vettä läpäisemätön rakenne saadaan, kun levitetään emulsiota alusrakennekerroksen päälle. Ohut bitumikerros rajoittaa myös veden suotautumista rakenteen läpi. Tämä tierakenteissa käytetty menetelmä saattaa olla hyödyllinen myös rautateillä. Pohjaveden pinnan täytyy tosin olla riittävän alhaalla, jotta vesi ei jää bitumin yläpuolelle. Hienoaines ei kulkeudu bitumikerroksen lävitse ylempiin rakennekerroksiin. (Selig & Waters 1994)

Alusrakenteen asfalttikerroksen toimivuutta voidaan arvioida normaalin alusrakenteen vaatimusten avulla, kuten myös asfaltin vaikutuksilla poikittaiseen ja pitkittäiseen radan vakavuuteen. Alusrakenteelle asetetut vaatimukset täyttyvät aivan kuten täysimittaisella asfalttibetonirakenteellakin. Suurin hyöty alusrakenteen asfalttikerroksella on päällysrakenteen myöhempi mahdollinen tiivistys tai jopa geometrian muuttaminen. Uudelleen rakentaminen on toki edelleen vaikeaa, mutta jos asfalttirakenne on hyvin suunniteltu, uusia toimenpiteitä ei aivan pian tarvita. Kaikki asfalttirakenteet päällystetään aina tukikerrosmateriaalilla, jotta voidaan suojella asfalttibetonia hapettumiselta ja lämpötilan haitallisilta vaihteluilta. (Selig & Waters 1994, Leykauf & Mattner 1998) Asfaltin jäykkyys riippuu akselipainoista, liikenteen määristä ja alusrakenteen jäykkyydestä. Tyypillinen pohjoisamerikkalainen rakenne on 100 – 200 mm asfalttibetonia ja 125 – 250 mm tukikerrosta sen päällä ennen pölkkyjä. (Selig & Waters 1994) Beeckenin mukaan asfalttikerroksen päällä oleva sepelikerros ei ole lainkaan hyvä ajatus. Erityisesti ongelmana saattaa olla lisääntynyt tärinä ainakin nopeiden junien kohdalla. (Beecken 1998)

Vaihtoehtoinen ratkaisu geovahvisteelle on sumuttaa bitumiemulsiota ohueksi lähes vedenpitäväksi kerrokseksi rakennekerrosten väliin. Bitumi ei tunkeudu hienoainesta sisältävien maa-ainesten sekaan halkeamia ja koloja lukuunottamatta. Murske sijoitettuna kerroksen päälle saattaa aiheuttaa bitumikalvoon reikiä ja siten vedenläpäisylle otollisia kohtia. Tämä voidaan estää sijoittamalla bitumikerroksen päälle hiekkaa suojakerrokseksi. Tehokkaampi tapa ratkaista ongelma on sijoittaa rakeinen materiaalikeros pohjarakenteen päälle ja sitten ruiskuttaa sellaista bitumia, joka tunkeutuu myös rakeisen materiaalin sisään täyttäen tyhjätilan. Bitumikerros voidaan ruiskuttaa myös tukikerroksen murskeen puhdistuksen yhteydessä. Näissä tapauksissa vettä läpäisemätön kerros saadaan aikaiseksi ennemminkin bitumin täyttämän tyhjätilan avulla kuin pelkästään bitumikerroksella muiden rakennekerrosten välissä. Bitumikerros pysyy ehjänä, kunhan jännitykset eivät hajota bitumitäytteisen tyhjätilan muodostamaa verkkoa. Bitumin päälle kertyvät vesitaskut voidaan estää muotoilemalla pinta sopivasti ennen bitumin levitystä. Myös bitumin alapuolelle mahdollisesti kertyvä vesi on otettava suunnittelussa huomioon. Bitumiruiskutus on normaalia geovahvistetta edullisempi ja helposti toteutettavissa nykyisillä menetelmillä ja välineillä. (Selig & Waters 1994)

Hyötynä asfalttirakenteesta on muun muassa alusrakenteeseen kohdistuvan paineen vähentäminen, jos asfalttirakenne on oikein suunniteltu. Jos asfalttibetonirakenne on ohuempi kuin perinteinen rakenne, sen routaeristysvaikutus saattaa olla vähäisempi. Alusrakenne ja tukikerros eivät pääse sekoittumaan käytettäessä asfalttirakennetta. (Selig & Waters 1994) Tukikerroksen sepeli ei pääse hankaamaan alusrakennetta, jos välissä on asfalttibetonikerros. Asfalttibetoni suojaa alempia kerroksia myös vedeltä.



Toisaalta asfalttibetoni estää veden virtaamisen ylöspäin alusrakenteesta. Esimerkiksi murskekerros kuivatuskerroksena asfaltin alla saattaa olla hyödyllinen, koska se veden johtamisen lisäksi muodostaa hyvän alustan asfalttibetonin levittämiseksi. Asfalttibetoni ei myöskään edistä kasvillisuuden kasvua. (Selig & Waters 1994) Esimerkiksi Sveitsissä käytetään bitumia tukikerroksen sepelin alla nimenomaan kasvillisuuden torjuntaan. (Pulli 1999)

Pohjaveden suojauksessa käytettäviltä asfalttirakenteilta vaaditaan vesitiiviyyttä sekä lujuutta kuormituksia vastaan. Asfalttirakenteen vesitiiviyteen vaikuttavat asfalttimassan ominaisuudet: kiviaineksen raekoko ja -jakauma, sideainepitoisuus, päällysteen tiivistäminen sekä päällysteen tyhjätila. Asfaltin oikealla suhteituksella on tiiviin rakenteen suunnittelussa huomattava merkitys. Asfalttia on mahdollista käyttää pohjaveden suojauksessa luiskarakenteissa (1:3, 1:4), mutta työteknisesti onnistunut lopputulos saavutetaan parhaiten tasaisilla kentillä. Asfalttimassa on homogeeninen materiaali, jolla tiivistettynä saadaan halutun muotoinen tasalaatuinen suojausrakenne. Erityisen hyvin asfaltilla ja bitumikäsittelyllä saadaan tiivistettyä läpivientien ja kiinteiden rakenteiden ympäristäytöt kuten esimerkiksi valaisinpylväiden, liikennemerkkien, sähkökaappien tms. rakenteiden ja asfalttitiivisteiden liityntäkohdat. (Ahlroos 1998)

## 4.2 Asfalttirakenteen ominaisuuksia

### 4.2.1 Suunnittelu

Suosittelavaa on käyttää rautateille normaalia tien alusrakenteen kiviainesta (Suomessa maksimiraekoko on 22 tai 32 mm, Yhdysvalloissa 25 – 37 mm), mutta hieman enemmän bitumia ja hienoaainesta. Suhteutus tehdään niin, että asfalttibetonista tulee tiivistä (kuva 33). Tiivistetyssä asfalttibetonissa tulisi tyhjätilan olla 1 – 3%. (Selig & Waters 1994, Rose 1990, NAPA 1989) Asfaltti siis suhteitetaan siten, että sideainepitoisuus on suuri ja tyhjätalapitoisuus on pieni. Sideaineena käytetään ainakin ylimmissä kerroksissa polymeerimodifioituja bitumeja (Beecken 1998 ja 1993) Tällainen asfalttibetoni kovettuu mahdollisimman vähän, ja joutuu kestäämään hyvin vähän lämpötilavaihteluja tai veden vaikutusta, jos tukikerros tai muu sepelikerros suojaa sitä. Siten se tarjoaa vakaan ja vettäpitävän alustan, joka kestää dynaamisia kuormia ja säilyttää radan geometrian. Pieni tyhjätila ja suuri bitumipitoisuus takaavat asfaltille pitkän iän. Asfalttikerros on kestävä ja läpäisemätön. Se kestää hyvin kuormitusta eikä deformoidu herkästi. (NAPA 1989, Rose 1990)

TABLE I.  
Composition of Dense-Graded Hot Mix  
Asphalt Trackbed Paving Mix

Sieve Size	Amount Finer, Weight %*
1.5 in. (37.5 mm)	100
1.0 in. (25.0 mm)	90-100
0.5 in. (12.5 mm)	56-80
No. 4	29-59
No. 8	19-45
No. 50	5-17
No. 200	1-7**

Asphalt Cement (weight as a percentage of total mixture) 3-9\*\*

\* ASTM D3515 for medium traffic conditions.

\*\* Selected to provide 1% to 3% air void content in the compacted mix and a minimum VMA (Voids in Mineral Aggregate) of 12%.

Kuva 33. *Asfalttibetonin suhteutus (NAPA 1989)*

Yleisesti suositellaan, että asfalttibetonin leveys olisi 450 - 610 mm ratapölkyn pään yli. Kokonaisleveydeksi yhdelle kiskoparille tarvitaan siten noin 3,3 - 3,7 m leveä massakerros. Erityistapauksissa, kuten kaarteissa tai ylikäytävissä, käytetään tietysti leveämpää asfalttibetonia riittävän pitkillä matkalla. (Rose 1990, NAPA 1989)

Tähän mennessä ainakin Yhdysvalloissa asfalttikerroksen paksuus on valittu liikenteen ja alusrakenteen ominaisuuksien avulla, mutta melko mielivaltaisesti. Suunnittelumenetelmät perustuvat rajoitettuun kokemukseen testirakenteista ja ovat melko perinteisiä. Menetelmät perustuvat KENTRACK -ohjelmaan, joka on kehitetty Kentuckyn yliopistossa. Ratapenger ajatellaan siinä kolmikerroksiseksi elastiseksi systeemiä, joka koostuu tukikerroksesta, asfalttibetonista ja alusrakenteesta. (NAPA 1989)

Asfalttikerroksen suunnittelumenetelmä on suoraan sovellettavissa seuraavaan normaalitilanteeseen: (NAPA 1989)

- 147 kN pyöräkuorma tai 100 tonnin vaunu (amerikkalainen tonni = 0,9 SI -tonnia)
- 68 kg RE -raide
- Puupölkkyt 510 mm:n välein
- Aluslevyn lujuus 1,2 GN/m
- Tukikerroksen aiheuttama paine 52 MPa
- Asfalttibetonin kimmomoduli 3,5 GPa
- Asfalttikerroksen paksuus on funktio junaliikenteestä ja alusrakenteen tuesta.

**TABLE II.**  
**Thickness Design in Inches for**  
**Underlayment HMA Trackbed System.**  
**Thickness of Ballast ( $T_B$ ) and Thickness**  
**of HMA ( $T_A$ ) for Various Combinations of**  
**Train Traffic and Subgrade Support**

Subgrade Support	Train Traffic			
	Light 8 MGT/Y	Medium Light 16 MGT/Y	Medium Heavy 32 MGT/Y	Heavy 48 MGT/Y
Excellent $E_s = 30,000$ CBR = 20	$T_B = 5^*$ $T_A = 3^*$	$T_B = 5$ $T_A = 3$	$T_B = 6$ $T_A = 3$	$T_B = 7$ $T_A = 3$
Good $E_s = 15,000$ CBR = 10	$T_B = 5$ $T_A = 4$	$T_B = 5$ $T_A = 4$	$T_B = 7$ $T_A = 4$	$T_B = 9$ $T_A = 4$
Fair $E_s = 7,500$ CBR = 5	$T_B = 5$ $T_A = 4$	$T_B = 8$ $T_A = 4$	$T_B = 14$ $T_A = 4$	$T_B = 18$ $T_A = 4$
Poor $E_s = 3,000$ CBR = 2	$T_B = 17$ $T_A = 6$	$T_B = 24$ $T_A = 6$	$T_B =$ NA $T_A =$	$T_B =$ NA $T_A =$

NA—Not an Appropriate Design, Subgrade too Weak for Loading, Subgrade Quality must be Improved

MGT/Y—Million Gross Tons per Year

$E_s$ —Subgrade Resilient Modulus in PSI

CBR—Subgrade California Bearing Ratio

\*—Minimum Ballast and HMA Thicknesses = five inches (125 mm) and three inches (75 mm), respectively

1 in. = 25.4 mm

1 MGT = 0.9 MG metton (MGT)

Kuva 34. Asfaltti- ja tukikerroksen mitoitus (NAPA 1989)

Yhdysvalloissa junaliikenne on jaettu seuraaviin luokkiin: (NAPA 1989)

Kevyt	50 000 kuormituskertaa / a	8 miljoonaa tonnia / a (amer. tonni)
Melko kevyt	100 000 kuormituskertaa / a	16 miljoonaa tonnia / a (amer. tonni)
Melko raskas	200 000 kuormituskertaa / a	32 miljoonaa tonnia / a (amer. tonni)
Raskas	300 000 kuormituskertaa / a	48 miljoonaa tonnia / a (amer. tonni)

(Huom. amerikkalainen tonni vastaa 0,9 tonnia SI-järjestelmässä)



**TABLE III.**  
**Thickness Designs in Inches**  
**for Overlayment HMA Trackbed System**  
**for Various Combinations of Train**  
**Traffic and Subgrade Support**

Subgrade Support	Train Traffic			
	Light 8 MGT/Y	Medium Light 16 MGT/Y	Medium Heavy 32 MGT/Y	Heavy 48 MGT/Y
Excellent $E_s = 30,000$ CBR = 20	6 in.	10 in.	13 in.	14 in.
Good $E_s = 15,000$ CBR = 10	10 in.	13 in.	16 in.	18 in.
Fair $E_s = 7,500$ CBR = 5	13 in.	17 in.	NA	NA
Poor $E_s = 3,000$ CBR = 2	NA	NA	NA	NA

NA—Not an Appropriate Design, Subgrade too Weak for Loading, Subgrade Quality must be Improved

MGT/Y—Million Gross Tons per Year

$E_s$ —Subgrade Resilient Modulus in PSI

CBR—Subgrade California Bearing Ratio

1 in. = 25.4 mm

1 MGT = 0.9 MG metton (MGt)

Kuva 35. Asfalttikerroksen mitoitus (NAPA 1989)

Alusrakenteen tarjoamalle tuelle taas pätee: (NAPA 1989)

Erinomainen	$E_s = 207 \text{ MN/m}^2$ tai CBR = 20
Hyvä	$E_s = 104 \text{ MN/m}^2$ tai CBR = 10
Välttävä	$E_s = 52 \text{ MN/m}^2$ tai CBR = 5
Huono	$E_s = 21 \text{ MN/m}^2$ tai CBR = 2

CBR -luvulla tarkoitetaan CBR -kokeesta (California Bearing Ratio) saatua lukua, joka kuvaa maanäytteen kantavuutta tutkitussa kuivairtitiheydessä ja vesipitoisuudessa. (Lindgren & Haasmaa 1989)

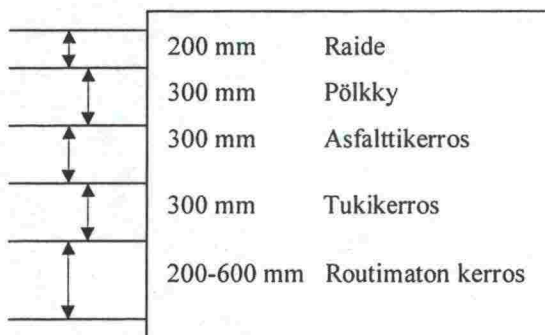
Kuvista 34 ja 35 saadaan oikean junaliikenteen ja alusrakenteen kohdalta selville tarvittavat kerrospaksuudet. Tässä on huomattava, että tukikerroksen paksuus lasketaan pölkyn alapinnasta lukien, kun Suomessa tukikerroksen paksuus määritellään KV:sta alaspäin. Kuva 34 kertoo tukikerroksen alle osaksi tukikerrosta sijoitettavan asfalttikerroksen ja tukikerroksen paksuuden eri tilanteissa. Yleensä suositellaan

minimipaksuista asfalttibetonia. Minimi määräytyy alusrakenteen ominaisuuksista. Parhaallakin alusrakenteella tämä minimi on 75 mm. Tukikerroksen minimipaksuus on 125 mm, jotta normaalit kunnossapitotoimenpiteet voidaan hoitaa tavallisella kalustolla. Joissain tapauksissa on edullisempaa parantaa alusrakenteen ominaisuuksia kuin kasvattaa asfaltin tai tukikerroksen paksuutta. Kuvassa 35 esitetään täysimittaisen asfalttikerroksen mitoitus eri tilanteissa. Maksimi kerrospaksuus on 510 mm. Tämä rakenneratkaisu on järkevä vain hyvällä tai erinomaisella alusrakenteella. (NAPA 1989)

Rose toteaa, että tarvittava kerrospaksuus riippuu tukikerroksesta, alusrakenteesta ja liikennemäärästä (tonnisto). Tyypilliset kerrospaksuudet ovat 100 - 200 mm sepelikerroksen alla tai 200 - 300 mm pelkkänä asfalttikerroksena. (Rose 1990)

Asfalttikerroksen paksuuden määrittely perustuu koko suunnitteluajanjakson kaikille kuormille. Asfalttikerroksen suunnitteluikä voidaan pitää 30 vuotta. Deformaatiota ei kuitenkaan ole välttämätön mitoittaa kuin viideksi vuodeksi, sillä asfalttikerroksen päällä olevaa mursketta kunnostamalla saadaan myös painumat oioittua. Täysimittaisen asfalttikerroksen ollessa kyseessä tämä ei tietenkään ole mahdollista. (NAPA 1989)

Beecken toteaa saksalaisesta käytännöstä, että asfalttirakenne on yleensä noin 300 mm paksu heti pölkkyjen alla (kuva 36). Kahdeksankymmentäluvun lopulle asti käytettiin teräspölkkyjä. Seuraavaksi siirryttiin raskaisiin betonipölkkyihin. Asfalttisen tukikerroksen ja pölkyn välissä käytetään elastista materiaalia. Terästä käytetään betonin ja asfaltin välissä sallimaan vähän (poikittaista) liikettä. Pölkkyjen välit täytetään sepelillä, jotta myös melu saadaan kuriin. Varsinaisen ratarakenteen kantavuusominaisuuksiin sepelillä ei ole mitään vaikutusta. (Beecken 1998 ja 1993)



Kuva 36. Asfalttirakenteisen radan tyypillinen poikkileikkaus Saksassa

Beeckenin mukaan 200 km/h:n nopeus edellyttää 220 mm:n asfalttista tukikerrosta. Joillain testipaikoilla on ajettu jopa 300 km/h. (Beecken 1998 ja 1994) Jos pohjarakenteen tai maaperän ominaisuudet ovat huonot, asfalttia voidaan käyttää myös tukikerroksen alla. Tällöin kuitenkin nopeiden junien kohdalla voi tärinästä tulla ongelma. Beeckenin mukaan asfaltti tukikerroksen alla on huono ratkaisu erityisesti silloin, kun tukikerros on normaalia mursketta. Asfaltti saattaa myös murtua, jos pohjana on "liian hyvä" sementillä sidottu rakenne (cementbound base). (Beecken 1998)

