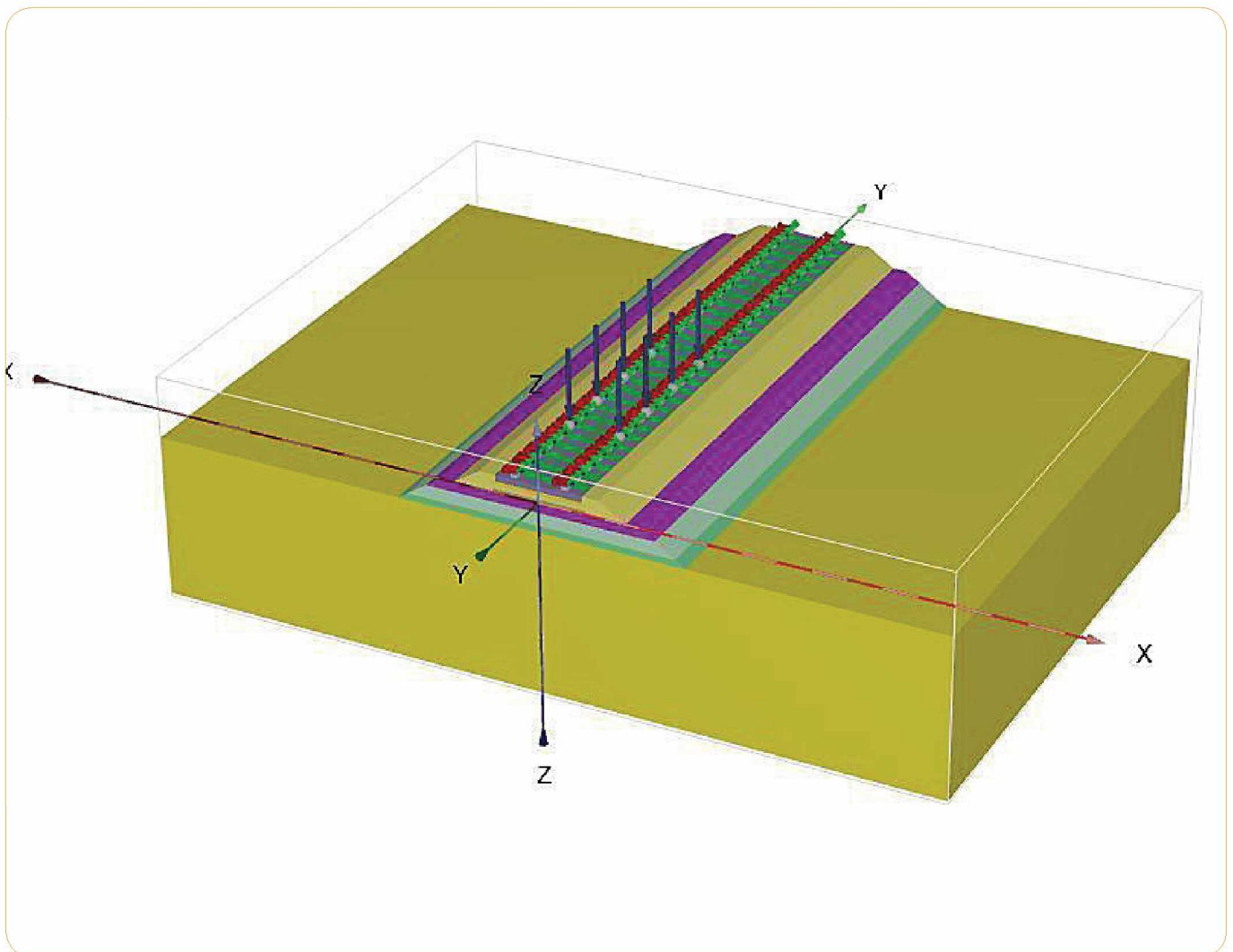


ANTTI KALLIAINEN
PAULI KOLISOJA
ANTTI NURMIKOLU

Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys



Antti Kalliainen, Pauli Kolisoja, Antti Nurmikolu

Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014

Liikennevirasto

Helsinki 2014

Kannen kuva: Tutkimuksessa käytetty radan 3D-rakennemalli

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-040-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 029 534 3000

Antti Kalliainen, Antti Nurmikolu, Pauli Kolisoja: Radan 3D-rakennemalli ja kuormituskestävyys. Liikennevirasto, kunnossapito-osasto. Helsinki 2014. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 55/2014. 174 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-040-7.

Avainsanat: ratarakenne, kuormituskestävyys, rakennemalli, elementtimenetelmä

Tiivistelmä

Radan rakenne poikkeaa Suomessa rakennekerrospaksuuksiensa osalta merkittävästi leudommilla alueilla sijaitsevien maiden ratarakenteista. Syynä paksuihin rakennekerroksiin on kausittaisen roudan haitallisten vaikutusten minimointiin tähtäävä mitoitus, jonka seurauksena ratarakenteiden kuormituskestävyyttä ei ole nähty tarpeellisenä erikseen tarkastella. Kuitenkin pohjamaaolosuhteissa, joissa routimista ei esiinny, olisi mahdollista saavuttaa merkittäviä kustannussäästöjä, jos rakennepaksuusvaatimuksia voidaan ohentaa siten, että radan kuormituskestävyys on kuitenkin riittävä.

Kuormituskestävyyden kannalta ajateltuna rata on melko monimutkainen kokonaisuus, sillä radan eri komponenttien ominaisuudet poikkeavat toisistaan hyvinkin paljon ja radan eri osiin jakautuvia rasituksia riittävän tarkasti huomioivan yksinkertaisen menettelyn kehittäminen on haasteellista. Erityyppisille yksittäisten rakenneosien materiaaleille on olemassa niiden jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä verrattain hyvin kuvaavia malleja. Näille malleille on kuitenkin tyypillistä etenkin karkearakeisten maa- ja kiviainesmateriaalien tapauksessa, että menetelyissä esitetyt ratkaisut on asetettu vastaamaan tutkittua yksittäistä materiaalia tai melko suppeaa materiaalien joukkoa.

Edellä kuvatusta syystä johtuen tie- tai ratarakennetta mallinnettaessa on päädytty lähes poikkeuksetta materiaalien osalta pelkistettyihin malleihin, useimmiten lineaarielastiseen teoriaan. Tästä johtuen erityyppiset ratarakenteen kuormituskestävyyttä määrittävät menetelmät johtavat varsinkin maa- ja kiviainesmateriaalien osalta virheellisiin jännitysjakaumiin, koska rakennekerroksissa voi vallita tarkasteltavassa lopputilanteessa vetojännityksiä, mitä maa- ja kiviainesmateriaalit eivät todellisuudessa kestä. Erityisesti monikerroslaskentaan perustuvissa mitoitusmenettelyissä radan rakennekerrosten alapintaan mobilisoituu näitä mallinnustyökaluja käytettäessä vetojännityksiä.

Tämän tutkimuksen tärkeimpänä osatavoitteena oli luoda radan eri komponenttien ominaisuudet mahdollisimman realistisesti kuvaava rakennemalli. Luotu malli perustuu elementtimenetelmään ja on kolmiulotteinen. Mallinnustyökaluna käytettiin Hollannissa kehitettyä, geotekniikkaan erikoistunutta PLAXIS-ohjelmistoa. Rakennemallissa on mahdollista valita käytettävä rakennekerrospaksuus, kisko- ja pölkkytyyppi sekä välilevyn, tukikerroksen, alusrakenteiden ja pohjamaan materiaalien ominaisuudet. Lisäksi malliin voidaan sisällyttää routalevyt ja vaihtaa tuentatilannetta.

Tutkimuksessa tehtyjen simulointien perusteella vertailtiin eri rakenneosien ominaisuuksien muutosten vaikutuksia muiden rakenneosien kokemiin rasituksiin. Tarkasteluissa havaittiin, että esimerkiksi pölkkytyypin vaihtaminen betonipölkystä puiseen pienentää jonkin verran pystysuuntaisia siirtymätasoja alusrakennekerroksissa, mutta vastaavasti kasvattaa penkereeseen mobilisoituvien pysyvien muodonmuutosten syntyä indikoivia leikkausmuodonmuutoksia varsinkin välikerroksessa. Koko ratarakenteen kuormituskestävyyden kannalta kriittisimmiksi tekijöiksi todettiin pohjamaan jäykkyys ja alusrakennekerrosten paksuus sekä niiden kosteustila. Tässä tutkimuksessa tehtyjen simulaatioiden perusteella nykyiset rakennekerrospaksuudet vaikuttavat olevan riittäviä. Kehitetyllä rakennemallilla tehtävissä tarkemmissa lisäsimulaatioissa voitaisiin varmistua siitä, että kuormituskestävyyden näkökulmasta nykyisin käytössä olevia rakennekerrospaksuuksia voitaisiin ohentaa.

Antti Kalliainen, Antti Nurmikolu, Pauli Kolisoja: 3D-strukturmodell och belastningstålighet för järnvägsbana. Trafikverket, drift och underhållavdelningen. Helsingfors 2014. Trafikverkets undersökningar och utredningar 55/2014. 174 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-040-7

Sammanfattning

I Finland skiljer sig konstruktionslagrens tjocklek i järnvägsbanan betydligt i jämförelse med länder i mildare klimatområden. Orsaken till de tjocka konstruktionslagren är att dimensioneringarna gjorts för att minimera de skadliga effekterna från perioder med tjäle, och därför har det inte ansetts nödvändigt att kontrollera bankonstruktionernas belastningstålighet. I de undre jordlagren, där tjäle inte förekommer, vore det dock möjligt att nå betydande kostnadsbesparingar om kraven för konstruktionens tjocklek kunde minskas så att banans belastningstålighet ändå är tillräcklig.

Vad gäller belastningståligheten är banan en komplicerad helhet, eftersom egenskaperna hos banans olika komponenter skiljer sig mycket från varandra och det är svårt att utveckla en enkel metod för att beakta den belastning som banans olika delar utsätts för. Det finns mallar som väl beskriver olika typer av material för enskilda strukturdelar, med jämförelse om deras uppträdanden avseende spänning-formförändringar. Typiskt för dessa mallar är dock att beskrivna metoder för främst grovkorniga jord- och stenmaterial avser de enskilt undersökta materialen eller en begränsad grupp av material.

På grund av orsaken ovan har man vid modellering av väg- eller bankonstruktioner nästan uteslutande använt förenklade mallar för materialen, oftast enligt linjära teorier. Därför leder de olika metoderna för fastställande av belastningståligheten hos olika konstruktioner, särskilt avseende jord- och stenmaterial, till felaktiga spänningsfördelningar, eftersom det i slutskedet kan föreligga dragspänningar i strukturlagren som jord- och stenmaterialen i verkligheten inte tål. Särskilt vid dimensioneringar baserade på beräkningar av flera lager mobiliseras dragspänningar i banstrukturens nedre lager då dessa modelleringsverktyg används.

Det viktigaste delmålet för denna undersökning var att skapa en strukturmodell som beskriver egenskaperna hos banans olika komponenter så realistiskt som möjligt. Den skapade mallen är baserad på elementmetoden och är tredimensionell. Modelleringsverktyget som användes var Holländska PLAXIS-systemet och som utvecklats särskilt för geoteknik. I strukturmodellen är det möjligt att välja använd konstruktionstjocklek, räls- och slipertyp samt egenskaperna hos mellanskiva, stödlager, grundkonstruktion och nedre jordlager. I mallen kan även tjältskydd läggas till och byta stödläge.

Baserat på simuleringar som gjordes i undersökningen jämfördes hur förändringar i egenskaperna hos olika konstruktionsdelar påverkades av belastningen på andra konstruktionsdelar. Vid undersökningarna konstaterades att till exempel byte av slipertyp från betongsliper till träsliper minskar de lodräta förskjutningarna något i det nedre jordlagren, men ökar däremot uppkomsten av bestående formförändringar i banvallen, vilka indikerar genomskärningsförändringar särskilt i mellanlagret. För hela bankonstruktionens belastningstålighet konstaterades de mest kritiska faktorerna vara det undre jordlagrets hårdhet och de nedersta grundkonstruktionslagrens tjocklek samt deras fuktighetsgrad. Baserat på simulationerna som utfördes i den här undersökningen, verkar tjockleken i de nuvarande konstruktionslagren vara tillräckliga. Med hjälp av mer utvecklade strukturmodeller kan mer noggranna extra simulationer kanske säkerställa att de idag använda konstruktionstjocklekarna till och med skulle kunna tunnast ut med hänsyn tagen till belastningståligheten.

Antti Kalliainen, Antti Nurmikolu & Pauli Kolisoja: Three-dimensional railway track structural model and load carrying capacity of a railway track. Finnish Transport Agency, Maintenance Department. Helsinki 2014. Research reports of the Finnish Transport Agency 55/2014. 174 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-040-7.

Summary

The structural design of a railway track in Finland is based on designing the structures against the harmful effects of seasonal frost. Compared to railway tracks located in milder climate areas, the thicknesses of structural layers of a railway track in Finland are considerably larger. When the track is located on a non-frost-susceptible subsoil the need of thick structural layers is questionable. Remarkable cost savings could be achieved if a reliable method to determine the required load carrying capacity of a railway track existed and the required thickness of structural layers at different track environments could be reliably quantified.

A railway track structure is a rather complex ensemble on the load carrying capacity point of view due to the properties of different components having deviant stress-strain dependencies. This leads to complicated correlations between the intersections of components. This challenges the aim to develop a simple procedure to size the railway track as a whole. On the other hand, accurate models for separate track components exist but those models represent the material behavior correctly only for the studied material. In case of coarse grained aggregates, in particular, these models are not suitable for different types of materials.

Resulting from the above-described reasons the methods to determine the required structural layers for road or railway structures are somewhat simplified and often based solely on the linear-elastic theory. Due to the chosen theory a large proportion of existing method to determine the load carrying capacity of a railway track result into incorrect stress distributions inside the track structure. Since the structural layers of railway track consist of unbound coarse grained aggregates which are unable to withstand tensile stresses, the linear-elastic approach leads to incorrect results. The widely used multi-layered theory, in particular, allows tensile stresses at the bottom of each layer and deludes the stress analysis.

The main focus of this study was to create a three dimensional structural model in which the stress-strain behavior of different railway track components could be varied and evaluated realistically. The created model is based on finite element method using PLAXIS 3D software which is specialized in geotechnical problems. As features, the created structural model enables variation in structural layer thickness, rail size, sleeper type (wood/concrete) and material properties of base plate, ballast, subballast layers and subgrade. In addition, the ballast layer is divided into 33 sections under the sleeper which enables studying the effects of ballast degradation.

The analysis performed in this study compares the stresses and strains of track components caused by a change of one track component properties at a time. For instance, the analysis showed that the sleeper type affects the subballast stresses. Changing the block type to the wooden one from the concrete block reduces vertical displacement levels slightly in the top parts of subballast layers but correspondingly increases the shear strain levels, which indicate the risk of permanent deformation, in the subballast layers. The obtained results indicate that the subgrade stiffness and the thickness and material properties, drainage in particular, of structural layers are the most significant factors affecting the load carrying capacity of a railway track. Based on the different simulated track structures and assuming the material properties of different track components are somewhat suitable, the current track structures in Finland are adequate from load carrying capacity point of view. However, with more precise simulations it would be possible to quantify the required thicknesses of structural layers.

Esipuhe

Tämän raportin tarkoituksena on tarkastella ratarakenteen kuormituskestävyyden mitoittamiseen vaikuttavia tekijöitä, käytettävissä olevia menetelmiä sekä arvioida erityyppisten menetelmien yleisiä ominaisuuksia. Raportissa esitellään lyhyesti maailmalla käytössä olevia menetelmiä sekä niiden ominaisuuksia.

Raportissa esiteltävä tutkimus kuuluu Tampereen teknillisellä yliopistolla käynnissä olevaan Elinkaaritehokas Rata- tutkimuskokonaisuuteen. Raportin tärkeimpänä osatekijänä esitellään radan käyttäytymisen arvioimiseksi luotu kolmiulotteinen rakennemalli. Esiteltävän mallin avulla on mahdollista tutkia radan kuormituskäyttäytymistä ratakokonaisuuden näkökulmasta, mutta tarkastella myös yksittäisten radan komponenttien kokemia rasitustasoja erityyppisissä ratarakenteissa. Näiden rasitustasojen määrittämisen avulla on myös mahdollista tarkastella myöhemmin radan eri komponenttien elinkaarta.

Tutkimusraportin tekemisestä on vastannut DI Antti Kalliainen Tampereen teknillisestä yliopistosta. Työtä ovat ohjanneet professorit Antti Nurmikolu ja Pauli Kolisoja. Projektin ohjausryhmään ovat kuuluneet edellä kerrottujen lisäksi ylitarkastaja Erkki Mäkelä Liikennevirastosta sekä DI Jaakko Heikkilä Arcus Oy:stä.

Helsingissä joulukuussa 2014

Liikennevirasto
Kunnossapito-osasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
2	RADAN JÄNNITYS-MUODONMUUTOSKÄYTTÄYTYMINEN	11
2.1	Radan komponentit ja niiden tehtävät	11
2.1.1	Kisko	11
2.1.2	Kiskon kiinnitys	13
2.1.3	Välilevy	14
2.1.4	Pölkky	15
2.1.5	Pohjain	16
2.1.6	Tukikerros.....	17
2.1.7	Routalevy	17
2.1.8	Alusrakennekerrokset.....	18
2.1.9	Pohjamaa	19
2.2	Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormi tukset.....	21
2.2.1	Pystysuuntaiset kuormitukset	22
2.2.2	Poikkisuuntaiset kuormitukset	28
2.2.3	Pituussuuntaiset kuormitukset.....	29
2.2.4	Ympäristökuormitukset	29
2.3	Ratarakennemateriaalien mallintaminen	30
2.3.1	Jännitystila ja lineaarielastinen materiaalmalli	30
2.3.2	Karkearakeisten materiaalien mallintaminen.....	34
2.3.3	Palautuvan muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen	35
2.3.4	Pysyvän muodonmuutoskäyttäytymisen mallintaminen.....	41
	Kuormituskertamäärään perustuva mallintaminen	42
	Palautuviin muodonmuutoksiin perustuva mallintaminen	44
	Pysyvien muodonmuutosten määrittäminen jännitystilan avulla.....	45
2.3.5	Jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen partikkelitasolla.....	49
2.4	Karkearakeisten materiaalien muodon muutoskäyttäytymiseen vaikuttavat tekijät.....	51
2.4.1	Kuormituskertojen lukumäärä	51
2.4.2	Jännitystaso	52
2.4.3	Jännityshistoria	52
2.4.4	Materiaalin tiiviys.....	53
2.4.5	Materiaalin vesipitoisuus.....	53
2.4.6	Materiaalin rakeisuus	53
2.4.7	Rakeiden muoto.....	54
3	RATARAKENTEEN KUORMITUSKESTÄVYYDEN ARVIOINTI MENETELMÄT ..	55
3.1	Beam on Elastic Foundation (BOEF)	56
3.2	KENTRACK.....	59
3.2.1	Kuormituksen mallintaminen	59
3.2.2	Elementtimenetelmän hyödyntäminen KENTRACK-ohjelmistossa	61
3.2.3	Monikerroslaskennan hyödyntäminen KENTRACKissa	62
3.2.4	Laskentatulokset KENTRACK-mallissa	63
3.3	GEOTRACK.....	65
3.3.1	Li et. al. menetelmä.....	67
3.4	ILLITRACK	71

3.5	Maailmalla käytössä olevia ohjeita ja suunnittelumetodeja	73
3.5.1	UIC:n esittämä menetelmä	73
3.5.2	West Japan Railway Standardi	76
3.5.3	British Rail Method	77
3.5.4	Network Rail Code	78
3.5.5	Deutsche Bahnin ohjeistus	79
3.6	Tierakenteiden mitoittaminen Suomessa	81
3.6.1	Tierakenteen kuormituskestävyyden mitoittaminen	82
4	RADAN 3D-RAKENNEMALLI	89
41	PLAXIS 3D-ohjelmisto	89
4.1.1	Materiaalimallit	89
	Lineaarielastinen materiaalimalli (LE)	89
	HS-malli	90
4.2	Radan rakennemalli ja laskentaparametrit	94
4.2.1	Kisko	94
4.2.2	Välilevy	96
4.2.3	Pölkky	97
4.2.4	Tukikerros	103
	Raidesepelin lujuus- ja jäykkyysominaisuudet	104
4.2.5	Alusrakennekerrokset	112
4.2.6	Routalevyt	114
4.2.7	Pohjamaa	116
5	MALLINNUSTULOKSET JA TULOSTEN ANALYSOINTI	120
5.1	Olemassa olevaa ratarakennetta kuvaavat simuloinnit (A-sarja)	122
5.1.1	Välilevy	122
5.1.2	Pölkky	123
5.1.3	Tukikerros	125
5.1.4	Välikerros	129
5.1.5	Eristyskerrokset	132
5.1.6	Pohjamaa	137
5.2	Uutta ratarakennetta kuvaavat simuloinnit (B-sarja)	139
5.2.1	Välilevy	140
5.2.2	Pölkky	140
5.2.3	Tukikerros	143
5.2.4	Välikerros	146
5.2.5	Eristyskerrokset	148
5.2.6	Pohjamaa	155
6	YHTEENVETO	158
6.1	Radan komponentit ja niiden mallintaminen	158
6.2	Radan kuormituskestävyyden arviointi menetelmät	159
6.3	Tutkimuksessa kehitetty malli ja simuointitulokset	161
6.3.1	Mallin geometria ja rakenne	161
6.3.2	Materiaaliparametrit	162
6.3.3	Simulointitulokset	162
	LÄHTEET	168

1 Johdanto

Radan rakenne poikkeaa Suomessa merkittävästi leudommilla alueilla sijaitsevien maiden ratarakenteista. Ilmastollisten olosuhteiden ja kausittaisen roudan takia ratarakenteet mitoitetaan suojaamaan raidetta roudan aiheuttamia epätasaisuuksia vastaan. Tästä syystä rakennekerrosten kokonaispaksuus on Suomessa verrattain suuri. Routimisen estämiseksi ratarakenteissa käytetään korkealuokkaisia, karkearakeisia maamateriaaleja, jotka kestävät hyvin myös suuria junakuormituksia. Edellä kuvatuista syistä johtuen ratarakenteen kuormituskestävyyden on katsottu olevan riittävä eikä rataa ole katsottu tarpeelliseksi mitoittaa kuormituskestävyyden näkökulmasta.

Radan kuormituskestävyyden mitoittamista voidaan perustella kahdesta näkökulmasta. Yhtäältä tilanteissa, joissa rata perustetaan routimattomalle pohjamaalle tai keinotekoisesti vahvistetulle alustalle, kuten paalulaatta tai tiivistetty massanvaihto, on rakenteen routamitoittamiselle vaikeaa nähdä perusteita. Mikäli ratarakenne mitoitetaisiin näissä tilanteissa kuormituskestävyyden näkökulmasta, olisi mahdollista saavuttaa säästöjä radan rakentamiskustannuksissa. Tosin edellä mainitun paalulaattarakenteen tapauksessa täytyy huomioida ohuempien rakennekerrosten vaikutus paalulaatan rakenteelliseen mitoittamiseen.

Toisaalta radan kuormituskestävyys tulisi nähdä paitsi ratakokonaisuuden kykyä ottaa vastaan liikkuvasta kalustosta ja ympäristötekijöistä aiheutuvia kuormituksia, mutta myös radan yksittäisiin komponentteihin vaikuttavien kuormitusten aiheuttamina vaurioitumismekanismineina. Toisin sanoen, radan mitoittaminen kuormituskestävyyden näkökulmasta tarkoittaa sekä radan rakennekokonaisuuden mitoittamista että yksittäisten radan osien elinkaaren hallintaa.

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on kehittää ensimmäinen versio menettelystä, jonka avulla on mahdollista mitoittaa sekä ratarakenne kokonaisuutena että komponentteittäin kestävämmään rakenteeseen kohdistuvia kuormituksia elinkaarihokkaasti.

Jotta ylipäätään voidaan pohtia ratarakenteen kuormituskestävyyden mitoittamista, tulee rataan kohdistuvat kuormitukset tuntea. Raportin aluksi luvussa 2 esitellään radan komponentit ja niiden tehtävät, rataa kuormittavat tekijät, arvioidaan erityyppisten kuormitusten vaikutusta ratarakenteeseen kokonaisuutena sekä rajataan tutkimuksessa huomioitavat rasitukset. Luvussa 2 käsitellään lyhyesti myös erilaisten materiaalien mallintamiseen liittyvää problematiikkaa painottuen erityisesti karkearakeisten maamateriaalien mallintamiseen.

Luvussa 3 esitellään maailmalla käytössä olevia ratarakenteen kuormituskestävyyden arviointi- ja mitoitusmenetelmiä, jotta voidaan arvioida olemassa olevien menetelmien soveltuvuutta erityisesti radan yksittäisille komponenteille tehtäviin tarkasteluihin. Lisäksi luvussa 3 käydään läpi myös tierakenteiden kuormituskestävyyteen käytettäviä menettelyjä ja arvioidaan niiden soveltuvuutta rataympäristöön.

Luvussa 4 esitellään tässä tutkimuksessa käytetty elementtimenetelmään perustuva laskentaohjelmisto lyhyesti sekä kuvaillaan radan eri komponenteille käytettäviä materiaalimalleja. Lisäksi esitellään yksityiskohtaisesti tutkimusta varten kehitytty radan 3D-rakennemalli komponentteittain.

Luvussa 5 käydään läpi tutkimukseen tässä vaiheessa sisällytettyjen mallisimulaatioiden tulokset. Tulosten esittelyssä keskitytään tuomaan esiin yksittäisten tekijöiden vaikutusta radan käyttäytymiseen. Tämän tutkimusvaiheen tulosten perusteella on mahdollista eritellä tärkeimmät radan kuormituskestävyyteen vaikuttavat seikat, joiden avulla on mahdollista arvioida radan kuormituskestävyyttä yleisemmin jatkossa. Nämä seikat on esitelty raportin yhteenvedossa luvussa 6.

2 Radan jännitys-muodonmuutos-käyttäytyminen

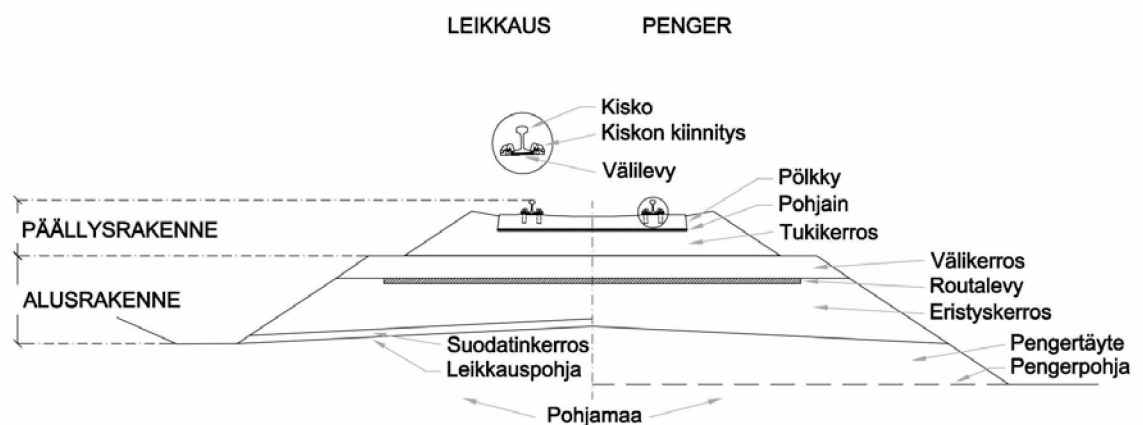
Ratarakenne koostuu useista ominaisuuksiltaan toisistaan poikkeavista komponenteista. Jotta voidaan arvioida ratarakenteen kuormituskestävyyttä kokonaisuutena, täytyy rataan kuuluvat komponentit ja niiden ominaisuudet tuntea. Kappaleessa 2.1. esitellään radan kuormituskestävyyden kannalta oleelliset komponentit ja niiden tehtävät osana ratarakennetta.

Ratarakenne kuormittuu pääasiassa rakenteen päällä kulkevista junista. Junakuormituksesta aiheutuu rataan erisuuruisia ja -suuntaisia rasituksia. Kappaleessa 2.2. esitellään rataan kohdistuvat pysty-, vaaka- ja pituussuuntaiset kuormitukset ja kuormitusten vaikutukset ratakokonaisuuden kannalta. Lisäksi käydään läpi ympäristöstä ratarakenteeseen aiheutuvat rasitukset. Kappaleessa tehdään myös rajaukset siitä, miten erityyppisiä kuormituksia käsitellään tämän tutkimuksen yhteydessä.

Kappaleessa 2.3 esitellään lyhyesti erityyppisten materiaalien mallintamisen perusteet. Tarkemmin kuvaillaan karkearakeisten maamateriaalien mallintamiseen liittyvää problematiikkaa.

2.1 Radan komponentit ja niiden tehtävät

Tässä tutkimuksessa rajaudutaan käsittelemään tukikerroksellista ratarakennetta. Tällainen rakenne voidaan jakaa alus- ja päällysrakenteeseen kuvan 1 mukaisesti. Kuvassa on esitetty myös alus- ja päällysrakenteeseen kuuluvat komponentit.



Kuva 1. Tukikerroksellisen radan rakenneosat. (Peltokangas 2012)

2.1.1 Kisko

Kisko on peräkkäisistä teräsprofiileista muodostuva kokonaisuus, jonka ensisijainen tehtävä on mahdollistaa junakaluston tasainen ja turvallinen kulku ratarakenteen päällä. Kisko on suorassa kontaktissa kiskon alapuolella olevaan välilevyyn sekä kiskon muuhun rakenteeseen kiinnittävään kiskonkiinnitykseen. (Selig & Waters 1994)

Kisko voidaan jakaa kolmeen osaan; hamaraan, varteen ja jalkaan. Kiskon osien tehtävät ovat (Esveld 2001):

- hamara: on muodoltaan sellainen, että kiskon ja pyörän välinen kontakti säilyy ja on mahdollisimman hyvä kaikissa tilanteissa. Hamaran koon täytyy olla myös riittävän suuri, jotta siinä on riittävän suuri kulumisvara
- varsi: on riittävän paksu ja leveä, jotta kiskolla on riittävä taivutusjäykkyys sekä riittävä varmuus kiepahdusta vastaan korroosiovara huomioiden.
- jalka: on riittävän leveä, jotta kiskon pystyssä pysyminen voidaan taata kaikissa olosuhteissa ja jotta kuormat jakautuvat riittävän suurelle alueelle pölkyn yläpinnassa. Leveä jalkaosa varmistaa myös riittävän suuren jähyysmomentin sivuttaisia kuormituksia vastaan.

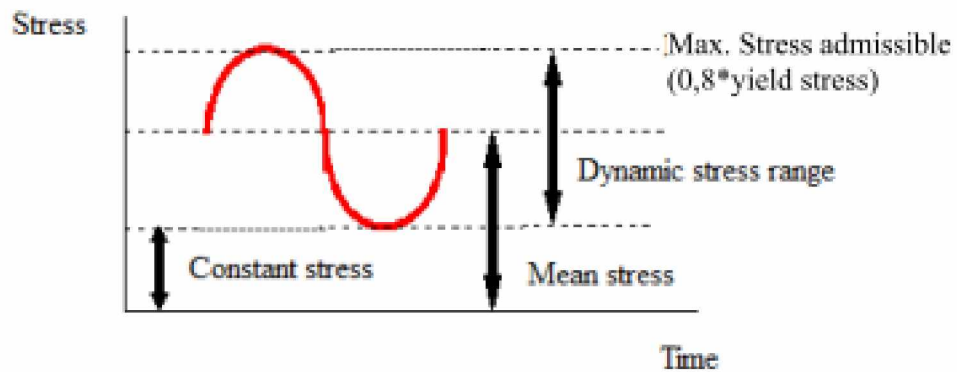
Kisko kuormittuu pysty-, vaaka- ja pituussuunnassa. Näistä kuormituksista aiheutuu kiskoon taivutusrasituksia pystysuuntaisesta junakuormasta, etenkin jatkuvakiskoraiteella lämpötilanvaihtelusta aiheutuvia normaalijännityksiä, kiskon valmistusprosessin yhteydessä muodostuvia jäännösjännityksiä, liikkuvasta kalustosta johtuvia puristusjännityksiä kiskon hamaraosassa ja korkeataajuuksisten iskukuormitusten aiheuttamia jännityksiä. Ratakiskon väsymisen kannalta erityisen mielenkiintoinen piste ratakiskossa on jalan keskipiste, koska jalan keskipisteestä alkaneita kiskon väsymishalkeamia on raportoitu laajasti. (Esveld 2001) Piste on erittäin kiinnostava myös koko ratarakenteen kuormituskestävyyden kannalta, sillä mitä suurempi jännitystaso mobilisoi kiskon jalan alueelle, sitä suurempi rasitus vastaavasti mobilisoi koko ratarakenteeseen.