Asfalttirakenteiden suunnittelu perustuu Saksassa tienrakennuksen normeihin. Tienrakennuksesta poikkeavia ja myös lisävaatimuksia aiheuttavia seikkoja ovat



staattinen kuorma, dynaaminen kuorma, elinikä ja suurempi sideainepitoisuus, asfaltin paikannus (korkeusasema yms.), tasaisuus ja kunnossapito. (Beecken 1998)

Uudempaa kehitystä edustaa varsinkin Saksassa niin sanottu solid track. Siinä ideana on rakentaa koko ratarakenne jäykäksi. tällainen rakenne voidaan toteuttaa myös betonista. Leykauf ja Mattner toteavat solid trackin eduksi vielä sen, että pyörrevirtajarrujen käyttö on mahdollista kaikissa olosuhteissa toisin kuin sepelirakenteella (Leykauf & Mattner 1998)

Kirjassa Asphalt im Strassenbau esitetään myös yksi saksalainen vaihtoehto kiinteälle ratarakenteelle. Sen mukaan asfalttikerrosten yhteispaksuus on myös Beeckenin mainitsema 300 mm. Ylimpänä kerroksena on 40 mm tierakenteen kulutuskerroksen asfalttibetonia, jonka suurin raekoko on 11 mm (Suomessa 12 mm). Tyhjätilan on oltava valmiissa rakenteessa 1-3 %. Tämä ylin kerros voidaan toteuttaa myös kivimastikiasfaltista (SMA 12 tai SMA 8). Käytettävä bitumi on joko polymeerimodifioitua PmB 65 tai PmB 85A bitumia (Suomessa esim. KB85) tai jopa luonnonasfaltilla parannettua bitumia. Tunneleissa voidaan käyttää tavallista bitumia 65 tai 80 (Suomessa B50/70 tai B70/100), koska lämpötilaerot ovat hyvin pienet. Kolme seuraavaa kerrosta rakennetaan kantavan kerroksen asfaltista (ABK). Ylin näistä on 60 mm paksu ja suurin käytettävä raekoko siinä on joko 16 tai 22 mm. Kaksi alinta kerrosta ovat 100 mm paksuja. Niissä käytetään joko 22 tai 32 mm maksimiraekokoa. (Hutschenreuther & Wörner 1998, PANK 1995)

Havaittavissa on selvä koulukuntaero saksalaisten ja yhdysvaltalaisien välillä. Saksassa ollaan menossa kiinteää ratarakennetta kohti, jolloin koko rakenne voidaan toteuttaa asfaltista. Yhdysvalloissa taas suositaan ennemminkin tukikerroksen alaosan korvaamista asfalttibetonilla. Tämä ero saattaa myös johtua maiden erilaisesta liikennekulttuurista ja varsinkin erilaisesta junaliikenteestä ja siihen käytettävästä kalustosta.

#### 4.2.2 Rakentaminen

Yhdysvalloissa asfalttinen ratarakennekerros tehdään normaaleja tietekniikan keinoja käyttäen. Levitykseen käytetään tavallista levitintä ja massa tiivistetään mielellään täryjyrällä. Tavoitteena on saavuttaa mahdollisimman pieni tyhjätila. Normaalisti asfaltti levitetään korkeintaan 100 mm:n kerroksissa, mutta jopa 150 mm on mahdollista tiivistää hyvin. Heti asfaltin teon jälkeen rakennetaan päällysrakenne käyttäen kumipyöräkalustoa. (NAPA 1989)

Saksalaisesta käytännöstä todetaan, että kantavan kerroksen rakentamisessa voidaan käyttää tietekniikan normeja, mutta korkeusaseman ja tasaisuuden suhteen on käytettävä korkeampia vaatimuksia. Esimerkiksi pölkkyjen korkeustaso ja asennustarkkuus vaatii suurempaa tarkkuutta kuin sepelirakenteella. Pölkkyjen korkeustoleranssi saa olla korkeintaan  $\pm 2$  mm. Hyvään lopputulokseen päästään esimerkiksi käyttämällä levittimessä kovatiivistyspalkkia. Parhaassa tapauksessa vältetään kokonaan jyräyksen tarpeelta. Myös tienrakennus voi hyötyä rautateillä käytettävästä korkeammasta vaatimustasosta. (Hutschenreuther & Wörner 1998, Leykauf & Mattner 1998)



### 4.2.3 Kunnossapito

Asfalttirakenteisen radan kunnossapitoon vaikuttaa ennen kaikkea käytetty asfalttirakenne. Jos tukikerros tai edes sen yläosa on normaalia murskettä, kunnossapito hoituu pääsääntöisesti tavanomaisella kalustolla normaaliin tapaan. Jos rakenne on kokonaan asfalttia, pitää kunnossapito hoitaa muilla konsteilla. Asfalttirakenteita puolustellaan yleensä sillä, että ne vaativat ylipäänsä paljon vähemmän kunnossapitotoimenpiteitä kuin perinteinen ratarakenne.

Deutsche Bahn AG:n koekohteessa purettiin koerakennetta ja tutkittiin eri kerroksia silmämääräisesti ja otettiin myös porakappaleita. Painumamittauksista selvisi, että kimmainen muodonmuutoskäyttäytyminen ei ole muuttunut useimmissa tapauksissa ollenkaan (2 tai 8 vuotta rakentamisesta). Pohjamaan painuminen voi aiheuttaa muutoksia. Lämpötilat on myös otettava huomioon (Leykauf & Mattner 1998). Saksalainen uusin tieto on, että asfalttirakenteisen radan korjaaminen onnistuu nopeudella 100 m / 8h. Käyttöiäksi arvioidaan jopa 60 vuotta. (Beecken 1998)

Saksassa on tutkittu varsin paljon asfalttirakenteita. Suoritettuja testejä ja mittauksia asfalttirakenteisilla radoilla ovat muun muassa seuraavassa kuvassa (37) Beeckenin esittämät testit: (Beecken 1998)

- Tension in rail
- Deflection of rail
- Deflection of asphalt
- Tension in the subgrade
- Alignment of the track
- Lateral displacement of the track
- Longitudinal displacement of the track
- Noise measurements
- Temperature measurements
- Fire/burning test
- Derailing test
- Repair test

*Kuva 37. Asfalttirakenteille tehtyjä testejä (Beecken 1998)*

Suomessa ei asfalttirakenteita ole teoreettisesti juuri tutkittu ja olemassa olevia asfalttikoerakenteita ei ole ainakaan suuremmassa mittakaavassa testattu eikä niiden käyttäytymistä ole seurattu.

### 4.2.4 Taloudellinen arviointi

Asfalttirakenteen taloudellinen arviointi on hankalaa, kun pelkkä rakennuskustannus ei kerro koko totuutta. Pitkän aikavälin kustannuksia taas ei voida kovin tarkasti edes arvioida, sillä tutkimustuloksia asfalttirakenteen pitkäaikaiskestävyydestä Suomen rataverkolla ei ole olemassa.

Verrattuna perinteiseen ratapengerrakenteeseen, asfalttiset rakenteet saattavat olla huokeampia. Erityisesti hankalat pohjaolosuhteet ovat omiaan asfalttisilla rakenteilla toteutettaviksi. Joissain tapauksissa voidaan perustamis- ja vahvistamistyöt jättää kokonaan pois tai muuten käyttää ohuempia kerroksia tai rakentaa asfalttikerros huonommalle alusrakenteelle kuin normaali rakenne. Asfaltin määristä saa käsityksen kuvasta 38. (NAPA 1989)

Asfalttikerroksen kustannuksiin vaikuttavat muun muassa kiviaineksen ja bitumin hinta ja saatavuus, asfalttimassan kuljetusmatka ja -aika, projektin koko ja työmaan liikkumisjärjestelyt. Asfaltin aiheuttamat ylimääräiset kustannukset voidaan eliminoida osittain tai jopa kokonaan korvaamalla tukikerrosta ohuella asfalttikerroksella. Jos tarvitaan kallista tukikerroksen stabilointia tai huomattavaa tukikerroksen kuivatusta, asfalttirakenne saattaa olla jopa halvempi ratkaisu. Erään laskelman mukaan sorakerroksen alle rakennettava asfalttikerros lisää kustannuksia vain 3%. Toisen tutkimuksen mukaan ylläpitokustannukset voivat laskea jopa dramaattisesti asfalttirakenteisella radalla. (Rose 1990, NAPA 1989)

TABLE IV. HMA Quantity Determinations

Mat Thickness (in.)	Tons of Mix*	
	Per Track Foot	Per Square Yard
3	0.21	0.16
4	0.28	0.21
5	0.35	0.26
6	0.42	0.32
7	0.49	0.37
8	0.56	0.42

\* Based on a HMA compacted density of 140 lb/ft<sup>3</sup> (2240 kg/m<sup>3</sup>) and a mat width of 12 ft. (3.6 m).  
 1 ton/track foot = 3.61 metton/track meter  
 1 ton/ft.<sup>2</sup> = 11.84 metton/m<sup>2</sup>

Kuva 38. Asfalttimassan määrä (NAPA 1989)

Beeckenin mukaan asfaltin hinnat Saksassa ovat seuraavat: 5-10 km pitkä asfalttirakenne on kolmekymmentä prosenttia normaalia rakennetta kalliimpi. Jos sementtiä ei käytetä lainkaan missään rakennekerroksessa, ollaan enää kymmenen prosenttia normaalia kalliimmassa hintaluokassa. Jos käytetään vain 200 mm paksua asfalttikerrosta, päästään normaaliin hintaan. Tällainen rakenne toimii kuitenkin vielä 225 kN:n akselipainolla. Jopa 300 kN:n akselipainoja on testattu vuodesta 1994 alkaen hyvin tuloksin. (Beecken 1998)

Niin sanotun solid trackin kustannuksista Saksassa todetaan, että maapenkereelle se on hieman kalliimpi rakentaa kuin perinteinen sepelikerros. Kokonaistaloudellisessa vertailussa ainakaan nopeiden junien käyttämillä radoilla sepeli ei kuitenkaan vastaan kaikkia vaatimuksia. Rakenteen kimmoisuusominaisuuksia pitää parantaa, jotta kunnossapidon määrää voitaisiin vähentää. (Leykauf & Mattner 1998)



### 4.3 Asfalttiset ratarakenteet maailmalla

#### 4.3.1 Saksa

Saksassa on perinteisesti pidetty rautateillä betonirakenteista, koska nykyisin jo eläkkeellä oleva professori Josef Eisenmann on suunnannut kehitystä tähän suuntaan. Tällä hetkellä asfaltti on kuitenkin jo hyväksytty rakennevaihtoehtona myös Deutsche Bundesbahnilla. Vuoden 1986 jälkeen on Saksassa rakennettu yhteensä yli 80 kilometriä asfalttirakenteista rautatietä. Junakaluston akselipainot kyseisillä liikennepaikoilla ovat viidenkymmenen ja kolmensadan kN:n välillä. (Beecken 1998) Saksassa asfaltin käyttöä perustellaan suurien nopeuksien vaatimuksilla, pidemmillä kunnossapitoväleillä ja miellyttävämmällä matkustusmukavuudella. (Kaksonen 1991) Asfalttia käytetään myös raitiotiekiskojen alla. (Beecken 1998)

#### 4.3.2 Yhdysvallat

Yhdysvalloissa asfalttia on käytetty pieniä määriä itse asiassa aivan rautateiden alkua ajoilta lähtien, sillä ensimmäinen asfalttikerros rakennettiin Kaliforniassa ratarakenteeseen jo vuonna 1894. Öljykriisi 1970 -luvulla hillitsi osaltaan bitumin käytön kehittymistä. (Kaksonen 1991) Useimmat pohjoisamerikkalaiset asfalttirakenteet on rakennettu lyhyiden rataosien perusparannustarkoituksiin, kuten vaihteiden, siltojen, tunneleiden ja tasoristeysten korjauksiin. Nämä ovat yleensä ongelmakohtia kunnossapidolle. (Selig & Waters 1994) Kaikki testikohteet ovat toimineet erittäin hyvin. Hieman normaalia korkeammat kustannukset näyttäisivät kompensoituvan pitkän aikavälin pienenevillä ylläpitokustannuksilla. (NAPA 1989)

#### 4.3.3 Muut maat

Kiinnostus kiinteisiin ratarakenteisiin, eli erityisesti asfalttipohjaisiin ratkaisuihin on kasvanut niin Euroopassa kuin muuallakin maailmassa. (Beecken 1998) Muun muassa Itävallassa, Italiassa, Sveitsissä ja Isossa Britanniassa (muun muassa Kanaalin tunnelissa) asfalttirakenteita on käytetty jo vuosikymmenten ajan. (Leykauf & Mattner 1998, Kaksonen 1991)

### 4.4 Suomalaiset kokemukset

#### 4.4.1 Rautatiet

Asfalttisia rakenteita on Suomessa toteutettu tasaiseen tahtiin. Hyviä esimerkkejä ovat Karjaan ratapihan kolmen vaihteen alle rakennettu 130 m pitkä asfalttikerros ja esimerkiksi Säkäniemi – Niirala – suoalueen 2,2 kilometrin asfalttirakenne. Myös Hyvinkää – Karjaa – välille on suoalueelle rakennettu asfalttikerros. (Suomalainen, J. & Anttonen T. 1999) Erityisesti siirtymälaatat, rummut ja leikkaukset ovat sellaisia kohteita, joissa asfalttirakenteita ajatellaan käytettävän entistä enemmän.

Tyypillinen rakenne koostuu kolmesta kerroksesta ja on yhteensä 150 mm paksu. Alimpien kahden kerroksen väliin asennetaan muovinen lujiteverkko. Asfalttikerroksen



päälle rakennetaan normaali tukikerros, eli asfaltilla ei yritetä korvata tukikerrosta. Paremminkin asfalttikerroksella yritetään tukea alusrakennetta. Asfaltin käyttäytymiseen ollaan yleisesti tyytyväisiä, eli mitään ihmeellistä ei ole tullut vastaan. Tarkempaa seurantaa ei ole suoritettu. Raiteentarkastusvaunun tiedoista voi tarkistaa geometrian muutokset. (Suomalainen, J. & Anttonen T. 1999)

Siuntiossa maabetonirakennetta käytetään vastaavassa tilanteessa kuin voitaisiin käyttää myös asfalttia. Ainoa ero on siinä, että maabetonikerros on hieman asfalttiberonikerrosta syvemmällä. Maabetonilaatta saattaa olla hieman jäykkä laatan loppumiskohdassa. Muutoin se vastaa ominaisuuksiltaan asfalttiberonikerrosta. Asfalttiberonikerros on tosin hieman helpompi rakentaa. (Suomalainen, J. & Anttonen T. 1999)

#### **4.4.2 Metro- ja raitiotieverkko**

Asfalttisia rakenteita ei Suomen metroradalla ole käytetty lainkaan. Raitiotieverkolla asfalttisia kohteita on toteutettu säännöllisesti, joskin melko pienissä määrin. Merkittävimpiä kohteita ovat Itämerenkatu ja Mannerheimintie. Tyypillisesti 200 millimetrin asfalttikerros kiskoja alle rakennetaan AB16:sta. Esimerkiksi juuri Mannerheimintiellä raitiotiekiskoja siirtäminen tien keskelle muun liikenteen raskaasti kuormittamalla alustalle oli erinomainen tilanne hyödyntää asfaltin ominaisuuksia. Tavallisesti asfalttirakenteen ei ajatella vaimentavan tärinää aivan yhtä hyvin kuin normaali raudoitettu betonilaatta. Betonilaatassa on riittävästi massaa, jotta raitiovaunu ei yliajaessaan aiheuta suhteettoman suurta häiriötä. Asfalttisista rakenteista ei kaiken kaikkiaan ole riittävästi kokemusta, jotta niitä voitaisiin käyttää yhtä laajassa mittakaavassa kuin betonisia rakenteita. (Myllymäki 1999)

### **4.5 Päätelmät**

#### **4.5.1 Yhteenveto ulkomaisista tutkimuksista**

Asfalttisia ratarakenteita on rakennettu ja ollaan edelleen rakentamassa tasaiseen tahtiin ympäri maapalloa. Varsinaista bitumisten tuotteiden läpimurtoa ei kuitenkaan ainakaan vielä ole tapahtunut. Odotettavissa kuitenkin on, että varsinkin Suomea lämpimämmissä maissa asfalttiberonisten rakennekerrosten käyttö ratarakenteissa ei ainakaan vähene nykyisestä.

Käytännön rakentaminen vaatii vielä lisätutkimusta. (NAPA 1989) Laboratoriokokeiden avulla voidaan tutkia vain yksittäisiä kohteita, kokonaisuuksien hahmottamiseen tarvitaan todellisiin kohteisiin rakennettuja instrumentointikohteita. (Leykauf & Mattner 1998)

Selig ja Waters esittävät kaksi vaatimusta, jotka on otettava huomioon ennen täysimittaisen asfalttiberonirakenteen rakentamista:

- Ratarakenteen kimmoisuuden ja vaakasuorien voimien pitää olla hyväksyttävissä rajoissa.
- Asfalttiberonirakenne määrittää radan geometrian pysyväksi. (Selig & Waters 1994)

Rose toteaa, että uusien rautatielinjojen rakentaminen tai nykyisten täydellinen peruskorjaaminen tarjoavat hyviä mahdollisuuksia asfalttirakenteille, koska tällöin voidaan käyttää normaalia levityskalustoa. Erityisiä asfalttirakenteiden etuja hän mainitsee seuraavassa luetteloidut seikat. (Rose 1990)

- Vesipitoisuus tukikerroksessa heti asfalttikerroksen alla pysyy alhaisena (samana kuin mitä se on rakennusvaiheessa) jopa useiden vuosien ajan. Vedeneristysvaikutus ja hyvä kuormankantokyky ovat pääedut asfalttirakenteilla.
- Murskekerroksen eristäessä asfalttikerrosta bitumi ei juurikaan kovene, halkeile tai muutoin huonone. Eristettynä asfaltin jäykkyys pysyy lähes vakiona ympäri vuoden ainakin Yhdysvalloissa.
- Käytetyn asfalttikerroksen paksuus vaikuttaa vain vähän rakenteen suhteellisen kimmoisuuden ja jäykkyyden arvoihin.
- Radan geometria tai kiskojen korkeusasema ei asfalttirakenteisella radalla muutu merkittävästi vuosienkaan myötä edes raskaan liikenteen osuuksilla. (Rose 1990)

Myös Beecken listaa asfaltin hyviä ominaisuuksia. (Beecken 1993)

- Asfalttikerros on taipuisa, elastinen ja voidaan asentaa ilman saumoja.
- Heti kun asfalttikerros on jäähtynyt, voidaan sen päällä ajaa rakennuskalustolla.
- Asfalttirakenteinen rata ei tarvitse juurikaan kunnossapitoa.
- Tunneleissa voidaan matalia teräspölkkyjä ja ohuita asfalttikerroksia käyttämällä säästää huomattavasti kallista tilaa.
- Asfalttirakenne kestää hyvin kuormitusta ja jakaa sen tasaisesti alusrakenteelle.
- Asfalttibetoni eristää alusrakennetta vedeltä ja parantaa siten alusrakenteen ominaisuuksia.

#### 4.5.2 Jatkotutkimus ja –toimenpiteet

Asfalttisia ratarakenteita on ainakin Suomen olosuhteissa vielä tutkittava lisää. Erityisesti talven vaikutuksista ei ole riittävästi tietoa. Raskaammista akselipainoista ja niiden vaikutuksista asfalttisiin ratarakenteisiin ei ole olemassa juuri mitään tutkimuksia. Kunnollinen kenttäkoe kertoisi paljon tärkeää tietoa asfaltin soveltuvuudesta, mutta pitkäaikaiskestävyyttä varten instrumentointia tai muuta havainnointia pitää jatkaa useita vuosia. Suositeltavaa olisikin rakentaa riittävän pitkä koekohde erilaisista asfalttirakenteista. Erityisen tärkeää olisi järjestää koekohteelle raskasta liikennettä ja instrumentoida kohde riittävän pitkäksi ajaksi.

Jo olemassaoleville asfalttirakenteille pitäisi järjestää seuranta. Ainakin raiteentarkastusvaunun tuloksista voitaisiin nähdä asfalttirakenteiden käyttäytymiseen liittyviä seikkoja. Myös Koivukylän maabetonirakenne olisi mielenkiintoinen seurantakohde.

Asfalttirakenteiden käytöstä rataverkolla kannattaisi tehdä markkinatutkimus, jossa selvitetäisiin sopivien ongelmakohteiden määrä, kunnossapidon nykyinen tilanne, investointien hinta, takaisinmaksuaika ja seurannan järjestäminen. Sopivia kohteita olisivat ainakin siirtymärakenteet, tasoristeykset ja vaihteet. Yhteyshenkilöinä VR:n puolelta voisivat olla esimerkiksi Esko Torri, Matti Pöljö ja Kari Koskinen. Ajankohtainen tällainen tutkimus voisi olla vuonna 2000.



## 4.6 Viitteet

1. Ahlroos, Päivi. 1998. Asfalttiset rakenteet tieluiskien pohjavesisuojauksessa, Teknillinen korkeakoulu, Tietekniikan laboratorio A48, ISBN 951-22-4310-5, ISSN 0784-8617, Otaniemi, 137s
2. Beecken, Gerhard. 1993. Asphalt railway track beds for tomorrow's high-speed and heavy traffic, Application, EAM 4/1993, Hamburg, s. 25-30
3. Beecken, Gerhard. 1994. Railways, Further developments in railway lines on asphalt base-courses, Shell Bitumen Review 68, Deutsche Shell AG, 3s
4. Beecken, Gerhard. 1998. Esitelmä, Deutsche Shell Aktiengesellschaft, PANK päivä, Hotelli Haaga, 19.11.1998
5. Hutschenreuther, J. & Wörner, T. 1998. Asphalt im Strassenbau, Aus der Praxis des Verkehrsbaus, Verlag für Bauwesen, Berlin, ISBN 3-345-00613-8, s. 285-288
6. Kaksonen, Arvo. 1991. Use of asphalt in railway track beds, Raportti, 16s
7. Leykauf, G. & Mattner, L. 1998. Feste Fahrbahn mit Asphalttragschicht, EI - Eisenbahningenieur (49) 8/98, Eisenbahningenieur, s. 36-42
8. Lindgren, Pentti & Haasmaa, Ari. 1989. Tien rakenteeseen liittyviä tutkimuksia trooppisilla ja subtrooppisilla alueilla, TKK tietekniikka T34, Otaniemi, 61s
9. Myllymäki, Pentti. 1999. Haastattelu, Helsingin kaupungin liikennelaitos, Ratatoimi
10. NAPA. 1989. Simplified design guide for hot mix asphalt (HMA) railroad trackbeds, Report IS - 99, National Asphalt Pavement Association, 8s
11. PANK ry., 1995. Asfalttinormit 1995, Päällystealan neuvottelukunta, Helsinki, 76 s
12. Pulli, Kari. 1999. Haastattelu, Ratahallintokeskus, Tekninen yksikkö
13. Rose, Jerry G. 1990. Nopeat junat tulevat - asfaltin käyttö raidealustoissa lisääntyy, Asfaltti, N:o 48, Joulukuu, 1990, Asfalttiurakoitsijain liitto r.y., Helsinki, ISSN 0356-0120, s. 17-19
14. Selig, E.T. & Waters, J.M. 1994. Track Geotechnology and Substructure Management, E. T. Selig, J. M. Waters, Thomas Telford, London, 1994, ISBN 0-7277-2013-9, 450s
15. Suomalainen, J. & Anttonen, T. 1999. Haastattelu, VR

## 5. RATAPENKEREEN MEKAANINEN KÄYTTÄYTYMINEN

### 5.1 Ratapenkereen tehtävät

Kun ratapenkereeseen luetaan kuuluvaksi tukikerros, väli- ja erityskerros sekä mahdollinen suodatinkerros ja pengertäyte, on ratapenkereen keskeisimpänä tehtävänä muodostaa raiteelle riittävän luja ja jäykkyydeltään tasalaatuinen alusta, jotta junat voivat liikennöidä sen varassa turvallisesti rataosalle sallittujen nopeuksien ja näitä vastaavien sallittujen akselikuormien puitteissa. Pääasiallisesti tällöin on kysymys rakenteen kyvystä ottaa vastaan pystysuuntaisia kuormituksia siten, että sekä ratapenkereen palautuvat muodonmuutokset yksittäisen kuormituspulssin aikana että sen palautumattomat muodonmuutokset lukuisia kertoja toistuvien kuormitusten jälkeenkään eivät muodostu haitallisen suuriksi. Erityisesti tukikerroksen osalta rakenteen tulee tukea raidetta myös sivuttaissuunnassa siten, että raide siihen kohdistuvista vaakasuuntaisista sysäys- ja lämpöjännityskuormista huolimatta pysyy paikoillaan.

Mekaaniseen toimintaan liittyvien vaatimusten lisäksi ratapenkereen tulee suomalaisissa olosuhteissa luonnollisesti tarjota ratarakenteelle riittävä suoja myös pohjamaan routimisesta aiheuttavia haittoja vastaan. Käytännössä tämä tapahtuu toisaalta rakennekerrosten paksuudelle ja rakennekerrosten materiaaleille asetettavien rakeisuusvaatimusten kautta ja toisaalta huolehtimalla rakenteen kuivatuksesta asianmukaisella tavalla. Routahaittojen torjumisen ohella kuivatusjärjestelyillä on luonnollisesti tärkeä tehtävä ratapenkereen mekaanisen toiminnan varmistamisessa myös sulan kauden aikana, kun ne estävät radan rakennekerrosten kyllästymisen vedellä. Veden kyllästämisen rakenteen materiaaleihin voisi junaliikenteestä aiheutuvan syklisen kuormituksen alaisena kehittyä huokosveden ylipainetta, joka pienentäisi rakennekerroksissa vallitsevia tehokkaita jännityksiä ja alentaisi tätä kautta niiden kykyä vastustaa sekä palautuvia että palautumattomia muodonmuutoksia.

### 5.2 Ratarakenteen palautuvien muodonmuutosten mallintaminen

#### 5.2.1 Lineaarinen materiaalmalli

##### Lineaarisen materiaalmallin periaate

Luvussa 4 käsiteltäviä asfalttisia ratarakenteita lukuun ottamatta radan rakennettujen kerrosten materiaalit ovat käytännössä aina sitomattomia ja rakeisuudeltaan melko karkearakeisia kiviaineksia. Ainoan poikkeuksen tähän voivat muodostaa pengertäytteet, joissa poikkeustapauksissa on voitu sallia hiekkaa hienorakeisempienkin materiaalien käyttö.

Rakeisesta luonteesta johtuen kaikille radan rakennekerrosten materiaaleille on ominaista epälineaarinen jännitys-muodonmuutuskäyttäytyminen eli niiden jäykkyys riippuu siitä jännitystilasta, minkä alaiseksi materiaalit kussakin kuormitustilanteessa



joutuvat (kuva 39). Epälineaariseen materiaalmallinnukseen liittyneistä käytännön hankaluuksista johtuen karkearakeistenkin materiaalien muodonmuutoskäyttäytymistä pyritään kuitenkin usein approksimoimaan lineaarista materiaalmallia käyttäen. Kolmiulotteisessa jännitys-muodonmuutostilassa kuvaus tapahtuu tällöin tavallisimmin nk. yleistetyn Hooken lain mukaisia kaavoja käyttäen:

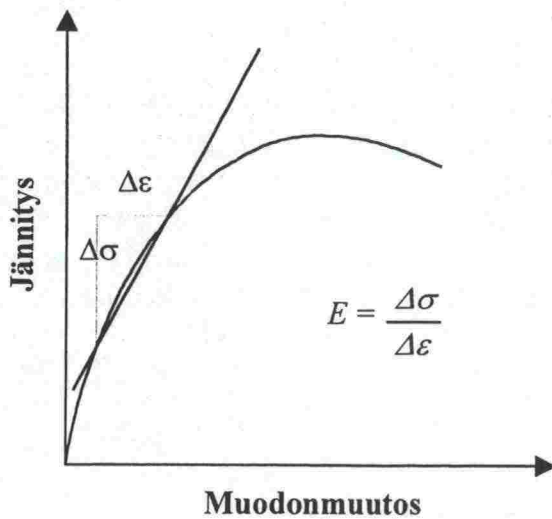
$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}[\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (9a)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E}[\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)] \quad (9b)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E}[\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (9c)$$

missä,

$\varepsilon_{1,2,3}$	ovat	suhteelliset muodonmuutokset pääjännitysten suunnissa
$\sigma_{1,2,3}$	ovat	pääjännitykset
$E$	on	kimmomoduuli
$\nu$	on	Poissonin luku



Kuva 39. Jännityksen ja muodonmuutoksen välinen periaatteellinen yhteys rakeisilla materiaaleilla ja sen kuvaaminen lineaarista materiaalmallia käyttäen

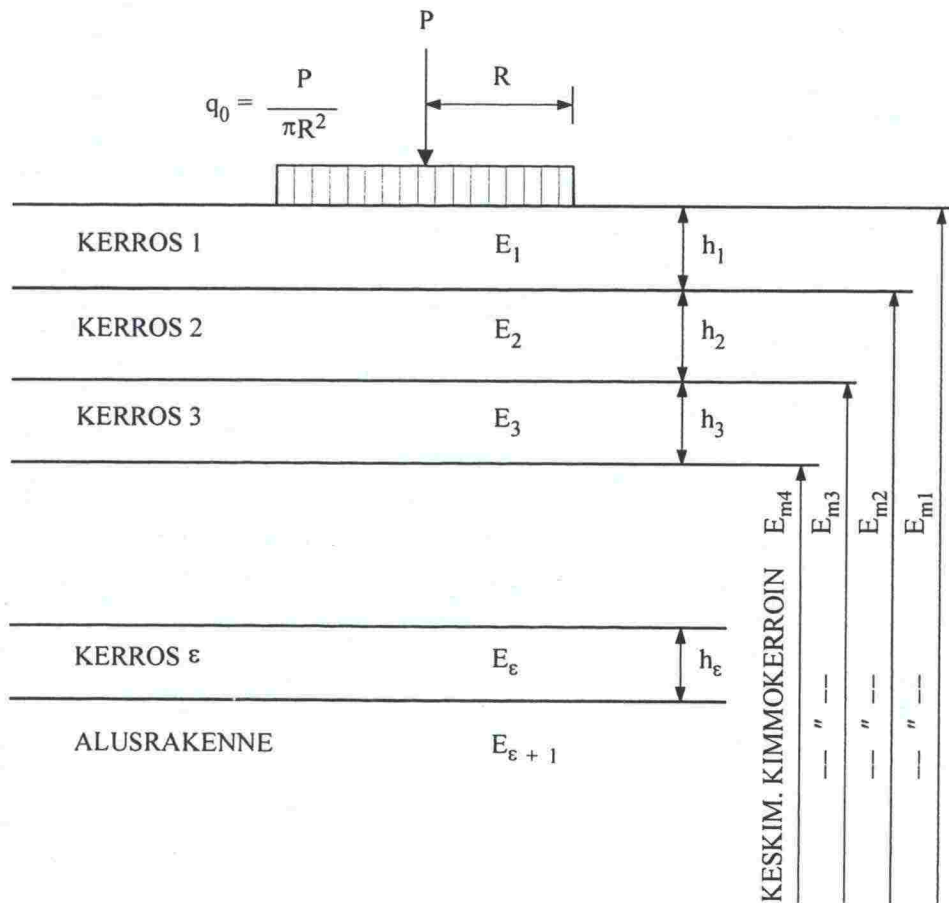
Kaavan 9 mukaisissa yhtälöissä tarkasteltavan materiaalin mekaanista käyttäytymistä kuvaavia materiaaliparametreja on kaksi eli kimmomoduuli  $E$  ja Poissonin luku  $\nu$ . Koska radan rakennekerrosten materiaalien muodonmuutoskäyttäytyminen todellisuudessa kuitenkin on aina epälineaarista, voivat kaavan 9 mukaiset riippuvuudet tarkkaan ottaen olla voimassa vain hetkellisesti ja käytännön mitoitustarkastelujen edellyttämällä tarkkuustasollakin vain rajoitetulla jännitysalueella (kuva 39). Näin ollen materiaaliparametrien  $E$  ja  $\nu$ - tai muiden näitä vastaavien kimmoparametrien – tuleekin aina ehdottomasti vastata materiaalin todellisen kuormitustilanteen jännitys- ja



muodonmuutostasoa, jotta rakeisten materiaalien kimmoista eli palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä voitaisiin edes kohtuullisen tarkasti kuvata kaavan 9 mukaista lineaarista materiaalmallia käyttäen.

### Lineaarisen materiaalmallin soveltaminen

Tie- ja rautatierakenteiden palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen mallinnuksessa lineaarista materiaalmallia on perinteisesti sovellettu Burmisterin (1943) ja Odemarkin (1949) esittämiä laskentamenettelyjä käyttäen. Odemarkin laskentamenettelyssä rakenteeltaan kerroksellisen, mutta kerroksittain lineaarisesti kimmoista materiaalmallia noudattavan rakenteen vaste rakenteen pintaa vastaan kohtisuoralle kuormitukselle voidaan palauttaa vastaavalla tavalla kuormitetun lineaarisesti kimmoisen puoliavaruuden käyttäytymiseen (kuva 40). Tälle taas analyyttisen ratkaisun esitti Boussinesq jo vuonna 1885.



Kuva 40. Odemarkin esittämän laskentamenettelyn periaate (Hartikainen 1989)

Odemarkin laskentamenettelyssä rakenteen pinnalta mitattavissa oleva, koko alla olevan rakenteen jäykkyyttä kuvaava moduuliarvo (levykuormitusmoduuli) voidaan laskea kun eri kerrosten paksuudet ja niiden kimmomoduliarvot tunnetaan. Laskenta etenee tällöin kerros kerrokselta alhaalta ylöspäin siten, että kussakin laskentavaiheessa mukaan otettavan kerroksen pinnalta mitattavissa olevaa jäykkyyttä kuvaava moduuliarvo voidaan laskea, kun alle jäävän kerroksen vastaava moduuliarvo, lisättävän kerroksen

paksuus ja sen kimmomoduuli tunnetaan. Odemarkin laskentamenetelmän mukainen ratkaisu on kirjallisuudessa esitetty sekä kaavamuodossa (kaava 10) että valmiina käyrästöinä (esim. TVH 1985).

$$E_y = \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left( \frac{h}{0,15} \right)^2}} \right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left( \frac{h}{0,15} \right)^2 \left( \frac{E}{E_A} \right)^{2/3}}} \quad (10)$$

missä,

$E_y$	on	laskentakerroksen päältä mitattavissa oleva moduuliarvo
$E_A$	on	laskentakerroksen alta mitattavissa oleva moduuliarvo
$E$	on	laskentakerroksen kimmomoduuli
$h$	on	laskentakerroksen paksuus [m]

Laskentakaavan ja valmiiksi ratkaistujen mitoituskäyrästöjen lisäksi Odemarkin laskentamenettelyyn perustuva kerroksittain lineaarisesti kimmoisen rakenteen jännitys-muodonmuutostilan ratkaisu on implementoitu myös moniin tietokoneohjelmiin. Esimerkkeinä näistä mainittakoon öljy-yhtiö Shellin kehittämä BISAR, öljy-yhtiö Nynäsin kehittämä NOAH ja Ranskassa tierakenteiden mitoistustarkasteluihin käytettävä ALIZE. Koko rakenteen pinnalta mitattavan jäykkyyden lisäksi näiden avulla rakenteen jännitys-muodonmuutostilaa voidaan tarkastella myös periaatteessa mielivaltaisissa, rakenteen sisällä sijaitsevilla laskentapisteissä.

Kaiken kaikkiaan lineaariseen materiaalmallinnukseen perustuvia laskentamenetelmiä käytettäessä on aina syytä pitää mielessä se, että näin paljon yksinkertaistetun mallin toiminta ei parhaimmillaankaan ole täysin todellista epälineaarisesti käyttäytyvää rakennetta vastaava. Niinpä esimerkiksi jäykkyydeltään kahden selvästi erilaisen kerroksen rajapinnan läheisyydessä voi lineaarisessa kerrosrakennemallissa esiintyä vetojännityksiä, vaikka todellinen - rakenteeltaan vetoa kestävä - rakeinen materiaali ei niitä luonnollisesti voi välittää. Toisaalta lineaarisessa kerrosrakennemallissa kerrokset otaksutaan myös aina vaakasuunnassa äärettömiksi, mitä ne esimerkiksi ratapenkereen tapauksessa eivät luonnollisestikaan todellisuudessa ole.

Ratapenkereen tapauksessa eri rakennekerrosten kohdalla kysymykseen tulevia materiaalin kimmoista muodonmuutostilasta kuvaavia materiaaliparametrien  $E$  ja  $\nu$  arvoja käsitellään jäljempänä tarkemmin kappaleessa 5.3.1.