Riessbergerin mukaan (1998) kiskon jalan keskikohdan sallittu taivutusjännitys riippuu pääasiassa kahdesta tekijästä:

- kiskossa vaikuttava jännitystila, joka muodostuu valmistuksen yhteydessä muodostuneista jäännösjännityksistä (n. 80-100 MPa) ja lämpötilan muutosten aiheuttamista jännityksistä (n. 100 MPa)
- Syklisen liikennekuormituksen aiheuttamista väsymisjännityksistä, jotka määritetään väsytykokeiden avulla. Esim. UIC 900-teräksestä valmistetulle kiskolle sallittu taivutusjännitys, jotta jäädään luotettavasti kiskoteräksen väsymisrajan alapuolelle, on jatkuvakiskoraiteella 200 MPa ja lyhyt- tai pitkäkiskoraiteella 210 MPa.

Kiskoille on väsymisjännityksen lisäksi määritetty murtojännitys, joka UIC 900-tyypiselle kiskolle on 900 MPa. Luonnollisesti murtorajan läheisyyteen asti nousevia jännityksiä tulee välttää. Itse asiassa kiskon tulisi toimia myötöjännityksen alapuolella. UIC 900-tyyppisille kiskoille myötöraja asettuu yleensä 500 ja 600 MPa:n välille. Sallitun väsymisjännityksen määrittämiseksi käytetään väsytykokeita ja erilaisia diagrammeja. (Riessberger 1998)

Kiskoon liikenteestä kohdistuvia jännityksiä ja niiden vaihteluita voidaan kuvata kuvassa 2 esitetyllä tavalla. Kun tiedetään murto- ja myötöjännitykset, ja huomioidaan lisäksi kiskossa sisäisesti vaikuttava jännitystila, saadaan esim. UIC 900- kiskonlaadun tapauksessa: 500 MPa:n myötöjännityksestä vähennetään sisäinen jännitystila noin 200 MPa. Jäljelle jäävästä sallitusta 300 MPa:n jännitysalueesta vähennetään vielä jonkin verran pois kiskon kestäväyyden varmuuskertoimen parantamiseksi ja päädytään lopulta edellä esitettyyn 200 MPa:n tasoon.



Kuva 2. Kiskoon kohdistuvat jännitykset. (Esveld 2001, viitattu Pérez Gállego 2010)

2.1.2 Kiskon kiinnitys

Kisko voidaan kiinnittää ratapölkkyyn usealla tavalla. Karkeasti kiskon kiinnitystyytit voidaan jakaa sen mukaan, kiinnitetäänkö kisko puiseen vai betoniseen ratapölkkyyn. Kiinnityksen tehtävänä on tukea kisko pölkkyä vasten ja estää kiskon kaatuminen sekä vastustaa liikkuvasta kalustosta kiskoon kohdistuvia voimia ja liikkeitä. Lisäksi kiinnityksen avulla estetään lämpövoimista johtuvia kiskon liikkeitä. (Selig & Waters 1994)

Kiskon kiinnitys puupölkkyyn vaatii useimmiten kiskon ja pölkyn väliin erillisen aluslevyn, jonka tehtävänä on jakaa kuormat laajemmalle osalle pölkkyä pitäen puupölkyn yläpintaan kohdistuvan jännitystason kohtuullisena ja estää puun mekaaninen kulumisen. Betonipölkkyissä ei useimmissa tapauksissa tarvita erillisiä aluslevyjä, vaan kiskon jalan alla käytetään joustavia välilevyjä (kappale 2.1.3). Betoniratapölkkyissä käytetään yleisesti jousikiinnityksiä. (Selig & Waters 1994) Kuvassa 3 on esitetty Suomessa nykyisin yleisesti käytetty Vossloh Skl 14-kiinnitys.



Kuva 3. Vossloh Skl 14-kiskonkiinnitysjärjestelmä, vasemmalla esiasennettuna ja oikealla kiristettynä paikoilleen. (Vossloh 2012)

2.1.3 Välilevy

Välilevyn tehtävä on siirtää ja jakaa kiskon jalalta tulevia kuormituksia pölkylle sekä vaimentaa korkeataajuuksisia dynaamisia voimia (Esveld 2001). Selig & Watersin (1994) mukaan välilevyn tehtäviin kuuluvat edellisten lisäksi:

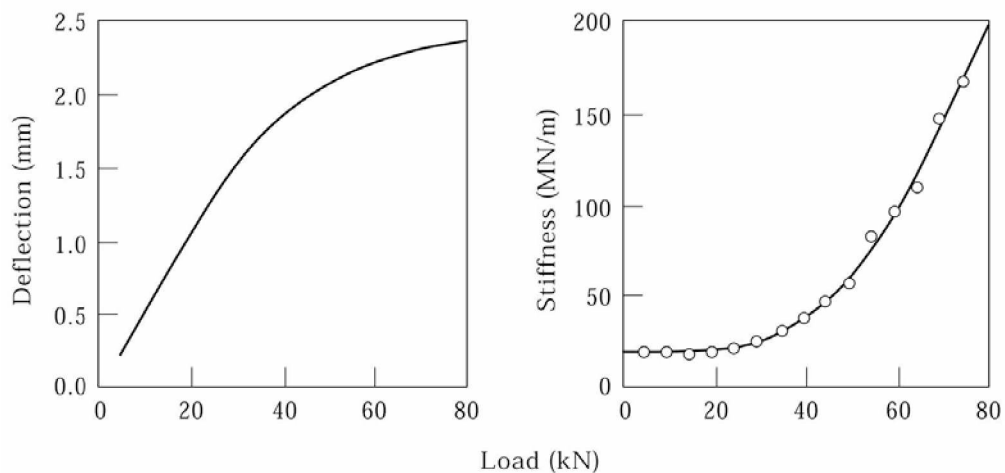
- kiskon jalan ja pölkyn välisen kontaktipinnan kulumisen vähentäminen
- riittävän sähköneristyksen varmistaminen
- liikkuvasta kalustosta aiheutuvan värähtelyn vähentäminen.

Välilevy voidaan valmistaa esim. luonnonkumista, korkkikumista eli korkin ja kumin yhdistelmästä, polyeteenistä, etyyli-vinyyliasetaatista (EVA) tai elastomeereista. Levyt voivat olla pinnoiltaan kuvioituja. (Esveld 2001)

Kuormituskestävyyden kannalta välilevyt ovat erittäin tärkeitä huomioida, sillä ne toimivat kuormituksen jakautumisen kannalta vaimentimina lisäten kiskon taipumaa pölkkyjen kohdalla ja näin ollen jakavat pyöräkuormia laajemmalle alueelle. Välilevyn tarkasteluun liittyy myös toinen mielenkiintoinen seikka, sillä niiden kuormitusmuodonmuutuskäyttäytyminen on varsin monimutkainen ilmiö ja usein levyn jäykkyys muuttuu suuresti kuormitustason kasvaessa.

Välilevyn jäykkyyttä voidaan käsitellä staattisena ja dynaamisena jäykkyytenä. Staattisen jäykkyyden osalta välilevyn jäykkyyttä tarkastellaan pysyvän tai hitaasti kehittyvän kuormituksen alaisena. Käytännössä tämän kuormituksen aiheuttaa radalla liikkuva kalusto sekä välilevyn päällä olevan kiskon paino sekä kiskon kiinnitysosista syntyvä puristusvoima. Staattisia kuormituksia voidaan pitää esikuormituksena tarkasteltaessa välilevyn dynaamista jäykkyyttä. Dynaamisella jäykkyydellä tarkoitetaan välilevyn jäykkyyttä nopeiden kuormitustapahtumien aikana. (Wu & Thompson 1999) Välilevyn staattisen jäykkyyden on havaittu olevan kuormitustasosta riippuvaa siten, että kuormitustason kasvaessa myös staattinen jäykkyys kasvaa. Jäykkyyden kasvu vaihtelee materiaaleittain ollen esim. luonnonkumilla huomattavaa ja polyeteenillä vähäisempää. (Wu & Thompson 1999, Grassie 1989)

Kuvassa 4 on esitetty Pandrolin nimellispaksuudeltaan 10 mm nastapinnoitetuille kumivälilevyille tehtyjen mittausten perusteella määritetyt levyn kokoonpuristuman ja staattisen jäykkyyden muuttuminen kuormitustason funktiona. Kuvan perusteella kuormitus-jäykkyys-kuvaajan kulmakerroin muuttuu kuormitusvälillä 20–50 kN. Wu & Thompsonin (1999) mukaan kiskonkiinnityksen aiheuttama staattinen voima on noin 20 kN, joten välilevyn jäykkyys kasvaa liikennekuormituksen vaikutuksesta. Samoille välilevyille tehdyissä mittauksissa dynaamisen jäykkyyden on havaittu olevan riippuvainen sekä staattisesta esikuormituksesta että dynaamisen kuormituksen taajuudesta. Välilevyn dynaaminen jäykkyys kasvaa sekä esikuormituksen että kuormitustajuuden kasvaessa. Dynaamisen jäykkyyden havaittiin olevan 3–4-kertainen staattiseen jäykkyyteen verrattuna.



Kuva 4. Staattinen kuormitus-kokoonpuristuma- ja kuormitus-jäykkyys-kuvaaja Pandrolin nimellispaksuudeltaan 10 mm nastapinnoitetuille kumivälilevyille. (Wu & Thompson 1999)

Esikuormituksen ja dynaamisen kuormituksen taajuuden lisäksi välilevyn jäykkyysominaisuuksiin vaikuttavat mm. lämpötila ja välilevyn ikä. Lämpötilan lasku tyypillisesti kasvattaa välilevyn jäykkyyttä. Kumulatiivisen kuormituskertamäärän kasvaessa välilevyn elinkaaren aikana sen jäykkyys- ja vaimennusominaisuudet yleensä heikkenevät jonkin verran. Tyypillisesti käytettävät välilevyt ovat suhteellisen jäykkiä, vaikka ne eivät ole esim. melunvaimennusominaisuuksiltaan optimaalisia. Jäykkien välilevyjen avulla pyritään pienentämään pölkkyihin kohdistuvia rasituksia ja näin pidentämään pölkkyjen käyttöikää. (Esveld 2001)

Pehmeän ja jäykän välilevyn välille ei kirjallisuudessa ole juuri annettu selviä raja-arvoja jäykkyysien vaihteluvälin ollessa melko laaja, suunnilleen 100–2000 MN/m (RSSB 2005). Suomen Standardisoimisliiton betonisten ratapölkkyjen kiinnitysjärjestelmiä koskevassa osassa, jossa välilevyn dynaaminen jäykkyys määritetään 4 Hz:n taajuudella kuormitusväliltä 20–95 kN, annetaan alla oleva jäykkyysluokitus. Samalla kuitenkin huomautetaan luokituksen palvelevan vain testauskäyttöä, eikä sitä tule käyttää ohjeellisena luokituksena radan suunnittelussa. (SFS EN13481-2 2002)

- pehmeä: < 100 MN/m
- normaali: 100 – 200 MN/m
- jäykkä: > 200 MN/m

Välilevyjen jäykkyyden yksikkönä käytetään useimmiten joko kN/mm tai MN/m joutuuen siitä, että välilevyt tyypillisesti mallinnetaan jousina ja jäykkyydellä kuvataan näiden jousien jousivakioita.

2.1.4 Pölkky

Pölkyn tärkeimmät tehtävät ja vaatimukset ovat ratateknisten määräysten ja ohjeiden osan 11 ”Radan päällysrakenne” mukaan (Ratahallintokeskus 2002):

- kuormien jakaminen tukikerrokseen eli tukikerrosta kuormittavan pinta-alan laajentaminen
- raidelevyiden säilyttäminen yhdessä kiskon kiinnityksen kanssa

- kiskon liikkeiden rajoittaminen yhdessä tukikerroksen kanssa
- mekaanisten rasitusten kestäminen lyhyellä ja pitkällä aikavälillä
- riittävän sähköisen eristyksen tuottaminen kiskojen sekä kiskon ja tukikerroksen välillä.

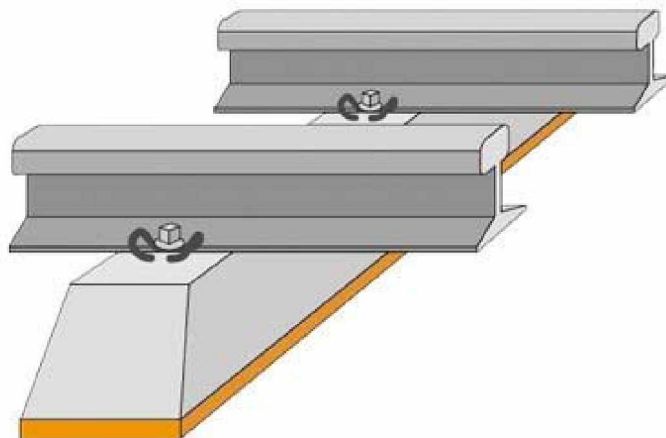
Pölkkyt valmistetaan useimmiten puusta tai betonista, mutta myös teräksisiä pölkkyjä on kehitetty (Esveld 2001). Näiden lisäksi on kehitetty myös korvaavia vaihtoehtoja esim. erilaisista komposiittimateriaaleista, mutta niitä ei ainakaan toistaiseksi ole Suomen olosuhteissa käytetty. Betonisia ratapölkkyjä on useita erilaisia tyyppisiä, mutta tämän tutkimuksen yhteydessä keskitytään Suomessa käytössä oleviin, yksiosaisiin betonipölkkyihin. Puupölkkyjä ei käsitellä tarkemmin, mutta verrokkilaskeleitä tehdään myös puisille ratapölkkyille.

Suomessa betoniratapölkkyjä käytetään 60 E1-kiskoilla pää- ja sivuraiteilla sekä mahdollisuuksien mukaan myös 54 E1-kiskoilla raiteilla erikoistapauksia lukuun ottamatta. Valtaosa käytössä olevista pölkkyistä on yksiosaisia ja esijännitettyjä. Jatkuvakiskoraidetta rakennettaessa ratapölkkyvälin on Suomessa oltava välillä 590...630 mm nimellimitan ollessa 610 mm. (Ratahallintokeskus 2002) Suomeen uusina hankittavien esijännitettyjen betoniratapölkkyjen pituuden tulee olla 2600 mm, suurimman leveyden 280..305 mm (nimellismitta 300 mm) ja suurimman korkeuden 220 ± 3 mm kiskon keskilinjalla (Ratahallintokeskus 2008 b).

Kuormituskestävyyden kannalta pölkky on erittäin merkittävä komponentti. Pölkyn toiminta liittyy kiinteästi tukikerroksen kuntoon, joten pölkyn kuormituskestävyyttä ja radan kuormituskestävyyteen vaikuttavia pölkyn ominaisuuksia käsitellään tarkemmin tämän raportin mallinnusosuutta käsittelevässä luvussa 4.

2.1.5 Pohjain

Pohjaimella (kuva 5) tarkoitetaan pölkyn ja tukikerroksen väliin asennettavaa joustavaa levyä, joka voidaan valmistaa esim. luonnonkumista, polyuretaanista, korkkikumista tai etyyli-vinyyli-asetaatista (EVA). Pohjain voidaan kiinnittää valmiiseen pölkkyyn tai liittää osaksi pölkkyä jo valmistusprosessin aikana monin eri tavoin. Käytettävien pohjainten paksuus on tyypillisesti 10..20 mm. Pohjain valmistetaan usein kaksoisrakenteena, jossa tukikerrosta vasten tulevan kerroksen tehtävä on suojata pölkkyä vasten olevaa kerrosta sepelikiviaineksen hankaavalta kulutukselta. (UIC 2009)



Kuva 5. Periaatekuva pohjaimesta. (Getzner 2012)

Pohjainten käyttöä on perusteltu ainakin seuraavilla argumenteilla (UIC 2009):

- jäykkyyserojen tasaaminen esim. siltojen kohdalla
- radan korkeusviivan alentaminen kriittisissä paikoissa
- tukikerrospaksuuden ohentaminen
- radan geometrian parantaminen
- kiskoon ja pölkkyyn kohdistuvien jännitysten pienentäminen
- tärinän ja runkomelun vähentäminen
- kunnossapitotarpeen vähentäminen
- korrugaation vähentäminen pienisäteisissä kaarteissa.

Radan kuormituskestävyyden kannalta pohjain tarjoaa vähintäänkin erikoistapauksiin uuden ratkaisumallin. Esimerkiksi hyvin jäykälle alustalle perustetulla rataosuudella kuten kalliioleikkausissa ja tunneleissa, kun rata on perustettu kalliioleikkaussyvyyteen, voidaan pohjainten avulla pienentää tukikerrokseen kohdistuvia jännityksiä ja näin vähentää mahdollista jauhautumisongelmaa. Hyötyjä voidaan saavuttaa myös kohteissa, joissa radan jäykkyys muuttuu, kuten siltojen kohdalla.

2.1.6 Tukikerros

Tukikerroksen tehtävä on pitää raide geometrisesti oikeassa kohdassa ja asennossa, jakaa ratapölkkyistä välittyvät kuormat alusrakenteelle sekä muodostaa raiteelle tasainen ja kantava alusta. Suomessa käytetään tukikerrosmateriaalina rakeisuudeltaan 31,5/63 mm raidesepeleitä valtaosalla päärataverkosta. Tukikerroksen paksuus vaihtelee raide- ja pölkkytyypin mukaan välillä 350–550 mm ollen jatkuvakiskoissa betoniratapölkkyraiteessa tyypillisesti 550 mm. Raidesepelein asemesta tukikerrosmateriaalina voidaan käyttää myös raidesoraa. (Ratahallintokeskus 2008 a)

Tässä tutkimuksessa keskitytään sepelitukikerrokseen. Kuormituskestävyyden kannalta tukikerros on erittäin haasteellinen komponentti, koska sen ominaisuudet muuttuvat eniten ja useimmin radan elinkaaren aikana. Raidesepelein ominaisuuksien kehittyminen on erittäin monimuotoinen ilmiö, sillä kuormituskestävyyteen vaikuttavat tukikerroksen ominaisuudet vaihtuvat käytännössä jatkuvasti raidesepelein jauhautuksessa. Jauhautumisprosessin lisäksi ominaisuudet muuttuvat kunnossapitotoimenpiteiden, kuten tukemisen yhteydessä. Tukikerroksen ominaisuuksia ja roolia radan kuormituskestävyyden muodostumisessa käsitellään tarkemmin luvussa 4.

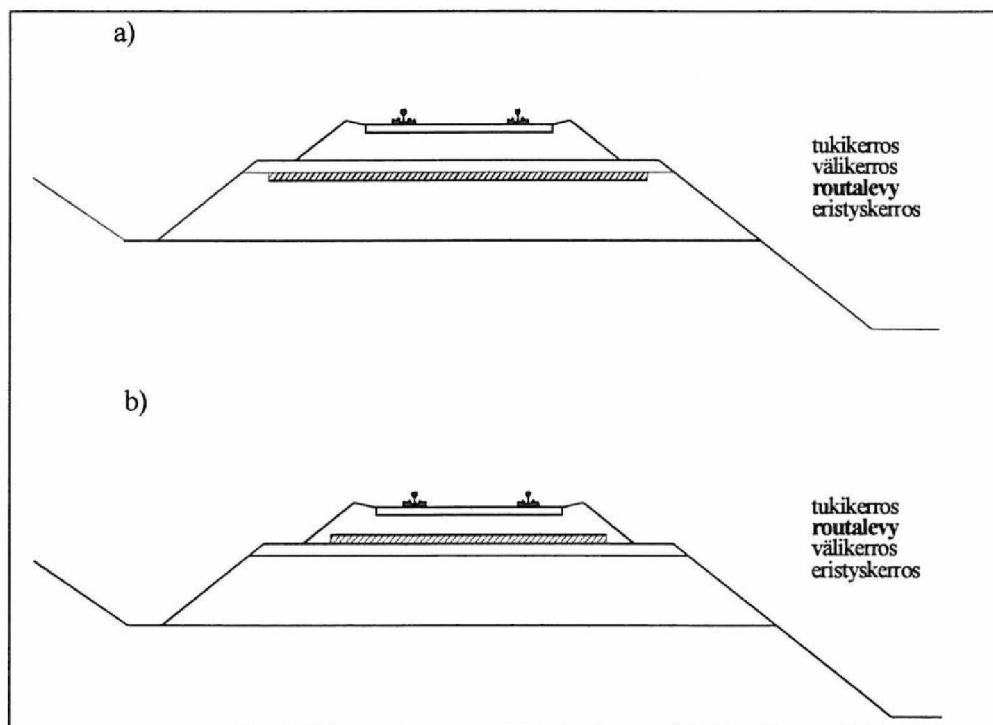
2.1.7 Routalevy

Routalevyjä käytetään ratarakenteessa estämään tai hidastamaan roudan tunkeutumista radan rakennekerrokseen. Routalevyjä tarvitaan, kun radan rakennekerrosten yhteispaksuus ei riitä varmistamaan roudan tunkeutumista routivaan materiaaliin. Routalevyjen materiaalina sallitaan nykyisin suulakepuristettu polystyreeni (XPS), mutta aiemmin ratarakenteeseen on asennettu myös paisutetusta polystyreenistä (EPS) valmistettuja levyjä. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

Käytettävien routalevyjen paksuus vaihtelee 40–100 mm välillä ja käytettävä paksuus määräytyy ratateknisten ohjeiden osassa 3 ”Radan rakenne” (Ratahallintokeskus 2008 a) esitetyn mitoituskäytännön mukaisesti. Routalevy voidaan asentaa kuvan 6 mukaisesti kahdella tavalla: joko välikerroksen alapuolelle tai tukikerroksen alapuolelle. Valtaosa levyistä on asennettu tukikerroksen alapuolelle, koska routasuojausta voidaan parantaa suhteellisen helposti tällä tavoin tukikerroksen seulonnan yhteydessä. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

Routalevyjen käyttäytymiseen ratarakenteessa vaikuttaa kuormituskestävyyden näkökulmasta eniten puristuslujuus, koska se vaikuttaa levyn kokoonpuristumiseen junaliikenteestä johtuvien kuormitusten alaisena. 250–300 kN:n akselikuormilla routalevyyn kohdistuu noin 60–100 kPa:n kuormituksia. Dynaamiset kuormituslisäykset saattavat paikoin olla huomattavasti suurempia. Levyille tehdyissä staattisissa puristuskokeissa on havaittu, että mainitulla kuormitustasolla XPS-levy kokoonpuristuu suunnilleen 1 % eli 40–100 mm paksuisella levyllä noin 0,4–1,0 mm. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

Ratarakenteen kuormituskestävyyden kannalta routalevy on näin ollen erittäin mielenkiintoinen komponentti, koska se voi kokoonpuristuessaan lisätä tukikerroksen alapuolella tapahtuvaa taipumaa (palautuvaa pystysuuntaista siirtymää) ja saattaa tällöin sopivissa olosuhteissa kiihdyttää tukikerroksen kiviaineksen jauhautumista. Tällöin on olemassa myös riski ratarakenteen kuormituskestävyyden heikkenemisestä routalevytöntä rakennetta nopeammin.



Kuva 6. Routalevyn asennustavat: a) välikerroksen alapuolelle ja b) välikerroksen päälle. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

2.1.8 Alusrakennekerrokset

Radan alusrakenne muodostuu yleisimmin kahdesta osasta: eristys- ja välikerroksesta. Eristyskerroksen alapuolella voi lisäksi olla erillinen suodatinkerros (kuva 1). Välikerroksen tehtävänä on muodostaa tukikerrokselle tasainen ja kantava alusta sekä estää tukikerroksen ja alempien rakennekerrosten materiaaleja sekoittumasta toisiinsa. Eristyskerroksen tehtävänä on estää tai vähentää sen alla olevan pohjamaan routimista ja muodostaa välikerrokselle tasainen ja kantava alusta. Lisäksi eristyskerros siirtää ja jakaa ylemmiltä rakennekerroksilta tulevat kuormat pohjamaalle. Eristyskerroksen tehtävänä on myös pysäyttää kapillaarinen vedennousu ja toimia suodatinkerroksena, ellei sellaista rakenneta erikseen. (Ratahallintokeskus 2008 a)

Alusrakennekerrokset voidaan rakentaa routimattomasta hiekasta, sorasta tai kalliomurskeesta. Mikäli eristyskerros on rakennettu kalliomurskeesta, on myös välikerros rakennettava samasta materiaalista. Välikerros on tyypillisesti 300 mm paksuinen. Eristyskerroksen paksuus vaihtelee radan sijainnista ja routamitoituksesta riippuen muutamasta sadasta millimetristä aina kahteen metriin saakka. (Ratahallintokeskus 2008 a)

Koska alusrakennekerrokset tehdään karkearakeisista maa- ja kiviainesmateriaaleista, ovat ne rakenteen kuormituskestävyyden kannalta merkittävässä roolissa, sillä ne eivät kestä vetojännityksiä. Liikenteen aiheuttamien suurten rasitusten takia näihin kerroksiin mobilisoituu luonnollisesti verrattain suuria puristusjännityksiä, mutta ratarakenteen pengermäisestä luonteesta johtuen raiteen sivusuunnassa ei aina ole tarjolla riittävää tukea, jolloin myös vetojännitysten muodostuminen on mahdollista. Vetojännitysten muodostumista ei kuitenkaan voida suoraan verrata rakenteen kohtaamiin siirtymätasoihin, vaan on tarkasteltava esim. karkearakeisten materiaalien kohtaamia venymätasoja. Ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta koskevan projektin yhteydessä todettiin, että alusrakennekerrosten kohtaama leikkausmuodonmuutostasot näyttävät toimivan hyvänä indikaattorina alusrakennekerrosten kuormituskestävyyden arvioinnissa. (Kalliainen & Kolisoja 2013)

2.1.9 Pohjamaa

Pohjamaalla tarkoitetaan ratapenkereen alla olevaa luonnontilaista tai eri tavoin luji-tettua maata. Pohjamaa voi koostua useista eri maalajeista ja/tai kalliosta radan sijainnista riippuen. (Ratahallintokeskus 2008 a).

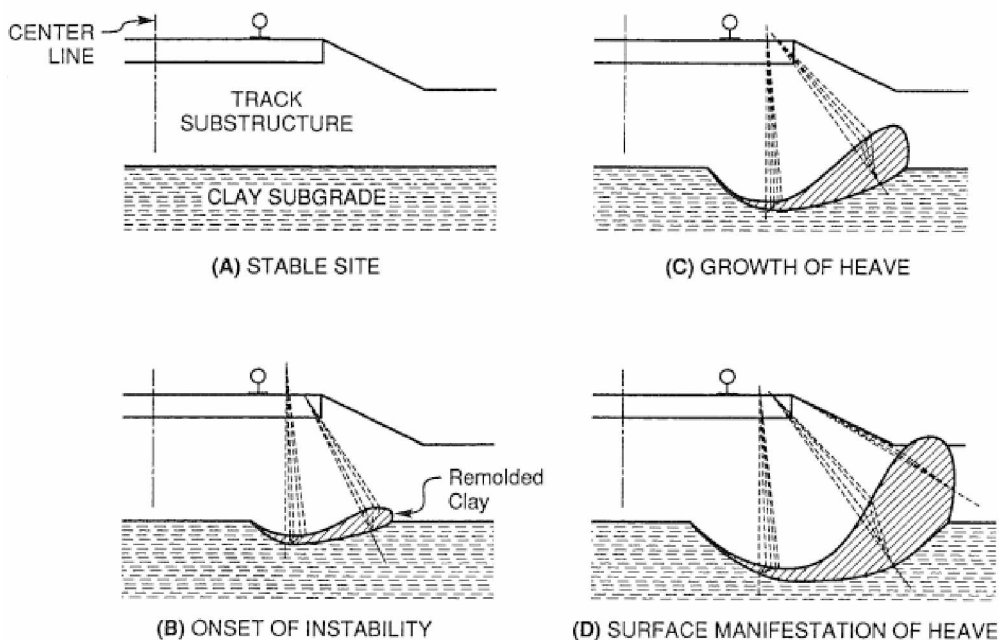
Radalla liikkuvan kaluston kuormitusvaikutus ulottuu hyvin korkeille penkereille perustettuja ratoja lukuun ottamatta pohjamaahan saakka. Lisäksi pohjamaan päällä olevat rakennekerrokset muodostavat pysyvän rasituksen pohjamaalle. Pohjamaan jäykkyys onkin eräs tärkeimmistä ratarakenteen kuormituskestävyyteen vaikuttavista seikoista. (Kalliainen & Kolisoja 2013). Pohjamaan jäykkyydellä on suuri merkitys liikkuvan kaluston aiheuttamiin radan palautuviin siirtymiin sekä myös ratarakenteen pysyviin muodonmuutoksiin ja painumaeroihin.

Tutkittaessa pohjamaata radan kuormituskestävyyden kannalta tulee varmistua siitä, että pohjamaa on riittävän stabiili. Jotta pohjamaa olisi riittävän hyvä alusta radan rakenteiden alapuolella, tulee varmistua seuraavista seikoista (Selig & Waters 1994):

- 1) Pohjamaahan ei muodostu liian suurta määrää painumia liikennekuormituksen vaikutuksesta
- 2) Konsolidaatiopainuma on riittävän pieni
- 3) Ratarakenteen stabiliteetti on riittävä
- 4) Vaiheittain etenevää leikkausmurtumaa (cess heave) ei pääse muodostumaan
- 5) Merkittäviä tilavuudenmuutoksia ei pääse muodostumaan, ts. pitää pyrkiä pitämään pohjamaan kosteuspitoisuuden vaihtelut riittävän pieninä
- 6) Pohjamaan jäätyminen on estettävä, jotta routanousua tai sulamispehmenemistä ei muodostu
- 7) Pohjamaan sekoittumista rakennekerroksiin pitää välttää, ts. pohjamaa ei saa kuormituksen vaikutuksesta pumppautua vähitellen ylöspäin rakenteessa.

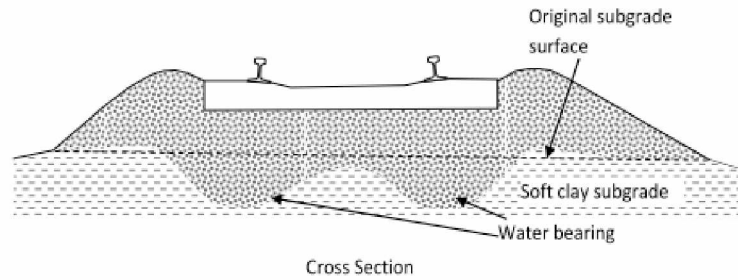
Painumat ja painumaerot on huomioitava ratarakenteen suunnittelun alkuvaiheessa, joten ne eivät ole kuormituskestävyyden näkökulmasta varsinaisia ongelmia. Olemassa olevalla rataverkolla radan rakenteista johtuvat painumat ovat merkittävältä osin jo tapahtuneet. Myös stabiliteetti- ja roudaongelmat jätetään tämän tutkimuksen tarkastelujen ulkopuolelle. Näin ollen edellä kuvatuista varsinaisesti radan kuormituskestävyysolemattomaan kuuluvat vaiheittain etenevä leikkausmurtuma (*cess heave*) ja pohjamaan deformaatio.

Vaiheittain etenevä leikkausmurtuma on esitetty kuvassa 7. Vaiheittain etenevä leikkausmurtuma saa alkunsa, jos pohjamaan lujuusominaisuudet eivät ole riittävät suhteessa pohjamaan yläpintaa mobilisoituviin jännityksiin. Pohjamaa alkaa tällöin deformaatioita ja siirtyä vaiheittain radan rakenteiden alta ensimmäisessä vaiheessa sivulle. Murtuman lopputuloksena voi olla maanpintaan noussut pohjamaakerros. (Selig & Waters 1994)



Kuva 7. Vaiheittain etenevän leikkausmurtuman muodostuminen. (Selig & Waters 1994)

Ratarakenteen alla tapahtuva pohjamaan deformaatio on esitetty kuvassa 8. Tämäntyyppinen pohjamaan deformaatio mahdollistaa myös vesitaskujen syntymisen tukikerroksen alaosaan ja mahdollistaa osaltaan sepelinpumpautumisen synnyn, joten paitsi pohjamaan osalta, täytyy myös alusrakennekerrosten yläosan olla riittävä jäykkä kestääkseen kuormitusta sekä ennen kaikkea riittävän karkearakeinen, jotta vesi pääsee läpäisemään rakennekerrokset.



Kuva 8. Pohjamaan deformaation periaatekuva. (Burrow et.al. 2011, Li & Selig 1995)

Mikäli tarkastellaan asiaa suomalaisen ratarakenteen näkökulmasta, on todennäköisyys vaiheittaisen leikkausmurtuman syntyyn verrattain pieni johtuen siitä, että radan rakennekerrokset ovat Suomessa suhteellisen paksut routamitoituksesta johtuen. Toisaalta on kuitenkin mahdollista, että hyvin heikoilla pohjamailla ja maanvaraisesti perustetuilla rataosuuksilla, joissa on käytetty alusrakenteissa huonolaatuisempia materiaaleja ongelma saattaa ilmetä. On kuitenkin todennäköistä, että näissäkin tapauksissa ongelma ei ilmi tullessaan näyttäytyä kuormituskestävyysongelmana siten, että pohjamaa olisi siirtynyt ratarakenteen sivuille aiheuttaen rataa pysyviä muodonmuutoksia, vaan pohjamaa pääsee osittain sekoittumaan alusrakennemateriaalien kanssa aiheuttaen mahdollisesti routaongelmia. Vastaavasti erittäin heikkolaatuiset alusrakennemateriaalit voivat sekoittua tukikerrokseen.

2.2 Ratarakenteeseen kohdistuvat kuormitukset

Pääasiallinen ratarakennetta kuormittava tekijä on raiteilla liikkuva kalusto, josta rataa kohdistuu niin pysty-, vaaka- kuin pituussuuntaisikin kuormituksia. Liikkuvan kaluston lisäksi ratarakenne kuormittuu ilmastollisten olosuhteiden vaikutuksesta. Suomen olosuhteissa ilmastollisten, tai ympäristökuormitusten rooli on hyvin merkittävä verrattuna leudommilla alueilla sijaitseviin ratoihin. Kausittainen routa pitää ratarakenteen hyvin jäykkänä talviaikaan, jolloin valtaosaan päällysrakenteen komponenteista kohdistuu suhteessa suurempia jännityksiä kuin kesäkaudella. Tämä lisää luonnollisesti rakenteen pinnassa olevien komponenttien, kuten pölkkyjen rasituksia.

Toisaalta taas roudan sulaessa nopeasti radan kuormituskestävyysolosuhteet muuttuvat hyvin nopeasti nk. sulamispehmenemisen vuoksi, jolloin ratarakenne on kuormituskestävyyden kannalta ajateltuna heikoimmillaan. Tällöin ratarakenteen kaikki sulana olevat komponentit altistuvat suuremmille rasitustasoille, koska maa- ja kivaineista rakennetuissa kerroksissa vallitsee vedellä lähes täysin kyllästetty tilanne. Tässä tilanteessa alusrakennekerrosten sulat osat ovat heikoimmillaan eivätkä kestä rasituksia läheskään yhtä hyvin kuin kesäkaudella tai rakenteen ollessa jäätynyt. Tämä johtaa siihen, että sulamiskaudella myös ratarakenteen muiden komponenttien taipumat kasvavat kuormituksen alaisina ja ne kohtaavat suurempia rasituksia.

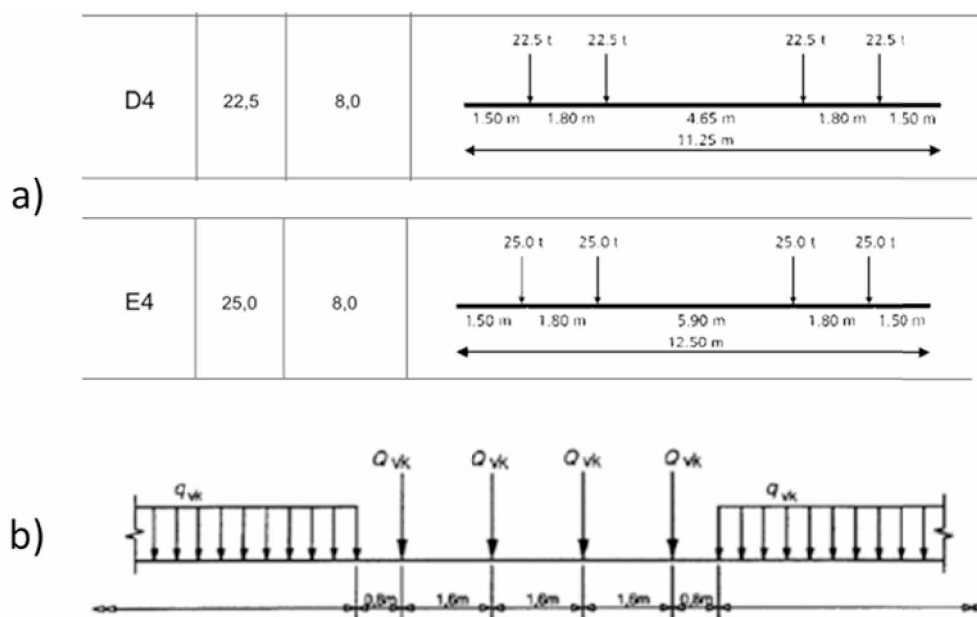
Seuraavissa kappaleissa on kuvailtu rataan kohdistuvien kuormitusten luonnetta ja vaikutuksia koko rakenteen kannalta ja kerrotaan, kuinka erityyppisiä kuormituksia tämän tutkimuksen yhteydessä käsitellään.

2.2.1 Pystysuuntaiset kuormitukset

Valtaosa rataa kuormittavista pystysuuntaisista kuormituksista aiheutuu liikkuvasta kalustosta. On kuitenkin huomioitava, että myös radan rakennekerroksista ja päällysrakenteen komponenteista aiheutuu aina staattinen kuorma pohjamaalle ja komponentin/rakenneosan alapuolisille komponenteille. Staattiset kuormat huomioidaan rakenteen oman painon avulla, joten niitä ei tarvitse tarkemmin analysoida.

Liikkuvasta kalustosta aiheutuu rataan sekä staattisia että dynaamisia rasituksia. Staattiset pystysuuntaiset rasitukset aiheutuvat kaluston massasta. Vaunun massasta aiheutuva kuorma jakaantuu ratarakenteeseen vaunun akselien välityksellä. Akselikuorma ei välttämättä ole vakio yhden vaunun kaikilla akseleille, vaan kuorma voi olla epätasaisesti jakautunut sekä vaunun pituus- että poikittaissuunnassa. Tämän tutkimuksen yhteydessä pitäydytään kuitenkin tilanteessa, jossa vaunun kaikkien akselien kuorma on vakio ja kuormitukset jakautuvat tasaisesti vaunun poikittaissuunnassa.

Staattisen kuorman jakautuminen kiskoille ja siitä alaspäin ratarakenteeseen riippuu vaunussa olevien akselien ja/tai telien lukumäärästä, niiden keskinäisestä etäisyydestä sekä akselien ja/tai telien etäisyydestä peräkkäisissä vaunuissa. Tässä tutkimuksessa käytetään rakennetta kuormittavina elementteinä Suomen rataverkolla tällä hetkellä suurimpia sallittuja metripainoja kuvaavia (8 t/m), standardin SFS-EN 15528 mukaisia kuormakaavioita, jotka on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. a) Standardin SFS-EN 15528 (2008) mukaiset kuormakaaviot D4 ja E4 ja b) kuormakaavio LM71. (Muokattu lähteistä SFS-EN 15528 (2008) ja Ratahallintokeskus 2008a.)

Pystysuunnassa vaikuttavat kuormitukset, tai voimat, voidaan esittää yhtälön 1 avulla (Esveld 2001):

$$Q_{tot} = (Q_{stat} + Q_{centr} + Q_{wind}) + Q_{dyn} \quad 1)$$

missä

Q_{tot}	on	pyörän pystysuuntainen kokonaisvoima
Q_{stat}		puolet akselipainon aiheuttamasta pystysuuntaisesta voimasta mitattuna suoralla rataosuudella
Q_{centr}		keskihakuvoimasta kaarteissa aiheutuva pyörävoiman pystysuuntaisen komponentin kasvu
Q_{wind}		tuulen vaikutus
Q_{dyn}		pystysuuntainen dynaaminen voimalisä

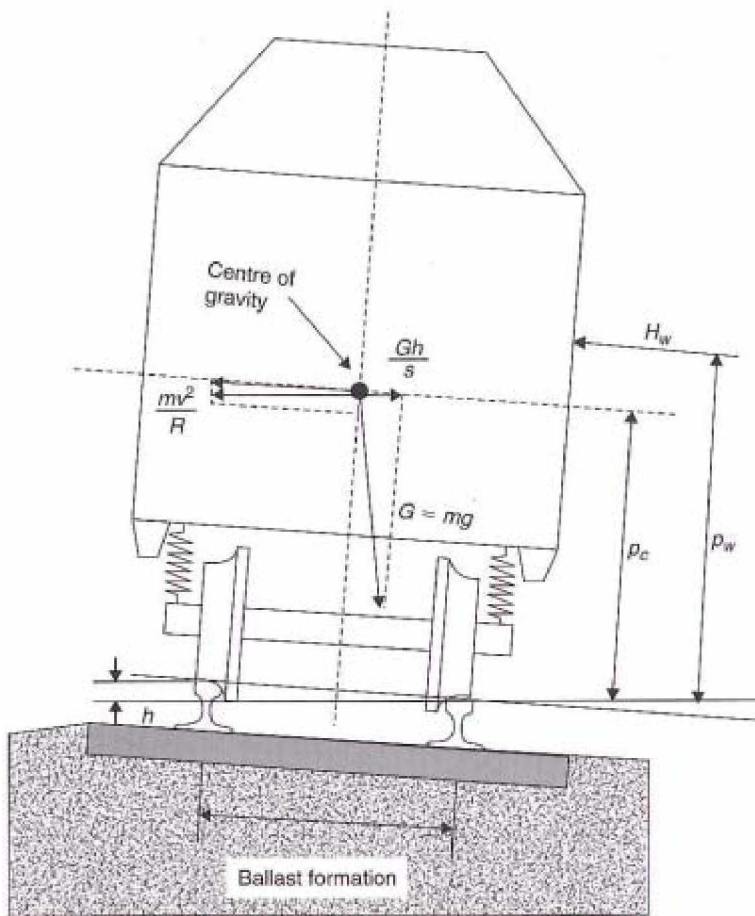
Yhtälön 1 sulkulausekkeessa esitetyt komponentit ovat kuormituksen kvasistaattinen osa, jota voidaan analysoida helpommin kuin dynaamisia komponentteja. Kuvassa 10 on esitetty kvasistaattisten voimien kohdistuminen kalustosta rataa kaarteissa. Kuvan avulla voidaan määrittellä kvasistaattisten voimien komponentit staattisen akselipainon mukaan yhtälöiden 2 ja 3 avulla (Esveld 2001, Indraratna et. al. 2011):

$$Q_{centr} + Q_{wind} = G \frac{p_c h_d}{s^2} + H_w \frac{p_w}{s} \quad 2)$$

$$h_d = \frac{sV^2}{gR} - h \quad 3)$$

missä

H_w	on	tuulesta kalustoon kohdistuva voima
s		raideleveys
V		liikkuvan kaluston nopeus
g		maan vetovoima
R		kaarresäde
h		raiteen kallistus
p_c		pystysuora etäisyys ulkokaarten puoleisen rataiskon keskikohdasta kaluston painopisteeseen
p_w		pystysuora etäisyys tuulen aiheuttaman voiman resultanttipisteestä ulkokaarten puoleisen rataiskon keskikohdasta



Kuva 10. Kvasistaattiset kalustosta rataan kohdistuvat kuormitukset kaarteessa. (Indraratna et. al. 2011)

Pystysuuntaisen kuormituksen vaikeimmin määritettävä komponentti on kuormituksen dynaaminen osa. Dynaamista komponenttia voidaan arvioida karkeasti kertomalla staattinen akselipaino tietyllä kertoimella, jota kutsutaan sysäysliskäksi. Dynaamisen komponentin suuruuteen vaikuttavat mm. seuraavat seikat (Jeffer & Tew 1991, Indraratna et. al. 2011):

- junan nopeus
- staattinen akselipaino ja pyörän halkaisija
- kaluston jousittamaton massa ja kaluston kunto
- radan kunto (etenkin geometria, jäykkyys, hitsaukset ja jatkokset)
- rataluokka ja radan rakennekerrosten kunto.

Dynaamisen kuormituslisän määrittämiseksi on tehty useita tutkimuksia, joiden perusteella on määritetty empiirisii kaavoja. (Indraratna et. al. 2011). Näitä ei kuitenkaan tässä yhteydessä käydä tarkemmin läpi, vaan käytetään tarvittaessa RATO 11 esittämiä raja-arvoja taulukon 1 mukaisesti.

Taulukko 1. Dynaamisen pyöräkuorman raja-arvot. (Ratahallintokeskus 2002)

Päällysrakenneluokka	Ratakiskon tunnus	Pölkkytyyppi	Tukikerros	Dynaaminen pyöräkuorma Q_{\max} [kN]
A	K30	puu	raidesora, raidesepeli	120
B ₁	K43, K60, 54 E1	puu	raidesora	140
B ₂	K43, K60	kaikki	raidesepeli	150
C ₁	54 E1	puu, betoni ennen vuotta 1987 valmistetut	raidesepeli	170
C ₂	54 E1	betoni vuonna 1987 ja myöhemmin valmistetut	raidesepeli	200
D	60 E1	betoni	raidesepeli	200

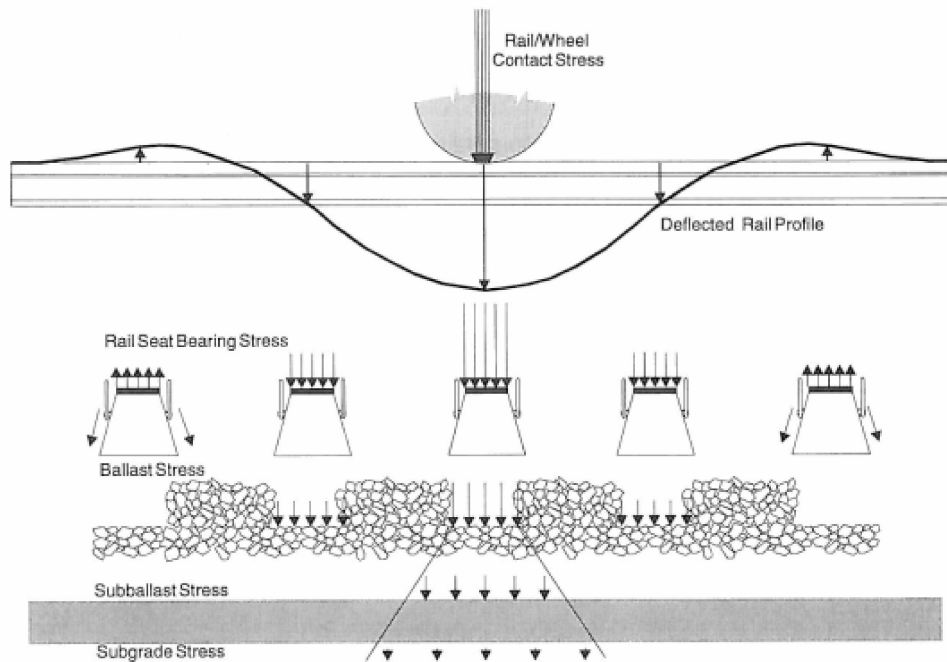
Tukikerroksellisen radan pystysuuntaisen kuormitustilanteen haasteellisuus ei liity pelkästään vaikuttavien voimien arviointiin. Koska tukikerroksellisessa radassa käytetään ratapölkkyjä, vaihtelee kiskon alapuolinen radan jäykkyys aina pölkkyjaon mukaisesti ollen jäykempi pölkkyjen kohdalla kuin pölkkyjen välissä. Näin ollen kiskoilla liikkuva kuorma yhdessä raiteen jäykkyysvaihtelun kanssa aiheuttaa dynaamisen herätteen. Herätteen taajuus f riippuu ratapölkkyjen jaosta λ ja junan nopeudesta v . Taaajuus lasketaan yhtälöstä 4: (Iwnicki 2006)

$$f = \frac{v}{\lambda} \quad 4)$$

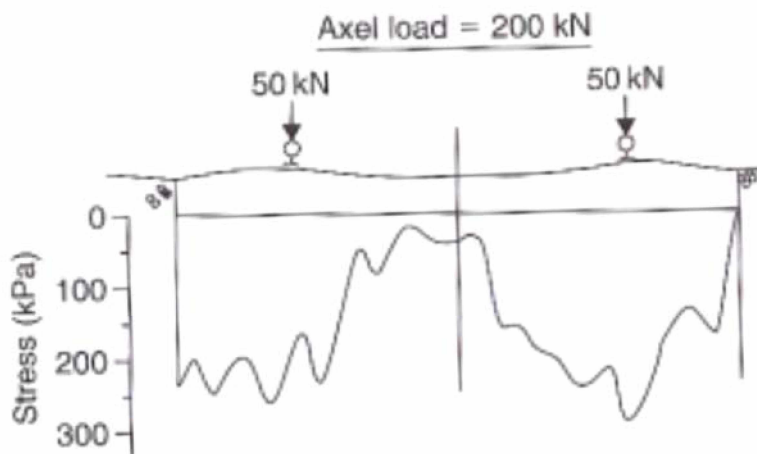
Ratapölkkyjaon ollessa esim. 0,5 m ja nopeus 4 km/h saadaan taajuudeksi 2,2 Hz, mikä voi olla riittävä liikkuvan kaluston resonanssivärähtelyn vahvistamiseen. Näin ollen jo hyvin pienillä nopeuksilla radan kuormitustilanne on luonteeltaan dynaaminen. (TTCI 2010)

Radan kokonaisjäykkyyden vaihtelun lisäksi rataan kohdistuva pystysuuntainen kuormitus ei suinkaan ole vakio radan pituussuunnassa, vaan vaihtelee hyvinkin paljon riippuen ensisijaisesti rataa kuormittavien akselien sijainnista. Tarkastellaan hetkellistä tilannetta kuvan 11 avulla. Ratapölkyn kohdalla oleva akseli kuormittaa määräävästi ko. ratapölkkyä. Kuorman oletetaan jakautuvan siten, että puolet kuormituksesta välittyy tämän pölkyn välityksellä alaspäin rataan. Muu osa kuormituksesta jakautuu viereisten pölkkyjen kautta. Kuormituksen jakautumisen lisäksi kuvasta 11 voidaan nähdä, että kauempana akselista kiskoon välittyy nostava voima, joka pyrkii irrottamaan pölkkyä tukikerroksen pinnasta. Tämä osaltaan lisää dynaamista kuormitusta sekä voi aiheuttaa ns. pumppausilmiön, jonka vaikutuksesta tukikerros hienonee ja hienonemisen edetessä tukkeutuu. (Selig & Waters 1994)

Sen lisäksi, että kuormitus jakautuu radan pituussuunnassa, ei kuormitus ole tasainen radan poikkileikkauksen suunnassa, vaikka pyöräkuormien oletettaisiin olevan samansuuruisia (kuva 12). Kuormien siirtyminen ratapölkyn alapuolisille osille tapahtuu sepelitukikerroksessa toisiaan vasten olevien kivien muodostamien raerunkojen välityksellä. Pölkyn alapuolisen radan kuormitukset riippuvat näin ollen niistä kontakteista, joita ratapölkyn ja tukikerroksen välissä vallitsee. Shentonin mukaan (1975) jonkin aikaa radassa olleessa tukikerroksessa näitä kontaktipisteitä voi olla vain n. 100–200. Näin ollen ratapölkyn alla vallitsevan jännitystilän määrittäminen on erittäin hankalaa.

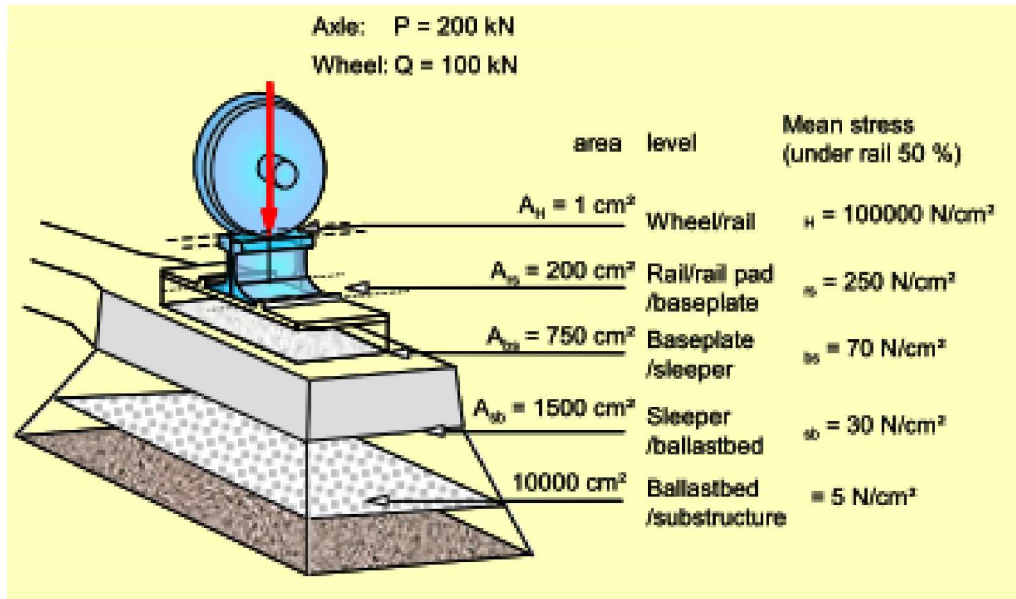


Kuva 11. Pystysuuntaisen kuormituksen hetkellinen tilanne yhden pyöräkuorman vaikutuksesta. (Selig & Waters 1994)



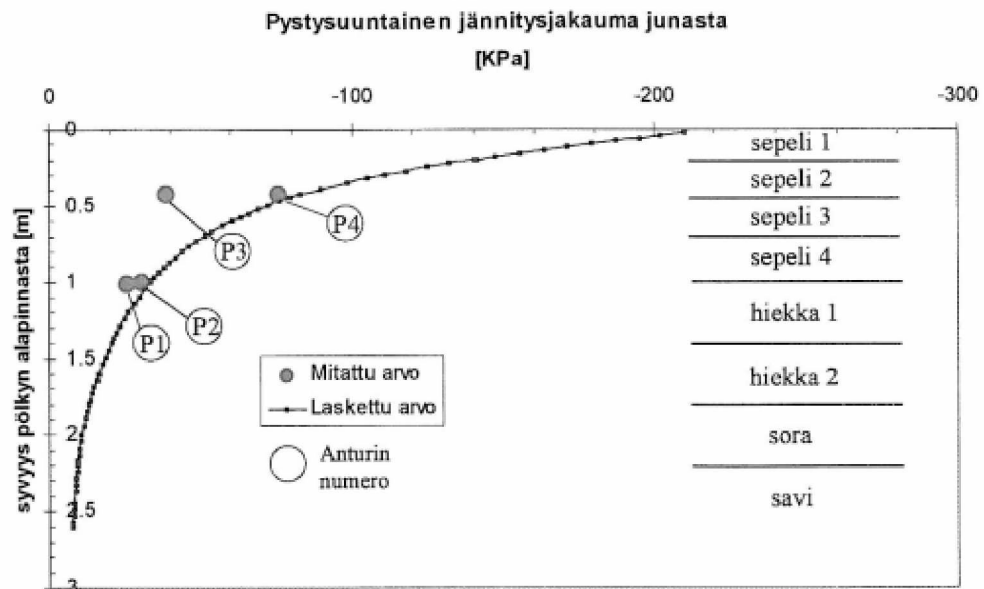
Kuva 12. Ratapölkyn ja tukikerroksen rajapinnasta mitattu kontaktijännitys (Shenton 1975, viitattu lähteestä Indraratna et. al. 2011)

Jännitysten siirtyessä pölkystä tukikerrokseen ja edelleen alusrakennekerrosten kautta pohjamaalle (kuva 13) tilanne useimmiten problematisoituu edelleen, koska radan rakennekerrokset on tehty maa- ja/tai kiviainesmateriaaleista, jotka eivät kestä vetojännityksiä. (Brecciaroli & Kolisoja 2006)



Kuva 13. Pyöränkuorman jakautuminen ratarakenteessa. (Esveld 2001)

Kuormituksen jakautumisesta penkereen syvyysuunnassa on myös saatavissa mitattuja tuloksia. Esim. Koriolla 1999 tehtyjen mittausten perusteella (kuva 14) voidaan todeta mittaamalla saatavan kohtuullisen käsityksen jännitysjakaumasta, mutta varsinkin tukikerroksesta mitattujen pystyjännitysten arvot vaihtelevat suuresti. Tämä johtuu todennäköisimmin myös mittausantureihin kohdistuvien kontaktipisteiden lukumäärästä, joka problematisoi mittausprosessia, kuten Shentonin (1975) mukaan edellä kuvatun kaltaisesti tapahtuu pölkyn pohjapainejakaumaa määritettäessä.



Kuva 14. BISAR-ohjelmistolla laskettujen ja Koriolla mitattujen pystysuuntaisten jännitysten vertailu 250 kN akselikuormalla. (Kolisoja et. al. 2000)

2.2.2 Poikkisuuntaiset kuormitukset

Poikkisuuntaiset kuormitukset ovat huomattavasti monimutkaisempia kuin pystysuuntaiset kuormitukset ja tästä syystä niistä ymmärretään vähemmän kuin pystysuuntaisista kuormituksista (Indraratna et. al. 2011) Periaatteessa poikkisuuntaisista voimista voidaan muodostaa pystysuuntaisia voimia vastaava yhtälö:

$$Y_{tot} = (Y_{flange} + Y_{centr} + Y_{wind}) + Y_{dyn} \quad 5)$$

missä

Y_{tot}	on	pyörän poikkisuuntainen kokonaisvoima
Y_{flange}		kaarteissa ulkokiskon ja pyörän laipan kosketuksessa syntyvä poikkisuuntainen voima
Y_{centr}		keskihakuvoimasta kaarteissa aiheutuva pyörävoiman poikkisuuntaisen komponentin kasvu
Y_{wind}		tuulen vaikutus
Y_{dyn}		poikkisuuntainen dynaaminen voimasisä

Jos oletetaan keskihakuvoimasta ja tuulesta johtuvien komponenttien vaikuttavan kokonaan kaarteiden ulommalla kiskolla, saadaan poikkisuuntaiselle kvasistaattiselle voimalle yhtälö 6 (Indraratna et. al. 2011):

$$Y_{kvasistat} \approx G \frac{h_d}{s} + H_w \quad 6)$$

Kuten pystysuuntaisten kuormien kohdalla, myös poikkisuuntaisten kuormien dynaaminen osa on vaikeimmin määritettävissä ja dynaamisen voiman sysäyslisälle on esitetty useita empiirisiä kaavoja. Tämän tutkimuksen yhteydessä poikkisuunnassa vaikuttavia kuormituksia käsitellään RATO 11:ssä esitetyn mukaisesti: Radan kallistuksen avulla tasapainottamatta jäävästä keskihakuvoimasta, tuulikuormasta sekä junasta raitteeseen kohdistuvista sysäyksistä aiheutuvan radan poikittaissuuntaisen kuorman oletetaan olevan enintään nk. Prudhommen kaavan mukainen. Prudhommen yhtälön (7) mukaisesti radan poikittaissuuntaiset voimat ovat enintään:

$$\Sigma Y_{(2m)} \leq \alpha \left(10 + \frac{P_0}{3} \right) [kN] \quad 7)$$

missä

$\Sigma Y_{(2m)}$	on	suurin poikittaissuuntainen voima, joka kohdistuu raitteeseen 2 m:n matkalla
α		1 vetokalustolle ja henkilövaunuille, 0,85 tavaravaunuille
P_0		akselipaino (kN).

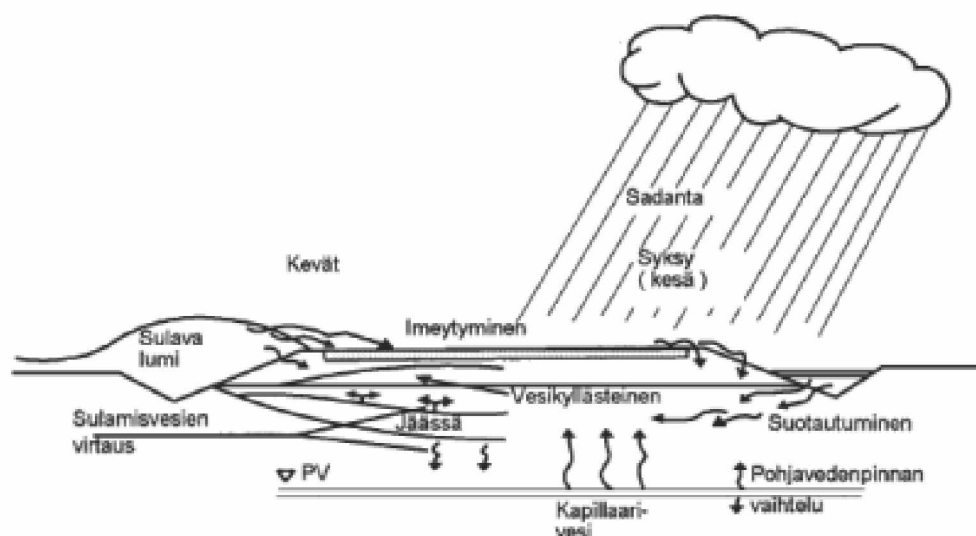
2.2.3 Pituussuuntaiset kuormitukset

Ratarakenteeseen kohdistuu radan pituussuunnassa vaikuttavia voimia liikkuvasta kalustosta ja rataan kohdistuvista lämpötilan muutoksesta johtuvista voimista. Liikkuvan kaluston aiheuttamat kiihdytys- ja jarrutusvoimat vaikuttavat radan pituussuunnassa. Kalustosta kohdistuvien voimien lisäksi kiskoon kohdistuu lämpötilan muutoksesta aiheutuvia veto- ja puristusjännityksiä. Kiskon kiinnitysosien tehtävä on estää näistä voimista aiheutuvaa kiskon vaellusta. Tässä tutkimuksessa radan pituussuunnassa vaikuttavat kuormitukset jätetään tarkastelun ulkopuolella ja oletetaan, että kiskon kiinnitysosat huolehtivat pituussuunnassa vaikuttavien voimien eliminoinnista.

2.2.4 Ympäristökuormitukset

Ympäristöolosuhteista johtuvia kuormituksia esiintyy Suomen olosuhteissa verrattain paljon. Tärkeimmät ympäristökuormituksista ovat routa, vesi ja lämpötilan muutokset. Näistä merkittävin pohjoisilla alueilla, kuten Suomessa, on routa. Ratarakenteen, kuten minkä tahansa infrarakenteen, jäätyminen aiheuttaa muutoksia rakenteen fyysikaalisiin ominaisuuksiin. Rakenteen jäätyessä sen jäykkyys kasvaa moninkertaiseksi sulan ajan arvoon verrattuna. Rakenteen jäätymis-sulamissykli aiheuttaa rakenteeseen sekä suoranaisia että välillisiä vaikutuksia. Suoranaisena vaikutuksena rakenteessa voi tapahtua routanousua, mikäli routimisen perusedellytykset täyttyvät, välillisenä puolestaan rakenteen jäykkyys alenee routan sulamisen aikaan rakenteessa olevan sulamisveden takia. (Ehrola 1996) Routimisilmiötä ei käsitellä tässä yhteydessä tarkemmin, vaan routa huomioidaan ratarakenteen kuormituskestävyyttä arvioitaessa vain routaantumisen kautta, ts. rakennekerrosten jäykkyys kasvaa huomattavasti niiden jäätyessä.

Ratarakenteessa oleva vesi voi olla peräisin useasta lähteestä (kuva 15). Sadanta on ensisijainen ratarakennetta kuormittavan veden lähde. Sulan kauden aikana sadevesi pääsee imeytymään suoraan ratarakenteeseen. Lisäksi sateesta muodostuu vesivaroja, joista vettä voi suotautua rakennekerroksiin.



Kuva 15. Tierakennetta kuormittavan veden lähteet. Veden lähteet pätevät myös ratarakenteelle. (Ehrola 1996)

Sadeveden imeytymisen ja ratarakenteeseen suotautumisen lisäksi pohjavedenpinnan korkeus ja sen vaihtelu vaikuttavat ratarakenteen vesitaseeseen. Eri vuodenaikoina pohjaveden pinnan taso vaihtelee merkittävästi ollen korkeimmillaan keväällä roudan sulaessa. Kesän aikana taso laskee haihdunnasta johtuen ja alkaa syksyllä taas nousta lisääntyvien sateiden johdosta. Maan jäätyessä pohjaveden pinnan taso alkaa taas laskea ja on alhaisimmillaan talven lopulla. (Ehrola 1996)

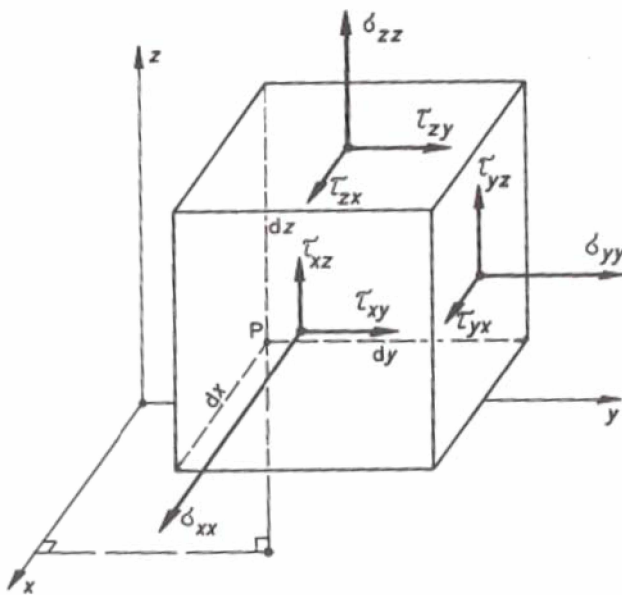
Ratarakenteessa olevan veden määrällä on huomattava vaikutus rakenteen kuormituskestävyyteen, sillä maa- tai kiviaineksista rakennetun kerroksen lujuus- ja jäykkysominaisuudet muuttuvat joissain tapauksissa radikaalistikin vesipitoisuuden muuttuessa. Kosteustilan vaikutuksia maamateriaalien mekaanisiin ominaisuuksiin käsitellään tarkemmin kappaleessa 2.4.