## 5.2.2 Epälineaariset materiaalmallit

### Mallinnustapojen jaottelu

Kun karkearakeisesta materiaalista rakennettujen maarakennekerrosten käyttäytymistä pyritään kuvaamaan lineaarista materiaalmallia totuudenmukaisemmin, on tarjolla olevien vaihtoehtoisten lähestymistapojen joukko melko suuri. Karkea pääjaottelu jännitystason suhteen epälineaarisesti muuttuvien palautuvien muodonmuutosten

kuvaamiseen soveltuvien mallien joukossa voidaan kuitenkin tehdä toisaalta malleihin, joissa materiaalin jäykkyyttä kuvataan jännitystasosta riippuvaa moduuliarvoa käyttäen ja toisaalta malleihin, joissa materiaalissa tapahtuvien tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutosten käsittely on eriytetty toisistaan.

### Jäykkyyden kuvaaminen jännitystilasta riippuvia moduuliarvoja käyttäen

Edellä ensinnä mainittujen materiaalmallien yhteydessä yhtenä perusajatuksena on se, että vaikka rakeisen materiaalin käyttäytyminen ei esimerkiksi ratarakenteessa kysymykseen tulevalle jännitysalueella ole jännitystason suhteen lineaarista eikä myöskään täysin palautuvaa eli kimmoista, käyttäytyy materiaali kuitenkin lähes kimmoisesti kun kuormitus toistuu syklisenä useita kertoja peräkkäin (kuva 41). Kuormitusyhtiä vastaavalla jännitysalueella materiaalin jäykkyyttä voidaan tällöin kuvata kuormituksen pienimmän ja suurimman arvon välisen käyttäytymisen lineaariseksi approksimoivan sekanttimoduulin avulla. Erotuksena täysin kimmoisesta käyttäytymisestä tätä sekanttimoduulin arvoa ei kuitenkaan yleensä nimitetä kimmomoduliaksi  $E$ , vaan siitä käytetään nimitystä resilient-moduuli ja merkintää  $M_r$ . Esimerkiksi kolmiakσιαalikokeelle ominaisessa kuormitustilanteessa se määritellään kaavan 11 mukaisesti:

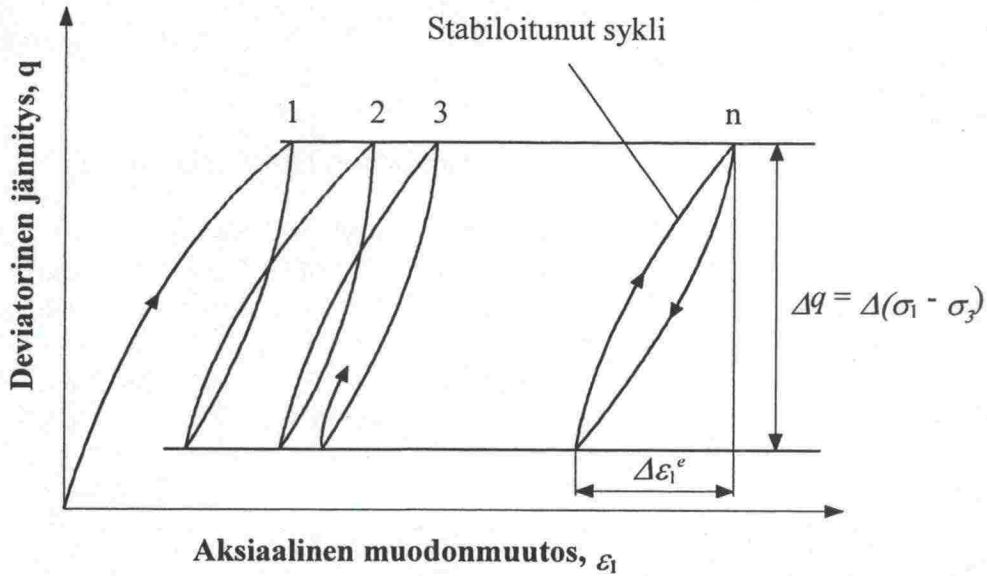
$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_1^e} \quad (11)$$

missä,

$M_r$	on	resilient-moduuli
$\Delta q$	on	syklinen deviatorinen jännitys, $\Delta q = \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$
$\Delta \varepsilon_1^e$	on	palautuva aksiaalinen muodonmuutos

Edellä esitetyn perusteella on ilmeistä, että resilient-moduulin arvo riippuu kuormitustasosta, jolla moduuliarvon määrittäminen tapahtuu. Niinpä käytännön menettely esimerkiksi karkearakeisille kiviaineksille laboratoriossa tehtävien syklisen kolmiakσιαalikokeiden yhteydessä on yleensä se, että moduuliarvon määrittäminen tehdään 15 – 20 erilaista kuormitusyhdistelmää käyttäen (AASHTO 1992 ja CEN 1997). Tällöin moduuliarvon vaihtelusta jännitystason suhteen ja tätä kautta tarkasteltavana olevan materiaalin epälineaarista muodonmuutuskäyttäytymisestä saadaan jo kohtuullisen hyvä kuva.





Kuva 41. Resilient-moduulin määrittämisen periaate

Jotta kokeellisesti määritetty moduuliarvojen riippuvuus jännitystilasta olisi mahdollista ottaa huomioon todellisten rakenteiden mekaanisen käyttäytymisen mallinnuksessa, tulee moduuliarvon ja jännitystilan välinen vuorosuhde luonnollisesti pukea matemaattiseen muotoon. Eräs yksinkertaisimmista tavoista tähän on alun perin Brown ja Bellin (1967) ehdottama  $k_\theta$ -malli, joka mittayksiköiden suhteen korrektissa muodossa voidaan esittää kaavalla 12:

$$M_r = k_1 \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \quad (12)$$

missä,

$M_r$	on	resilient-moduuli
$\theta$	on	pääjännitysten summa kuormituksen ollessa maksimiarvossaan, $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$
$\theta_0$	on	vertailujännitys 100 kPa
$k_1$	on	materiaaliparametri ('moduuliluku')
$k_2$	on	materiaaliparametri ('jännitysekspONENTTI')

Kaavan 12 mukaisessa esitysmuodossa jännitystilan vaikutus resilient-moduulin arvoon otetaan huomioon pelkästään pääjännitysten summan  $\theta$  avulla. Koska moduuliarvojen tiedetään toisaalta riippuvan myös materiaalissa vaikuttavien leikkausjännitysten ja tätä kautta leikkausmuodonmuutosten suuruudesta, on resilient-moduulille esitetty myös suurimman ja pienimmän pääjännityksen välisen erotuksen erikseen huomioon otettava esitysmuoto (Uzan 1985):

$$M_r = k_1 \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left( \frac{q}{\theta_0} \right)^{k_3} \quad (13)$$

missä,

$M_r$	on	resilient-moduuli
$\theta$	on	pääjännitysten summa, $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$
$\theta_0$	on	vertailujännitys 100 kPa
$q$	on	deviatorinen jännitys, $q = \sigma_1 - \sigma_3$
$k_{1,2,3}$	ovat	materiaaliparametreja

Käytännössä karkearakeisten materiaalien epälineaarisen muodonmuutoskäyttäytymisen huomioon ottaminen edellä esitetyillä resilient-moduulin lausekkeilla tapahtuu siten, että materiaaliparametrit  $k_i$  ratkaistaan sovittamalla kokeellisesti mitatut moduuliarvot esimerkiksi pienimmän neliösumman menetelmällä moduuliarvoja jännitystasosta riippuvina kuvaaviin kaavoihin 12 ja 13. Tämän jälkeen periaatteesta mielivaltaista jännitystilaa vastaavan moduuliarvon approksimaatio saadaan sijoittamalla asianomaiset jännityssuureitten arvot kaavoihin 12 ja 13. Edellytyksenä tälle on luonnollisesti se, että resilient-moduuliarvojen kokeellisessa määrittämisessä käytetyt jännitystasot vastaavat suuruusluokaltaan niitä jännityksiä, joita vastaavia moduuliarvoja lausekkeilla pyritään arvioimaan.

#### Tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutosten toisistaan eriytetty käsittely

Toinen perusvaihtoehto rakeisten materiaalien palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen epälineaariseen mallinnukseen on, kuten edellä jo todettiin, käsittelytapa, jossa materiaaliin kehittyviä tilavuudenmuutoksia ja leikkausmuodonmuutoksia käsitellään toisistaan eriytettyinä. Laajimman käytön tähän ryhmään kuuluvista materiaalimalleista lienee saavuttanut nk. Boycen malli (Boyce 1976, Brown & Hyde 1975), jonka perusyhtälöt ovat muotoa:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_a} \frac{p^n}{p_a^{n-1}} \left( 1 + \frac{(1-n)K_a}{6G_a} \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right) \quad (14a)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G_a} \frac{p^n}{p_a^{n-1}} \frac{q}{p} \quad (14b)$$

missä,

$\varepsilon_v$	on	suhteellinen tilavuudenmuutos
$\varepsilon_s$	on	leikkausmuodonmuutos
$p$	on	tehokas hydrostaattinen jännitys, $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
$p_a$	on	tehokas vertailujännitys 100 kPa
$q$	on	deviatorinen jännitys
$K_a, G_a, n$	ovat	materiaaliparametreja

Erityisesti tilavuudenmuutosten kuvaamisessa Boycen mallia paremmin koetuloksia vastaavaksi todettuja versioita saman perustyyppin mukaisesta materiaalmallista ovat esittäneet muun muassa Pappin ja Brown (1980), Mayhew (1983) Jouve et al. (1987) ja Sweere (1990). Yhteistä näille malleille on, että toisistaan riippumattomien

materiaaliparametrien määrä on niissä suurempi kuin Boycen mallille ominaiset kolme kappaletta. Näin ollen mallinnuksen tarkentumisen vastapainona materiaalimallin parametrien määrittämiseen vaadittava työmäärä yleensä myös kasvaa.

Erään Boycen mallista edelleen kehitetyn version ovat esittäneet Hornych et al. (1998). Tässä mallissa materiaalin epälineaarisen käyttäytymisen lisäksi otetaan huomioon myös materiaalin anisotrooppisuus eli se, että materiaalin ominaisuudet eivät ole kaikkiin suuntiin samanlaiset (kaava 15).

$$\varepsilon_v = \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{\gamma+2}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma+2) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (15a)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3} \frac{p^{*n}}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{\gamma-1}{3K_a} + \frac{n-1}{18G_a} (\gamma-1) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (15b)$$

missä

$$p^* = \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad (15c)$$

$$q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3 \quad (15d)$$

$\gamma$  on anisotrooppisuutta kuvaava materiaaliparametri ja muut suureet on määritelty kuten kaavassa 14

Edellä lueteltujen lähestymistapojen lisäksi kirjallisuudesta löytyy myös useita muita rakeisten materiaalien palautuvaa muodonmuutoskäyttäytymistä mahdollisimman todenmukaisesti kuvaamaan pyrkiviä materiaalimalleja, kuten Norjassa kehitteillä oleva hyperelastinen malli (Hoff et al. 1998 ja 1999) sekä Uzanin mallista (kaava 13) edelleen kehitetyt materiaalimallit. Kaikkia näitä ei tässä yhteydessä ole kuitenkaan mahdollista yksityiskohtaisemmin käsitellä.

### Epälineaaristen materiaalimallien soveltaminen

Yksinkertaisin tapa soveltaa edellä esitettyjä resilient-moduulin käsitteeseen perustuvia materiaalimalleja ratarakenteen mekaanisen käyttäytymisen analysointiin on se, että kerrosrakenteen laskenta toistetaan lineaarista kerrosrakennemallia käyttäen iteratiivisesti muutamia kertoja ja kullakin laskentakierroksella käytettävät moduuliarvot määritetään edellisen laskentakierroksen mukaisia jännitystasoja vastaaviksi. Ensimmäisellä laskentakierroksella käytettävät moduuliarvot on tällöin kohtuullisen helppo arvioida kokemuseräisesti (luku 5.3.1) riittävällä tarkkuudella siten, että iterointi suppenee varsin nopeasti.

Edellä mainittu iterointi voidaan tehdä joko manuaalisesti jotain edellisessä kappaleessa mainituista kerrosrakenneohjelmista käyttäen tai se voi olla valmiiksi ohjelmoitu käytettävään tietokoneohjelmaan (taulukko 22). Erityisesti ratarakenteiden mekaanisen



käyttäytymisen analysointiin soveltuvista, radan rakennekerrosten ja pohjamaan kuvauksessa lineaariseen kerrosrakennemalliin pohjautuvista ohjelmistoista mainittakoon amerikkalainen GEOTRACK. Sen avulla ratarakenteessa vaikuttavia rasituksia voidaan tarkastella paitsi radan rakennekerrosten myös itse raiteen osalta (Selig & Waters 1994).

Toinen tapa rakennekerrosten epälineaarisen kuormitus-muodonmuutoskäyttäytymisen huomioon ottamiseen on numeeristen laskentamenetelmien, tavallisimmin FEM (Finite Element Method) –menetelmän, käyttö. Tällöin tarkasteltavaa rakennetta kuvataan toisiinsa tiettyjen solmupisteiden kohdalta kytkettyjen elementtien muodostaman elementtiverkon avulla. Kun elementtiverkon reunoilla vallitsevat kuormitus- ja siirtymäreunaehdot sekä elementtikohtaiset materiaaliominaisuudet tunnetaan, voidaan koko rakennetta kuvaavan mallin jännitys- ja muodonmuutostila ratkaista elementtimallin tasapaino- ja jatkuvuusyhtälöiden perusteella. Käytännössä mallin ratkaiseminen voidaan kuitenkin tehdä ainoastaan tietokonetta apuna käyttäen.

Edellä esitetyistä rakeisen materiaalin epälineaarista muodonmuutoskäyttäytymistä kuvaavista materiaalmalleista suurin osa on implementoitu johonkin kaupallisesti saatavilla olevaan ohjelmistopakettiin tai tähän tähtäävä työ on ainakin meneillään. Pääsääntöisesti saatavilla olevien mallinnustyökalujen valikoima on kuitenkin varsin suppea ja saatavilla olevien ohjelmistojenkaan osalta niiden käyttöä ei tällä hetkellä voi missään tapauksessa pitää rutiininomaisena. Taulukkoon 22 on koottu yhteenveto tätä kirjoitettaessa tiedossa olevista mallinnusohjelmistoista ja niiden alkuperästä.

*Taulukko 22. Radan rakennekerrosten materiaalien palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen epälineaariseen mallinnukseen soveltuvia ohjelmistoja*

Ohjelman nimi		Materiaalimalli	Ohjelman alkuperä / HUOM !
K E R R O S R A K	GEOTRACK	$k\theta$ -malli (kaava 4)	USA / Sisältää myös raiteen mallinnuksen.
	KENLAYER	$k\theta$ -malli (kaava 4)	USA / Tierakenteiden mallinnusohjelmisto.
	KENTRACK	$k\theta$ -malli (kaava 4)	USA / Raiteen mallinnus elementtimenetelmällä.
	ZEPHIR	Boycen malli (kaava 6)	LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Ranska / Tierakenteen mallinnusohjelmisto
F E M	ILLITRACK	$k\theta$ -malli (kaava 4)	University of Illinois, USA / 2 x 2D -malli (toinen poikittais- ja toinen pitkittäissuuntaan)
	CESAR-CVCR	Boycen malli (kaava 6)	LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Ranska / 2D/3D tierakenteen mallinnusohjelmisto
	DIANA	Boycen malli (kaava 6)	Delft Geotechnics, Hollanti / 2D/3D yleisohjelmisto
	ABAQUS	Hyperelastinen malli	2D/3D yleisohjelmiston lisäosa tekeillä NTNU:ssa Norjassa

Selkeä periaatteellinen ero lineaarisen kerrosrakenteen käsittelyyn perustuvien laskentamenetelmien ja edellä puheena olleiden numeeristen ratkaisumenetelmien välillä on siinä, että lineaarinen kerrosrakenne otaksutaan käytännössä aina vaakasuuntaan äärettömän laajaksi kun taas esimerkiksi elementtimalleissa rakenne voidaan kuvata oikean muotoisena – ratarakenteen tapauksessa kaksiulotteista mallia käytettäessä tosin vain poikkileikkauksen suunnassa, mutta kolmiulotteisella mallilla kaikkiin suuntiin todellista rakennetta vastaavana. Lineaarisen kerrosrakennemallin käyttö rajoittuukin tällöin lähinnä raiteen alustana toimivan ratapenkereen pystysuuntaisen jäykkyyden ja sitä kuvaavan moduuliarvon (engl. "track modulus") mallinnukseen ja ennakkointiin, minkä lisäksi sen avulla voidaan toki arvioida myös esimerkiksi ratapenkereen kautta pohjamaalle välittyviä rasituksia. Toisaalta taas esimerkiksi pengerleveyden vaikutusta raiteen ja ratapenkereen muodostaman rakennekokonaisuuden toimintaan ei lineaaristen kerrosrakennemallien avulla ole mahdollista analysoida, vaan tämä on tehtävä elementtimenetelmää tai muita numeerisia laskentamenetelmiä käyttäen.

### 5.3 Materiaaliparametrien tyypillisiä arvoja

#### 5.3.1 Lineaarisen materiaalmallin parametrit

Lineaarista materiaalmallia käytettäessä materiaalin palautuvan eli kimmoisen muodonmuutuskäyttäytymisen kuvaamiseen tarvitaan kaksi toisistaan riippumatonta materiaaliparametria. Tavallisimmin nämä parametrit ovat kimmomoduuli  $E$  ja Poissonin luku  $\nu$  (kaava 9), mutta vaihtoehtoisina näille voidaan yhtä hyvin käyttää leikkausmoduulia  $G$ , tilavuudenmuutoksen moduulia  $K$  tai yksiakselialaisen muodonmuutostilan kokoonpuristuvuusmoduulia  $M$ , jos joku tai jotkut näistä tarkasteltavana olevalle materiaalille tunnetaan.

Kuten edellä kappaleessa 5.2.1 painotettiin, ei rakeisen materiaalin kimmomoduuli sen paremmin kuin muutkaan sen kimmoista muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaavat materiaaliparametrit ole materiaalivakioita. Näin ollen parametriarvojen tulisi aina edustaa mahdollisimman hyvin sitä jännitys- ja muodonmuutostasoa, jonka alaiseksi kyseessä oleva materiaali todellisessa rakenteessa joutuu.