Lämpötilan muutokset vaikuttavat ratarakenteessa enimmäkseen kiskoissa aiheuttamien rakenteeseen muutoksia pituus- ja poikkisuuntaisissa voimissa. Maa- ja kiviaineksesta rakennetuissa kerroksissa lämpötilalla on käytännön merkitystä vain lämpötilan laskiessa alle 0°C , jolloin rakennekerrokset jäätyvät ja niiden jäykkyys kasvaa moninkertaiseksi sulaan rakenteeseen verrattuna (Ehrola 1996).

2.3 Ratarakennemateriaalien mallintaminen

2.3.1 Jännitystilaa ja lineaarielastinen materiaalmalli

Kaikkiin radan komponentteihin kohdistuu vähintään liikkuvasta kalustosta ja toisista komponenteista rasituksia, jotka aiheuttavat komponentteihin jännityksiä. Insinööritieteissä vallitsevaa jännitystilaa kuvataan yleensä infinitesimaalisen kuutioelementin avulla. Koordinaatiston avulla voidaan kuution tahkoihin vaikuttavat normaalijännitykset σ ja leikkausjännitykset τ ilmaista kuvan 16 mukaisesti.



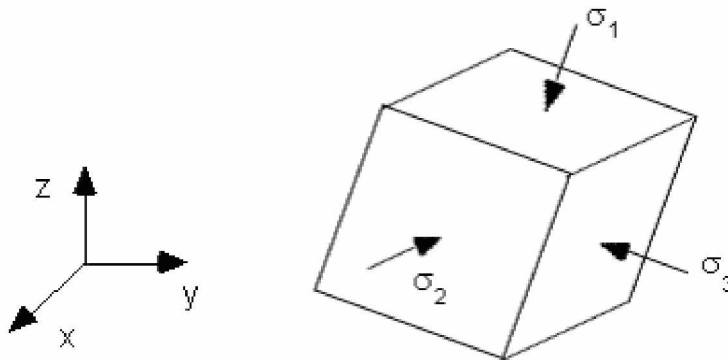
Kuva 16. Kuutiomaiseen elementtiin kohdistuvat jännitykset. (Outinen et. al. 2003)

Kuvassa 16 esitetyt jännitykset voidaan ilmaista jännitysmatriisina karteesisessa koordinaatistossa (yhtälö 8)

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad 8)$$

Yhtälön 8 alaindeksit viittaavat karteesiseen koordinaatistoon. Ensimmäinen indeksin kirjaimista on sen koordinaattiakselin mukainen, joka on kyseisen tahkon normaalin suuntainen, kun taas toinen alaindeksi ilmaisee jännityskomponentin suunnan.

Jännitystila voidaan aina ilmaista kuuden erillisen jännityskomponentin avulla ja näiden kuuden komponentin avulla muodostettu matriisi on aina symmetrinen. Kuitenkin karteesisen koordinaatiston asemesta on usein hyödyllistä ilmaista jännitystila pääjännitysten avulla etenkin tapauksissa, joissa pyritään mallintamaan erilaisten materiaalien käyttäytymistä. Pääjännitykset, σ_1 , σ_2 ja σ_3 (kuva 17) ovat jännityksiä, jotka vaikuttavat tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa eikä leikkausjännityksiä tällöin esiinny. Pääjännitysten alaindeksin numerot kuvaavat jännitysten keskinäisiä suhteita siten, että 1 on suurin pääjännitys ja 3 pienin pääjännitys. Toisin kuin insinööritieteissä yleensä, geotekniikassa puristusjännitys merkitään positiiviseksi.



Kuva 17. Pääjännitykset. (Outinen et. al. 2003)

Jännitystilan määrittämisen yksinkertaistamiseksi kyseessä oleva jännitystila voidaan aina jakaa tilavuudenmuutos- (*volumetric*) ja deviatoriseen (*shear*) komponenttiin. Tämän menettelyn avulla mikä tahansa kolmiulotteinen jännitystila voidaan ilmaista oktaedristen jännityskomponenttien avulla (yhtälöt 9 ja 10).

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \sigma_{mean} \quad 9)$$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad 10)$$

σ_{oct} on volumetrinen jännityskomponentti, jota geotekniikassa kutsutaan hydrostaattiseksi jännitykseksi. τ_{oct} on deviatorinen jännityskomponentti, eli oktaedrinen leikkausjännitys. Näitä jännityksiä kutsutaan yleisesti jännitysinvarianteiksi, koska ne voidaan määrittää pääjännitysten avulla, mutta ne eivät riipu jännitysten vaikutussuunnista. Jännitystila voidaan jakaa volumetriseen ja deviatoriseen komponenttiin myös matriisimuodossa yhtälön 11 tapaan.

$$\begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \sigma_m & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_m & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_m \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_1 - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_2 - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_3 - \sigma_m \end{vmatrix} \quad (11)$$

Jännitystila Volumetrinen Deviatorinen
komponentti komponentti

Kappaleeseen kohdistuva jännitystila aikaansaa muodonmuutoksia kappaleeseen. Kuten jännitystilaa, kutsutaan kappaleeseen, tai tarkemmin ottaen pisteeseen, kohdistuvien muodonmuutosten yhteisvaikutusta muodonmuutostilaksi. Muodonmuutostila pitää sisällään pisteen kautta kulkevien viivaelementtien venymät ja toisiaan vasten kohtisuorien viivaelementtiparien välisten suorien kulmien kiertymät. Muodonmuutostilassa käsite venymä, merk. ε , vastaa jännitystilän käsitettä σ ja liukuma (leikkausmuodonmuutos), merk. γ , käsitettä τ . Vastaavasti kuin jännitysmatriisi, voidaan muodonmuutosmatriisi esittää yhtälön 12 muodossa:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{vmatrix} \varepsilon_{xx} & \gamma_{xy} & \gamma_{xz} \\ \gamma_{yx} & \varepsilon_{yy} & \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} & \gamma_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{vmatrix} \quad (12)$$

Yksinkertaisimmillaan kolmiulotteinen materiaalelementti käyttäytyy lineaarielastisesti, eli kaikki jännitysten aiheuttamat muodonmuutokset palautuvat ennalleen jännitystilän palatessa alkutilanteeseen. Tällöin materiaalia kuvaavina parametreina käytetään materiaalin jäykkyyttä E sekä Poissonin lukua ν .

Jotta lineaarielastista teoriaa (Hooken lakia) voidaan käsitellä kolmiulotteisessa tapauksessa, tarvitaan isotrooppisessa ja homogeenisessa materiaalissa kaksi toisistaan riippumatonta parametria kuvaamaan kolmiulotteista jännitys-venymäkäyttäytymistä. Edellä kuvatut E ja ν ovat tällaisia parametreja. Niille vaihtoehtoisina voidaan käyttää leikkausmoduuli G :tä ja tilavuusmoduuli K :ta tai Lamén vakiota L ja kokoonpuristuvuusmoduulia M . (Davis & Selvadurai 1996).

Kun käytetään kimmomoduuria E ja Poissonin lukua ν kuvaamaan materiaalia, voidaan Hooken laki kirjoittaa yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa yhtälön 13 mukaiseen matriisimuotoon.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}} \cdot \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (13)$$

missä

$$\underline{\underline{\sigma}}^T = [\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{23}]$$

$$\underline{\varepsilon}^T = [\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \varepsilon_{12}, \varepsilon_{13}, \varepsilon_{23}]$$

$$D = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot \begin{pmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2}(1-2\nu) \end{pmatrix}$$

Matriisia D kutsutaan jäykkymatriisiksi. Jäykkymatriisi voidaan muuntaa käänteiseksi (D^{-1}), jolloin Hooken laki muuntautuu matriisiyhtälön 14 muotoon.

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\underline{D}}^{-1} \cdot \underline{\sigma} \quad 14)$$

Matriisiyhtälön 14 avulla saadaan yhtälöt 15–17, joita yleensä käytetään kirjallisuudessa kuvaamaan yleistä Hooken lakia.

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad 15)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1)] \quad 16)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)] \quad 17)$$

Monissa tapauksissa Hooken lakia on kuitenkin edullista käyttää jakamalla käyttäytyminen kuormituksesta johtuvaan deviatoriseen komponenttiin ja tilavuudenmuutoskomponenttiin. Tällöin tilavuudenmuutoskomponentin ja keskimääräisen pääjännityksen välille voidaan kirjoittaa yhteys (yhtälö 18).

$$\sigma_m = K \varepsilon_v \quad 18)$$

missä

$$\sigma_m = \frac{1}{3} (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$$

Vastaavasti leikkausjännityksen ja leikkausmuodonmuutoksen välille saadaan kolmiulotteisessa tapauksessa yhtälö 19:

$$s_{ij} = 2Ge_{ij} \quad 19)$$

missä

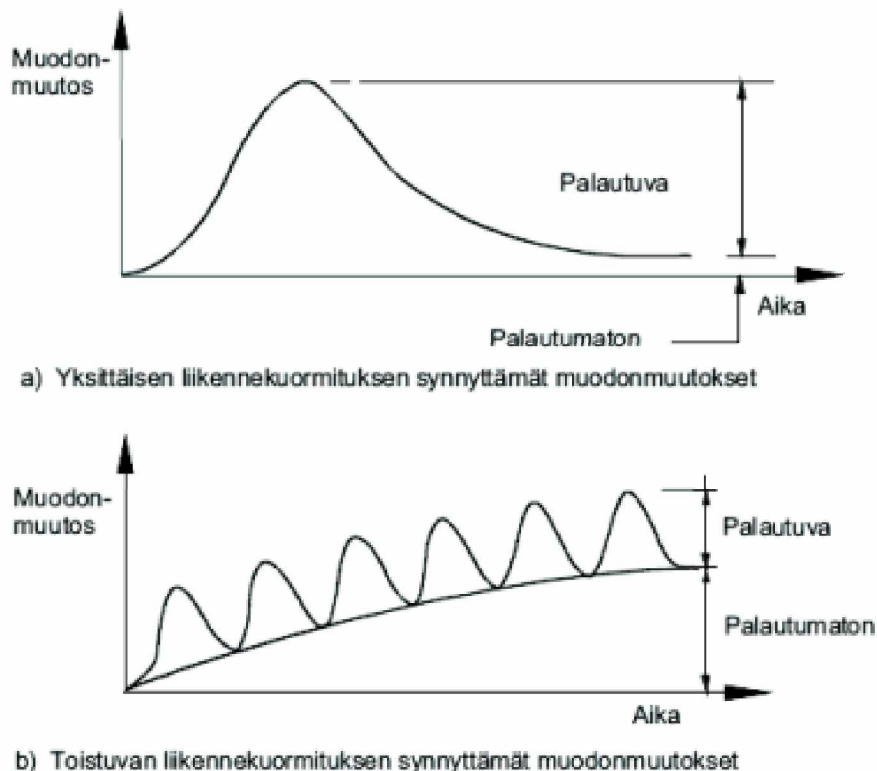
$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3}\varepsilon_v$$

Edellä kuvatut tapaukset pätevät vain isotrooppisesti käyttäytyvälle materiaalille. Mikäli materiaali ei ole isotrooppista, sille tarvitaan aksisymmetrisessä kolmiulotteisessa tapauksessa viisi parametria ja 21 parametria, mikäli ei voida otaksua materiaalin olevan symmetrisesti käyttäytyvää missään suunnassa. Mikäli materiaali ei ole täysin homogeenista, tulee tarkasteltava kappale jakaa homogeenisiin osuuksiin, jotta lineaarielastista mallia voidaan käyttää. (Kolisova 1997)

2.3.2 Karkearakeisten materiaalien mallintaminen

Radassa käytettävät maa- ja/tai kiviainesmateriaalit, kuten muutkin radan komponentit, kohtaavat elinkaarensa aikana jopa useita miljoonia kuormituskertoja. Jokaisella kuormituskerralla, tai akselinyliytyksellä, radan rakennekerrokseen muodostuu sekä palautuvaa että pysyvää muodonmuutosta kuvan 18 mukaisesti. Palautuvan muodonmuutoksen osuus on selvästi suurempi kuin pysyvän, mutta jokainen kuormituskerta aiheuttaa periaatteessa myös aina ainakin hyvin pienen määrän pysyvää muodonmuutosta. Kuormituskertamäärän kasvaessa kumulatiivisen pysyvän muodonmuutoksen määrä kasvaa kriittiseksi riippuen sallitusta pysyvän muodonmuutoksen määrästä.

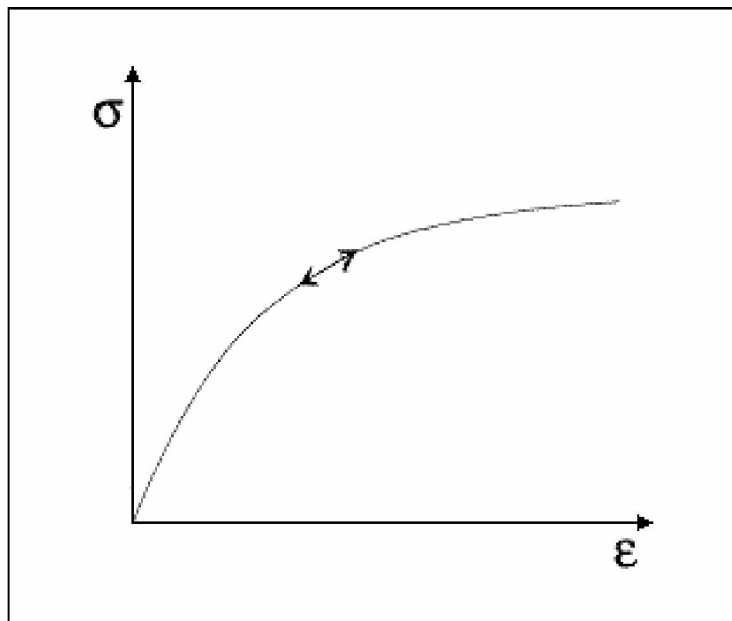


Kuva 18. Ratarakennemateriaalien yleinen kuormitus-muodonmuutoskäyttäytyminen. (Brown 1993, Ehrola 1996)

Mallintaminen on erittäin tärkeää karkearakeisten maamateriaalien mekaanisten ominaisuuksien kuvaamisessa ja monet tutkijat ovatkin pyrkineet kehittämään erilaisia malleja, joiden avulla ennustetaan karkearakeisten materiaalien palautuvia ja pysyviä muodonmuutoksia. Toisaalta karkearakeisten materiaalien muodonmuutuskäyttäytymisen mallintamisen monimutkaisuudesta antaa osaltaan viitteitä olemassa olevien mallien suuri määrä. Osaltaan mallien suureen määrään vaikuttaa luonnollisesti se, että eri tutkijat ovat malleja kehittäessään säätäneet omat mallinsa vastaamaan saatuja mittaus- ja tutkimustuloksia. Valtaosa kehitetyistä malleista on tehty kuvaamaan palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä, sillä pysyvien muodonmuutosten kokeellinen havainnointi vaativat huomattavan paljon aikaa mallien verifiointiin vaadittavan suuren kuormituskertamäärän vuoksi. Myös rakennettavien näytteiden määrä on yleensä suuri, sillä yhtä näytettä pystytään yleensä testaamaan vain yhdessä tai korkeintaan muutamassa eri jännitystilassa. Seuraavissa kappaleissa käsitellään muutamia perusasioita liittyen karkearakeisten materiaalien muodonmuutuskäyttäytymiseen, mutta ei yritetä esitellä kaikkia olemassa olevia malleja.

2.3.3 Palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen mallintaminen

Kun ratarakenne suunnitellaan ja huomioidaan se, että yhden akselinylityksen aiheuttama rasitus on selvästi alle radan komponenttien murtokuorman, on radan komponentteihin kohdistuva muodonmuutos lähestulkoon täysin palautuvaa. Siitä huolimatta edellä kuvattu lineaarielastinen materiaalmalli ei sovellu kovinkaan hyvin kuvaamaan maa- ja /tai kiviaineksista tehtyjen ratarakenteiden käyttäytymistä, koska karkearakeisten materiaalien käyttäytyminen on jännitystilasta riippuvaa. Toisin sanottuna karkearakeinen materiaali käyttäytyy epälineaarisesti tai non-lineaarisesti. (kuva 19) Materiaalin epälineaarinen käyttäytyminen tarkoittaa yksinkertaistettuna sitä, että jännityksen ja venymän välinen suhde ei kulje suoraa linjaa pitkin, vaan niiden välinen riippuvuussuhde vaihtelee riippuen jännitystasosta ja venymän suuruudesta. Materiaalin käyttäytyminen seuraa kuitenkin samaa jännitys-venymäpolkua riippumatta siitä, ollaanko kuormituksen lisäys- tai palautusvaiheessa.



Kuva 19. Tyypillinen epälineaarisen materiaalin jännityksen ja venymän riippuvuussuhde. (Brecciaroli & Kolisoja 2006)

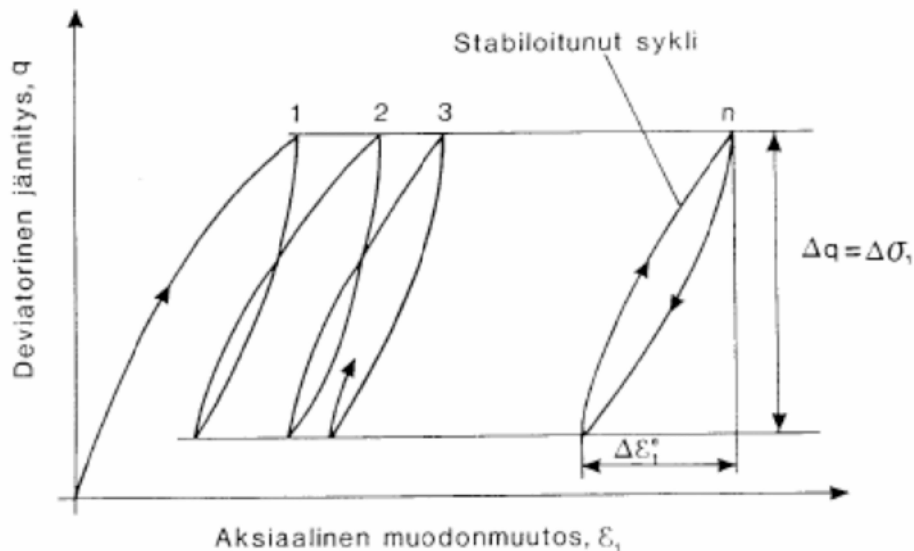
Kuten lineaarielastisen mallin tapauksessa, myös epälineaarisisissa malleissa käytetään yleensä kahta lähestymistapaa. Ensimmäisessä menettelytavassa jännitys-venymäsuhde annetaan jännityksestä riippuvan jäykkyyshmoduulin ja Poissonin luvun avulla. Poiketen lineaarielastisesta mallista jäykkyyshmoduulista käytetään tavallisesti nimitystä resilient-moduuli (merkitään tavallisesti M_r). Jossakin tapauksissa suomenkielisenä vastineena resilient-moduulille käytetään kuitenkin myös jäykkyyshmoduulia. Poissonin luku voidaan antaa mallista riippuen joko jännityksestä riippuvana tai vakioarvoisena. Toinen vaihtoehto on kuvata jännitys-venymäsuhdetta jakamalla jännitykset ja muodonmuutokset tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodonmuutoskomponentteihin.

Mikäli käytetään ensimmäistä lähestymistapaa, resilient-moduuli määritetään kuormituspulssin aiheuttaman deviatorisen jännityksen ja palautuvan muodonmuutoksen suhteena yhtälön 20 mukaisesti. Moduulin määrittämisen periaate on esitetty myös kuvassa 20, josta voidaan havaita eräs karkearakeisille materiaaleille hyvin tyypillinen ilmiö. Palautumattomien muodonmuutosten osuus yleensä pienenee kuormituskertojen lisääntyessä. Tietyn kuormituskertamäärän jälkeen jännitys-muodonmuutossykli stabiloituu ja muodonmuutokset ovat lähes kokonaan palautuvia.

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon^e} \quad 20)$$

missä

M_r	on	resilient-moduuli
Δq		deviatorisen jännityksen muutos
$\Delta \varepsilon^e$		palautuva suhteellinen muodonmuutos



Kuva 20. Jännitys-muodonmuutossyklin stabiloituminen. (Kolisoja 1993)

Brownin ja Pellin (1967) ensimmäisenä esittämä nk. K- σ -malli on eräs hyvin yleisesti käytetty resilient-moduulin esitystapa. Mallin mukaan resilient-moduuli riippuu pääjännitysten summasta yhtälön 21 mukaisesti.

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad 21)$$

missä

θ on pääjännitysten summa, kun deviatorinen jännitys on maksimiarvossaan

K_1, K_2 ovat materiaaliparametreja

Yhtälön 21 mukainen esitystapa ei ole mittayksiköiltään korrekti, joten on suositeltavampaa käyttää resilient-moduulin esitystapana yhtälön 22 muotoa.

$$M_r = K_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{K_2} \quad 22)$$

missä

θ_0 on vertailujännitys, esim. 100 kPa

K_1 moduuliluku

K_2 jännitysekspONENTTI

$K\theta$ -mallin on todettu soveltuvan hyvin resilient-moduulin määritelmän mukaisen kuormituksen suuntaisen palautuvan muodonmuutoksen mallintamiseen ja yhtälön 22 muodossa sitä on käytetty myös useissa laskentaohjelmistoissa. Kuormitussuuntaan nähden kohtisuoraan suuntaan tapahtuvaa muodonmuutosta on usein mallinnettu vakioarvoisen Poissonin luvun arvolla, joka on tyypillisesti suuruudeltaan $\nu=0,35$. Oletuksen ja kuormituskokeiden mittaustulosten välisen korrelaation on kuitenkin todettu olevan huono. Poissonin luvun on todettu vaihtelevan deviatorisen jännityksen muutoksen ja keskimääräisen pääjännityksen suhteen mukaan. Suurilla jännityssuhteen $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3$ arvoilla Poissonin luvun on todettu voivan saada jopa arvoja $\nu > 0,5$. Kuormitetussa materiaalissa tapahtuu tällöin elastista dilataatiota, materiaalin tilavuus siis kasvaa tilapäisesti kuormituspulssin aikana. Kun Poissonin luvun vaihtelu otetaan huomioon, kuormitetun materiaalin palautuva muodonmuutoskäyttäytyminen voidaan mallintaa myös tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutosten osalta $K\theta$ -mallin avulla varsin tarkasti. (Kolisoja 1993)

$K\theta$ -mallissa kuvataan vallitsevaa jännitystasoa pääjännitysten summan avulla erottelematta erikseen deviatorista ja hydrostaattista jännityskomponenttia. Deviatorisen jännityksen suuruudesta riippuvalla leikkausmuodonmuutostasolla on kuitenkin vaikutusta karkearakeisen materiaalin muodonmuutosmoduuliin. Tämän perusteella edellä kuvattua yhtälön 22 mukaista mallia on esitetty täydennettäväksi leikkausjännitystasoa kuvaavalla deviatorisen jännityksen tekijällä niin kutsutun Uzanin mallin (Uzan 1985) mukaisesti (yhtälö 23).

$$M_r = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left(\frac{q}{\theta_0} \right)^{k_3} \quad 23)$$

missä

M_r on resilient-moduuli

θ pääjännitysten summa

θ_0 vertailujännitys

q
k₁, k₂, k₃ ovat deviatorinen jännitys
materiaalivakioita

Yleisessä kolmiulotteisessa tapauksessa deviatorinen jännitys korvataan oktaedrisel-
la leikkausjännityksellä (yhtälö 24) (Uzan et.al. 1992):

$$M_r = k_1 \theta_0 \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{\theta_0} \right)^{k_3} \quad 24)$$

missä

$$\tau_{oct}^2 = \frac{1}{9} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ovat pääjännitykset

Jos jännitykset ja muodonmuutokset jaetaan tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodon-
muutoskomponentteihin, jännitykset voidaan ilmaista hydrostaattisen (yhtälö 25) ja
deviatorisen jännityksen (yhtälö 26) avulla.

$$p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad 25)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad 26)$$

missä

p on keskimääräinen pääjännitys
q deviatorinen jännitys
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ovat pääjännitykset

Vastaavasti tilavuudenmuutoskomponentti lausutaan tällöin yhtälön 27 ja leikkaus-
muodonmuutoskomponentti yhtälön 28 mukaisesti.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad 27)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad 28)$$

missä

ε_v on tilavuudenmuutoskomponentti
 ε_s leikkausmuodonmuutoskomponentti
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ ovat suhteelliset muodonmuutokset pääjännitysten suunnissa

Keskimääräisen pääjännityksen p ja deviatorisen jännityksen q avulla saadaan tila-
vuudenmuutokselle yhtälö 29 ja leikkausmuodonmuutokselle yhtälö 30.

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} p \quad 29)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G} q \quad 30)$$

missä

K on tilavuudenmuutosmoduuli
G leikkausmuodonmuutosmoduuli

Boyce (1980) on esittänyt edellisten moduulien lausekkeet analogisesti K₁-mallin kanssa yhtälöillä 31 ja 32.

$$K = K_1 p^{(1-n)} \quad 31)$$

$$G = G_1 p^{(1-n)} \quad 32)$$

missä

K₁, G₁, n ovat materiaalivakioita

Boycen tekemien energiatarkastelujen perusteella voidaan todeta, että kimmoisen materiaalin muodonmuutoskomponenttien on toteutettava nk. resiprookkiteorian (yhtälö 33) mukainen ehto.

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial q} = \frac{\partial \varepsilon_s}{\partial p} \quad 33)$$

Koska yhtälöissä 31 ja 32 materiaalin moduuliarvot riippuvat vain keskimääräisestä pääjännityksestä, Boyce muutti moduulien lausekkeita. Lausekkeiden muuttamisen jälkeen Boycen mallin mukaisesti voidaan lausua venymäkomponentteittain (yhtälöt 34 ja 35):

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1} p^n \left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2} \right) \quad 34)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G_1} p^n \frac{q}{p} \quad 35)$$

missä

$$\beta = \frac{(1-n)K_1}{6G_1}$$

ja

ε_v on tilavuudenmuutoskomponentti
ε_s leikkausmuodonmuutoskomponentti
p keskimääräinen pääjännitys (hydrostaattinen jännitys)
q deviatorinen jännitys
K₁, G₁, n ovat materiaalivakioita

Lähinnä dynaamisten kolmiakσιαalikokeiden tuloksiin tehdyissä vertailuissa Boycen mallin on todettu kuvaavan näytteeseen syntyviä leikkausmuodonmuutoksia varsin hyvin, mutta vastaavasti tilavuudenmuutosta huonommin. Tämä johtuu todennäköi-

simmin edellä asetetusta vaatimuksesta resiprookkiteorian mukaisen ehdon täyttymisestä. Materiaalin on tällöin käyttäytyvä täysin kimmoisesti, mitä karkearakeiset materiaalit eivät tunnetusti tee. (Kolisoja 1993)

Boycen K-G-mallista on esitetty useita kehitysversioita toisten tutkijoiden toimesta (esim. Jouve et. al. 1987, Mayhew 1983). Mallien tarkoituksena on ollut saada parempi vastaavuus kulloinkin käytössä olleisiin koetuloksiin. Esim. Sweere et. al. (1987) julkaisemassa mallissa materiaalin tilavuuden- ja leikkausmuodonmuutosta kuvaavien yhtälöiden 36 ja 37 materiaaliparametrit valitaan toisistaan riippumattomina.

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1} p^n \left(1 - \beta \frac{q^2}{p^2} \right) \quad (36)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3G_1} p^m \frac{q}{p} \quad (37)$$

missä

K_1, G_1, n, m, β ovat materiaalivakioita

Mallissa on siis viisi kokeellisesti määritettävää parametria verrattuna Boycen mallin kolmeen. Lisäksi parametri β ei ole suoraan riippuvainen parametreista K_1, G_1 ja n . Tilavuudenmuutoksen ja leikkausmuodonmuutoksen jännitystilariippuvuutta kuvaavat parametrit n ja m ovat tässä mallissa toisistaan riippumattomia. Sweere totesi kehittämänsä mallin kuvaavan materiaalin käyttäytymistä huomattavasti paremmin etenkin tilavuudenmuutoksen osalta verrattuna Boycen malliin. (Kolisoja 1993)

Toisentyyppisen muunnoksen Boycen mallista ovat esittäneet Pappin ja Brown (1980). Mallissa palautuvan tilavuudenmuutoksen kuvaamiseen käytetään Boycen mallin yhtälön 34 kanssa samanmuotoista yhtälöä (yhtälö 38), mutta palautuvan leikkausmuodonmuutoksen kuvaamisessa yhtenä terminä käytetään jännityssykliä vastaavan jännityspolun pituutta keskimääräisen hydrostaattisen jännitystilakomponentin arvolla normalisoituna (yhtälö 39).

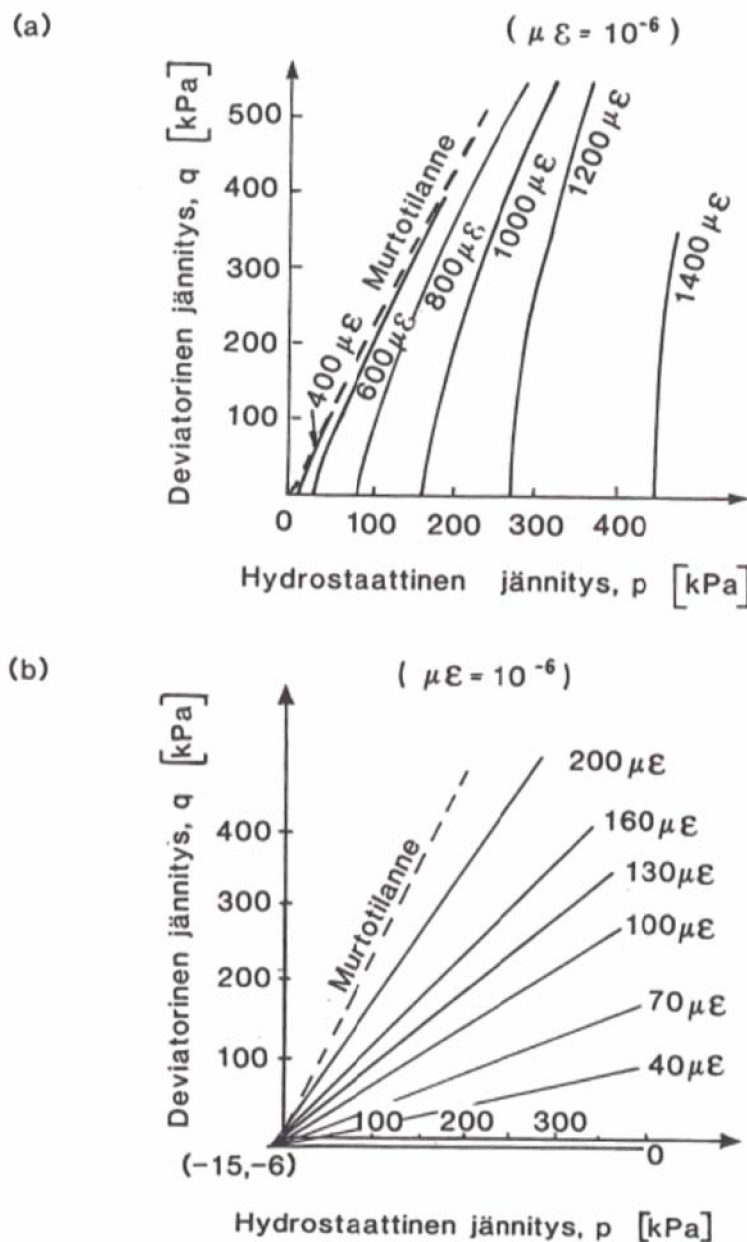
$$\varepsilon_v = A_1 \cdot \Delta \left[p^{A_2} \left(1 - A_3 \frac{q^2}{p^2} \right) \right] \quad (38)$$

$$\varepsilon_s = A_4 \cdot \Delta \left[\frac{q}{p+b} \right] \left(\frac{\sqrt{p_r^2 + q_r^2}}{p_m} \right)^{A_5} \quad (39)$$

missä

r	on	alaindeksi, joka kuvaa maksimi- ja minimiarvon erotusta
m		alaindeksi, joka kuvaa keskimääräistä arvoa
$A_{1,2,3,4,5}$	ovat	materiaalivakioita
b	on	vakio, joka kuvan 21 tapauksessa on 13 kPa

Pappinin ja Brownin malli tunnetaan yleisesti Pappinin taso-arvokäyrämallina, koska yhtälöiden 38 ja 39 kuvaamiseen käytetään kuvan 21 mukaisia tasa-arvokäyriä.



Kuva 21. Palautuvan tilavuudenmuutoksen (a) ja normalisoidun palautuvan leikkausmuodonmuutoksen (b) tasa-arvokäyrät pq -jännitystasossa Pappinin mallin mukaan (Kolisjoja 1993)

2.3.4 Pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen mallintaminen

Koska pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen mittaaminen on työlästä ja aikaa vievää, on pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen ennakointiin kehitetty erilaisia malleja, joiden avulla voidaan ennustaa erilaisissa kuormitustilanteissa karkearakeiseen materiaaliin mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia suoraan mittaamista nopeammin ja helpommin toteutettavan kokeen avulla. Kuten palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen, myös pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen mallintamisessa on käytetty useita erilaisia lähestymistapoja. Eri tutkijat ovat mallintaneet karkearakeisten materiaalien pysyvää muodonmuutuskäyttäytymistä perustuen mm. staattiseen

kolmiakiaalikokeeseen, palautuvaan muodonmuutuskäyttäytymiseen, kuormituskertamäärään jne. Seuraavissa kappeleissa esitellään joitakin pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen mallintamiseen esitettyjä tapoja.

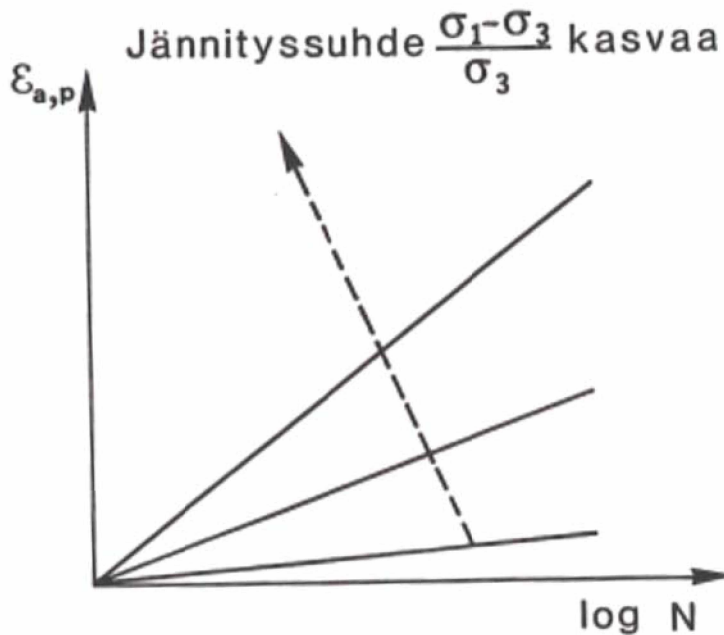
Kuormituskertamäärään perustuva mallintaminen

Eräs vanhimmista systemaattisista karkearakeisten materiaalien pysyvien muodonmuutosominaisuuksien kuvaamistavoista on Barksdalen (1972) esittämä tapa (kuva 22). Esitystapa perustuu 100 000 kuormituspulssin koesarjan tuloksiin, jotka on esitetty puolilogaritmisella asteikolla. Kuvan 22 mukainen piirtämistapa on hyvin yleinen kuvattaessa karkearakeisen materiaalin pysyvää muodonmuutuskäyttäytymistä. Matemaattisesti Barksdalen esittämä malli voidaan kuvata yhtälön 40 avulla.

$$\varepsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N) \quad (40)$$

missä

$\varepsilon_{1,p}$	on	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
N		kuormituskertojen lukumäärä
a, b	ovat	jännitystasosta ja kuormituspulssin suuruudesta riippuvia vakioita



Kuva 22. Pysyvän aksiaalisen muodonmuutoksen esittäminen kuormituskertojen lukumäärän funktiona. (Barksdale 1972, viitattu lähteestä Kolisoja 1993)

Sweere (1990) teki sarjan dynaamisia kolmiakiaalikokeita käyttäen kuormituspulssimääränä miljoonaa Barksdalen 100 000 kuormituskerran sijaan. Sweere totesi puolilogaritmisen mallin kuvaavan saamiaan tuloksia heikokosti ja ehdotti käytettäväksi yhtälön 41 mukaista eksponenttifunktiota, joka sopi paremmin koetuloksiin. On kuitenkin huomattava, että käytetty eksponenttifunktio ei määrittele yksiselitteisesti materiaalin jännitystilariippuvuutta.

$$\varepsilon_{1,p} = a \cdot N^b \quad 41)$$

missä

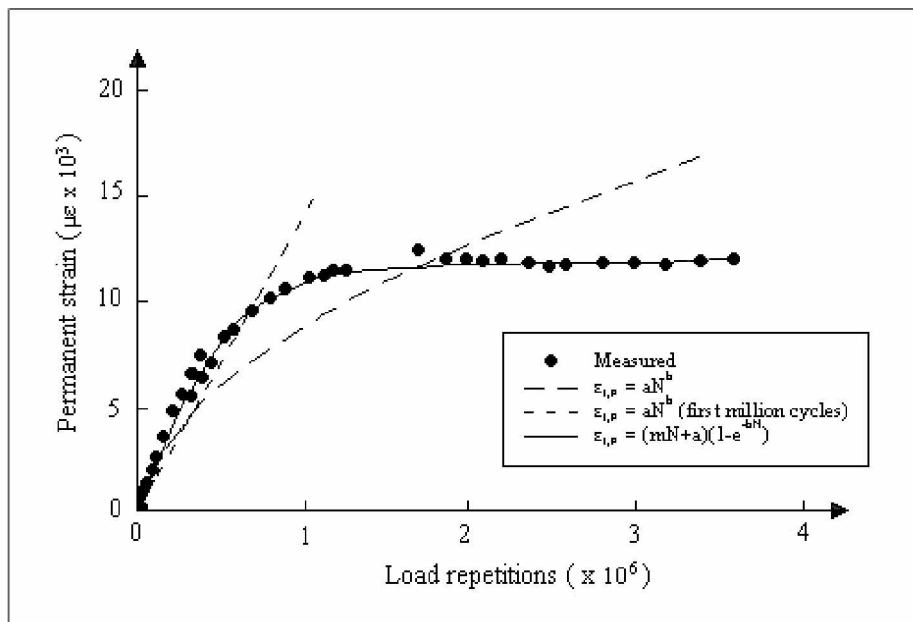
$\varepsilon_{1,p}$	on	pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
N		kuormituskertojen lukumäärä
a, b	ovat	materiaaliparametreja

Osin Sweeren kehittämän mallin innoittamina Wolff ja Visser (1994) tekivät täyden mittakaavan kokeita nk. HVS-laitteella (*Heavy Vehicle Simulator*). Kokeissa käytettiin useita miljoonia kuormitusyklejä ja tulosten perusteella havaittiin pysyvän muodonmuutuskäyttäytymisen olevan kaksivaiheista. Ensimmäisen vaiheen, joka kesti noin 1,2 miljoonaa kuormitusykliä, aikana havaittiin aluksi nopeasti kertyviä pysyviä muodonmuutoksia, joiden summautuminen hidastui kuormitusyklimäärän kasvaessa. 1,2 miljoonan kuormitusyklin jälkeen pysyviä muodonmuutoksia kertyi huomattavasti vähemmän ja pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeus saavutti vakioarvon. Koetulosten perusteella (kuva 23) Sweeren kehittämä malli ei kuvannut materiaalin käyttäytymistä riittävän hyvin, joten Wolff ja Visser ehdottivat yhtälön 42 mukaista lähestymistapaa.

$$\varepsilon_{1,p} = (m \cdot N + a) \cdot (1 - e^{-bN}) \quad 42)$$

missä

a, b, m	ovat	materiaaliparametreja
-----------	------	-----------------------

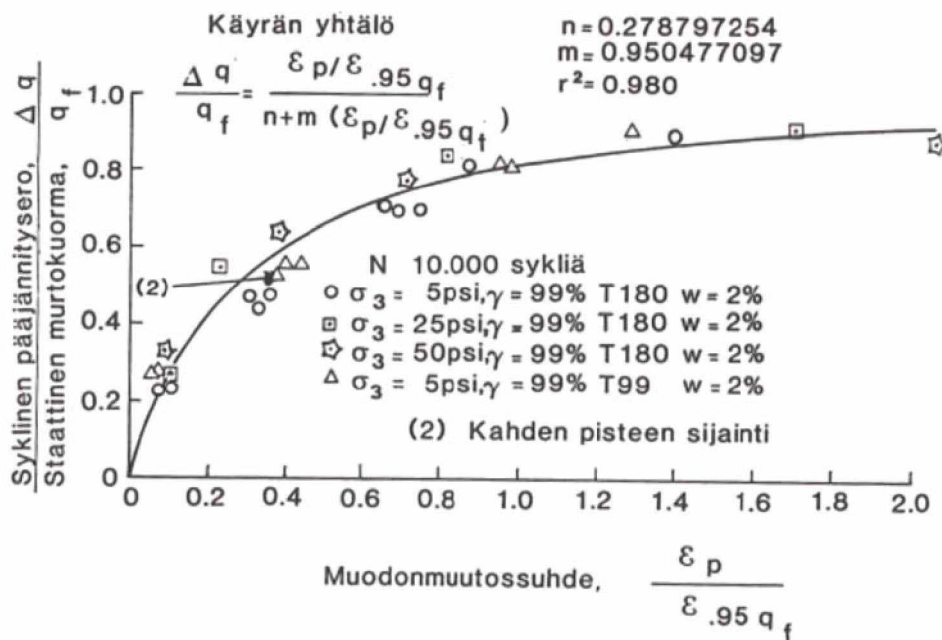


Kuva 23. Pysyvän muodonmuutoksen kerääntyminen kuormituskertamäärän funktiona eri mallien avulla kuvattuna. (Wolff ja Visser 1994)

Edellisistä mallinnustavoista on huomattava, että kaikissa niissä pysyvien muodonmuutosten kertyminen jatkuu periaatteessa äärettömästi. Kuitenkin useat tutkijat (Morgan 1966, Pappin 1979, Chan 1990, Paute et. al. 1993) ovat todenneet, että ainakin tietyn kuormitustason säilyessä riittävän alhaisena pysyvien muodonmuutosten kerääntymisnopeus hidastuu kuormituskertamäärän funktiona ja lopulta karkearakei-

nen materiaali saavuttaa tasapainotilan, jossa pysyviä muodonmuutoksia ei käytännössä kerry lisää kuormituskertamäärän kasvaessa.

Lentzl ja Baladi (1981) ovat esittäneet menettelyn materiaalin pysyvien muodonmuutosominaisuuksien määrittämiseksi perustuen staattiseen murtotilanteeseen. He normalisoivat hiekalla tekemiensä dynaamisten kolmiaksaalikokeiden tulokset vastaavanlaisella näytteellä tehdystä staattisesta kolmiaksaalikokeesta määritettyjen parametrien avulla. Normalisointiparametreina mallissa on käytetty dynaamisen kolmiaksaalikokeen deviatoriselle jännitykselle staattisen kokeen murtotilan jännitystä ja dynaamisen kokeen pysyville muodonmuutokselle staattisen kokeen muodonmuutosta, kun deviatorisen jännityksen arvo on 95 % huippuarvostaan. Lentzlin ja Baladin kehittämä malli on esitetty kuvassa 24.



Kuva 24. Normalisoidun dynaamisen kuormituksen ja normalisoidun pysyvän muodonmuutoksen riippuvuus Lentzlin ja Baladin mukaan. (Lentzl ja Baladi 1981, viitattu lähteestä Kolisoja 1993)

Lentzl ja Baladi totesivat varsin laajan koesarjan perusteella (kaksi hiekkamateriaalia, kolme jännitystilaa, kaksi tiiviysastetta) mallin vastaavan hyvin koetuloksia, mutta esim. Sweere (1990) ei saanut vastaavanlaista yhteyttä omien koetulostensa kanssa.

Palautuviin muodonmuutoksiin perustuva mallintaminen

Veverka (1979) on esittänyt lähestymistavan, jolla materiaalin pysyvään muodonmuutokäyttäytymiseen liittyvät ominaisuudet pyritään sitomaan palautuviin muodonmuutosominaisuuksiin. Veverka on esittänyt ominaisuuksien riippuvuussuhteeksi yhtälöä 43.

$$\varepsilon_p(N) = a \cdot \varepsilon_r \cdot N^b$$

missä		
$\varepsilon_p(N)$	on	pysyvä muodonmuutos N kuormituskerran jälkeen
ε_r		palautuva muodonmuutos
N		kuormituskertojen lukumäärä
a, b	ovat	materiaaliparametreja

Mikäli yhtälön 43 mukainen yhteys olisi olemassa, voitaisiin materiaaliparametrit a ja b määrittää yhden kuormituskokeen avulla. Määrityksen jälkeen voitaisiin tällöin määrittää mistä tahansa jännitysyhdistelmästä aiheutuvat pysyvät muodonmuutokset arvioida vastaavilla jännitystasoilla määritettyjen palautuvien muodonmuutosominaisuuksien avulla. Sweere (1990) on kuitenkin peilaten omiin kolmiaksaalikokeisiin perustuen todennut, ettei yhtälön 43 kaltaista yhteyttä ole olemassa.

Pysyvien muodonmuutosten määrittäminen jännitystilan avulla

Lashine et. al. (1971) tekivät kolmiaksaalikoesarjan murskatulle materiaalille ja totesivat pysyvät muodonmuutoksen asettuvan vakiotasolle, joka riippui jännitystilasta yhtälön 44 mukaisesti. Brown ja Hyde (1975) saivat omissa kokeissaan myös samankaltaisia tuloksia. Brown ja Hyde tutkivat myös muuttuvan sellipaineen vaikutusta ja totesivat, että yhtälö 44 näyttää antavan oikeansuuntaisia tuloksia, mikäli analyysissa käytetään sarjan aikana muuttuvan sellipaineen keskiarvoa.

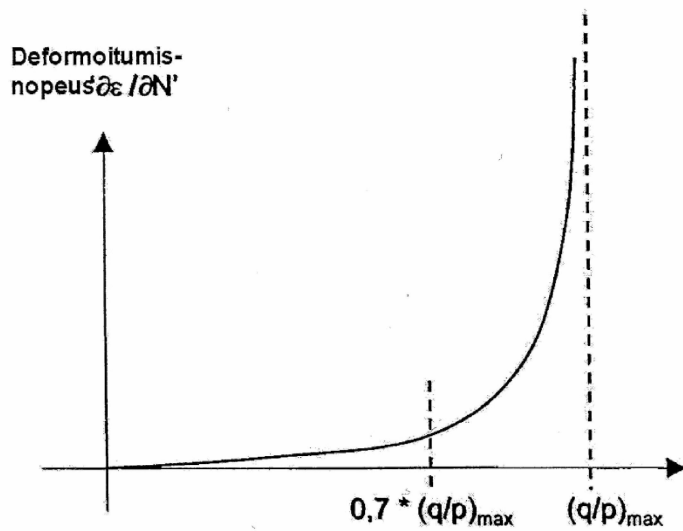
$$\varepsilon_f = 0.9 \cdot \frac{q_{\max}}{\sigma_3} \% \quad 44)$$

missä		
ε_f	on	kumulatiivinen pysyvä aksiaalinen muodonmuutos
q_{\max}		deviatorisen jännityksen maksimiarvo
σ_3		sellipaine (vakio)

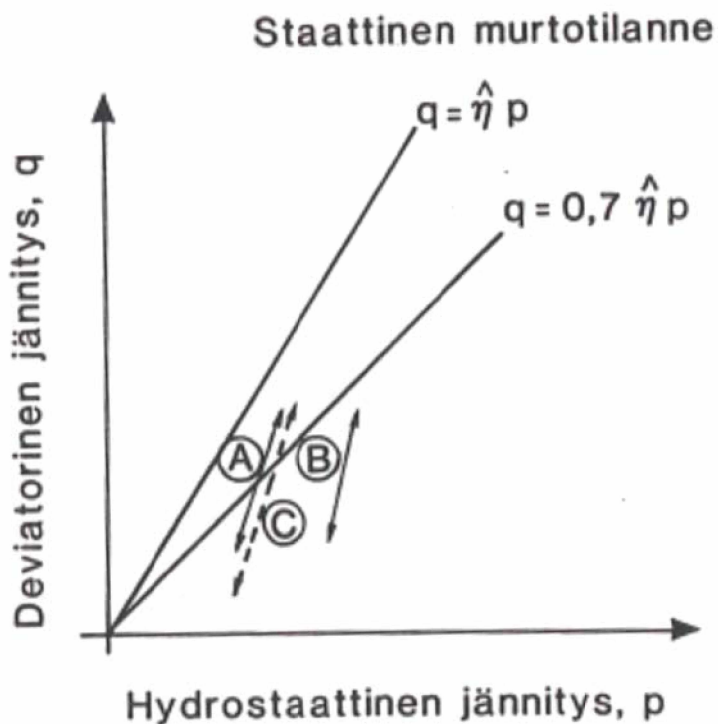
Pappin (1979) esitti pysyvien leikkausmuodonmuutosten kehittymistä kuvaavaksi matemaattiseksi malliksi yhtälön 45 mukaista riippuvuutta. Jännityssuhteen q/p maksimiarvon sisällyttäminen lausekkeeseen korostaa ajatusta, jonka mukaisesti pysyvien muodonmuutosten suuruus riippuu merkittävästi siitä, kuinka lähelle murtotilannetta materiaaliin kohdistetut jännitykset johtavat. (kuva 25) Mallissa on mukana myös toistokuormitusykyllissä toteutuvan jännityspolun pituus, jolla on myös todettu olevan suuri merkitys pysyvien muodonmuutosten syntyyn (kuva 26).

$$\varepsilon_{s,p} = f_n(N) \cdot l_r \cdot \left(\frac{q}{p} \right)_{\max}^{2.8} \quad 45)$$

missä		
$\varepsilon_{s,p}$	on	pysyvä leikkausmuodonmuutos
l_r		jännityspolun pituus
N		kuormituskertojen määrä



Kuva 25. Jännityssuhteen q/p periaatteellinen vaikutus pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeuteen. (Kolisoja et.al.2004)



Kuva 26. Karkearakeiseen materiaaliin muodostuvien pysyvien muodonmuutosten vertailu. Jännityspolulla B muodonmuutokset ovat pieniä, jännityspolulla A ja C suuria, polulla C kuitenkin suurempia kuin polulla A. (O'Reilly 1985, viitattu lähteestä Kolisoja 1993)

Thom (1988) havaitsi Pappinin kehittämässä mallissa useita heikkouksia, mm.:

- malli ei pystynyt kuvaamaan tapausta, jossa suuren kuormitusyksiön jälkeen näytteen muodonmuutokset alkavat kasvaa jopa murtumiseen johtavalla tavalla
- jännityssuhteen q/p lähestyessä murtotilannetta vastaavaa arvoa esitetty malli antaa näytteelle äärellisen muodonmuutosarvon
- malli ei huomioi kuormitusnopeutta

Thom pyrki korjaamaan esitettyjä puutteita omassa mallissaan. Thomin mallin peruslähtökohtana käytetään pysyvän muodonmuutoksen logaritmista riippuvuutta kuormituskertamäärään (kuten esim. Barksdale esitti). Muodonmuutokset ilmaistaan tilavuudenmuutos- ja leikkausmuodonmuutoskomponenttien avulla. Thomin mallissa muodonmuutosnopeus on pyritty sitomaan samalle materiaalille staattisessa kuormituksessa saatuun muodonmuutoskuvaajan kaltevuuteen vastaavalla muodonmuutos- tasolla. Mikäli näyte äkillisesti murtuu suuren kuormituspulssimäärän jälkeen, mm. Brown (1974) on todennut näytteessä murtohetkellä vallitsevan pysyvän muodonmuutostilan olevan samaa suuruusluokkaa toistokuormitetussa ja staattisesti kuormitetussa näytteessä. Thom on esittänyt pysyvälle leikkausmuodonmuutokselle yhtälön 46 mukaisen esitystavan.

$$\varepsilon_s = -\frac{1}{L} \ln \left[\frac{\sigma_f - \sigma_{max}}{\sigma_f} - \frac{1}{M_1} \left(\delta t + \frac{1}{3} \delta s \right) \ln(N) \right] \quad 46)$$

missä

σ_f	on	jännitys staattisessa murtotilanteessa
σ_{max}		jännityksen suurin arvo kuormitusyksiön aikana
t		esim. $t_{xy} = (\sigma_x + \sigma_y)/2$
s		$(\sigma_x - \sigma_y)/2$
N		kuormituskertojen määrä
M_1, L		vakioita, joista L voidaan määrittää staattisen kuormituskokeen muodonmuutoskuvaajasta

Pysyvän tilavuudenmuutuskäyttäytymisen mallintamisessa Thom pyrki huomioimaan erityisesti pääjännityssuuntien kiertymisestä aiheutuvan lisän, josta saatiin todisteita mm. hollow cylinder-laitteella tehdyissä kokeissa. Kun mallissa on lisäksi otettu huomioon, tosin lähinnä empiirisesti, leikkausmuodonmuutoksesta aiheutuva dilataatio, on Thom päätenyt esittämään materiaalin pysyvälle tilavuudenmuutoskomponentille yhtälöä 47.

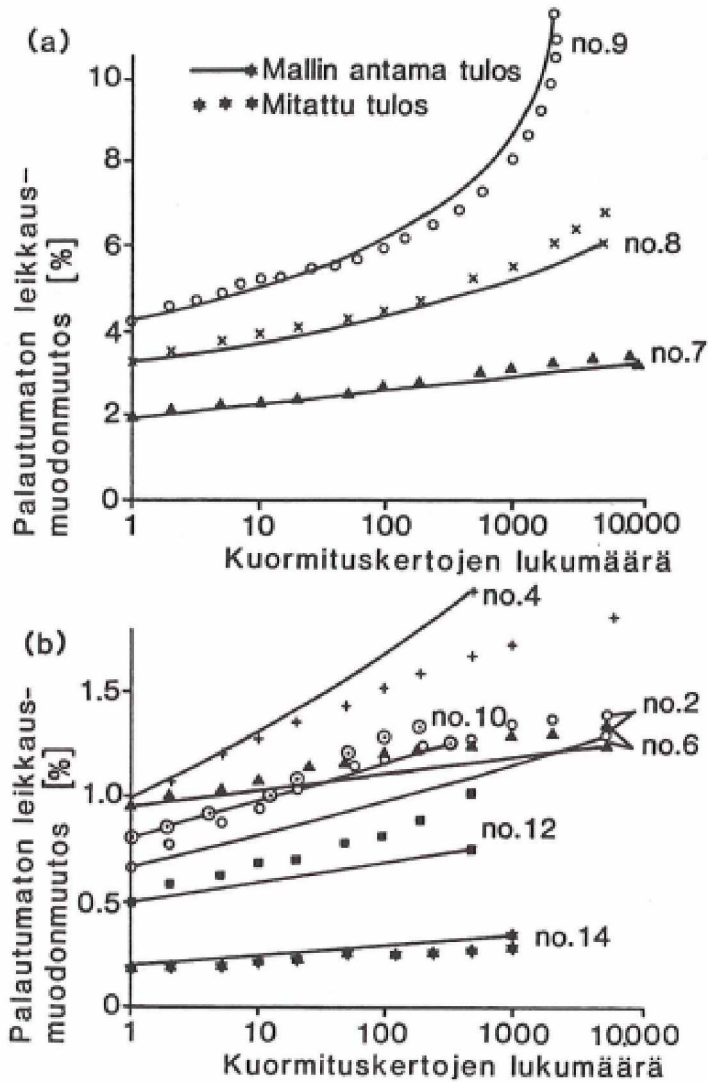
$$\varepsilon_v = \frac{1}{M_2} (\Sigma \delta \sigma + 2 \Sigma \delta t) \ln(N) - \frac{\varepsilon_s}{2} \quad 47)$$

missä

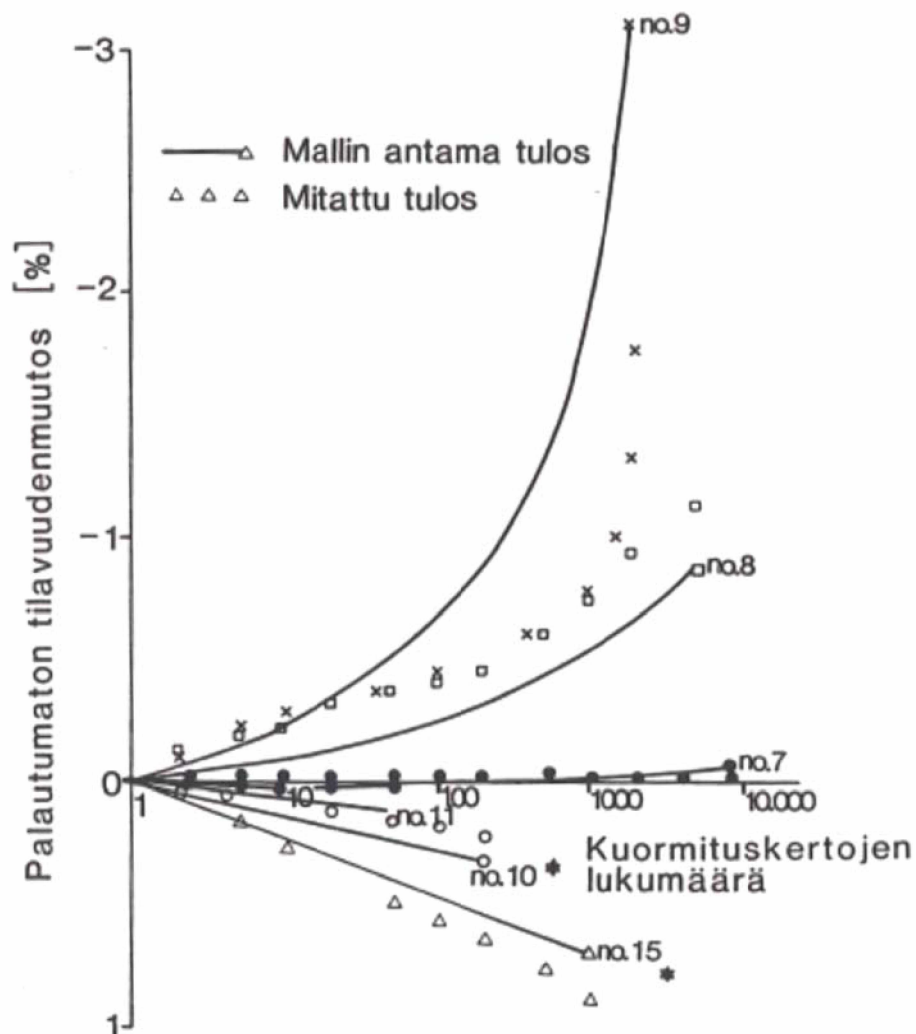
M_2	on	vakio
$\Sigma \delta \sigma$		$\delta \sigma_x + \delta \sigma_y + \delta \sigma_z$
$\Sigma \delta t$		$\delta t_{xy} + \delta t_{zx} + \delta t_{yz}$
t		kuten yhtälössä 46

Jännitysmuutoksina $\delta \sigma_i$ ja δt_{ij} käytetään suureiden itseisarvoja.

Tekemissään vertailuissa Thom on saanut koetulostensa ja esittämiensä mallien välille hyvän korrelaation (kuvat 27 ja 28) On myös syytä erikseen huomioida, että näytteen murtumiseen johtaneet kokeet on onnistuttu mallintamaan samalla tarkkuudella kuin muutkin kokeet. Kuvien 27 ja 28 mukaisissa koesarjoissa käytetty kiviaines on ollut 0-4 mm murskattua graniittia. Muilla materiaaleilla saadut korrelaatiot eivät tosin Thomin mukaan ole olleet aina yhtä hyviä.



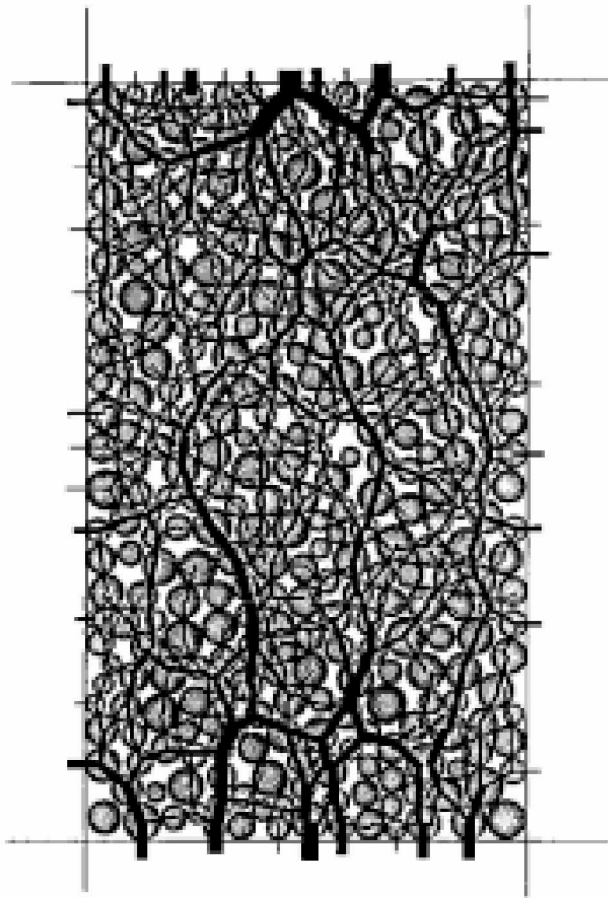
Kuva 27. Thomin mallin avulla kuvattujen pysyvien leikkausmuodonmuutosten vertailu koetuloksiin. (Kolisoja 1993)



Kuva 28. Thomin mallin avulla kuvattujen pysyvien tilavuudenmuutosten vertailu koetuloksiin. (Kolisoja 1993)

2.3.5 Jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen partikkelitasolla

Edellä kuvattujen mallien peruslähtökohtana on ajatus kontinuumista, ts. analysoitava kohde on homogeeninen kokonaisuus. Karkearakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytyminen kuormituksen alaisena on kuitenkin hyvin monimutkainen ilmiö johtuen materiaalien partikkelimaisesta luonteesta. Tällöin esim. radan rakennekerrokset koostuvat erityyppisistä materiaaleista rakennetuista epähomogeenisista kerroksista. Jokainen yksittäinen rakennekerros koostuu lukemattomasta määrästä toistensa kanssa kosketuksissa olevia yksittäisiä erikokoisia maapartikkeleita, joiden satunnainen jakautumien kerroksen sisällä aiheuttaa kerrokseen anisotropiaa. Karkearakeisten materiaalien mekaaniseen toimintaan liittyvien tapahtumien ymmärtäminen periaatteen tasolla edellyttää kontinuumimallien sijaan partikkelitason tarkasteluja. Jännitysten voidaan olettaa välittyvän partikkelikontaktien välityksellä. Rakeet muodostavat yhdessä partikkelikontaktien kanssa ketjuja, joita pitkin jännitykset välittyvät rakenteessa. Tällöin on ilmeistä, että jännitys jakauma rakenteen sisällä ei ole tasainen. Kuvassa 29 on esitetty Kolisojan (1997) tilannetta havaïnnollistava simulointiesimerkki. Vastaavanlaisia havaintoja diskreettiin elementtimenetelmään (DEM) perustuen on esittänyt myös mm. Ullidtz (1998).