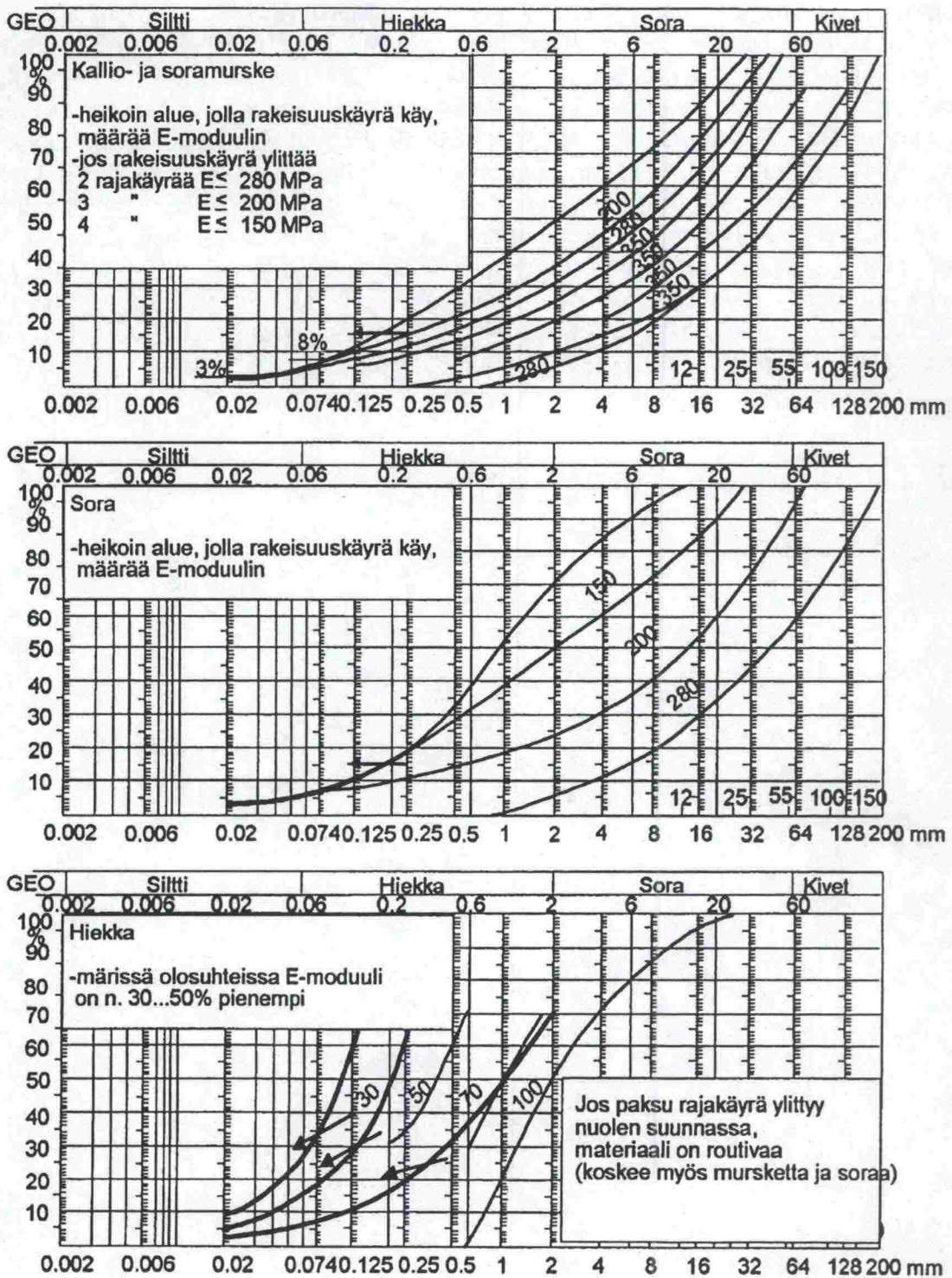
Käytännössä ainut lähde, josta merkittävässä määrin löytyy suomalaisissa olosuhteissa tyypillisille maarakenteiden materiaaleille ominaisia kimmomoduuliarvoja, on tielaitoksen suunnitteluohjekansio (TVH 1985). Sen mukaan erityyppisten karkearakeisten kiviainesten moduuliarvoja voidaan arvioida materiaalin rakeisuusjakautuman perusteella kuvan 42 mukaisesti.

Kuvan 42 mukaisesti korkeimmat kimmomoduuliarvot saavutetaan suhteistuneilla, melko suuren maksimiraekoon omaavilla materiaaleilla ja alhaisimmat vastaavasti lajittuneemmilla eli tasarakeisemmilla ja maksimiraekooltaan pienemmillä kiviaineilla. Materiaalien tiivistyvyyden kannalta ensinnä mainitut edustavat kiviaineita, joilla rakeisuusjakautuman muoto on optimaalinen korkean tiheyden saavuttamisen kannalta, kun taas lajittuneiden materiaalien tapauksessa hyvän tiivistystuloksen saavuttaminen ei yleensä ole yhtä helppoa.



Materiaalien ilmeisen erilaisesta tiivistyvyydestä huolimatta suhteelliset erot kuvan 42 mukaisten moduuliarvojen välillä ovat silmiinpistävän suuret; näyttäisihän suhteistuneen murskeen kimmomoduuli kuvan perusteella olevan noin kymmenkertainen hienorakeisen hiekan moduuliarvoon verrattuna. Erilaisen tiiviystilan ohella selityksenä tälle onkin mitä ilmeisimmin se, että esitetyt paljolti kokemusperäiset moduuliarvot pitävät implisiittisesti sisällään myös eri tyyppisten materiaalien paikan tavanomaisessa suomalaisessa tierakenteessa. Näin ollen suodatinkerroksen hiekoille kuvassa 42 esitetyt moduuliarvot edustavat selvästi alhaisempaa jännitystasoa kuin tavanomaisesti lähellä tierakenteen pintaa ja sillä vaikuttavaa pyöräkuormitusta sijaitsevalle kantavan kerroksen suhteistuneille kiviaineksille esitetyt moduuliarvot. Tämä on ollut selkeästi todettavissa, kun tien eri rakennekerrosten tyyppisille materiaaleille laboratoriossa tehtyjen syklisten kolmiaksaalikokeiden tuloksia on verrattu kuvan 42 mukaisiin moduuliarvoihin (Kolisoja 1996b).





Kuva 42. Karkearakeisten maarakennusmateriaalien E-moduulin (kimmomoduulin) arviointi rakeisuusjakautuman perusteella (TVH 1985)

Ratarakenteiden mekaanisen käyttäytymisen analysointia silmällä pitäen edellä mainittu kuvan 42 mukaisten moduuliarvojen sidonnaisuus eri materiaalien paikkaan tavanomaisessa suomalaisessa tierakenteessa on aina syytä pitää mielessä. Niinpä suhteistuneidenkin materiaalien moduuliarvo syvällä ratapenkereessä mitä ilmeisimmin jää alhaisemmaksi kuin mitä se on tierakenteen kantavan kerroksen olosuhteita

vastaavassa jännitystilassa ja vastaavasti hiekkojen moduuliarvot esimerkiksi lähellä eristyskerroksen yläpintaa voivat olla korkeampia kuin mitä ne ovat tavanomaisessa tierakenteessa suodatinkerroksen tasolla.

Eri jännitystasoja vastaavien moduuliarvojen arviointiin muun muassa kuvan 42 mukaisilla materiaaleilla palataan tarkemmin seuraavassa kappaleessa. Samassa yhteydessä käsitellään myös raidesepelin mallinnuksessa kysymykseen tulevien kimmomoduuliarvojen arviointia.

Lineaarisen materiaalimallin avulla tapahtuvan maarakennekerroksen mekaanisen käyttäytymisen mallinnuksessa toisena materiaaliparametrina kimmomoduulin ohella käytetään useimmiten Poissonin lukua  $\nu$ . Muiden kimmoparametrien tavoin myös sen todellinen arvo riippuu jännitystilasta ja  $\nu$ -tasosta, jonka alaisena materiaali kulloinkin on. Kokeellisesti tämä on todettu muun muassa monien karkearakeisille kiviaineksille tehtyjen syklisten kolmiaksiaalikoesarjojen yhteydessä (esimerkiksi Sweere 1990 ja Kolisoja 1997). Muun muassa kolmiaksiaalikokeiden yhteydessä tehtävien näytteen vaakasuuntaisten muodonmuutosten mittaamiseen liittyvistä vaikeuksista (Paute et al. 1996) sekä luonnollisesti myös laskentatekniikan asettamista rajoituksista johtuen Poissonin luvulle on yleensä kuitenkin käytetty jännitystilasta riippumatonta vakioarvoa. Tie- ja ratarakenteille tyypillisillä materiaaleilla tämä arvo on yleensä suuruusluokaltaan  $\nu = 0,30 - 0,35$  (Brown 1996, Sweere 1990).

### 5.3.2 Epälineaaristen materiaalimallien parametrit

Kuten edellä kappaleessa 5.2.1 todettiin, yksinkertaisin tapa epälineaaristen materiaalimallien hyödyntämiseen on, että niiden avulla arvioidaan lineaarisessa kerrosrakennemallissa käytettävä moduuliarvo oikeata jännitystasoa vastaavaksi. Toisaalta niitä voidaan käyttää myös sellaisenaan, jos valitun materiaalimallin käytön mahdollistava mallinnusohjelmisto on saatavilla.

Radan rakennekerroksissa kysymykseen tulevien karkearakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytymistä jännitysten ja muodonmuutosten suhteen tarkoin kontrolloidut olosuhteet mahdollistavalla suurimittakaavaisella syklisellä kolmiaksiaalilaitteistolla on Suomessa tehty vuodesta 1992 lähtien (mm. Kolisoja 1993, 1994, 1996a, 1996b, ja 1998). Näiden koesarjojen tuloksena on muodostunut varsin kattava kuva erityyppisten maarakennekerrosten materiaalien moduuliarvoista ja niiden keskinäisistä eroista.

Taulukkoon 23 on koottu yhteenveto edellä mainittujen koesarjojen tuloksista kuvan 43 mukaisia rakeisuusjakautumia edustavien materiaalien osalta. Kaavan 12 mukaisen  $k\theta$ -mallin parametrien lisäksi taulukkoon on esimerkinomaisesti laskettu muutamaa erilaista pääjännitysten summan avulla kuvattua jännitystasoa vastaavat resilient-moduulin arvot. Koska moduuliarvot riippuvat materiaalin rakeisuuden lisäksi hyvin selvästi muun muassa sen tiiviystilasta (katso jäljempänä) ja kosteuspitoisuudesta, on taulukkoon 23 esitetyt tulokset pyritty valitsemaan siten, että ne edustavat kohtuullisen hyvin tiivistettyä kiviainesta, jonka kyllästysaste vastaa suunnilleen sitä vesimäärää minkä materiaali itsestään pystyy pidättämään. Tästä huolimatta kaikkien näytteiden fyysikaalinen tila parametrimääritysten yhteydessä ei ole ollut täysin vertailukelpoinen,



joten eri tyyppisten materiaalien välillä todettavissa olevia eroja on näin ollen syytä myös pitää enemmänkin suuntaa antavina kuin absoluuttisen tarkkoina.

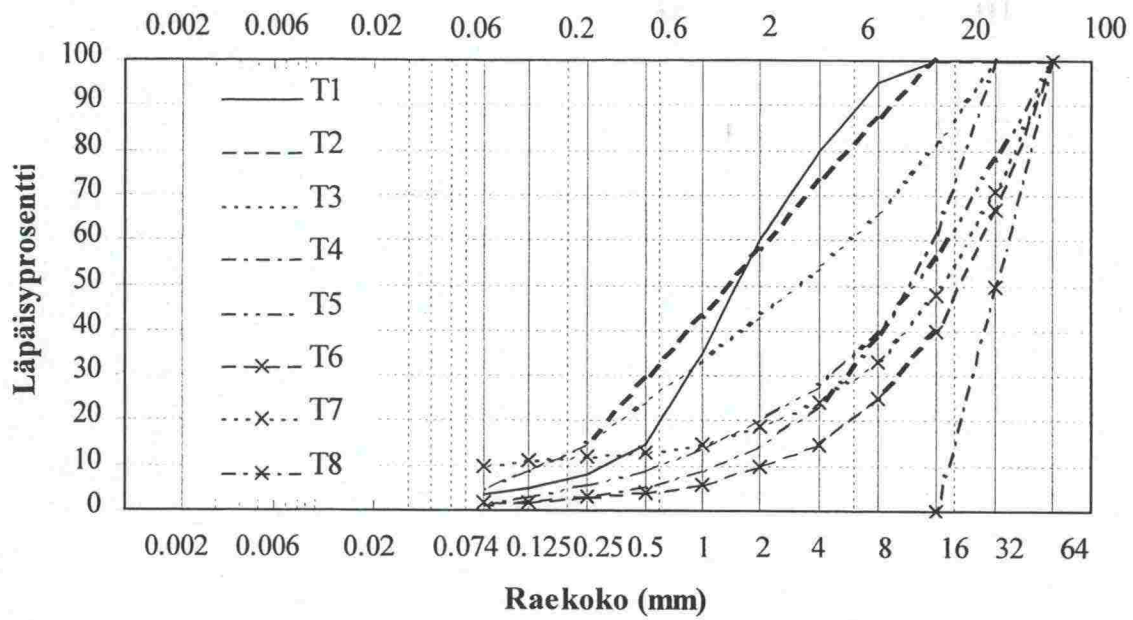
*Taulukko 23. Kaavan 12 mukaiset materiaaliparametrit ja vastaavat resilient-moduulin esimerkkiarvot muutamalla pääjännityssumman  $\theta$  arvolla kuvan 43 mukaisille maarakennusmateriaaleille.*

Rakeisuus	Materiaalin tyyppi / Alkuperä	$k_1$	$k_2$	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 100$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 200$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 400$ )
T1	Hk / Pälkäne	1530	0.516	153	219	313
T2	Hk / Pälkäne	1794	0.547	179	262	383
T3	Sr / Pälkäne	2348	0.512	235	335	477
	Km / Sievi	2105	0.568	211	312	463
T4	Sr / Pälkäne	2120	0.526	212	305	440
	Km / Sievi	2090	0.511	209	298	424
T5	Sr / Pälkäne	2161	0.522	216	310	446
	Sm / Ylöjärvi	2120	0.447	212	289	394
	Km / Hallila	2501	0.500	250	354	500
	Km / Nurmo	1815	0.502	182	257	364
	Km / Sievi	2508	0.510	251	357	509
T6	Sr / Pälkäne	2318	0.508	232	330	469
	Sm / Ylöjärvi	2420	0.411	242	322	428
	Km / Hallila	1962	0.524	196	282	406
	Km / Nurmo	1579	0.533	158	228	331
	Km / Sievi	1931	0.588	193	290	436
T7	Km / Sievi	2405	0.497	241	339	479
T8	Km / Sievi	1529	0.556	153	225	330
N1	Sm / Hovinmoen	1798	0.544	180	262	382
N2	Km / Hedrum	2288	0.564	229	338	500
	Km / Steinskogen	2300	0.514	230	328	469
	Km / Visnes	2998	0.640	300	467	728
	Km / Åndalen	2615	0.581	262	391	585
N3	Km / Hedrum	2296	0.527	230	331	477
	Km / Hordaland	1807	0.531	181	261	377
	Km / Steinskogen	2387	0.430	239	322	433
	Km / Åndalen	2509	0.530	251	362	523

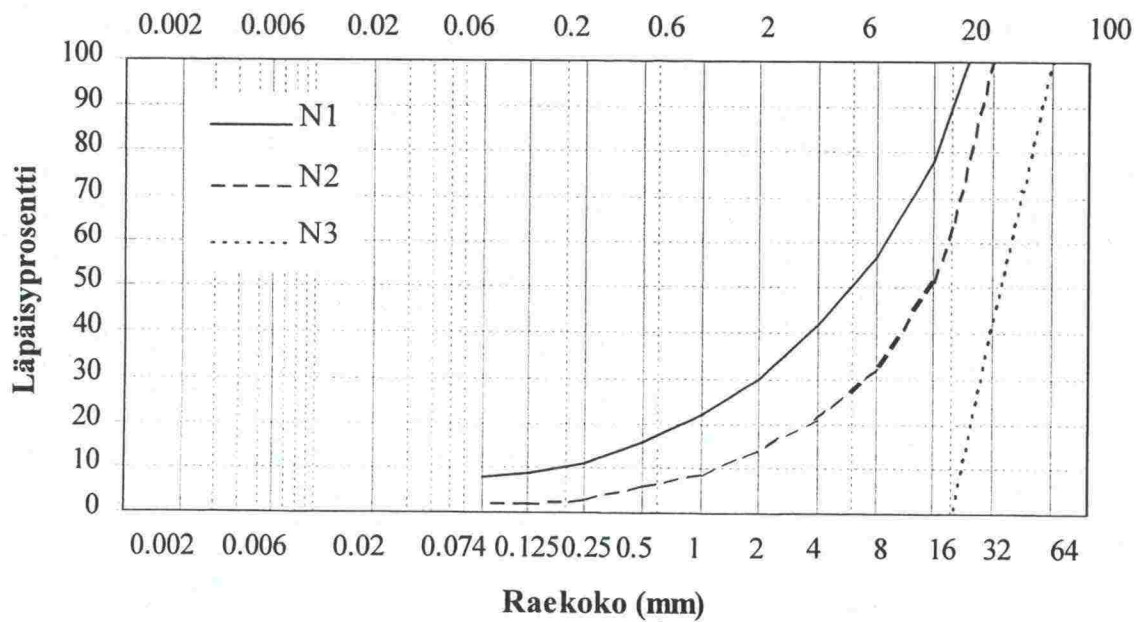
(Hk = hiekka, Sr = sora, Sm = soramurske, Km = kalliomurske)

Osalle taulukon 23 ja kuvan 43 mukaisista kiviaineksista syklisiä kolmiaksaalikokeita on Tampereen teknillisen korkeakoulun geotekniikan laboratorion lisäksi tehty myös Norjan geoteknisessä instituutissa (NGI) Oslossa (Vik 1995 ja Vik et al. 1998). Siltä osin kuin testattavat materiaalit ja kolmiaksaalikokeissa sovelletut kuormitusproseduurit ovat olleet keskenään vertailukelpoisia, ovat sekä TTKK:n että NGI:n koetulokset osoittautuneet hyvin lähellä toisiaan oleviksi. Taulukon 23 mukaisia tuloksia voitaneen näin ollen pääsääntöisesti pitää myös kokeiden suorituspaikasta riippumattomina ja täten kyseessä olevien materiaalien todellista mekaanista käyttäytymistä edustavina.





Kuva 43. Taulukon 23 mukaisia koetuloksia vastaavien suomalaisten näyttemateriaalien rakeisuusjakautumat



Kuva 44. Taulukon 23 mukaisia koetuloksia vastaavien norjalaisten näyttemateriaalien rakeisuusjakautumat

Aiemmin kuvassa 42 esitettiin moduuliarvoihin verrattuna taulukon 23 mukaisissa resilient-moduulin esimerkkiarvoissa on silmiinpistävä se, että suhteelliset erot erityyppisten materiaalien välillä ovat selvästi pienemmät. Selityksenä tälle on, kuten edellä jo on todettu, kuvan 42 mukaisten moduuliarvojen vastaavuus eri rakennekerrosten materiaaleilla selvästi toisistaan poikkeaviin jännitystasoihin.

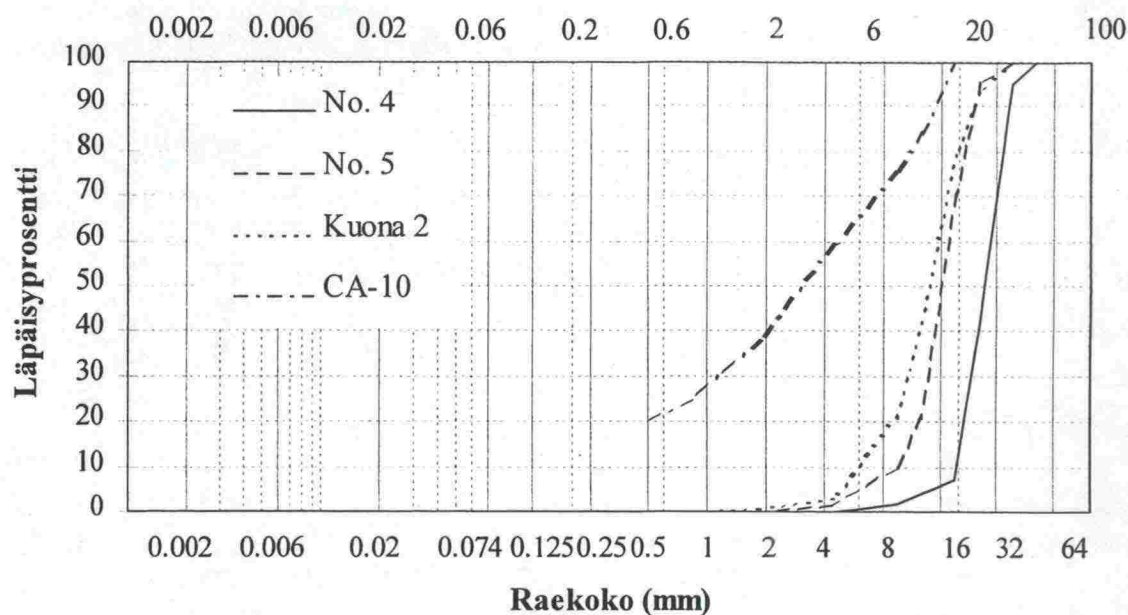
Edustavien moduuliarvon valinnan kannalta keskeinen peruskysymys on, mikä on ratarakenteessa eri syvyyksillä vallitseva jännitystaso. Yksikäsitteistä vastausta tähän ei valitettavasti kuitenkaan ole mahdollista antaa, koska ratarakenne on kokonaisuus, jossa rakennekerrosten olosuhteisiin ja niissä toteutuviin jännitystasoihin vaikuttavat paitsi kerrosten omat ominaisuudet myös pohjamaahan ja erityisesti raiteeseen ja sen päällä liikkuvaan kalustoon liittyvät erityispiirteet. Näin ollen rakenteen kunkin kohdan jännitystaso ja sitä vastaava jäykkyys määräytyvät lopullisesti vasta kun nämä reunaehdot tunnetaan. Toimivassa ratarakenteen mallinnusympäristössä moduuliarvon määräytyminen on kuitenkin peruseriaatteiltaan esimerkiksi käytettävästä akselipainosta riippumaton prosessi, jossa akselipainon muutos ilmenee vain erisuuruisena kuormitusreunaehtona.

Esimerkkinä muualla ratarakenteille tyypillisten materiaalien testauksessa syklisen kolmiaksaalikokeiden avulla määritetyistä resilient-moduulin arvoista on taulukkoon 24 koottu yhteenveto erään amerikkalaisen väitöskirjatutkimuksen yhteydessä saaduista koetuloksista (Knutson 1976). Koetuloksia vastaavat materiaalien rakeisuuskäyrät on esitetty kuvassa 45.

Taulukko 24. Resilient-moduulin esimerkkiarvoja muutamalla pääjännityssumman  $\theta$  arvolla kuvan 45 mukaisille rautatierakenteiden materiaaleille (Knutson 1976)

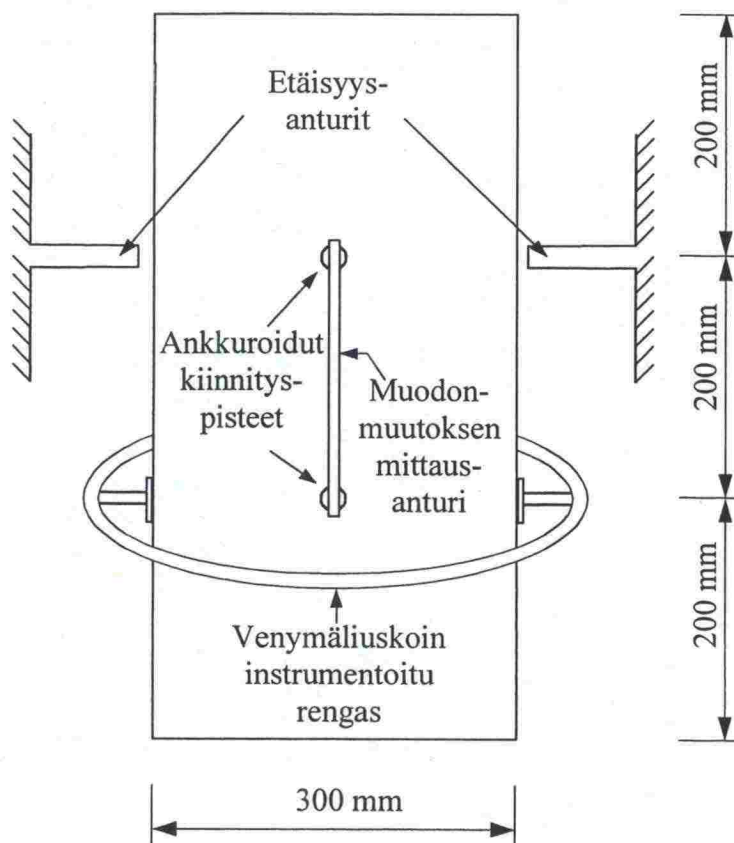
Materiaali	Rakeisuus	Tiivystilä	$k_1$	$k_2$	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 100$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 200$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 400$ )
Kalkki-Kivi	No. 5	Tiivis	2131	0.54	213	310	451
		Keskitiiv.	1562	0.52	156	224	321
	No. 4	Tiivis	2037	0.46	204	280	385
		Keskitiiv.	1425	0.47	143	197	273
	Suhteist.	Tiivis	1719	0.59	172	259	390
	CA-10	Tiivis	1436	0.60	144	218	330
		Keskitiiv.	1019	0.65	102	160	251
Graniitti gneissi	No. 4	Tiivis	2236	0.52	224	321	460
		Keskitiiv.	1939	0.53	194	280	404
	Suhteist.	Keskitiiv.	2186	0.56	219	322	475
Kuona I	No. 4	Tiivis	1958	0.63	196	303	469
		Keskitiiv.	1596	0.71	160	261	427
	Suhteist.	Keskitiiv.	2196	0.70	220	357	579
Basaltti	No. 5	Keskitiiv.	2167	0.47	217	300	416
	No. 4	Keskitiiv.	1853	0.65	185	291	456
	Suhteist.	Keskitiiv.	2451	0.60	245	371	563
Soram.	No. 4	Keskitiiv.	2424	0.56	242	357	527
Sora	No. 5.	Keskitiiv.	1799	0.59	180	271	408
	No. 4.	Tiivis	4796	0.38	480	624	812
		Keskitiiv.	2666	0.49	267	374	526
	Suhteist.	Keskitiiv.	2669	0.60	267	405	613
Kuona 2	No. 5	Tiivis	2680	0.58	268	401	599
		Keskitiiv.	3346	0.49	335	470	660





Kuva 45. Taulukon 24 mukaisia koetuloksia vastaavat rakeisuusjakautumat (Knutson 1976)

Sekä taulukon 23 että taulukon 24 mukaisten koesarjojen yhteydessä syklisen kolmiaksaalikokeen koejärjestely on ollut sellainen, että näytteen muodonmuutokset on mitattu suoraan näytepinnalle pinnalta näytteen keskiosasta (kuva 46). Tällä on pyritty minimoimaan toisaalta näytteen ylä- ja alapäästä vasten olevien kuormituslevyjen läheisyydessä vallitsevan jännitystilän epätasaisen jakautuman vaikutus ja toisaalta mahdollisten kuormituslaitteiston joustojen aiheuttama virhe näytepinnasta tehtävään muodonmuutosmittaukseen. Kaikkien kirjallisuuslähteissä esitettyjen koesarjojen yhteydessä tilanne ei kuitenkaan ole välttämättä ollut sama, vaan muodonmuutosten mittaaminen on saatettu tehdä esimerkiksi kokonaan kolmiaksaalikoesellin ulkopuolelta näytettä aksiaalisuuntaan kuormittavan kuormitusmännän varresta. Näin ollen kirjallisuudesta löytyvien koetulosten käyttäjän onkin ehdottomasti syytä samalla varmistua koejärjestelyn yksityiskohtaisesta toteutustavasta, koska muun muassa edellä mainitusta muodonmuutosten mittaustavan erosta koetuloksiin aiheutuva vaikutus saattaa olla jopa kymmenien prosenttien suuruusluokkaa. Esimerkkinä tästä ovat esimerkiksi eräät ruotsalaisille tierakennemateriaaleille Ruotsin tieteknisessä instituutissa VTI:ssä määritetyt moduuliarvot (Yrdevik 1996).



Kuva 46. Kolmiakselialikoenäytteestä tehtävien muodonmuutosmittausten periaate TTKK:n geotekniikan laboratorion käyttämässä koejärjestelyssä

Koska jo yksinkertaisimmassakin rakeisen materiaalin epälineaarisesti muuttuvaa jäykkyyttä kuvaavassa materiaalimallissa (kaava 12) on kaksi materiaaliparametria ja tämän lisäksi kunkin materiaalin jäykkyyden tiedetään riippuvan ainakin sen tiiviys- ja kosteustilasta, olisi epäilemättä varsin hyödyllistä, jos osa kysymykseen tulevista muuttujista voitaisiin vakioda ilman, että mallin tarkkuus käytännön mitoitustarkasteluja silmällä pitäen tästä kohtuuttomasti huonontuisi. Esimerkiksi taulukoissa 23 ja 24 esitetyt koetulokset antavatkin itse asiassa tämän suuntaista viitettä, koska kaavan 12 materiaaliparametri  $k_1$  näyttää useimmissa tapauksissa poikkeavan vain lievästi vakioarvosta  $k_1 = 0,5$ .

Sekä suomalaisilla että norjalaisilla karkearakeisilla kiviaineksilla saatujen koetulosten perusteella on todettu (Kolisoja 1997), että edellä mainitun vaatimuksen täyttävä tapa kuvata moduuliarvon riippuvuutta materiaalin tiiviys- ja jännitystilasta on:

$$M_r = a_1 (n_{\max} - n) \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{0.5} \quad (16)$$

$$M_r = b_1 (n_{\max} - n) \theta_0 \left( \frac{\theta}{\theta_0} \right)^{0.7} \left( \frac{q}{\theta_0} \right)^{-0.2} \quad (17)$$

missä,

$M_r$	on	resilient-moduuli
$n$	on	materiaalin huokoisuus
$n_{\max}$	on	kokeellisesti määritettävä materiaalin maksimihuokoisuus
$\theta$	on	pääjännitysten summa, $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$
$\theta_0$	on	vertailujännitys 100 kPa
$q$	on	deviatorinen jännitys
$a_1, b_1$	ovat	materiaaliparametreja

Yksityiskohtaisemmin kaavojen 16 ja 17 mukaista resilient-moduuli-arvojen kuvaustapaa on käsitelty TTKK:ssa vuonna 1997 ilmestyneessä väitöskirjatyössä (Kolisoja 1997).

Kaavan 14 mukaisen Boycen mallin tapauksessa erilaisia radan rakennekerrosten materiaaleja edustavien tyypillisten parametriarvojen löytäminen kirjallisuudesta on huomattavasti vaikeampaa kuin mikä on tilanne esimerkiksi kaavan 12 mukaisen  $k\theta$ -mallin parametrien osalta. Osasyynä tähän on epäilemättä se, että Boycen mallin parametrien määrittämisessä tarvitaan periaatteessa syklisen sellipaineen mahdollistava kolmiaksaalikoejärjestely, johon soveltuvia tutkimuslaitteistoja erityisesti karkearakeisimpien materiaalien edellyttämässä näytemittakaavassa on maailmalla erittäin rajoitetusti saatavilla. Koska Boycen mallissa toisistaan riippumattomien materiaali-parametrien määrä on kolme, ei sen parametreilla toisaalta myöskään ole samanlaista, suhteellisen helposti mielletävissä olevaa fysikaalista merkitystä kuin  $k\theta$ -mallin "moduuliluvulla"  $k_1$  ja "jännityseksponentilla"  $k_2$ . Niinpä Boycen mallin parametrit onkin – ainakin tämän hetkisen laajuusena käytettävissä olevan kokemuspohjan puitteissa – määritettävä käytännössä tapauskohtaisesti kullekin materiaalille erikseen, jos kyseistä materiaalimallia aiotaan käyttää.

Esimerkkinä Boycen mallin mukaisista materiaali-parametreista ja muutamalla eri jännitystasolla niitä suuruusluokaltaan vastaavista resilient-moduulin arvoista taulukossa 25 on esitetty eräillä ranskalaisilla, pääosin karkearakeisia lajitteita sisältäneillä kiviaineksilla saadut tulokset (Paute 1989). Kuten taulukosta havaitaan, ovat materiaalien väliset keskinäiset erot tässä tapauksessa suhteellisen suuret. Pääsääntöisesti tuloksia vastaavat resilient-moduuli-arvot ovat kuitenkin suuruusluokiltaan edellä taulukoissa 23 ja 24 esitettyjä tuloksia vastaavat.



*Taulukko 25. Eräille ranskalaisille kiviaineksille määritetyt Boycen mallin mukaiset materiaaaliparametrit ja näitä suuruusluokiltaan vastaavat resilient-moduulin arvot*

Materiaali	$n$	$K_a^{*)}$	$G_a^{*)}$	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 100$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 200$ )	$M_r$ [MPa] ( $\theta = 400$ )
Kalkkikivi 1	0.33	6029	8552	174	277	442
Kalkkikivi 2	0.23	2812	3963	114	195	333
Kalkkikivi 3	0.61	70000	62600	555	727	955
Kalkkikivi 4	0.58	20600	19900	192	257	344
Graniitti 1	0.34	3128	4077	83	130	207
Graniitti 2	0.50	8475	7727	100	141	200
Sora	0.34	3106	3313	71	113	178

\*) Materiaaliparametrien  $K_a$  ja  $G_a$  määrittämisessä kaavan 14 mukainen vertailujännitys on tässä tapauksessa ollut 1 kPa.

Muiden, Boycen mallista edelleen kehitettyjen, epälineaaristen materiaalmallien osalta kirjallisuuslähteistä saatavissa olevien materiaaaliparametrien valikoima on yleensä vielä Boycen malliakin rajoitetumpi. Periaatteessa niiden soveltaminen suomalaisille kiviaineksille edellyttäisikin materiaaaliparametrien nimenomaista määrittämistä tarkasteltavana oleville materiaaleille asianomaisia laboratoriokoemenetelmiä – lähinnä syklistä kolmiaksisiaalikoetta – käyttäen.

## 5.4 Pengertäytteen ja pohjamaan mallintaminen

Ratapenkereen mekaanisen toiminnan mallinnuksessa varsinaisten rakennekerrosten lisäksi tulee luonnollisesti ottaa huomioon myös niiden alla olevan pohjamaan ja mahdollisen pengertäytteen ominaisuudet. Esimerkiksi lineaarisella kerrosrakennemallilla tapahtuvan ratapenkereen mallinnuksen yhteydessä tällöin yleensä kuitenkin riittää, että pohjamaata tai paksua pengertäytettä mallinnetaan homogeenisena puoliavaruutena, jonka kimmoista muodonmuutoskäyttäytymistä kuvaavat materiaaaliparametrit tunnetaan. Ohut pengertäyte taas voidaan periaatteessa mallintaa muiden rakennekerrosten tavoin pengertäytemateriaalille ominaisia materiaaaliparametreja käyttäen.

Suomalaisiin olosuhteisiin parhaiten sovellettavissa olevat pohjamaan laatua kuvaavat materiaaaliparametrien arvot löytynevät tässäkin tapauksessa suomalaisista ja ruotsalaisista tierakenteiden suunnitteluohjeista. Näistä ensinnä mainituissa pohjamaat on lähinnä maalajin perusteella jaettu seitsemään eri kantavuusluokkaan. Eri pohjamaaluokkien nk. kevätkantavuusarvot eli roudan sulamisvaiheen aikaista tilannetta keväällä edustavat pohjamaiden moduuliarvot ovat taulukon 26 mukaiset.

Taulukko 26a. Pohjamaan kantavuusluokat ja niitä vastaavat moduuliarvot suomalaisten tierakenteiden suunnitteluohjeiden mukaan (TVH 1985)

Maalaji	Tarkennus	Kantavuusluokka
Kallio	Kallio, louhe <sup>1)</sup> , murske <sup>1)</sup>	A
Kivet <sup>1)</sup>		A
Sora		B
Soramoreeni	Routimaton Routiva <sup>2)</sup>	C E (F) <sup>4)</sup>
Hiekka	Routimaton, karkea	C
	Routimaton, keskikarkea	D
	Routimaton, hieno	D (E) <sup>4)</sup>
	Routiva, keskikarkea	E
	Routiva, hieno	E (F) <sup>4)</sup>
Hiekkamoreeni	Routimaton	D (E) <sup>4)</sup>
	Routiva <sup>2)</sup>	E (F) <sup>4)</sup>
Siltti Silttimoreeni		F (G <sup>4)</sup> , E <sup>4)</sup>
Savi	Kuivakuori ( $h \geq 1$ m)	E
	Sitkeä ( $s_u \geq 25$ kN/m <sup>2</sup> ) <sup>3)</sup>	F (E) <sup>5)</sup>
	Pehmeä ( $s_u < 25$ kN/m <sup>2</sup> ) <sup>3)</sup>	G
Lieju, Turve		G

Huomautukset:

- 1) Routiva murske sekä routivaa maata sisältävä louhe ja kivet rinnastetaan vastaavaan routivaan maalajiin.
- 2) Kantavuudeksi voidaan valita 35 MN/m<sup>2</sup>, jos kysymyksessä on kuiva pengeri tai jos hienoainespitoisuus on enintään 20 % ja paikka ei ole märkä (katso huomautus 4).
- 3) Siipikairauksella todettu suljettu leikkauslujuus.
- 4) Suluissa olevaa kantavuusluokkaa käytetään, kun maa-aines on märkä lopullisessa alusrakenteessa eli pohjaveden etäisyys alusrakenteen pinnasta on alle 1 m tai paikkaan kerääntyy pintavesiä.
- 5) Penkereessä kuivana.