Kuva 29. DEM-menetelmään perustuen simuloitu esimerkki biaksaalisessa kuormituksessa lasketuista jännitysketjuista. Viivan leveys on verrannollinen mobilisoituvan jännityksen suuruuteen. (Kolisoja 1997)

Kolisoja (1997) on esittänyt mm. Lamben ja Whitmanin (1979) vaikuttamana ajatusmallin toistokuormitetun karkearakeisen materiaalin muodonmuutuskäyttäytymiseen liittyvien partikkelitasan ilmiöiden hahmottamiseksi. Ajatusmalli on Nurmikolun (2004) mukaan seuraava:

- Partikkelisysteemiin kohdistuvan kuormituksen kasvaessa materiaalipartikkeleihin kehittyä aluksi käytännössä pelkästään kimmoisia muodonmuutoksia. Partikkelien kontaktipisteisiin keskittyvistä jännityksistä johtuen nämä muodonmuutokset ovat mitä ilmeisimmin suurimpia juuri kontaktikohtien välittömässä läheisyydessä
- Suurilla kuormitustasoilla partikkelien välisissä pistemäisissä kontaktikohdissa vaikuttavat jännitykset voivat kohota niin suuriksi, että yksittäiset partikkelit tai niiden särmät murtuvat. Tällöin kuormituksen alaisena olevat partikkelit pääsevät liikkumaan toistensa suhteen ja koko partikkelisysteemin raerungossa tapahtuu kuormitusten ja niitä välittävien partikkeleiden uudelleenjärjestäytymistä, kunnes uusi tasapainotilanne ulkoisiin kuormituksiin nähden saavutetaan
- Yksittäisissä partikkeleiden kontaktikohdissa vaikuttavat voimaresultantit eivät yleensä ole kosketuskohdan tangenttitasoihin nähden kohtisuoria. Näin ollen partikkeleiden välisissä kontaktikohdissa voi tapahtua liukumista, kun tietyn kontaktikohdan tangentin suuntainen voimakomponentti ylittää partikkeleiden välisestä normaalivoimasta ja raepintojen välisestä kitkakertoimesta sekä partikkelien välillä mahdollisesti olevan sidoksen lujuudesta riippuvan

kitkavoiman suurimman arvon. Tässäkin tapauksessa koko partikkelisysteemin raerungon uudelleenjärjestyminen jatkuu, kunnes tasapainotilanne ulkoiisiin kuormituksiin nähden saavutetaan

- Kun materiaalin raerunkoon kohdistettu ulkoinen kuormitus poistetaan, partikkelien välisestä liukumista ja partikkeleiden murtumisesta aiheutuneet muodonmuutokset ovat pääosin palautumattomia. Palautuvien ja pysyvien muodonmuutosten suhde riippuu hyvin suuresti partikkelisysteemiin kohdistuneiden jännitysten – erityisesti leikkausjännitysten- suuruudesta
- Kuormituksen toistuessa useita kertoja partikkelisysteemiin kehittyviin muodonmuutoksiin liittyvät mekanismit ovat periaatteessa täsmälleen samoja kuin ensimmäisellä kuormituskerralla. Myöhempien kuormitus syklien yhteydessä erityisesti partikkelisysteemiin kehittyvien pysyvien muodonmuutosten suuruuteen vaikuttaa kuitenkin merkittävästi se, että partikkelisysteemin raerunko on jo aikaisempien syklien vaikutuksesta järjestynyt asemaan, jossa samansuuruisena toistuvien kuormitusten sietäminen edellyttää vain vähäistä raerungon uudelleenjärjestäytymistä. Esim. syklisten kolmiaksaalikokeiden yhteydessä havaitaan kuormituspulssisarjan edetessä pysyvien muodonmuutosten kehittymisen hidastuminen ja lopulta näyttemateriaalin stabiiloituva käyttäytyminen
- Toistuvien kuormitus syklien yhteydessä partikkelisysteemiin kehittyvien pysyvien muodonmuutosten kannalta on myös oletettavasti erittäin merkittävää, pysyykö kuormituksen suunta jokaisella kuormituskerralla samana. Pääjännityssuunniltaan vakiona säilyvässä toistokuormitustilanteessa edellä kuvattu stabiiloituva käyttäytymien on varsin todennäköistä, mutta pääjännityssuuntien vaihtuessa kuormitustilanteen aikana partikkelisysteemi joutuu jatkuvasti järjestäytymään uudelleen kulloiseenkin kuormitustilanteeseen nähden optimaaliseksi. Tämän seurauksena on luonnollisesti suurempi pysyvien muodonmuutosten määrä verrattuna pääjännityssuunniltaan muuttumattomiin kuormitustilanteisiin. Esim. liikkuvaa pyöräkuormitusta simuloivien laboratorionkoejärjestelyiden yhteydessä ilmiö on varsin yleisesti tunnettu (mm Cheung 1994).

2.4 Karkearakeisten materiaalien muodonmuutoskäyttäytymiseen vaikuttavat tekijät

Seuraavissa kappaleissa kuvattujen tekijöiden vaikutukset on poimittu lähteestä Brecciaroli & Kolisoja (2006), jota tarkastelemalla voi tutustua tarkemmin eri tekijöiden vaikutuksia arvioineisiin tutkimuksiin.

2.4.1 Kuormituskertojen lukumäärä

Kuormituskertojen määrä on yksi tärkeimmistä tekijöistä analysoitaessa ratapenkeisiin mobilisoituvia pysyviä muodonmuutoksia. Kuormituskertamäärän kasvu johtaa yleensä ratapenkereen vähittäiseen muodon latistumiseen. Tämä voidaan osoittaa karkearakeisille maalajeille esimerkiksi pitkäaikaisia muodonmuutoksia simuloivilla kolmiaksaalikokeilla.

Kuormituskertojen määrä on tärkeä tekijä myös ajateltaessa ratapenkereen käyttäytymisen mallintamista erilaisten ohjelmistojen avulla. Yleisesti voidaan todeta, että elasto-plastiset mallit kuvaavat toistokuormitustilannetta parhaiten. Samalla mallit kuitenkin olettavat, että kaikki plastinen muodonmuutos tapahtuu mallin sisällä ensimmäisen kuormituksen aikana, mikäli kaikki ensimmäisen pulssin jälkeiset kuormitukset ovat ensimmäistä kuormitusta pienempiä. Yleisesti ottaen malleissa tilanne on tämä, sillä mikäli yhtä suuri kuormitus lisätään malliin toistamiseen, on sen vaikutus ensimmäistä kuormitusta pienempi johtuen ensimmäisen kuormituksen aiheuttamasta jännitystilän muutoksesta. Jännitystilän muuttuessa elasto-plastisissa malleissa kaikki ensimmäisen kuormituksen jälkeiset kuormituspulssit ovat täysin elastisia, mikäli käytetty kuormitustaso ei muutu. Tällöin malli ei kuvaa pitkäaikaista tilannetta oikein, mistä johtuen luotettavien tulosten saamiseksi on pyrittävä analysoimaan yksittäisessä kuormituksessa tapahtuvia pysyviä venymiä, joiden avulla voidaan indikoida mallin kuvaaman materiaalin käyttäytymistä pitkäaikaisesti.

2.4.2 Jännitystaso

Toistokuormitettujen karkearakeisten maamateriaalien palautuvaan muodonmuutuskäyttäytymiseen vaikuttaa eniten vallitseva jännitystaso. Maamateriaalin jäykkyyttä kuvaava nk. resilient-moduuli (jäykkyysmoduuli) kasvaa selvästi pääjännitysten summan kasvaessa.

Jännitystaso on yksi merkittävimmistä tekijöistä, jotka vaikuttavat pysyvien muodonmuutosten kehittymiseen karkearakeisessa materiaalissa toistuvan junakuormituksen alaisuudessa. Syntyvien pysyvien muodonmuutosten taso riippuu suuresti jännitystasosta ja kasvaa pääjännitysten eron kasvaessa ja hydrostaattisen jännityksen pienentyessä. Karkearakeisen materiaalin pysyvä muodonmuutuskäyttäytyminen riippuu siten pääasiassa jännityssuhteesta, joka koostuu pääjännityserosta ja hydrostaattisesta jännityksestä. Ratapenkereen tapauksessa leveämpi pengker kasvattaa penkereen sisällä vallitsevaa hydrostaattista jännitystä ja näin ollen leveämpi pengker pystyy vastaanottamaan suuremman pääjännityseron, ts. suuremman junakuorman ilman, että penkereeseen mobilisoituu merkittävää määrää pysyviä muodonmuutoksia verrattuna kapeampaan penkereeseen.

2.4.3 Jännityshistoria

Materiaalin jännityshistoria vaikuttaa merkittävästi karkearakeisen materiaalin pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen. Materiaaliin mobilisoituva pysyvä muodonmuutos on merkittävästi pienempi, mikäli jännitystasoa kasvatetaan vaiheittain verrattuna tilanteeseen, jossa suurin jännitystaso kohdistuu kuormitettavaan materiaaliin välittömästi. Olemassa olevalla rataverkolla ilmiöllä ei liene käytännön merkitystä, koska historiansa aikana penkereisiin kohdistuneet jännitystasot ovat kasvaneet ajan kuluessa nykyisiin sallittuihin kuormitustasoihin. Sen sijaan suunniteltaessa uutta ratalinjaa nykyistä korkeammilla sallituilla akselipainoilla asialla saattaa olla merkitystä, koska aikaisempaa suurempi kuormitustaso saattaa aiheuttaa ainakin nykyisin käytettäviin penkereen tyyppipoikkileikkauksiin pysyviä muodonmuutoksia siinä määrin, että rakenteen elinkaaren alkuvaiheessa joudutaan mahdollisesti tekemään enemmän kunnossapitotöitä kuin on ajateltu.

2.4.4 Materiaalin tiiviys

Materiaalin resilient-moduuli kasvaa tiiviyden kasvaessa. Tällöin materiaalin tiiviydellä on merkitystä materiaalin palautuvassa muodonmuutuskäyttäytymisessä. Tiiviyden kasvaessa materiaali antaa näin ollen jäykemmän vasteen palautuville muodonmuutoksille.

Materiaalin tiiviys vaikuttaa keskeisesti karkearakeisen materiaalin pysyvään muodonmuutuskäyttäytymiseen ja näin ollen myös ratapenkereissä mobilisoituviiin pysyviin muodonmuutoksiin. Pysyvien muodonmuutosten vastustuskyky toistuvan kuormituksen alaisena olevassa materiaalissa paranee materiaalin tiiviyden kasvaessa.

2.4.5 Materiaalin vesipitoisuus

Resilient-moduuli pienenee vesipitoisuuden kasvaessa erityisesti korkeilla kyllästysasteilla. Fysikaalisesti tämä voidaan selittää veden voitelevalla vaikutuksella tai sillä, että paikalliset huokosveden alipaineet (nk. matriisi-imupaine), eli käytännössä rakeiden väliset kontaktivoimat, pienenevät korkeammilla vesipitoisuuksilla.

Kuormitettavan materiaalin korkean kyllästysasteen ja matalan vedenläpäisevyyden yhdistelmä aiheuttaa rakenteeseen huokosveden ylipainetta, mikä puolestaan alentaa tehokkaita jännityksiä ja materiaalin jäykkyyttä ja siten alentaa materiaalin kykyä vastustaa muodonmuutoksia. Huokosveden ylipaineen kehittymisen riski kasvaa sitä enemmän, mitä äkillisemmille kuormitusolosuhteiden muutoksilla materiaali altistetaan. Erityisesti toistokuormitustilanteessa huokosvedenpaineen riski kasvaa, kun veden kyllästämaa raerunkoa kuormitetaan nopeassa, junaliikenteen kaltaisessa syklissä.

2.4.6 Materiaalin rakeisuus

Karkearakeisen materiaalin rakeisuus vaikuttaa jonkin verran materiaalin jäykkyyteen. Vaikutus on luonnonmaamateriaaleilla lähinnä välillinen, sillä suhteistuneemat materiaalit voivat potentiaalisesti olla tiiviimmässä tilassa, koska pienemmät rakeet täyttävät helpommin materiaalissa olevan huokostilan. Rakeisuudella voi olla merkitystä myös materiaalin vedenpidätyskykyyn, koska suhteistuneemat materiaalit pidättävät huokosiinsa tehokkaammin vettä. Näin ollen rakeisuus kontrolloi epäsuorasti palautuvaa muodonmuutuskäyttäytymistä materiaalin tiiviyden ja vesipitoisuuden kautta.

Materiaalin hienoainespitoisuus vaikuttaa materiaalin kykyyn vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. Materiaalin kasvava hienoainespitoisuus johtaa huomattavasti suurempaan alttiuteen pysyville muodonmuutoksille. Korkea hienoainespitoisuus indikoi myös materiaalin routimisherkkyyttä. Pakkaskauden aikana liian korkean hienoainespitoisuuden omaavassa maassa muodostuu jäälinssejä jäätymisrintamaan, jolloin maarakenteessa on sulamiskauden aikana ylimäärin vettä, joka ei pääse poistumaan rakenteesta alapuolisen kerroksen ollessa yhä jäätyneenä. Tällöin rakenteen jäykkyys ja lujuus alenevat ja rakenteen kyky vastustaa sekä palautuvia että pysyviä muodonmuutoksia alenee merkittävästi.

2.4.7 Rakeiden muoto

Rakeiden muoto vaikuttaa epäsuorasti karkearakeisten materiaalien muodonmuutokäyttäytymiseen, koska rakeiden muoto vaikuttaa maa-aineksen tiivistämiseen. Paljon hyvin liuskeisia tai pitkänomaisia rakeita sisältävä materiaali hienonee herkemmin tiivistettäessä. Tämän seurauksena hienoainespitoisuus voi kasvaa merkittävästi alkuperäisestä koostumuksesta, jolloin materiaalin kyky vastustaa pysyviä muodonmuutoksia heikkenee. Hienoainespitoisuuden lisääntymisen lisäksi rakeiden hienoneminen aiheuttaa rakeiden uudelleenjärjestymistä, joka myös lisää pysyviä muodonmuutoksia.

3 Ratarakenteen kuormituskestävyyden arviointimenetelmät

Nykyisin on olemassa useita erilaisia menetelmiä, joiden avulla voidaan arvioida ja mallintaa radan käyttäytymistä sekä kuormituskestävyyttä. On selvää, että erityisesti tietokonetekniikan kehittyminen on edesauttanut mallien kehittymistä. Ennen kuin elementtimenetelmä kehitettiin 1960-luvun alussa, ei radan mekaanisen käyttäytymisen mallintamiseksi ollut käytössä kovin montaa vaihtoehtoa (Skoglund 2002). Valtaosa näistä vanhemmista malleista on tavalla tai toisella johdettavissa niin kutsutun ”Beam on Elastic Foundation”-mallin muotoon.

BOEF-mallista käytetään myös monia muita nimityksiä, Euroopassa sitä kutsutaan myös Zimmermannin menetelmäksi saksalaisen H.Zimmermannin mukaan, joka teki merkittävää kehitystyötä erityisesti mallin soveltamiseksi rataympäristöön. Pohjois-Amerikassa mallia kutustaan myös Winklerin menetelmäksi. (Skoglund 2002)

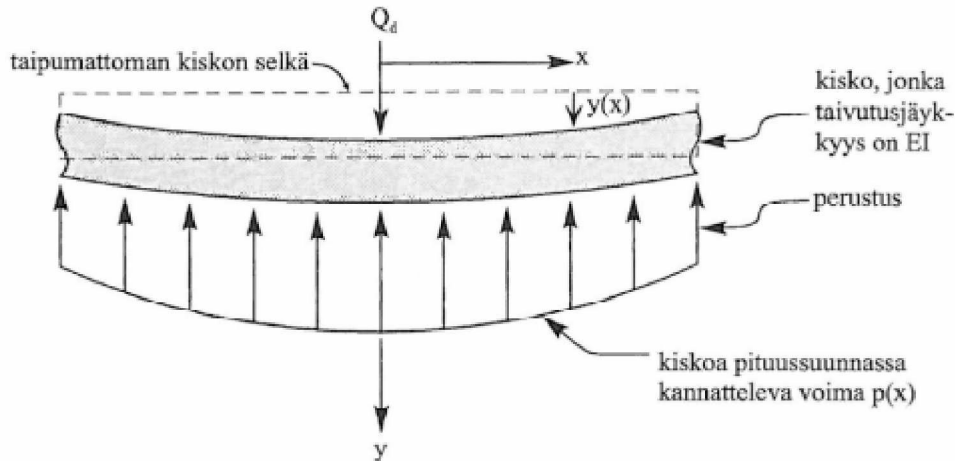
Yleensä kaikille perinteisille analyyttisille ratarakenteen mallinnusmenetelmille on tyypillistä, että niiden avulla on pyritty kuvaamaan rataa kokonaisuutena yksinkertaisen materiaalmallien avulla. Näille malleille on myös tyypillistä, että ne käsittelevät jonkin radan kokonaisuuteen liittyvän ongelman hyvinkin tarkasti, mutta osa radan komponenteista jätetään usein jopa kokonaan huomiotta tai ainakin niiden mallinnustarkkuus on huono. Analyyttisten mallien vastakohta on elementtimenetelmään perustuva malli. Elementtimenetelmässä pystytään kuvaamaan mikä tahansa ongelma geometrisesti tarkasti. Myös materiaalien käyttäytyminen on mahdollista kuvata tarkasti. Elementtimenetelmän haittapuolena etenkin kolmiulotteisen ongelman tapauksessa on mallintamiseen vaadittava aika sekä vaatimukset liittyen tietokoneen suorituskykyyn. Näin ollen elementtimenetelmä ei voi olla ensisijainen päivittäisessä käytössä oleva työkalu, jolla määritetään ratarakenteen kuormituskestävyyttä. (Skoglund 2002) Vaikka tietokoneiden suorituskyky on kasvanut merkittävästi viimeisen kymmenen vuoden ajanjaksolla, on laskenta-aika edelleen kuitenkin vähintään tunteja. Ajankäyttöä enemmän kolmiulotteisen elementtimenetelmän käytettävyyteen päivittäisen suunnittelun työkaluna vaikuttaa nykyisin kuitenkin aitojen kolmiulotteisten ongelmien kompleksisuus geometrisesti ajateltuna. Tarkkojen mallien luomiseen kuluva aika ja geometrian tarkkuus asettavat merkittäviä haasteita päivittäiselle käytölle.

Elementtimenetelmää yksinkertaisempia malleja ovat hyvin yleisesti sekä tie- että ratarakenteiden kuormituskestävyyden arvioinnissa käytettävät monikerroslaskentaohjelmat. Näille ohjelmistoille tyypillisiä piirteitä ovat maamateriaalien käyttäytymisen arviointi palautuvan muodonmuutuskäyttäytymisen avulla, nk. Burmisterin teorian (1943, periaate esitellään lyhyesti kappaleessa 3.2 KENTRACK-ohjelmiston yhteydessä) käyttö jännitysten määrittämisessä sekä edellä mainitusta teoriasta johtuen kuormituksen approksimointi ympyränmuotoisen kuormituksen avulla.

Kappaleissa 3.1–3.6 käydään läpi erityyppisiä radan rakenteen mallinnustyökaluja sekä mitoitusmenetelmiä ja arvioidaan niiden tarkkuutta ja käyttökelpoisuutta tarkkaan radan mallintamisen.

3.1 Beam on Elastic Foundation (BOEF)

BOEF-malli perustuu jatkuvan Euler-Bernoullin palkin mallintamiseen Winklerin alustalla. Euler-Bernoullin palkki kuvaa kiskoa ja kiskon alapuolinen rakenne kuvataan äärettömän pitkänä jonona kimmoisia, toisiinsa kytkemättömiä jousia (Kuva 30).



Kuva 30. BOEF-mallin periaate. (Mäkelä 2002)

Winklerin alustan kiskoa pituussuunnassa kannatteleva voima $p(x)$ voidaan määrittää yhtälöllä 48. Yhtälössä 48 oleva miinusmerkki johtuu siitä, että $p(x)$ on erisuuntainen kuin y -akseli, joka on tässä tapauksessa alaspäin positiivinen. (Skoglund 2002)

$$p(x) = -u \cdot y(x) \quad 48)$$

missä

$p(x)$	on	kiskoon kohdistuva puristava viivakuorma kohdassa x [N/mm]
x		kiskon suuntainen pituuskoordinaatti [mm]
u		ratamoduuli [N/mm/mm]
$y(x)$		kiskon vertikaalinen taipuma kohdassa x [mm]

Kun otetaan tasapainoyhtälö kiskon taivuttamiseen tarvittavan voiman ja Winklerin perustuksen taivuttamista vastustavan voiman välillä, saadaan differentiaaliyhtälö 49. (Skoglund 2002)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + uy = 0 \quad 49)$$

missä

E	on	kiskomateriaalin kimmomoduuli [N/mm ²] tai [MPa], teräksen kimmomoduuli on tyypillisesti noin 205...210 GPa
I		kiskon neliömomentti [mm ⁴]
u ja y		kuten yhtälössä 48

Differentiaaliyhtälön 49 ratkaisu toteutuu, mikäli seuraavat reunaehdot ovat voimassa: (Skoglund 2002)

1. y lähestyy nollaa, kun x lähestyy ääretöntä
2. y'' eli käyrästymä lähestyy nollaa, kun x lähestyy \pm ääretöntä
3. kun $x = 0$, $y' = 0$
4. kun $x = 0$, y''' saa arvon $0,5 \cdot Q_d$

Yhtälön 49 ratkaisuksi taipumalle saadaan yhtälö 50: (Skoglund 2002)

$$y(x) = \frac{Q_d}{2uL} \cdot e^{-\frac{|x|}{L}} \left(\cos\left(\frac{x}{L}\right) + \sin\left(\frac{|x|}{L}\right) \right) \quad 50)$$

missä

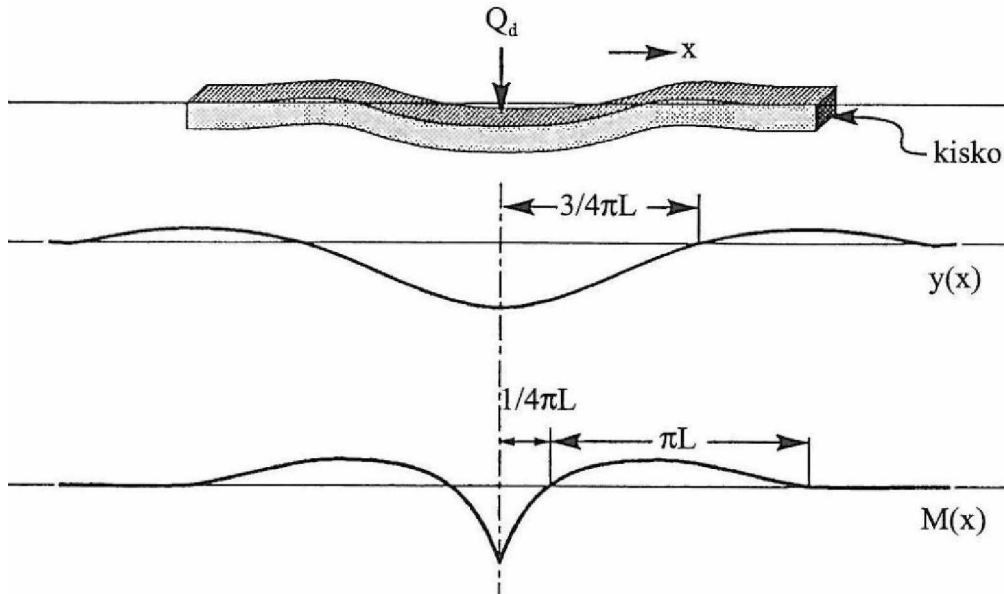
$y(x)$	on	kiskon pystysuuntainen taipuma kohdassa x [mm]
Q_d		suunnittelussa käytettävä vertikaalinen pyöräkuorma [N]
u		ratamoduuli [N/mm/mm]
e		Neperin luku $\approx 2,718$ [-]
x		pituuskoordinaatti, origo kuormituspaikassa [mm]
L		karakteristinen pituus tai peruspituus (<i>characteristic length, base length</i>), joka voidaan määrittää yhtälöllä 51

$$L = \left(\frac{4EI}{u} \right)^{\frac{1}{4}} \quad 51)$$

Koska taipuman tulee fysikaalisista syistä olla symmetrinen suhteessa akseliin, jonka kautta kuorma välittyy, täytyy yhtälössä 50 olla itseisarvomerkit. Vaihtoehtona taipumaan perustuvalle lähestymistavalle on käyttää kiskon taivutusmomenttia ensisijaisena muuttujana differentiaaliyhtälössä 49. Kiskon taivutusmomentti M saadaan taipuman toisesta derivaatasta x :n suhteen kertomalla se kiskon miinusmerkkisellä taivutusjäykkyydellä EI yhtälön 52 mukaisesti. (Skoglund 2002)

$$M(x) = \frac{Q_d \cdot L}{4} \cdot e^{-\frac{|x|}{L}} \cdot \left(\cos\left(\frac{x}{L}\right) - \sin\left(\frac{|x|}{L}\right) \right) \quad 52)$$

Yhtälössä 52 esiintyvät merkinnät ovat samoja kuin yhtälöissä 50 ja 51. Kuvassa 31 on esitetty kiskon taipumamuoto ja taivutusmomentin muoto kiskon pituussuunnassa.



Kuva 31. Kisko kuormituksen alaisena, kiskon taipumaviiva ja taivutusmomentti. (Mäkelä 2002, viitattu lähteestä Peltokangas 2012)

Kun kiskoon kohdistuva momentti tiedetään, voidaan kiskon neutraaliakselilla vaikuttava jännitys laskea palkkiteoriaan perustuvan yhtälön 53 avulla. Jotta tämän jännityksen vaikutuksia voidaan arvioida tarkemmin, tulee kiskoon kohdistuvat lämpö- ja jäännösjännitykset tuntea, eli niiden vaikutus täytyy eliminoida ennen kuin yhtälöä 53 voidaan soveltaa. (Skoglund 2002)

$$\sigma(x) = \frac{M(x)}{I} h_n \quad (53)$$

missä

h_n on etäisyys neutraaliakselista [mm]

Paitsi yksittäiselle pyöräkuormalle, voidaan BOEF-mallia käyttää myös useamman pyöräkuorman vaikutusten arvioimiseksi superpositioperiaatteen avulla. Eri pyöräkuormien yhteisvaikutuksesta syntyvän taipuman yhteenlaskettu suuruus kohdassa $x=0$ voidaan selvittää yhtälön 54 avulla, kun lasketaan yhtälöllä 50 lasketut taipumat yhteen. (Skoglund 2002)

$$y_{\text{yhteenlaskettu},x=0} = y(x_1) + y(x_2) + \dots + y(x_i) \quad (54)$$

missä

$y_{\text{yhteenlaskettu},x=0}$ on yhteenlaskettu taipuma kohdassa $x = 0$ [mm]

x_i pyöräkuorman etäisyys x-akselin nollakohdasta [mm]

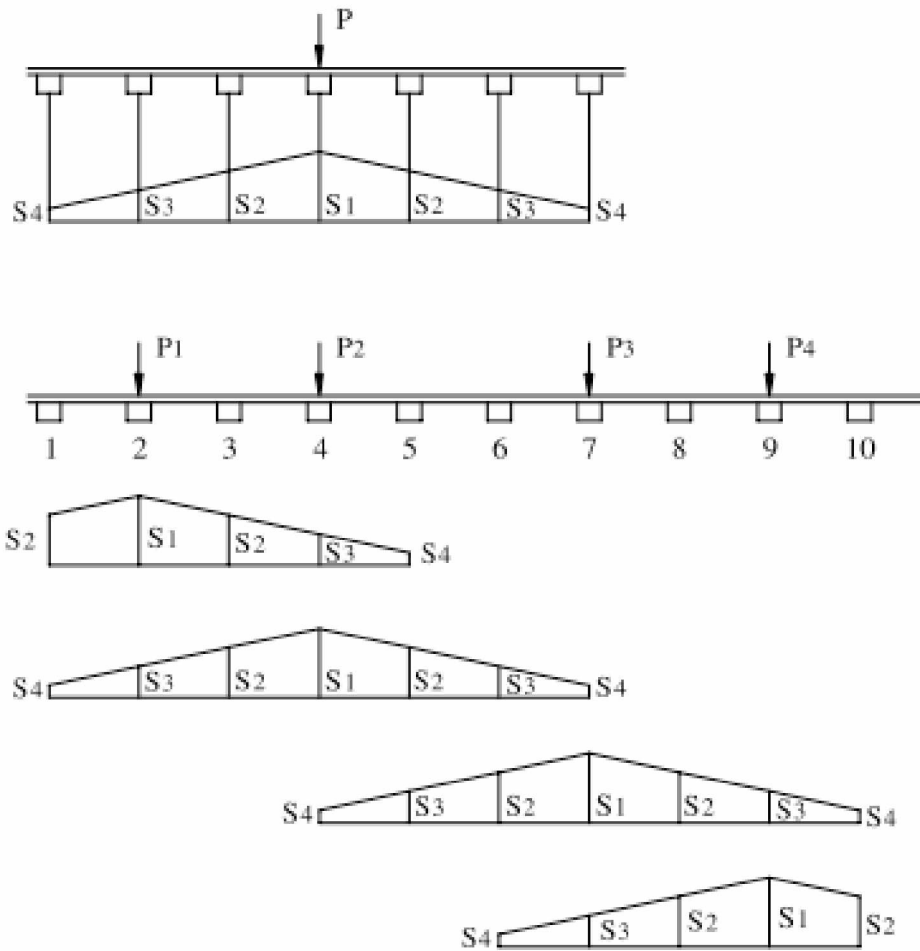
3.2 KENTRACK

KENTRACK on lineaarielastiseen teoriaan perustuva monikerroslaskentaa ja elementtimenetelmää hyödyntävä ohjelma, joka on kehitetty Kentuckyn yliopistossa 1980-luvun alkupuolella. (Huang et. al. 1984). Jännitykset ja venymät määritetään elementtimenetelmän avulla. Monikerroslaskentaa hyödyntävä käyttöliittymä helpottaa erityyppisten rakenteiden tarkastelua ja simulointia. (Rose & Konduri 2006) Tämä ominaisuus on erittäin hyödyllinen, koska ohjelma on kehitetty erityisesti erilaisten asfalttirakenteiden tuottamiin mahdollisuuksiin ratarakenteissa. Alun perin ohjelma kehitettiin MS-DOS-käyttöliittymään, mutta on sittemmin päivitetty Windows-ympäristöön. Tämä mahdollistaa laskenta- ja materiaaliparametrien helpomman muokkaamisen (Rose & Konduri 2006).

3.2.1 Kuormituksen mallintaminen

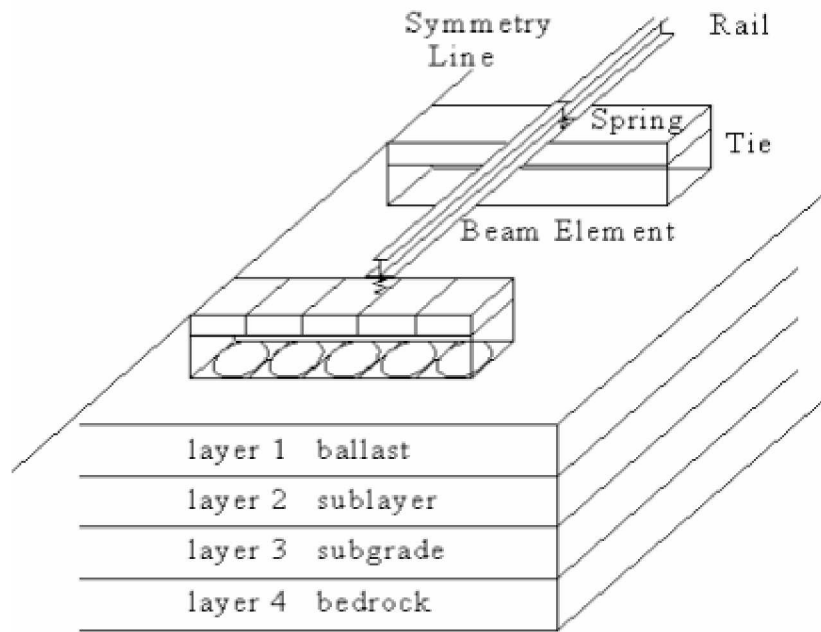
Koska laskenta itsessään perustuu kaksiulotteiseen koordinaatistoon, otetaan useamman akselin aiheuttama junakuorma laskennassa huomioon voimien superpositio-periaatteella. Periaate on esitetty kuvassa 32. Muuttuja S_i on voiman P aiheuttama taipuma i :nnen pölkyn kohdalla. Kuvan 32 mukaisesti ohjelmistossa huomioidaan kahden peräkkäisen telin yhteisvaikutus. Kuormien $P_1...P_4$ aiheuttamat taipuma S voidaan superponoinnin jälkeen laskea ensimmäisen pölkyn kohdalla yhtälön 55 avulla: (Rose & Konduri 2006)

$$S'_1 = S_2 \frac{P_1}{P} + S_4 \frac{P_2}{P} \quad 55)$$



Kuva 32. Voimien superpositioperiaate KENTRACK-ohjelmistossa. (Rose & Konduri 2006)

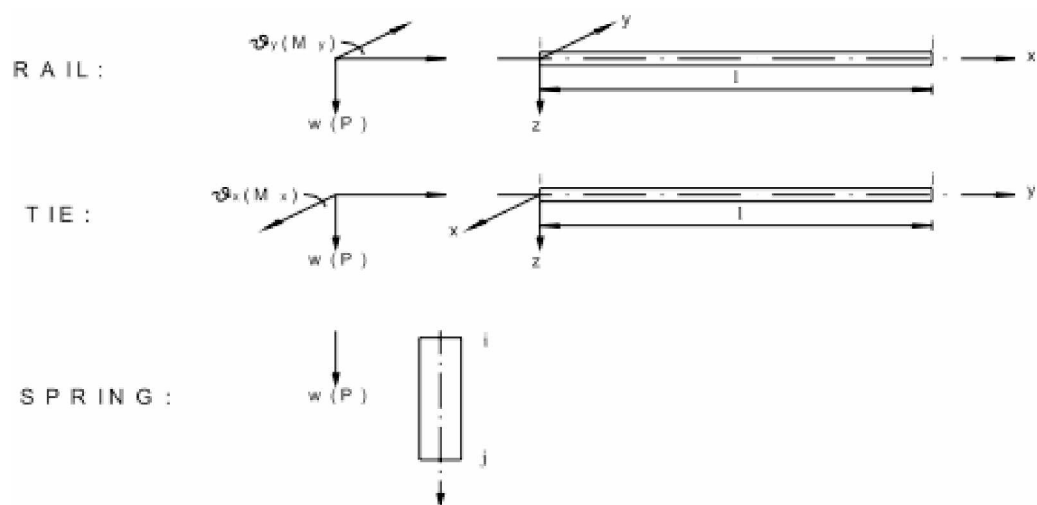
Suoran radan symmetrian vuoksi KENTRACKIN ratamalli muodostetaan vain rata-rakenteen neljäsosalle. Analysisissä käytettävä geometrian sekä laskentaelementit on esitetty kuvassa 33.