Taulukko 26b. Taulukon 26a kantavuusluokat

Kantavuusluokka	Moduuliarvo [MN/m <sup>2</sup> ]	Vaihteluväli [MN/m <sup>2</sup> ]
A	300	
B	200	150 ... 280
C	100	70 ... 150
D	50	35 ... 70
E	20	15 ... 35
F	10	5 ... 15
G	5	

Ruotsalaisten kokemusten mukaisia pudotuspainomittausten takaisinlaskentoihin perustuvia kimmomoduuliarvoja eri tyyppisille pohjamaille on esitelty muun muassa Djärf (1996). Taulukossa 27 on esitetty yhteenveto näistä tuloksista.

*Taulukko 27. Kimmomoduulin vaihteluväli eri pohjamaatyypeillä Djärfin (1996) mukaan*

Maalaji	Kimmomoduulin vaihteluväli [MPa]
Savi	15 ... 85
Silttinen savi	15 ... 35
Hieno siltti	15 ... 25
Keskikarkea siltti	15 ... 45 (20 ... 25 vallitseva)
Karkea siltti	20 ... 45 (penkereessä 40 ... 60)
Silttinen hiekka	20 ... 45
Hieno hiekka	35 ... 60
Hiekkainen sora, sora	75 ... 105
Silttimoreeni	25 ... 100
Silttinen hiekkamoreeni	40 ... $\geq 110$
Sorainen hiekkamoreeni	$\geq 100$
Suhteistunut sorainen hiekkamoreeni	$\geq 200$

Ruotsalaisissa tierakenteiden suunnitteluohjeissa eri pohjamaatyypin moduuliarvot taas on jaoteltu vuodenaikojen mukaan taulukossa 28 esitetyllä tavalla.

*Taulukko 28. Pohjamaan moduuliarvot ruotsalaisten tierakenteiden suunnitteluohjeiden mukaisesti (Vägverket 1994)*

Vuodenaika	Kimmomoduuliarvot eri pohjamaatyypeillä [MPa]			
	2	3	4	5
Talvi	1000	1000	1000	1000
Roudan sulamiskausi	70	35	30	10
Myöhäiskevät	85	50	40	20
Kesä	100	100	50	45
Syksy	100	100	50	45

Pohjamaatyypin kuvaus:

2. Kivet, lohkareet ja karkearakeiset maalajit. Humuspitoisuus  $\leq 2$  painoprosenttia.
3. Maalajin hienoainespitoisuus  $\leq 30$  painoprosenttia. Humuspitoisuus  $\leq 2$  painoprosenttia.
4. Maalajin hienoainespitoisuus  $> 30$  painoprosenttia. Humuspitoisuus  $\leq 2$  painoprosenttia. / Savilajitepitoisuus  $> 40$  painoprosenttia. Humuspitoisuus  $\leq 2$  painoprosenttia.
5. Savilajitepitoisuus  $\leq 40$  painoprosenttia. Humuspitoisuus  $\leq 6$  painoprosenttia.



Verrattaessa suomalaisiin ja ruotsalaisiin kokemuksiin perustuvia pohjamaiden moduuliarvoja toisiinsa todetaan ne kevään roudansulamisvaihetta edustavien arvojensa osalta varsin hyvin toisiaan vastaaviksi. Muiden vuodenaikojen osalta ruotsalaisiin kokemuksiin perustuvat moduuliarvot ovat luonnollisesti jonkin verran kevään tilannetta korkeampia. Niinpä korkealuokkaisilla radoilla, joilla pohjamaan routimista ei käytännössä voida sallia, edellä mainitut kevätkauden olosuhteita vastaavat moduuliarvot ovat oletettavasti jonkin verran todellista tilannetta alhaisempia. Ruotsalaisten suunnitteluohjeiden mukaiset kesäajan moduuliarvot sitä vastoin vastannevat kohtuullisen hyvin todellista tilannetta routarajan alapuolella olevassa pohjamaassa radan alla.

Numeerisiin laskentamenetelmiin perustuvissa ratapenkereen mallinnustarkasteluissa myös pohjamaan ominaisuuksia on mahdollista kuvata epälineaarisia materiaalimalleja käyttäen. Karkearakeisen pohjamaan tapauksessa sen kimmoista muodonmuutuskäyttäytymistä voidaan tällöin kuvata käyttämällä periaatteessa samoja materiaalimalleja kuin rakennekerrosten mallinnuksessakin (kappale 5.2.2). Hienorakeisilla pohjamaamateriaaleilla nämä mallit eivät kuitenkaan ole suoraan sovellettavissa, koska niillä kimmoista muodonmuutuskäyttäytymistä kuvaavat moduuliarvot alenevat selvästi leikkausjännitystason kasvun myötä. Esimerkkinä tässä tapauksessa kysymykseen tulevista materiaalimalleista olkoon Loachin (1987) esittämä malli, jonka mukaan esimerkiksi kolmiaksiaalikokeen kuormitustilanteessa näytekappaleen jännitysten ja muodonmuutosten välillä vallitsee kaavan 18 mukainen yhteys:

$$\varepsilon_a^r = A \cdot \left( \frac{q_r}{p'_0} \right)^B \quad (18)$$

missä,

$\varepsilon_a^r$	on	palautuva aksiaalinen muodonmuutos
$q_r$	on	deviatorisen jännityksen muuttuva osa
$p'_0$	on	tehokas keskimääräinen pääjännitys alkutilanteessa
$A, B$	ovat	materiaaliparametreja

Yksityiskohtaisemmin hienorakeisten pohjamaamateriaalien kimmoisen muodonmuutuskäyttäytymisen mallinnusta ovat esitelleet muun muassa Loach (1987) ja Brown (1996).

## 5.5 Ratapenkereen palautumattomat muodonmuutokset

### 5.5.1 Palautumattomia muodonmuutoksia aiheuttavat tekijät

Kimmoisten eli palautuvien muodonmuutosten ohella ratarakenteeseen syntyy jokaisen junan akselikuormasta aiheutuvan kuormitusyhteydessä myös palautumattomia eli pysyviä muodonmuutoksia. Pääosin nämä ilmenevät raiteen painumina, joskin raiteeseen voi toki kehittyä myös sivuttaissuuntaista epätasaisuutta erityisesti tukikerroksessa tapahtuvien muodonmuutosten seurauksena. Lisäksi raide voi painua myös ratapenkereen painosta aiheutuvien pohjamaan muodonmuutosten ja tilavuudenmuutosten seurauksena. Luettelonomaisesti radan rakennekerrokseen ja

pohjamaahan liittyvistä pysyviä muodonmuutoksia aiheuttavista tekijöistä voidaan mainita seuraavat:

- Tukikerrosmateriaalin hienonemisesta aiheutuva raiteen painuma. Se kehittyy, kun yksittäisissä tukikerrosmateriaalin partikkelissa tapahtuu murtumia ja partikkelit pääsevät tästä johtuen järjestäytymään uudelleen samalla kun pienimmät partikkelit kulkeutuvat isompien partikkeleiden välisiin tyhjätiloihin.
- Radan rakennekerrosten materiaalissa tapahtuva vähittäinen partikkeleiden uudelleen-järjestäytyminen toistuvien kuormitus syklien alaisena. Tämän seurauksena materiaali voi toisaalta tiivistyä ja toisaalta kulkeutua sivusuunnassa pois kuormitetulta alueelta. Erityisesti näin voi tapahtua, jos ratapenger on liian kapea eli se ei tarjoa riittävää sivuttaistukea raiteen kohdalla raskaamman kuormituksen alaisena olevalle materiaalille.
- Toistuvista kuormitus sykleistä pohjamaan pintaan aiheutuva palautumaton muodonmuutos. Ainakin korkealuokkaisilla radoilla routamitoituksen edellyttämistä suhteellisen suurista rakennepaksuuksista johtuen tämä painumalaji ei liene suomalaisissa olosuhteissa merkitykseltään kovin suuri. Alempiluokkaisilla radoilla tilanne voi kuitenkin olla hyvin toisenlainen, koska pohjamaan routapehmeneminen keväällä saattaa lisäksi ratkaisevasti alentaa sen kykyä vastustaa palautumattomien muodonmuutosten kehittymistä.
- Ratapenkereen painosta aiheutuva kimmoinen alkupainuma. Koska alkupainuma tapahtuu käytännössä radan rakennusaikana, ei sillä ole merkitystä raiteen epätasaisuuden kannalta.
- Ratapenkereen painosta aiheutuva konsolidaaliopainuma. Primääriseen ja sekundääriseen osaan jakautuvaa konsolidaatiopainumaa tapahtuu erityisesti pehmeällä ja eloperäisellä pohjamaalla, joilla se nopeudeltaan koko ajan hidastuvana voi jatkua jopa kymmenien vuosien ajan. Karkearakeisemminkin maapohjilla konsolidaatiopainumaa tapahtuu jonkin verran, mutta niillä prosessi on niin nopea, että painumat tapahtuvat käytännössä jo rakennusaikana.
- Ratapenkereen painosta aiheutuva leikkausjännitysten johdosta tapahtuva hidas painuma. Tämä painumalaji tulee niin ikään kysymykseen vain pehmeillä pohjamailla, joilla varmuus maapohjan sortumisen suhteen on alhainen.

Jos pohjamaassa tapahtuu routimista, voi edellä mainittujen tekijöiden lisäksi radan epätasaisuutta luonnollisesti aiheuttaa talvikaudella tapahtuva routanousu sekä epätasaisista routanousuista aiheutuva rakennekerrosmateriaalien löyhtyminen ja tätä seuraava rakenteen uudelleen tiivistyminen. Tämän kirjallisuusselvityksen puitteissa ratapenkereen pysyvien muodonmuutosten tarkastelussa rajoitetaan kuitenkin pelkästään niihin tekijöiden ja mekanismeihin jotka suoranaisesti riippuvat radan rakennekerrosten ja niissä käytettävien materiaalien ominaisuuksista.



### 5.5.2 Palautumattomien muodonmuutosten mallinnus

Pääsääntöisesti karkearakeisten maarakennusmateriaalien palautumattoman muodonmuutuskäyttäytymisen mallinnus on huomattavasti kehittymättömämpää kuin niiden palautuvien muodonmuutosten mallinnus. Eräinä tärkeimpinä syinä tähän ovat mitä ilmeisimmin ilmiön kokeelliseen testaukseen liittyvät käytännön ongelmat:

- Palautumattoman muodonmuutuskäyttäytymisen kokeellinen testaus edellyttää hyvin pitkiä, jopa miljoonia kuormitussyklejä käsittäviä, kuormitussarjoja. Tämä tekee testauksesta työlästä, aikaa vievää ja kallista.
- Kuormituskokeet ovat aina luonteeltaan näytteen tuhoavia, joten eri jännitystasoilla tehtävät kuormituskokeet edellyttävät aina uusien näytteiden rakentamista. Tämä lisää luonnollisesti kokeiden työläyttä entisestään.
- Tavanomaiset laboratoriokokeet eivät palautumattoman muodonmuutuskäyttäytymisen kannalta edes kovin hyvin simuloi liikkuvasta kuormituksesta rakeiseen materiaaliin kehittyviä rasituksia, koska liikkuva kuormitus aiheuttaa materiaalissa pääjännityssuuntien kiertymistä. Tällä taas on todettu olevan materiaalin palautumattomia muodonmuutoksia lisäävä vaikutus (Chan 1990).

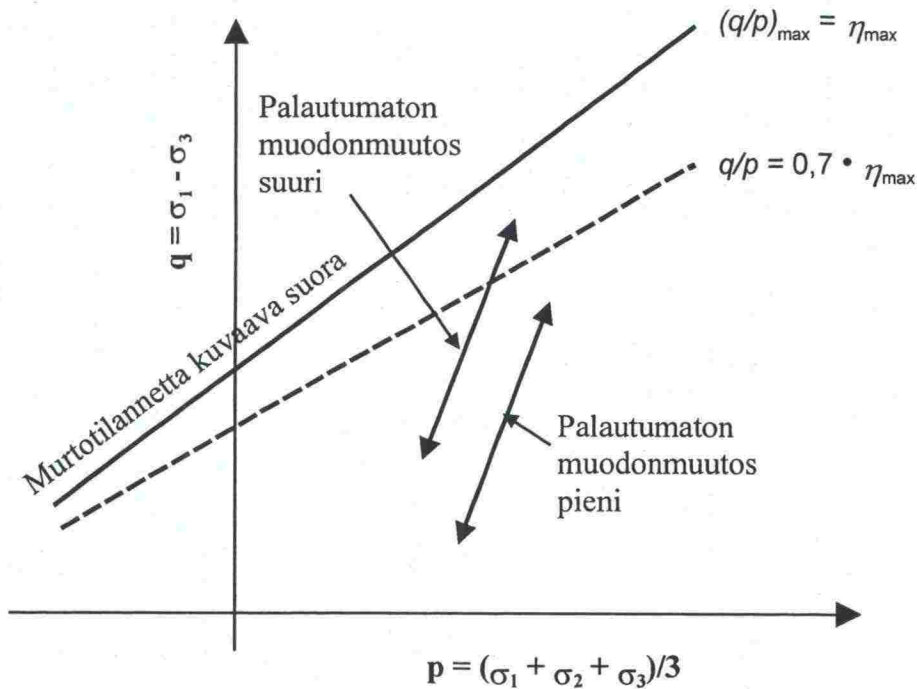
Useimmiten karkearakeiseen materiaaliin toistokuormituksen alaisena kehittyvien palautumattomien muodonmuutosten kertymisnopeus on pyritty sitomaan materiaalin lujuuteen staattisessa kuormitustilanteessa. Rajana merkittävien pysyvien muodonmuutosten kehittymiselle on yleensä pidetty kaavan 19 mukaista ehtoa (kuva 47).

$$\frac{q}{p} = 0,7 \cdot \left( \frac{q}{p} \right)_{\max} \quad (19)$$

missä,

$q$	on	deviatorinen jännitys
$p$	on	keskimääräinen pääjännitys





Kuva 47. Kuormitustason periaatteellinen vaikutus pysyvien muodonmuutosten kehittymiseen (Brown & Selig 1991)

Eräille suomalaisille ja norjalaisille karkearakeisille kiviaineksille tehtyjen pitkäaikaisten syklisten kolmiaksaalikokeiden tuloksista on ollut todettavissa, että kaavan 19 mukainen raja-arvo on suuruusluokaltaan oikea, mutta riippuu jossain määrin muun muassa materiaalin laadusta sekä sen tiiviys- ja kosteustilasta (Kolisoja 1998). Kaiken kaikkiaan sekä materiaalin laatu että sen tiiviys- ja kosteustila vaikuttavat ratkaisevasti myös kaavassa 19 vertailuarvona käytettävään staattisen tilan lujuuteen, joten niiden merkitys materiaalin alttiudessa palautumattomille muodonmuutoksille on epäilemättä varsin keskeinen.

Mallinnettaessa palautumattoman muodonmuutoksen kertymistä kuormituksen toistokertamäärän funktiona kuormituksen oletetaan useimmiten pysyvän tasolla, jolla materiaalin käyttäytyminen stabilisoituu kuormituskertamäärän kasvaessa eli yksittäistä kuormituspulssia kohti kehittyvä palautumaton muodonmuutos pienenee koko ajan. Tämän perusajatuksen mukaisia malleja ovat ehdottaneet muun muassa Barksdale (1982), Sweere (1990) ja Paute et al. (1996) (kaavat 20, 21 ja 22).

$$\varepsilon_1^p = a + b \log(N) \quad (20)$$

missä,

$\varepsilon_1^p$	on	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
$N$	on	kuormituskertojen lukumäärä
$a, b$	ovat	vakioita tietyllä kuormituspulssilla ja sellipaineen arvolla

$$\varepsilon_1^p = a \cdot N^b \quad (21)$$

missä,

$\varepsilon_1^p$	on	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
$N$	on	kuormituskertojen lukumäärä
$a, b$	ovat	regressioparametreja

$$\varepsilon_1^p(N) = A \cdot \left( 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad (22)$$

missä,

$\varepsilon_1^p(N)$	on	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos, kun $N > 100$
$N$	on	kuormituskertojen lukumäärä
$A, B$	ovat	regressioparametreja

Yksityiskohtaisemmin karkearakeisten materiaalien palautumattomaan muodonmuutokseen liittyviä kysymyksiä pohjoismaisissa olosuhteissa kysymykseen tulevien materiaalien kannalta ovat käsitelleet ainakin Lekarp (1997) ja Kolisoja (1998). Yhteenvetona ilmiön matemaattisen mallinnuksen nykytilasta voidaan kuitenkin tässä yhteydessä todeta, että välineitä radan rakennekerrosten pysyvien muodonmuutosten täsmälliseen mallinnukseen ja ennakointiin ei tällä hetkellä ole käytettävissä. Periaatteessa ilmiön herkkyyttä esimerkiksi pengerleveyden vaikutukselle on kuitenkin mahdollista mallintaa esimerkiksi elementtimenetelmän avulla. Tähän liittyviin näkökohtiin palataan tarkemmin seuraavassa kappaleessa.

## 5.6 Ehdotus ratapenkereen mallinnuksen suuntaviivoista

### Mallinnustapojen jaottelu

Kuten edellä esitetystä jo on käynyt ilmi, voidaan ratapenkereen mekaanisen toiminnan mallinnusta tehdä periaatteessa kahdella toisistaan poikkeavalla tavoite- ja tarkkuustasolla, jotka ovat:

- Kerroksittain lineaariseen rakennemalliin perustuva mallinnus.
- Numeerisiin laskentamenetelmiin, lähinnä elementtimenetelmään, perustuva rakenteen kaksi- tai kolmiulotteinen mallinnus.