Kuva 33. KENTARCK-ohjelmiston analyysissä käytettävä ratamalli sekä elementit. (Rose & Konduri 2006)

3.2.2 Elementtimenetelmän hyödyntäminen KENTRACK-ohjelmistossa

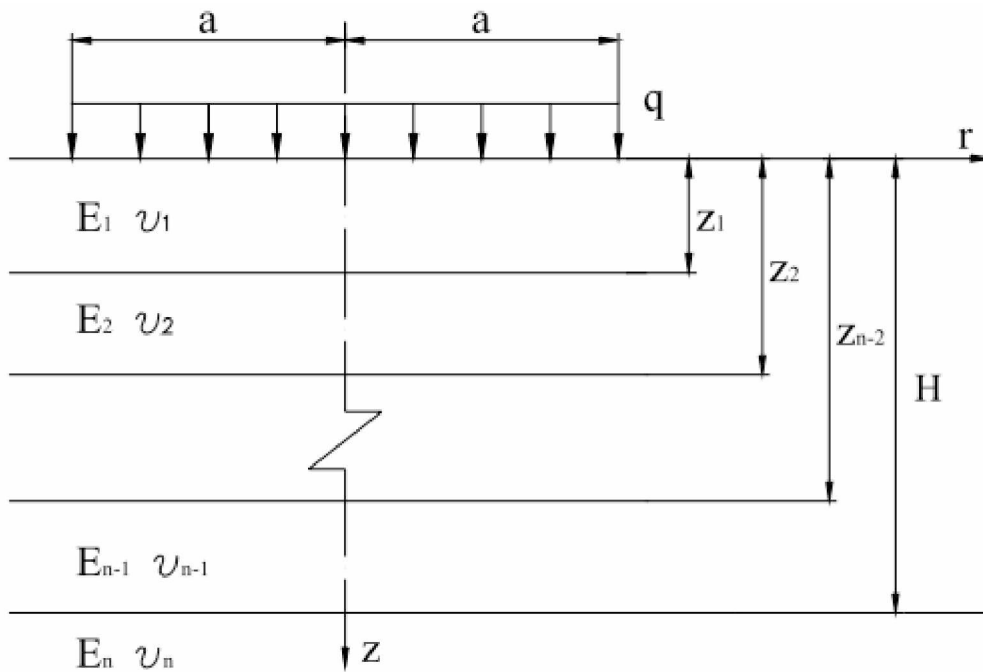
Kuten edellä todettiin, elementtimenetelmää hyödynnetään KENTRACK-ohjelmistossa. Kiskoon ja pölkkyyn kohdistuvat jännitykset sekä niiden aiheuttamat venymät mallinnetaan elementtimenetelmän avulla. Sekä kisko että pölkky mallinnetaan palkkielementtinä ja niiden väliin asetetaan jouselementti kuvaamaan kiskonkiinnitystä (kuva 34). Elementtimenetelmän avulla lasketaan pölkyn alapintaan kohdistuva jännitys ympyränmuotoisina kuormina. Kuormitusympyrän säde määräytyy jakamalla pölkyn pohjan pinta-ala elementtien lukumäärällä (kuva 33). (Rose & Konduri 2006)



Kuva 34. Kiskon, pölkyn ja kiskonkiinnityksen mallintaminen KENTRACK-ohjelmistossa. (Rose & Konduri 2006)

3.2.3 Monikerroslaskennan hyödyntäminen KENTRACKissa

Monikerroslaskentaa käytetään radan rakennekerrokseen ja pohjamaahan kohdistuvi- en jännitysten sekä niiden aiheuttamien siirtymien laskennassa. Elementtimenettel- mällä saadut laskennalliset pölkyn pohjapaineet toimivat rakennekerroksia kuormit- tavina elementteinä kuvan 35 mukaisesti. Eri kerrosten jännitykset ja venymät laske- taan ensin yleisen monikerroslaskennan teorian (ns. Burmisterin (1943) teoria) perus- teella. (Rose & Konduri 2006)



Kuva 35. Monikerroslaskennan periaate KENTRACKISSA. (Rose & Konduri 2006)

Burmisterin teorian perusolettamuksena on, että jännitysfunktio ϕ toteuttaa differen- tiaaliyhtälön 56 jokaisen kerroksen osalta.

$$\nabla^4 \phi = 0 \quad (56)$$

Ympyränmuotoisella kuormituksella saavutetaan aksisymmetrinen tilanne, jolloin jännitys jakauma on muotoa (yhtälö 57):

$$\nabla^4 \sigma = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial^2 \sigma}{\partial r^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \sigma}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma}{\partial r} + \frac{\partial^2 \sigma}{\partial z^2} \right) \quad (57)$$

missä

r, z ovat sylinterikoordinaatiston koordinaatit radiaali- ja pystysuunnassa

Jännitykset ja muodonmuutokset määritetään yhtälöiden 58–63 avulla.

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad 58)$$

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \right) \quad 59)$$

$$\sigma_t = \frac{\partial}{\partial z} \left(\nu \nabla^2 \phi - \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right) \quad 60)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1 - \nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right] \quad 61)$$

$$w = \frac{1+\nu}{E} \left[(1 - 2\nu) \nabla^2 \phi - \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} \right] \quad 62)$$

$$u = -\frac{1+\nu}{E} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial z} \quad 63)$$

Koska teorian perusyhtälö on neljännen asteen differentiaaliyhtälö, edellä kuvattujen jännitysten ja muodonmuutosten numeeristen arvojen selvittämiseksi tarvitaan neljä integrointivakiota. Integrointivakiot voidaan määrittää mallin reunaehtojen avulla. Tämän vuoksi laskennassa oletetaan kerrosten jatkuvan äärettömästi. Näiden yhtälöiden johtamista ei kuitenkaan esitellä tässä yhteydessä tarkemmin.

Perusyhtälöstä saatava laskennallinen tulos on virheellinen, koska kuorma q on tasaisesti jakautunut koko ympyräkuorman alalla. Hankelin muunnosta (yhtälö 64) käytetään, jotta saadaan muunnettua kuormituksen jakautuminen paremmin todellista tilannetta vastaavaksi. (Rose & Konduri 2006)

$$R = \frac{qa}{H} \int_0^{\infty} \frac{R^*}{m} J_1 \left(\frac{ma}{H} \right) dm \quad 64)$$

missä

R^*	on	kuormituksen aiheuttama jännitys tai siirtymä, joka voidaan ilmaista $-mJ_0(m\bar{x})$
R		alkuperäisen kuorman q aiheuttama jännitys tai siirtymä
J		Besselin funktio
m		parametri

Monikerroslaskennassa pohjamaa ja alusrakennekerrokset mallinnetaan lineaarielastisina. Tukikerroksen jäykkyysparametrit lasketaan $k\theta$ -mallin avulla, joka esitettiin tässä raportissa aiemmin kappaleessa 2.3.

3.2.4 Laskentatulokset KENTRACK-mallissa

Yhtenä oleellisena mallin etuutena voidaan pitää mallin vaurioanalyysiä. Vaurioanalyysin avulla lasketaan radan rakenteelle elinkaari vuosina yhtälön 65 avulla. Vaurioanalyysiä voidaan pitää erityisesti pohjamaan osalta jokseenkin konservatiivisena, sillä alun perin samankaltainen vaurioanalyysi on kehitetty tierakennetta analysoidaan ohjelmistoon, jossa ohuempien rakenteiden vuoksi pohjamaan yläpintaan mobilisoituva pystysuuntainen jännitys on suurempi. (Hwang & Witzcak 1978, Rose et. al. 2010)

$$L = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{N_P}{N_d}} \quad (65)$$

missä

L	on	rakenteen suunniteltu elinkaari vuosina
N_P		ennakoitu kuormituskertamäärä jokaisen aikayksikön kuluessa
N_d		sallittu kuormituskertamäärä jokaisen aikayksikön kuluessa
n		aikayksikköjen määrä

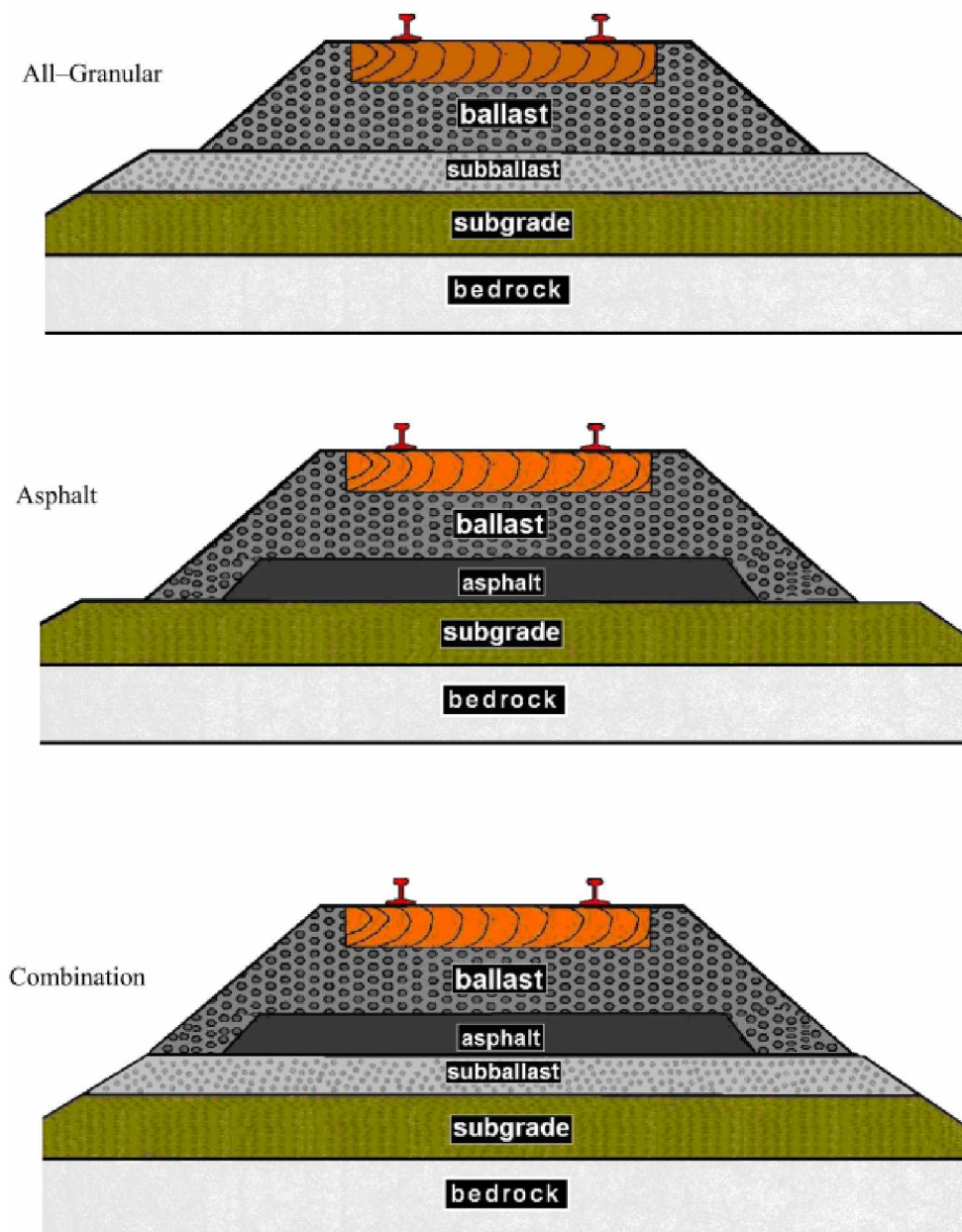
Vaurioanalyysin keskeisenä työkaluna on parametri N_d , joka on myös mallissa käytetty murtokriteeri. Murtokriteeri perustuu pohjamaahan kohdistuvaan sallittuun jännitykseen. Sallittu pohjamaan jännitys siis määrittää aikayksikön kuluessa sallitun kuormituskertamäärän ja se lasketaan empiirisen yhtälön 66 avulla (Rose & Konduri 2006):

$$N_d = 4,837 \cdot 10^{-5} \sigma_c^{-3,734} E_s^{3,583} \quad (66)$$

missä

σ_c	on	Pohjamaan yläpinnassa vaikuttava pystysuuntainen jännitys (psi)
E_s		Pohjamaan jäykkäysmoduuli (psi)

Simuloinnin lopputuloksena saadaan pohjamaata kuormittava pystysuuntainen jännitys sekä pohjamaan käyttöikä. Lopputulosten tulkinnassa on myös huomioitava se, että ohjelmisto on kehitetty erityisesti erilaisten asfalttikerrosten vaikutuksien testaamiseen ratarakenteessa (kuva 36). Kuten kuvasta 36 huomataan, on rakennetyyppejä vain muutama. Luonnollisesti ohjelmistolla voidaan simuloida millaista rakennetta tahansa, mutta ohjelmiston toimivuus on käytännössä osoitettu lähestulkoon yksinomaan hyvin ohuille rakenteille. Paksumpien rakennekerrosten tapauksessa jännitysten jakautuminen sekä erityisesti lineaarielastiseen teoriaan perustuvat rakennekerrokset voivat muodostua ongelmaksi, sillä rakennekerrosten alapintaan voi muodostua vetojännityksiä. Itse asiassa asfalttirakenteen elinkaaren määrittämiseksi vetojännitysten muodostuminen on käytännössä välttämätöntä, sillä asfalttikerroksen elinkaaren määrittäminen perustuu sallittuun vetojännitykseen ko. kerroksen alapinnassa. Asfalttikerroksen elinkaari määritetään samalla vaurioanalyysillä kuin pohjamaan elinkaari, mutta murtokriteeriä ei esitetä tässä yhteydessä.



Kuva 36. KENTRACK-ohjelmiston avulla yleensä simuloitavat rakennetyypit. (Rose et. al. 2010)

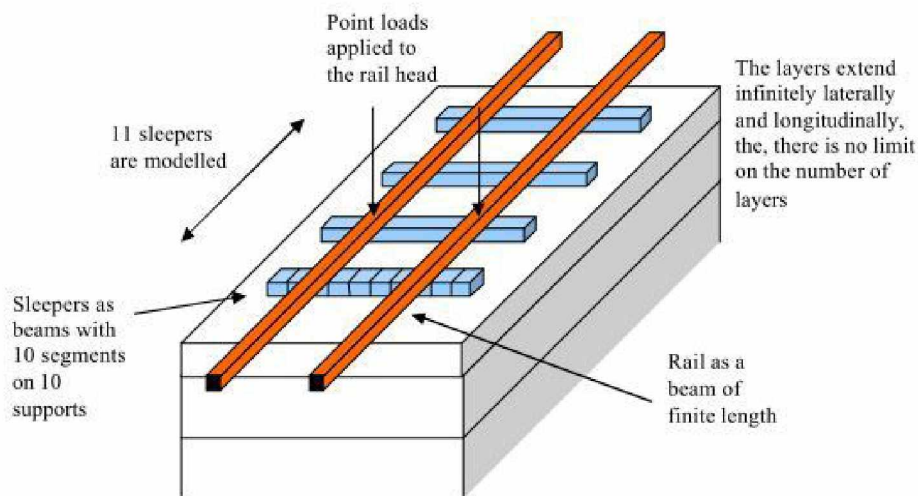
3.3 GEOTRACK

GEOTRACK on kolmiulotteinen, monikerroslaskentaan perustuva laskentaohjelmisto. Ohjelmisto on kehitetty Massachusettsin yliopistossa 1970- ja 80-lukujen taitteessa. Ohjelmisto on kehitysversio aiemmin käytössä olleesta MULTA-ohjelmistosta (*Multi Layer Track Analysis*). GEOTRACKin kehitystyö on perustunut suurelta osin kenttäkokeisiin, joita on tehty koeradalla Pueblossa, Coloradossa. Paikka tunnetaan tarkemmin nimellä "Department of Transportation's Facility for Accelerated Service Testing (FAST)". (Selig & Waters 1994)

Ohjelmisto laskee maksimissaan neljän peräkkäisen akselin aiheuttaman radan staattisen vasteen käyttäen elastisia materiaalimalleja radan eri komponenteille. Ohjelmistossa kuvataan kiskot lineaarielastisina palkkeina, jotka tuetaan pistemäisesti aina pölkyn ja kiskon pituusleikkausten risteämäpisteessä. Kontaktikohta mallinnetaan lineaarielastisen jousen avulla, joka voi täten ottaa vastaan sekä puristus- että vetojännityksiä. Malli koostuu aina 11 pölkyn matkalla tehtävästä analyysistä. Toisin sanottuna yksi akselikuorma jakautuu 11 pölkyn matkalle. (Selig & Waters 1994)

Pölkkyt mallinnetaan niin ikään lineaarielastisina palkkeina, joille voidaan antaa haluttu jäykkyyshmoduuli, poikkileikkausala ja hitausmomentti. Jokainen mallissa oleva pölkky jaetaan alapinnastaan kymmeneen suorakulmaiseen osaan (kuva 37) kuvaamaan pölkyn ja tukikerroksen välistä kontaktia. Jokaiselle kymmenelle kontaktille lasketaan vaikuttava voima suorakulmion keskipisteeseen. Monikerroslaskentaa varten näistä kontaktivoimista lasketaan ympyränmuotoisena tukikerrokseen kohdistuva tasainen paine. Ympyränmuotoisten kuormitusten pinta-alojen suuruus on verrannollinen pölkyn alapintaan konstruoiuihin kymmeneen suorakulmaiseen segmenttiin. (Feng 2011)

Monikerroslaskenta tehdään samoin kuten KENTRACKissa.



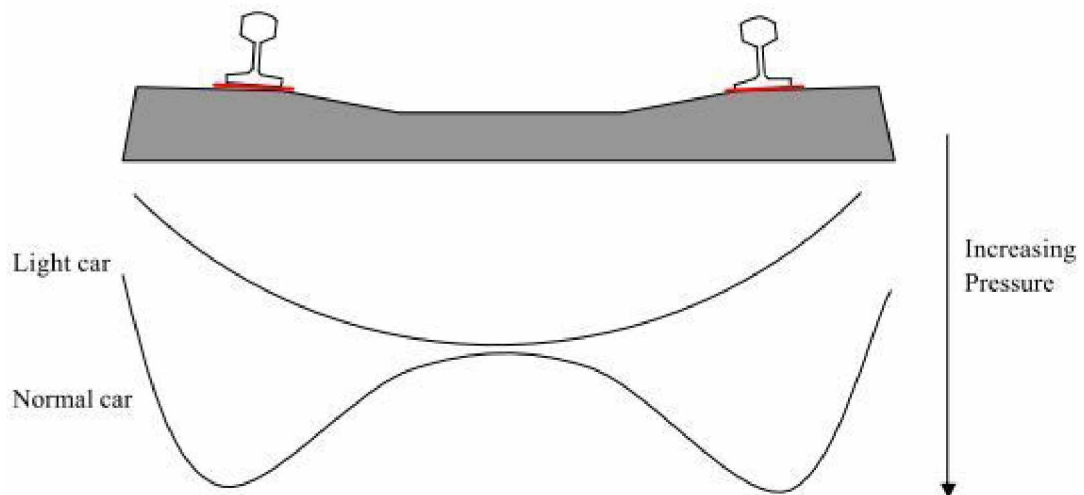
Kuva 37. GEOTRACK-mallin periaate. (LePen 2008)

Ohjelmiston laskentatuloksina saadaan pääasiassa kolmeen kategoriaan jaettavaa tietoa (Feng 2011):

- Päällysrakenne
 - Kiskon ja pölkyn pystysuuntaiset siirtymät
 - Kiskon alapinnasta pölkkyyn kohdistuva voima
 - Kiskon ja pölkyn taivutusmomentit
 - Pölkyn alapinnasta tukikerrokseen kohdistuva rasitus

- Alusrakenne
 - Pystysuuntainen siirtymä
 - Alusrakenteen jännitystila
 - Deviatorinen jännitys
 - Hydrostaattinen jännitys
 - Pääjännitykset ja niiden suunnat
- Koko mallinnettavan tilanteen ratamoduuli (Track Modulus)

Yhtenä GEOTRACK-mallin merkittävänä etuna pidetään sen kykyä mallintaa pölkyn alapintaan muodostuva painejakauma nk. w-muotoisena (kuva 38) raskaalle kalustolle. (LePen 2008) W-muotoisen jakauman tyyppisiä mittaustuloksia on saanut mm. Shenton (1975).



Kuva 38. Idealisoitu pölkyn alapinnassa vaikuttava pohjapainejakauma. (Kennedy & Prause 1978, viitattu LePen 2008)

3.3.1 Li et. al. menetelmä

Li et. al. (1996) ovat kehittäneet GEOTRACK-ohjelmiston avulla tavan, jolla voidaan määrittää ratarakenteelle riittävä rakennekerrospaksuus, jotta voidaan estää pohjamaahan mahdollisesti syntyvä vaiheittain etenevä leikkausmurtuma ja pohjamaan liiallinen deformatuminen. Perusperiaatteena on pohjamaahan mobilisoituvien pystyjännitysten rajoittaminen. Li et. al. ovat ehdottaneet seuraavaa menettelyä.

Ratarakenteen mallintaminen

GEOTRACK-mallia käytetään pohjamaahan mobilisoituvien jännitysten määrittämiseksi. Käytännön suunnittelutehtäviin suositellaan yksinkertaista mallia, jossa tukikerroksen alla on yksi rakennekerros pohjamaan päällä. Kuormituksissa tulisi huomioida dynaaminen kuormituslisä. Mikäli radalta ei ole mitattua tietoa saatavilla, voidaan käyttää AREAn (*American Railway Engineering Association*) käyttämää empiristä yhtälöä 67.

$$K = 1 + \frac{0,0052V}{D} \quad (67)$$

missä

K	on	staattisen kuorman dynaaminen muuntokerroin
V		sallittu nopeus (km/h)
D		käytetyn kaluston pyörän halkaisija (m)

Pohjamaan ominaisuuksien määrittely

Pohjamaan kriittisen muodonmuutostason määrittämiseksi on tehty syklisiä kolmiak-siaalikoekte erityyppisille pohjamailla. Koetulosten perusteella on esitetty kumulatiiviselle pohjamaan pysyvälle venymätasolle yhtälö 68.

$$\varepsilon_p (\%) = a \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m N^b \quad (68)$$

missä

σ_s	on	pohjamaan puristuslujuus
σ_d		deviatorinen jännitys pohjamaan pinnassa
N		kuormituskertojen lukumäärä
a,b,m	ovat	materiaalivakioita

Kun edellisestä yhtälöstä saatu venymätaso integroidaan deformatiivisen pohjamaakerroksen paksuuden matkalla, saadaan kumulatiiviselle pohjamaan pysyvälle muodonmuutokselle yhtälö 69.

$$\rho = \int_0^T \varepsilon_p dt \quad (69)$$

missä

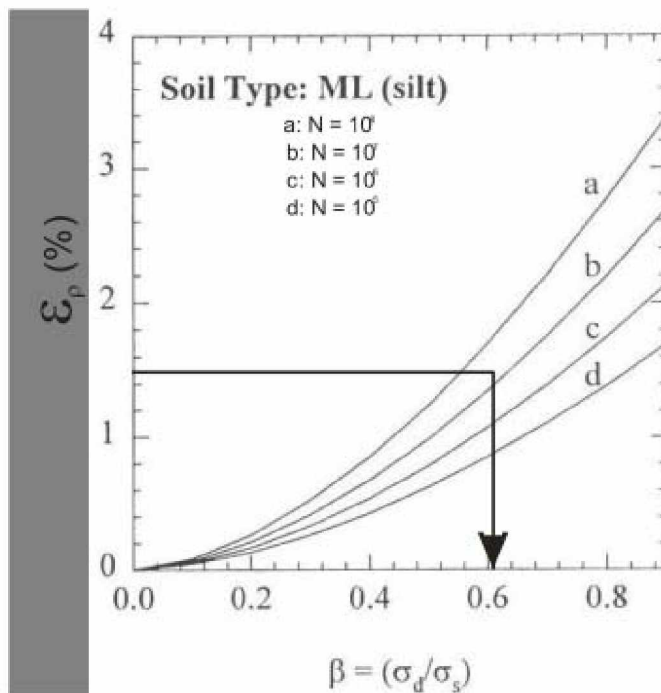
T	on	pohjamaakerroksen paksuus (m)
---	----	-------------------------------

Käytännön suunnittelutyöhön Li et. al. ehdottivat, että venymätasolle asetetaan raja-arvo 2 % ja kumulatiiviselle muodonmuutostasolle maksimiarvo 25 mm.

Varsinainen suunnitteluprosessi

Edellisiä yhtälöitä ja GEOTRACK-mallinnusta käyttäen on luotu nomogrammeja, joiden avulla määritetään vaadittava rakennekerrospaksuus. Tässä yhteydessä esitellään suunnitteluperiaate Hyslipin (2009) esittämän esimerkin avulla.

Ensimmäisessä vaiheessa määritetään radan pohjasuhteet, radalle suunniteltu liikenne sekä suunniteltu käyttöikä ja valitaan tukikerrokselle materiaaliparametrit. Seuraavaksi todennetaan suunnittelukriteeri 1, eli määritetään sallittu pysyvä venymätaso. Esimerkin silttisellä pohjamaalla ja valitulla kuormituskertamäärällä 28 miljoonaa sykliä määritetään parametri β kuvan 39 mukaisesti. Hyslipin (2009) esimerkissä pohjamaan murtokriteeri on asetettu 1,5 % venymätasolle.



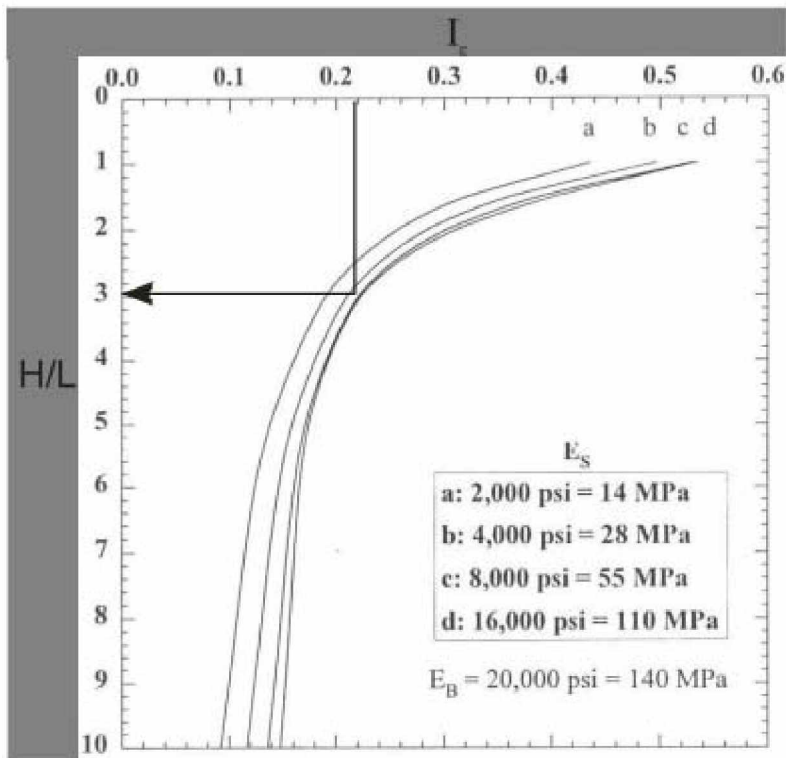
Kuva 39. Pohjamaan leikkasmurtuman syntyyn vaikuttavan jännityssuhteen β määrittäminen. (Hyslip 2009) Käyrien eksponenttien arvot ovat: a: $N=10^8$, b: $N=10^7$, c: $N=10^6$ ja d: $N=10^5$.

Kun tiedetään β , määritetään ensin sallittu deviatorinen jännitys yhtälön 70 mukaisesti ja sen jälkeen ns. influenssikerroin, joka lasketaan yhtälön 71 avulla. Influenssikerroin kuvaa deviatorisen jännityksen ja suunnittelussa käytettävän dynaamisen pyöräkuorman suhdetta, parametrille A on määritetty brittiyksikköjä käytettäessä arvo 1000.

$$\sigma_d = \beta \sigma_s = 0,62 * 21 \text{ psi} = 13 \text{ psi} \quad 70)$$

$$I_\varepsilon = \frac{\sigma_d A}{P_d} = \frac{13 * 1000}{58000} = 0,22 \quad 71)$$

Influenssikertoimen kaaviosta määritetään suhde H/L kuvan 40 mukaisesti.



Kuva 40. Suhteen H/L määrittäminen pohjamaan leikkausmurtumakriteerille I_L *et.al.* kehittämässä menetelmässä. (Hyslip 2009)

Termin L suuruudeksi käytettäessä brittiyksikköjä on määritelty 6 tuumaa, jonka perusteella määritetään vähintään etenevän leikkausmurtuman ehkäisemiseksi esimerkiksi tapauksessa vaadittava rakennekerrospaksuus (pölkyn alapinnan ja pohjamaan yläpinnan välinen kerrospaksuus) $H/L * L = 3 * 6 = 18$ tuumaa (≈ 460 mm).

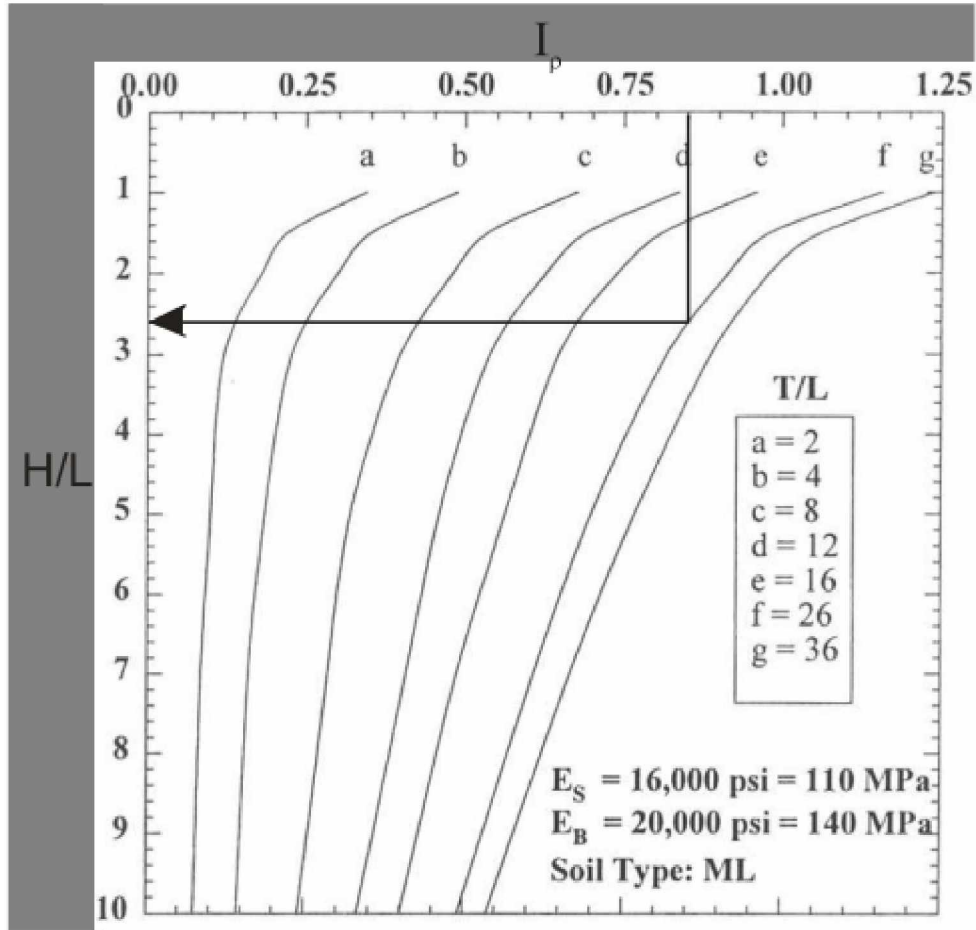
Pohjamaan deformaation kriteeri tarkastetaan asettamalla raja-arvo sallitulle pysyvälle muodonmuutokselle ρ_a , 25 mm (1 tuuma) ja lasketaan influenssikerroin yhtälön 72 mukaisesti käyttäen taulukon 2 silttisen pohjamaan (ML) arvoja.

Taulukko 2. Pohjamaan materiaaliparametrit vaadittavan rakennekerrospaksuuden määrittämiseksi. (Hyslip 2009) Taulukon pohjamaatyypit on esitetty USCS-luokituksen mukaan (Unified Soil Classification System).