Kerroksittain lineaarisen rakennemallin avulla voidaan ennen muuta analysoida sitä, minkälaisen alustan rakennekerroksiltaan ja materiaaleiltaan tunnettu ratapenger raiteelle muodostaa. Sen lisäksi mallinnuksella voidaan arvioida liikennekuormituksesta ratapenkereen kautta pohjamaahan kohdistuvia rasituksia. Jos käytettävä mallinnusohjelmisto mahdollistaa myös raiteen sisällyttämisen rakennemalliin, voidaan mallin avulla samalla analysoida myös raiteessa – lähinnä kiskossa – vaikuttavia rasituksia. Koska lineaarinen kerrosrakennemalli otaksuu rakennekerrokset vaakasuuntaan äärettömiksi, ei sen perusteella kuitenkaan ole mahdollista arvioida esimerkiksi pengerleveyden vaikutusta ratapenkereen toimintaan.



Elementtimenetelmään perustuvassa mallinnuksessa ratarakenne on mahdollista kuvata muodoltaan oikeanlaisena ja näin ollen ratarakenteen dimensioiden vaikutusta voidaan tarkastella myös sivuttaissuunnassa. Vaikka ratarakenteen palautumattomien muodonmuutosten mallinnus ei tälläkään lähestymistavalla ole suoraan mahdollista (vertaa kappale 5.5.2), voidaan niiden kehittymisen kannalta kriittisten jännitysyhdistelmien esiintymistä ja herkkyyttä esimerkiksi pengerleveyden muutoksille kuitenkin analysoida. Niinpä voidaankin todeta, että menetelmä edustaa tällä hetkellä parhaita käytettävissä olevia työkaluja ongelman kvalitatiiviseen käsittelyyn – kvantitatiivisen vastauksen saaminen edellyttää kuitenkin mallinnusten tulosten kalibrointia todellisista ratarakenteista tai varta vasten rakennetuista mallirakenteista tehtäviin havaintoihin.

### **Ehdotus ratarakenteen mallinnukseen liittyvästä etenemistavasta**

Ehdotus ratapenkereen mekaanisen käyttäytymisen mallinnuksen suuntaviivoiksi on edellä esitetyn mukaisesti kaksijakoinen. Ensimmäisessä vaiheessa mallinnusta ehdotetaan tehtäväksi lineaariseen kerrosrakennemalliin perustuvilla ohjelmistoilla. Tavoitteena on tällöin luoda mallinnusympäristö, jonka avulla ratapenkereen materiaali- ja kerrospaksuustiedoista lähtien olisi mahdollista ennakoida raiteen alustana toimivan pengerrakenteen pystysuuntaista jäykkyyttä ja sen herkkyyttä eri osatekijöiden muutoksille. Mallinnusympäristön rakentamiseen ja kalibrointiin käytetään akselipainoprojektin yhteydessä Korialle suunnitteilla olevasta instrumentointikohteesta saatavia tuloksia.

Toisessa vaiheessa ratapenkereen mekaanista käyttäytymistä pyritään mallintamaan tarkemmin elementtimenetelmään perustuvia ohjelmistoja käyttäen. Mallinnuksen ensimmäisenä tavoitteena on luonnollisesti verrata elementtimallinnuksen kautta tehtävää ratapenkereen pystysuuntaisen jäykkyyden mallinnusta lineaarisella kerrosrakennemallilla ja instrumentointikohteesta tehdyillä mittauksilla saatuihin tuloksiin. Varsinaisena tavoitteena toisen vaiheen yhteydessä tehtäväksi ehdotetuissa mallinnustarkasteluissa on kuitenkin etsiä vastausta siihen kysymykseen, mikä on erilaisilla junakuormilla ja -nopeuksilla vaadittava pengerleveys, jotta radan rakennekerrosten palautumattomat muodonmuutokset pysyvät niin alhaisella tasolla, että tästä ei aiheudu ylimääräistä radan kunnossapitotarvetta eikä muuta haittaa tai vaaraa radan käyttökelpoisuudelle.

Laajuudeltaan ja työmäärältään edellä mainituista mallinnusvaiheista ensimmäinen on selvästi toista vaihetta suppeampi. Yksityiskohtaisempi ohjelmointi toisen mallinnusvaiheen toteutukselle onkin käytännössä mahdollista tehdä vasta ensimmäisen vaiheen aikana saatavien kokemusten ja instrumentointikohteesta saatavien mittaustulosten perusteella. Koska elementtimenetelmää käytettäessä jo pelkän luotettavasti toimivan rakennemallin luominen uuteen mallinnusprobleemaan aikaisemman kokemuksen perusteella edustaa joidenkin kuukausien työpanosta, voisi toisen mallinnusvaiheen toteuttamista alustavasti arvioida esimerkiksi lisensiaattityötason opinnäytteen laajuiseksi tutkimustehtäväksi.



### Ehdotuksia tulevien instrumentointikohteiden toteutustavoiksi

Paras ja luotettavin keino tarkistaa sekä yksinkertaisilla että kehittyneemmillä laskentamenetelmillä toteutettuun ratapenkereen mekaanisen toiminnan mallinnuksen oikeellisuutta on ilman muuta todellisesta ratarakenteesta todellisen junakuorman alaisena tehtävät mittaukset. Ensimmäinen tähän tarkoitukseen soveltuva instrumentointi- ja mittauskohde maassamme on tarkoitus toteuttaa kesällä 1999 Korian ja Kouvolan välisellä rataosalla.

Korian instrumentointikohteessa mittaukset tehdään suoralla radalla. Jos kohteessa käytettävät mittausjärjestelyt osoittautuvat toimiviksi ja tulokset kaavaillulla tavalla ratarakenteiden mekaanisen käyttäytymisen mallintamista tukeviksi, on instrumentoitavien ratapoikkileikkausten käyttöä syytä harkita myös tulevien tutkimushankkeiden yhteydessä. Eräinä harkinnan arvoisina vaihtoehtoina tulisi tällöin pitää ainakin seuraavalla tavalla toteutettavia mittauskohteita:

- **Instrumentoitava ratapoikkileikkaus sijaitsee kaarteessa.** Tämä mahdollistaisi raiteessa ja ratapenkereessä vaikuttavien rasitusten tutkimisen erityisesti tukikerroksen ja ratapenkereen leveydelle asetettavien vaatimusten kannalta.
- **Ratapenkereen leveyttä instrumentointikohteessa varioidaan.** Eräs tapa tutkia nimenomaisesti pengerleveyden vaikutusta ratarakenteen mekaaniseen toimintaan olisi toteuttaa mittauskohde, jossa instrumentoidun ratapoikkileikkauksen kohdalla ratapenkereen leveyttä kasvatetaan vaihteittain. Tällöin mittauksia olisi mahdollista tehdä olosuhteissa, jotka pengerleveyttä lukuun ottamatta pysyisivät muilta osin muuttumattomina. Mahdollisesti tämän tyyppinen koejärjestely voisi olla toteutettavissa Kouvolan instrumentointikohteessakin vuonna 2000 edellyttäen luonnollisesti kuitenkin, että penkereeseen sijoitetut mittausinstrumentit pysyvät toimintakykyisinä siihen asti.
- **Instrumentointikohde sijaitsee routalevytetyllä alueella.** Routalevyjen pitkäaikaiskestävyyden arvioinnin kannalta tarpeellisia tietoja routalevyihin ratarakenteissa kohdistuvista todellisista rasituksista olisi mahdollista saada routalevytetylle alueelle sijoitetusta instrumentointikohteesta. Yksityiskohtaisemmin tätä tarkoitusta palvelevan mittauskohteen toteuttamista kannattanee harkita akselipainoprojektiin liittyvän routalevytutkimuksen yhteydessä.

### 5.7 Yhteenveto luvusta 5

Ratapenkereen mekaanisen toiminnan mallintamiseen liittyy kaksi keskeistä perustehtävää. Sovellettavien analysointimenetelmien kannalta suoraviivaisemmin ratkaistavissa oleva näistä on raiteen alapuolisen rakennekokonaisuuden pystysuuntaisen jäykkyyden (engl. "track modulus") mallintaminen. Periaatteessa tehtävä voidaan ratkaista erilaisia kaupallisesti saatavilla olevia kerrosrakenteen laskentaohjelmistoja käyttäen. Tämä edellyttää luonnollisesti kuitenkin sitä, että eri rakennekerrosten mekaanista käyttäytymistä kuvaavat materiaaliparametrit tunnetaan. Mieluiten nämä parametrit tulisi tuntea jännitystasosta riippuvina, koska karkearakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytyminen riippuu tunnetusti niihin

kohdistuvan kuormituksen suuruudesta ja ratarakenteiden tapauksessa näin ollen myös ratapengertä kuormittavasta akselipainosta.

Toinen ratapenkereen mekaanisen toiminnan kannalta keskeinen kysymys on radan rakennekerrokseen lukuisia kertoja toistuvien kuormitusten alaisena kehittyvien palautumattomien muodonmuutosten arviointi. Ratapenkereen rakentamisessa käytettävien materiaalien laadun ohella merkittävä palautumattomien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttava tekijä on ratapenkereen leveys, koska sen perusteella viime kädessä määräytyy raiteen alla raskaimmin kuormitettuna olevan ratapenkereen osan saama sivuttaistuki.

Palautumattomien muodonmuutosten kehitymisnopeuden kvalitatiiviseen mallintamiseen suoraan sovellettavissa olevia laskentamenettelyjä ei nykyisellä tietämyksen tasolla kunnolla hallita, mutta ilmiön herkkyyttä esimerkiksi pengerveyden muutoksille on mahdollista analysoida elementtimenetelmään perustuvien kaksi- ja kolmiulotteisten mallinnustarkastelujen avulla. Mallinnuksen tulos on tällöin kuitenkin kalibroitava todellisten ratarakenteiden käyttäytymisestä ja mahdollisesti myös nimenomaisesti tätä tarkoitusta palvelemaan suunniteltujen instrumentointikohteiden toiminnasta tehtävien havaintojen avulla.



## 5.8 Lukuun 5 liittyvää kirjallisuutta

1. AASHTO T 294-92 I (1992). Interim method of test for resilient modulus of unbound granular base/subbase materials and subgrade soils - SHRP protocol P46. American Association of State Highway and Transportation Officials.
2. Barksdale, R. D. (1972). Laboratory evaluation of rutting in basecourse materials. Proceedings of the 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. London. Pp. 161 - 174.
3. Boussinesq, V. J. (1885). Applications des potentiels à l'équilibre, et du mouvement des solides élastiques avec des notes entendues sur divers points de physique, mathématique et d'analyse. Paris: Gauthier-Villais.
4. Boyce, J. R. (1976). The behaviour of a granular material under repeated loading. PhD thesis, University of Nottingham.
5. Brown, S. F. (1996). Soil mechanics in pavement engineering, The Rankine Lecture. Géotechnique, Vol. 46, No. 3, pp. 383-426.
6. Brown, S. F. & Hyde, A. F. L. (1975). Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular materials. Transportation Research Record 537, pp. 49-58.
7. Brown, S. F. & Pell, P. S. (1967). An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, USA. Pp. 487-504.
8. Brown, S. F. & Selig, E. T. (1991). The design of pavement and rail track foundations. In: O'Reilly, M. P. & Brown, S. F. (Eds.) Cyclic loading of soils: from theory to design. London: Blackie. Pp. 249-305.
9. Burmister, D. M. (1943). Theory of stresses and displacements in layered systems and application to the design of airport runways. Proceedings of Highway Research Board 23, pp. 126-148.
10. CEN prENV 00227413 (1997). Unbound and hydraulic bound mixtures for roads - Test methods - Cyclic load triaxial test. Draft. Brussels: CEN/TC227/WG4/TG2. 18 p.
11. Chan, W. F. K. (1990). Permanent deformation resistance of granular layers in pavements. PhD thesis, University of Nottingham. 147 p.
12. Djärf, L. (1996). Jordens E-modul utvärderade ur nedsjunksmätningar med fallviktsdeflektometer (FWD). VTI Notat 49-1995. Linköping: Väg- och transportforskningsinstitutet. 24 s.



13. Hartikainen, O.-P. (1989). Tien päällysrakenteen suunnittelu. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tie- ja liikennetekniikka, Tampere. 119 s.
14. Hoff, I., Nordal, S. & Nordal, R.S. (1988). New hyperelastic material model for granular materials in pavement structures. Proceedings of the 5th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Tordheim, Norway. Vol. 3, pp. 1315 - 1324.
15. Hoff, I., Nordal, S. & Nordal, R.S. (1989). Constitutive model for unbound granular materials based on hyperelasticity. Proceedings of the Workshop on "Modelling and Advanced Testing for Unbound Materials. Lissabon, Portugal. 13 p.
16. Hornych, P., Kazai, A. & Piau, J.-M. (1988). Study of the resilient behaviour of unbound granular materials. Proceedings of the 5th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Tordheim, Norway. Vol. 3, pp. 1277 - 1287.
17. Jouve, P., Martinez, J., Paulte, J. L. & Ragneau, E. (1987). Proceedings of the 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, USA. Vol. 1, pp. 50-64.
18. Kolisoja, P. (1993). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - Esiselvitysvaiheen kuormituskokeet. Tielaitoksen selvityksiä 39/1993. Helsinki: Tielaitos. 71 s.
19. Kolisoja, P. (1994). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - Vuoden 1993 kuormituskokeet. Tielaitoksen selvityksiä 28/1994. Helsinki: Tielaitos. 119 s + 28 liites.
20. Kolisoja, P. (1995). Large scale dynamic triaxial tests, I. Delprosjektrapport KPG 05. Oslo: Arbeidsfellesskapet KPG. 31 p + app. 50 p.
21. Kolisoja, P. (1996a). Large scale dynamic triaxial tests, II. Delprosjektrapport KPG 07. Oslo: Arbeidsfellesskapet KPG. 38 p + app. 61 p.
22. Kolisoja, P. (1996b). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet - Vuoden 1995 kokeet. Tielaitoksen selvityksiä 34/1996. Helsinki: Tielaitos. 49 p + app 19 p.
23. Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. Doctoral Thesis, Tampere University of Technology, Tampere. 214 p.
24. Kolisoja, P. (1998). Large scale dynamic triaxial tests, III. Delprosjektrapport KPG 20. Oslo: Arbeidsfellesskapet KPG. 51 p + app. 49 p.
25. Knutson, R. M. (1976). Factors influencing the repeated load behavior of railway ballast. PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign. 183 p.

26. Lekarp, F. (1997). Permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Licentiate Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm. 84 p.
27. Loach, M. A. (1987). Repeated loading of fine grained soils for pavement design. PhD thesis, University of Nottingham. 256 p.
28. Mayhew, H. C. (1983). Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading. Laboratory Report 1088. Crowthorne: Transport and Road Research Laboratory.
29. Odemark, N. (1949). Undersökning av elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt teori för beräkning av beläggningar enligt elasticitetsteorin. Meddelande Nr. 77. Stockholm: Statens Väginstitut.
30. Pappin, J. W. & Brown, S. F. (1980). Resilient stress-strain behaviour of a crushed rock. Proceedings of International Symposium on soils under cyclic and transient loading. Swansea. Vol 1, pp. 169-177.
31. Paute, J.L. (1989). The French technique in the use of unbound roadbase in pavements. Proceedings of the 3rd International Symposium on Unbound Aggregates in Roads, UNBAR3. University of Nottingham, UK. Pp. 253 – 269.
32. Paute, J.L., Hornych, P. & Benaben, J.P. (1996). Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chaussées. In: Gomes Correia, A. (Ed.) Flexible Pavements. Rotterdam: Balkema. Pp. 53 - 64.
33. Selig, E. T. & Waters, J. M. (1994). Track geotechnology and substructure management. London: Thomas Telford.
34. Sweere, G. T. H. (1990). Unbound granular bases for roads. Doctoral thesis, Delft University of Technology. 384 p.
35. TVH (1985). Teiden suunnittelu. TVL:n ohjeet, kansio B, osa IV. Tien rakenne. Helsinki: Tie- ja vesirakennushallitus.
36. Uzan, J. (1985). Characterization of granular material. Transportation Research Record 1022, pp. 52-59.
37. Vik, G. (1995). Vakuumtreksforsk - Treksialforsk med syklisk belastning på naturgrus (0-32 mm). NGI report 531001-1. Oslo: Norwegian Geotechnical Institute. 24 p. + 29 Fig.
38. Vik, G., Holme, J. & Hoeg, K. (1988). Cyclic triaxial tests on gravel and crushed aggregates with 120 mm maximum grain size. Proceedings of the 5th International Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields. Tordheim, Norway. Vol. 3, pp. 1341 - 1349.
39. Vägverket (1994). Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner, VÄG 94. Publikation 1994-21. Borlänge: Vägverket.

40. Yrdevik, K. (1996). Dynamic triaxial testing of roadbase and lower sub-base materials. VTI Notat 4-1996. Linköping: Väg- och transportforskningsinstitutet. 50 s.



- 1/1997      Railway Industry Structures and Capital Investment Financing
- 2/1997      Nopean junaliikenteen aluekehitysvaikutukset
- 3/1997      Rautateiden henkilöliikenteen ennustemalli (RALVI)
- 4/1997      Kilpailuedellytykset ja niiden luominen Suomen rataverkolla
- 5/1997      Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2020
- 1/1998      Rataverkon jatkosähköistyksen yhteiskuntataloudellinen vaikutusselvitys
- 2/1998      Suomen rautatieliikenteen päästöjen laskentajärjestelmä (RAILI 96)
- 3/1998      Rautateiden tavarakuljetusten laatutekijät
- 4/1998      Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoiminta 1997 - 99
- 5/1998      Rataverkon kehittämisen yhdyskuntarakenteellisten vaikutusten ja menetelmien arviointi
- 6/1998      Yksityisrahoituksen käyttömahdollisuudet Suomen ratahankkeissa
- 1/1999      Ratarakenteen instrumentoinnin kirjallisuustutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
- 2/1999      Rautatieliikenteen polttoaineperäisten päästöjen aiheuttamat ympäristökustannukset
- 3/1999      Rautatieliikenteen aiheuttama värinä, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
- 4/1999      Ratarakenteen instrumentointi- ja mallinnussuunnitelma, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
- 5/1999      Rautatietärinän mittauskäytäntö Pohjoismaissa

RATAHALLINTOKESKUS  
KAIVOKATU 6, PL 185  
00101 HELSINKI

TEKNINEN YKSIKKÖ

Lisätietoja: Pasi Leimi, puh. (09) 5840 5184, sähköposti: [pasi.leimi@rhk.fi](mailto:pasi.leimi@rhk.fi)  
Jakelu: Sinikka Kiikka, puh. (09) 5840 5192, sähköposti: [sinikka.kiikka@rhk.fi](mailto:sinikka.kiikka@rhk.fi)

ISBN 952-445-025-9  
ISSN 1455-2604