Soil Type	a	b	m
CH	1,2	0,18	2,4
CL	1,1	0,16	2,0
MH	0,84	0,13	2,0
ML	0,64	0,10	1,7

$$I_p = \frac{\rho_a/L}{a(P_d/\sigma_s A)^m N^b} * 100 = 0,85$$

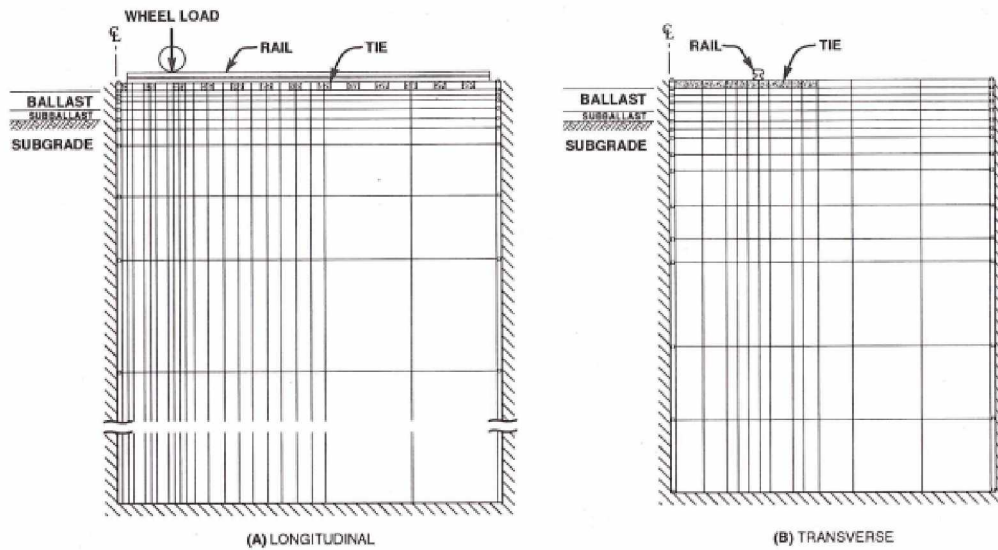
Influenssinomogrammista (kuva 41) määritetään suhde H/L (2,6) ja määritetään vaadittavan rakennekerrospaksuus pohjamaan deformaation estämiseksi, 15,6 tuumaa (≈ 400 mm). Määrittysten perusteella valitaan suurempi vaadittava rakennekerrospaksuus, tässä tapauksessa 460 mm.



Kuva 41. Suhteen H/L määrittäminen pohjamaan deformaation kriteerille Li et al. kehittämässä menetelmässä. (Hyslip 2009)

3.4 ILLITRACK

ILLITRACK on elementtimenetelmään perustuva ohjelmisto, joka on kehitetty Illinoisin yliopistossa. (Robnett et al. 1975) Malli koostuu kahdesta erillisestä kaksikulotteisesta mallista, joista ensimmäinen kuvaa rataa pituussuunnassa ja toinen radan poikkileikkausta (kuva 42). Mallin avulla pyritään mallintamaan kolmiulotteinen tilanne siten, että radan pituussuuntaa kuvaavan mallin laskentatulokset toimivat poikkileikkaussuuntaan luodun mallin lähtötietoina. Tämän toimintatavan lähtökohtana on ollut luoda malli, joka ottaisi huomioon rataympäristön kolmiulotteisuuden, mutta jakamalla malli kahteen osaan saavutetaan säästöjä laskenta-ajassa sekä tietokoneen suorituskykyvaatimuksissa (Selig & Waters 1994). Tietokonetekniikan kehittyminen viimeisen 20 vuoden aikana on kuitenkin johtanut siihen, että myös todellisia kolmiulotteisia malleja voidaan nykyään käyttää ainakin tutkimustarkoituksiin.



Kuva 42. ILLITRACK-mallin radan pituussuuntainen (A) ja radan poikkileikkauksen suuntainen (B) malli. (Selig & Waters 1994)

Mallia voidaan käyttää lineaarielastiseen analyysiin, mutta myös epälineaarinen analyysi on mahdollinen, koska kaikille maa- tai kiviaineksista tehdyille rakennekerroksille (tukikerros, alusrakennekerrokset, pohjamaa) on olemassa eksplisiittinen murtokriteeri. Alla on listattu mallin tärkeimpiä ominaisuuksia. (Selig & Waters 1994)

- Malliin pystyy syöttämään tukikerros ja pohjamaakerrokset mukaan lukien kuusi rakennekerrosta.
- Malli on hyvin kuormituspainotteinen, sillä radan komponentit ovat painottomia. Tämä johtaa luonnollisesti siihen, että malli on jossain määrin herkkä alkutilanteen määrittelyn kannalta.
- Varsinainen kuormittaminen tehdään, kuten elementtimenetelmään perustuvissa malleissa yleensä, kasvattamalla kuormitusta nolasta haluttuun tasoon vaiheittain iteroimalla.
- Malli ei huomioi välilevyä, koska mallissa kisko ja pölkky ovat toisiinsa jäykästi kiinnitettyjä. Tämä johtaa myös siihen, että kiskon ja pölkyn väliin voi muodostua vetojännityksiä.
- Malli huomioi automaattisesti kuormituksen aiheuttaman tyhjätilan syntymisen pölkyn ja tukikerroksen väliin.
- Mallin suurin etuus on mahdollisuus varioida pohjamaan ominaisuuksia radan pituussuunnassa. Toisaalta lopputuloksia pystyy tutkimaan vain radan poikkileikkaussuunnassa.

Malli voisi olla periaatteessa hyvinkin käyttökelpoinen, mutta laskentaan ja lähtötilanteen määrittelyyn liittyvät epävarmuudet jäivät tämän tutkimuksen puitteissa riittävän tarkasti selvittämättä. Lisäksi mallin kuormitusproseduurista ei löytynyt riittävästi tietoa, esim. kuormituskertojen vaikutus jäi epäselväksi. Malliin ei myöskään ole mahdollista sisällyttää kaikkia radan komponentteja, mikä tekee niin mallintamisesta kuin lopputulosten tulkinnasta haastavaa. Toisaalta myös laskentatulokset esitetään vain poikkileikkaussuunnassa, jolloin sekä elementtimenetelmän täysimääräinen hyödyntäminen että mallin käyttökelpoisuus heikkenevät.

3.5 Maailmalla käytössä olevia ohjeita ja suunnittelumetodeja

3.5.1 UIC:n esittämä menetelmä

UIC 719 R määrittelee, että radan rakennekerrokset voivat koostua sepelistä, maasta rakennetusta rakennekerroksesta, geotekstiilistä ja muokatusta pohjamaasta. Rakennekerrosten yhteispaksuus määräytyy pohjamaan laadun, rataluokan ja muokatun pohjamaan paksuuden perusteella. Pohjamaat jaetaan neljään (ks. taulukko 3) luokkaan:

- QSo: Ei-sopivat maat, jotka eivät luonnontilaisena kelpaa ratarakenteen pohjaksi, vaan vaativat pohjanvahvistuksia (massanvaihto, stabilointi, geotekstiilit, paalutus jne.) UIC 719 R ei käsittele näitä maatyyppejä tarkemmin.
- QS1: Heikot maat, jotka kelpaavat ratarakenteen pohjaksi luonnontilaisena, mikäli kuivatus ja kunnossapitotoimet toteutetaan hyvin. Lisäksi voidaan harvita maiden vahvistamista.
- QS2: Keskinkertaiset maat
- QS3: Hyvälaatuiset maat

Taulukko 3. Pohjamaaluokat UIC 719 R mukaan. (UIC 2008)

Soil type (geotechnical classification)		Soil quality class
0.1	High-organic soils	QS0
0.2	Soft soils containing more than 15 % of fines ^a , with a high moisture content, unsuitable for compaction	
0.3	Thixotropic soils ^b (e.g. quick-clay)	
0.4	Soils containing soluble material (e.g. rock salt or gypsum)	
0.5	Contaminated ground (e.g. industrial waste)	
0.6	Medium-organic soils ^b	
0.7	High plasticity soils with more than 15 % of fines, collapsible soils ^c or expansive soils ^d	
1.1	Soils containing more than 40 % of fines ^a (except for soils classified under 0.2 or 0.7)	QS1
1.2	Rocks which are very susceptible to weathering E.g.: - Chalks with $\rho_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ and high friability - Marl - Weathered shale	
1.3	Soils containing more than 15 to 40 % of fines ^a (except for soils classified under 0.2 or 0.7)	
1.4	Rocks which are moderately susceptible to weathering E.g.: - Chalks with $\rho_d < 1,7 \text{ t/m}^3$ and low friability - Unweathered shale	QS1 ^e
1.5	Soft rock E.g.: Microdeval wet (MDE) > 40 and Los Angeles (LA) > 40	
2.1	Soils containing from 5 to 15 % of fines ^a except collapsible soils ^c	QS2 ^f
2.2	Uniform soils containing less than 5 % of fines ^a (CU \leq 6) except collapsible soils ^d	
2.3	Moderately hard rock E.g.: If $25 < \text{MDE} \leq 40$ and $30 < \text{LA} \leq 40$	
3.1	Well graded soils containing less than 5 % of fines ^a	QS3
3.2	Hard rock E.g.: If $\text{MDE} \leq 25$ and $\text{LA} \leq 30$	

a. These percentages are calculated from particle size distribution analysis undertaken on material passing a 63 mm sieve. The percentages indicated here have been rounded down (practices vary slightly from one Railway to another); they may be increased by up to 5 % if a sufficiently representative number of samples is taken.

b. Certain railways sometimes include these soils in quality class QS1.

c. Collapse settlement higher than 1 % for undisturbed samples or for remoulded samples with the standard Proctor density and a normal pressure of 0.2 MPa

d. Free swelling higher than 3 % for undisturbed samples or for remoulded samples with the standard Proctor density

e. These soils can come under class QS2 if the hydrogeological and hydrological conditions are good.

f. These soils can come under quality class QS3 if the hydrogeological and hydrological conditions are good.

Pohjamaatyyppin määrittämisen jälkeen määritetään pohjamaalle kuormituskestävyysluokka, joka riippuu edellä kuvatusti luonnontilaisen pohjamaan tyyppistä ja mahdollisen pohjanvahvistuksen paksuudesta. Jäljelle jää kolme pohjamaan laatuluokkaa:

- P1: heikko pohjamaa
- P2: keskimääräinen pohjamaa
- P3: hyvä pohjamaa

Varsinainen pohjamaan ominaisuuksien määrittäminen vaihtelee suuresti johtuen eri maissa vallitsevista erilaisista suunnittelukäytännöistä. UIC 719 R esittää erään suunnittelukriteerin ratarakenteen rakennekerrospaksuuden määrittämiseksi. Raken-

nekerrospaksuuden määrittämisen perustana käytetään taulukossa 4 esitettyä määrittystä. Määrittämissä huomioidaan vahvistetun pohjamaakerroksen paksuus (e_f) pohjamaan laatuluokan määrävänä tekijänä. Pohjamaan laatuluokka puolestaan perustuu in situ määritettävään CBR (*California Bearing Ratio*) arvoon.

Taulukko 4. Pohjamaan kuormituskestävyyden määrittäminen (UIC 2008)

Embankment or excavation surface		Class of bearing required for the subgrade	Requirements of prepared subgrade		
Quality class of the soil	CBR ^a (min)		Quality class	CBR ^b (min)	Min. thickness: "e _f " (m) (see Fig. 15 - page 37)
QS1	2 ^c -3	P1	QS1	2 ^c -3	-
		P2	QS2	5	0,50
		P2	QS3	10-17 ^c	0,35
		P3	QS3	10-17 ^c	0,50
QS2	5	P2	QS2	5	-
		P3	QS3	10-17 ^c	0,35
QS3	10-17 ^c	P3	QS3	10-17 ^c	-

a. CBR corresponding to the "in situ" conditions of the material (the samples must be saturated during the test)

b. CBR corresponding to a remoulded sample compacted to the design conditions of the material (the samples must be saturated during the test).

c. Proposed values according ERRI Report D117/RP 28 (1983).

Pohjamaan kuormituskestävyyden määrittämisen jälkeen lasketaan vaadittu rakennekerrospaksuus (pölkyn alapinnan ja pohjamaan yläpinnan välinen etäisyys) kuvassa 43 esitetyn mukaisesti. Vaadittava rakennekerrospaksuus määräytyy pohjamaan laatuluokan, rataluokan, käytettävän pölkkytyypin, radan rakentamisolosuhteiden ja suurimman sallitun akselipainon perusteella. Lisäksi pohjamaatyypistä riippuen voidaan velvoittaa käyttämään geotekstiiliä.

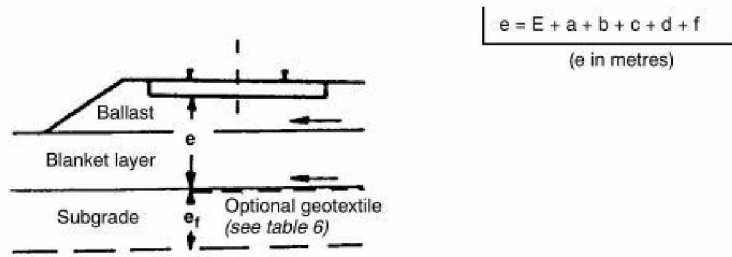


Fig. 15 - Calculation of minimum thickness (e) of track bed

E	= 0,70 m	for soils of bearing capacity class P1 ^a
E	= 0,55 m	for soils of bearing capacity class P2 ^a
E	= 0,45 m	for soils of bearing capacity class P3 ^a
a	= 0	for UIC groups 1-4 ^b
a	= - 0,10 m	for UIC groups 5 and 6 ^b
b	= 0	for wooden sleepers of length 2,60 m
b	= $\frac{2,50 - L}{2}$	for concrete sleepers of length L (b in m, L in m; b possibly negative if L > 2,50 m)
c	= 0	for usual dimensions
c	= - 0,10 m	special case for difficult working conditions on existing lines
d	= 0	when the nominal maximum axleload of hauled vehicles does not exceed 200 kN (see UIC Leaflet 700)
d	= + 0,05 m	when the nominal maximum axleload of hauled vehicles does not exceed 225 kN (see UIC Leaflet 700)
d	= + 0,12 m	when the nominal maximum axleload of hauled vehicles does not exceed 250 kN (see UIC Leaflets 700 and 724)
f	= +	the track bed should include a geotextile if the prepared subgrade is formed from soils of quality class QS1 or QS2 ^c
f	= 0	(no geotextile is required) if the prepared subgrade is formed from soils of quality class QS3 ^d

- a. The bearing capacity classes are defined in table 6.
 b. The UIC groups are defined in UIC Leaflet 714 (edition of 1.1.89) (see Bibliography).
 c. See NB in point 2.6 - page 40
 d. The UIC soil quality classes are defined in table 5.

Kuva 43. Ratarakenteen rakennekerrospaksuuden määrittäminen UIC 719 R mukaan. (UIC 2008)

3.5.2 West Japan Railway Standardi

West Japan Railway Company (WJRC) on antanut rakentamis- ja kunnossapitostandardin erikseen nopean liikenteen Shinkansen-radoille ja seutuliikenteen junille. Shinkansen-radat ovat nopean henkilöliikenteen ratoja, joiden raideleveys on 1435 mm ja seutuliikenteen radat sekaliikenteen ratoja, joissa raideleveys on kapeampi, 1067 mm. Standardissa annetaan molemmille ratatyypeille ratapölkyn alapuolella olevien rakennekerrosten (*trackbed*) minimipaksuus riippuen liikennöintinopeudesta ja vuosittaisesta radalla kulkevasta tonnimäärästä taulukon 5 mukaisesti. Lisäksi standardissa edellytetään rakennekerrosten alustalta kuormituskestävyydelle (σ_b) arvoa 288 kPa. Mikäli ehto ei täyty, on käytettävä pohjanvahvistusta. (Burrow et. al. 2007)

Taulukko 5. Kantavien rakennekerrosten minimipaksuus Japanilaisen standardin mukaan. (Burrow et. al. 2007)

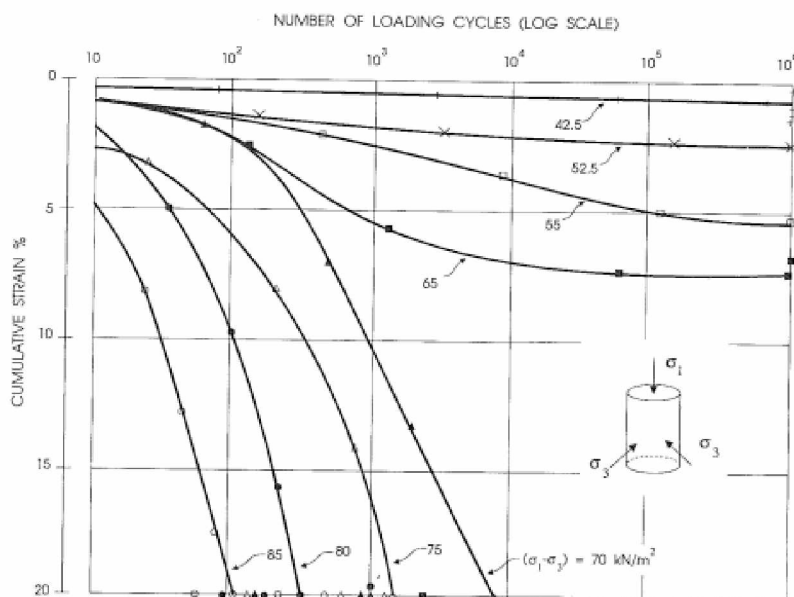
Line	Annual tonnage (MGT ^a /year)	Required trackbed layer depth (mm)
Shinkansen	NA	300
Commuter lines	$10 \leq \text{MGT}$	250
	$10 \geq \text{MGT}$	200

^aMGT stands for million gross tonnes.

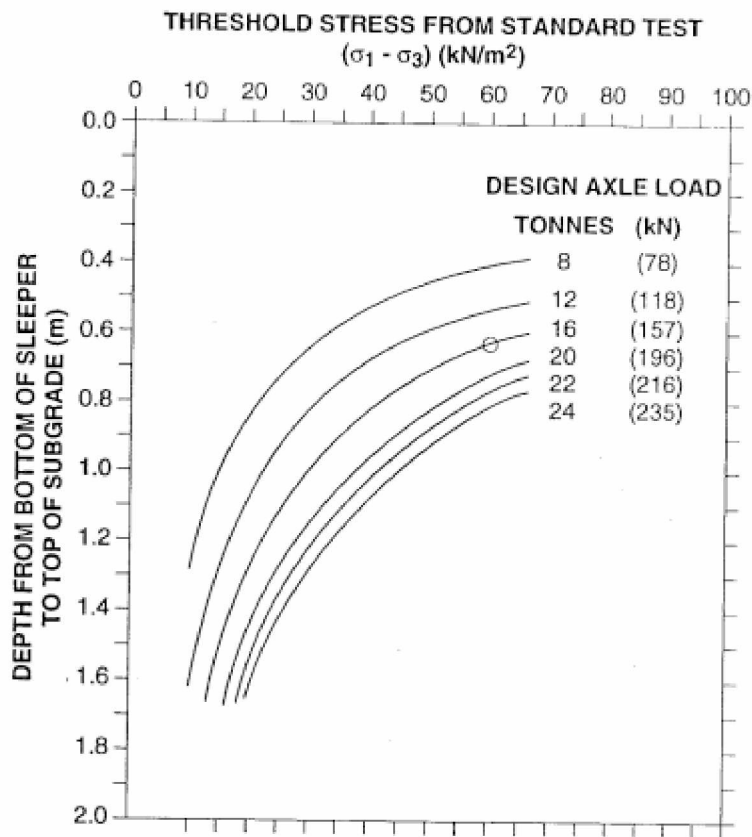
3.5.3 British Rail Method

British Rail on kehittänyt suunnittelujärjestelmän, jonka avulla estetään pohjamaan deformatiominen. Järjestelmä perustuu suunnittelukaavioihin/nomogrammeihin, jossa verrataan vaadittua rakennekerrospaksuutta ja pohjamaan yläpintaan kohdistuvaa jännitystä ns. kriittiseen pohjamaan jännitykseen. Kriittinen pohjamaan jännityksen arvo perustuu erityyppisille pohjamailla tehtyihin dynaamisiin kolmiaksaalikokeisiin (kuva 44). Koetulosten perusteella on määritetty pohjamaatyypeille kriittiset jännitystasot, joiden yläpuolella deformatiominen on nopeaa toistuvan kuormituksen alaisena. Kriittisen jännityksen alapuolella pysyvien muodonmuutosten kertyminen on puolestaan hidasta ja kuormituskertamäärän kasvaessa päädytään stabiiliin tilanteeseen. Erityyppisten rakenteiden aiheuttamat jännitystasot puolestaan mallinnetaan lineaari-elasticiseen teoriaan perustuvan mallin avulla. Mallin ovat kehittäneet Heath et. al. (1972). (Burrow et. al. 2011)

Mallin varsinainen nomogrammikuvaaja on esitetty kuvassa 45. Määräävä rakennekerrosten kokonaispaksuus päätetään akselipainon ja pohjamaan pintaan mobilisoituvan jännitystason perusteella.



Kuva 44. Syklisten kolmiaksaalikokeiden tulokuvaajat, joiden avulla kriittinen pohjamaan jännitystaso määritetään British Railin menetelmässä. (Heath. et. al. 1972, viitattu Selig & Waters 1994)



Kuva 45. British Railin kehittämän menetelmän suunnittelunomogrammi. (Heath et. al. 1972, viitattu Selig & Water 1994)

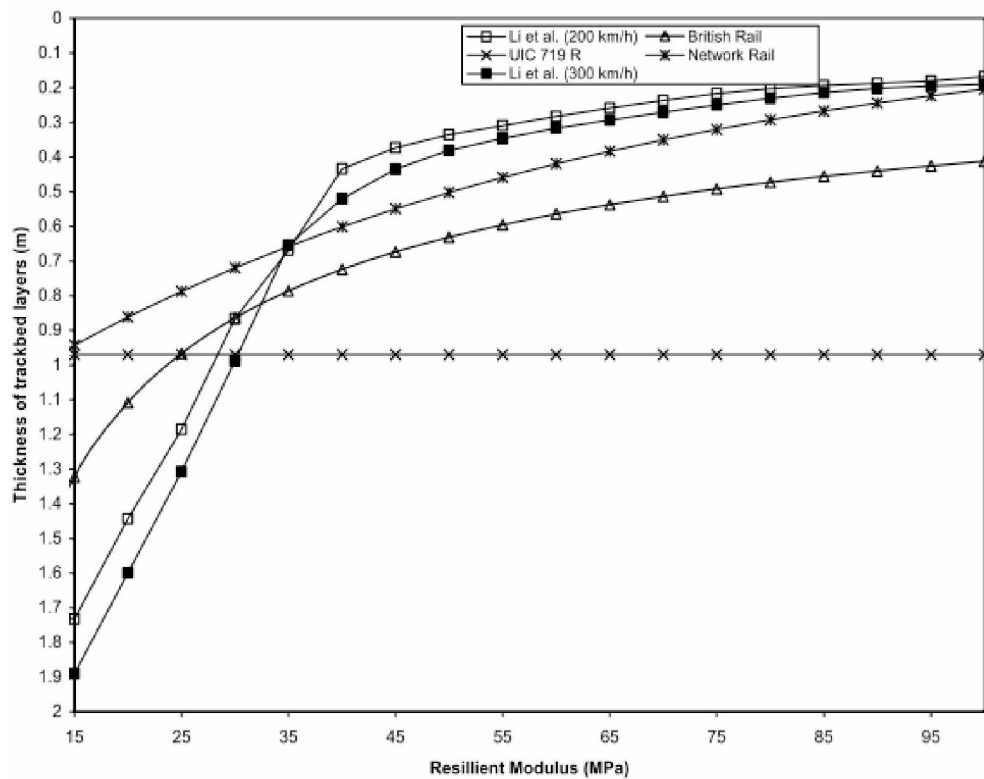
3.5.4 Network Rail Code

Network Rail Code NR/SB/TRK/9039 "Formation Treatments" määrittelee Iso-Britanniassa suositukset ratojen rakennekerrospaksuuden määrittämiseksi ensisijaisesti olemassa olevalla rataverkolla. Kohteissa, joissa radan geometriavirheiden määrä on kasvanut, rakennekerrospaksuuden riittävyys voidaan tarkistaa kaavioista, joissa esitetään vaadittu rakennekerrospaksuus pohjamaan jäykkyyden perusteella. Kaaviot on kehitetty radasta mitattavalle vasteelle. Radan dynaaminen jäykkyys mitataan ratapölkyn päästä ja kaaviot on laadittu kolmelle jäykkyyden raja-arvolle: 30, 60 ja 100 kN/mm. Vaaditut arvot vastaavat olemassa olevalta radalta vaadittuja arvoja ilman geovahvistetta (30 kN/mm), geovahvisteen kanssa (60 kN/mm) sekä uudelta radalta vaadittavaa arvoa (100 kN/mm). (Burrow et. al. 2011)

Burrow et. al. (2011) ovat vertailleet edellisissä kappaleissa esitettyjä menetelmiä keskenään seuraavassa liikennetilanteessa:

- Sekaliikenteen rata, 50 % henkilöliikennettä, 50 % tavaraliikennettä
- Tavaraliikenteelle akselipaino 250 kN, nopeus 125 km/h
- Henkilöliikenteelle akselipaino 170 kN, nopeudet 200 ja 300 km/h.

Kuvassa 46 on esitetty eri menetelmien antamia rakennekerrospaksuuksia pohjamaan jäykkyyden funktiona. Ainoastaan Li et. al. kehittämä menetelmä ottaa huomioon matkustusnopeuden. UIC 719 ohjeeseen perustuvassa määrittäyksessä saadaan vaadituksi rakennekerrospaksuudeksi aina sama tulos.



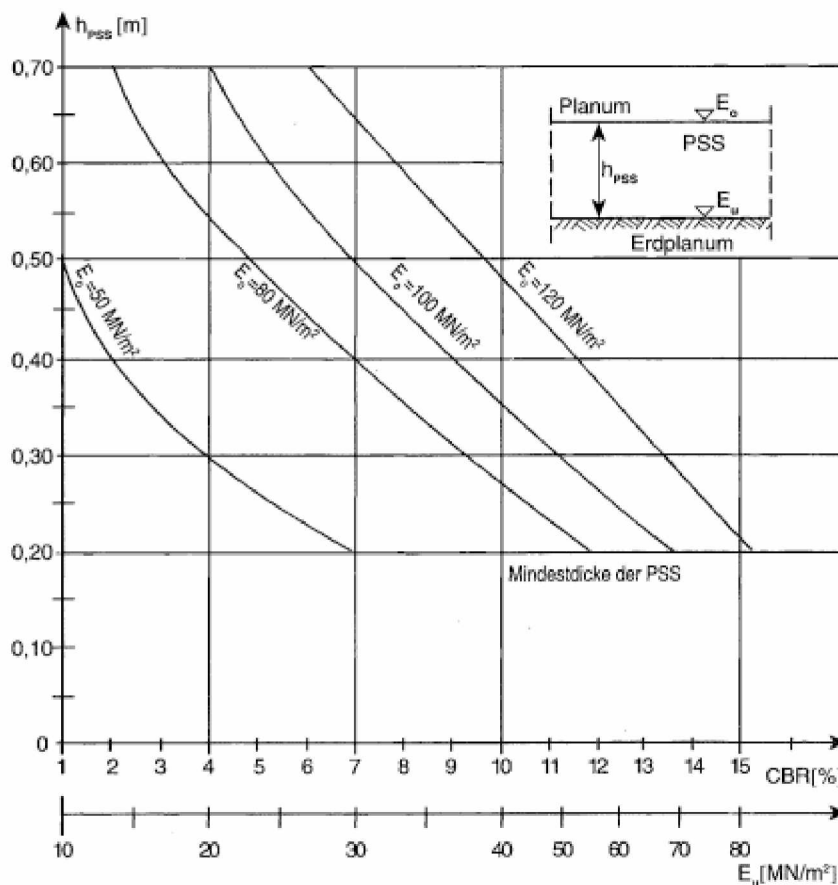
Kuva 46. Eri menetelmillä määritettyjä radan rakennekerrospaksuuksia pohjamaan jäykkyyden funktiona. (Burrow et.al. 2011)

3.5.5 Deutsche Bahnin ohjeistus

Saksalaisen Deutsche Bahnin ohjeistus rakennekerrosten kokonaispaksuudeksi riippuu rataluokasta. Erityyppisiltä rataluokilta vaaditaan välikerroksen päältä mitattu tiiviys- ja kantavuusarvo (taulukko 6). Tämän jälkeen vaadittu alusrakennekerrosten paksuus määräytyy kuvassa 47 esitettyjen nomogrammien mukaisesti. Alusrakennekerrosten paksuus vaihtelee 200–700 mm välillä. Pohjamaalta vaadittavat tiiviys- ja kantavuusarvot riippuvat niin ikään rataluokasta taulukon 6 mukaisesti. (Göbel et. al. 1996)

Taulukko 6. Pohjamaan (Erdplanum) ja välikerroksen (Planum) pinnasta mitattavien tiiviyys- ja kantavuusarvojen vaatimukset Deutsche Bahnin ohjeistuksessa. (Göbel et.al. 1996)

Streckenart		Planum		Erdplanum		
		E_{v2} (MN/m ²)	D_{Pr}	E_{v2} (MN/m ²)	D_{Pr}	
Neubau	durchgehende Hauptgleise von Hauptbahnen (außer S-Bahnen)	120	1,03	80	1,00	
	durchgehende Hauptgleise von S-Bahnen und Nebenbahnen	100	1,00	60	0,97	
	übrige Gleise	80	0,97	45	0,95	
Instandhaltung	Bestehende Eisenbahnstrecken	$v > 160$ km/h	80	0,97	45	0,95
		$v \leq 160$ km/h	50	0,95	20	0,93



Kuva 47. Alusrakennekerrosten paksuuden määräytyminen Deutsche Bahnin ohjeistuksessa. (Göbel et. al. 1996)

Yhteenvedona olemassa olevista kuormituskestävyyden arviointimenetelmistä voidaan todeta, että valtaosa tässä raportissa esitellyistä menetelmistä perustuu varsinaiselta rakennekerrospaksuusmääritykseltään lineaarielastiseen teoriaan. Esitellyt menetelmät voisivat sinänsä olla käyttökelpoisia päivittäisessä suunnittelukäytössä,

mutta niiden käyttämisen teorian vuoksi niiden soveltuvuutta olisi vertailtava jollakin tarkemmalla menetelmällä tehtyyn määrittelyyn ennen menetelmien käyttöönottoa.

3.6 Tierakenteiden mitoittaminen Suomessa

Tierakenteiden mitoittamisessa lähtökohtana on tien tasaisuuden hallinta. Tasaisuuden hallitseminen edellyttää rakenteiden toimintaan vaikuttavien tekijöiden tuntemista sekä rakenteiden kehittämistä tasaisuuden lähtökohdista. Tien pohja- ja päällysrakenteet -tutkimusohjelmassa (TPPT) tasaisuuteen vaikuttavia tekijöitä on kuvattu käsitteillä: (Tammirinne 2002)

- kuormituskestävyys
- routakestävyys
- geotekninen kantavuus.
-

Kuormituskestävyydellä ymmärretään tässä yhteydessä tierakenteen kykyä vastustaa kumulatiivisesta liikennesituksesta aiheutuvia jännityksiä ja muodonmuutoksia. Liian alhainen kuormituskestävyys aiheuttaa paksupäällysteisillä teillä päällysteen väsymisestä johtuvaa väsymistä, joka ilmenee tienpinnan halkeiluna. Halkeilu aiheuttaa tiehen rakenteen toiminnallisessa mielessä epäjatkuvuuskohtia, jolloin rakenteeseen kohdistuva liikennesitus ei jakaudu yhtä tehokkaasti ja laajalle alalle kuin alkuperäisessä ehjän rakenteen suunnittelutilanteessa. Tämä yhdistettynä halkeilusta johtuvaan veden pääsyyn tierakenteeseen aiheuttaa entistä suuremman rasitustason tierakenteeseen. Suuremman rasitustason seurauksena tierakenteeseen syntyy pysyviä muodonmuutoksia ainakin sitomattomissa rakennekerroksissa, mutta myös pohjamaassa. Pysyvien muodonmuutosten vähittäinen kertyminen aiheuttaa lopulta tien pinnan epätasaisuuden, eli puutteellisesta kuormituskestävyydestä johtuvan ongelman. (Tammirinne 2002)

Routakestävyydellä tarkoitetaan tierakenteen kykyä vastustaa epätasaisesta routimisesta johtuvaa tiepinnan epätasaiseksi tuloa ja halkeamien syntyä sekä sulamispehmenemisen aiheuttamia rakenteeseen ja pohjamaahan syntyviä pysyviä muodonmuutoksia. Routivan rakennekerroksen tai pohjamaan jäätyessä maakerros routii, mikäli muut routimisen perusedellytykset täyttyvät, eli maakerros itsessään on routiva, siihen on riittävästi vettä saatavilla ja routimispaine on riittävä. Routimisilmion yhteydessä maahan syntyy routarajan suuntaisia jääkerroksia ja –linsejä, jolloin tien pinta nousee. Routimisolojen, maalajin routivuuden ja vedensaannin vaihtelun takia routanousu on harvoin tasaista. Routan sulaessa routineet maakerrokset pehmenevät ja rakenteen kyky sietää kuormitusta pienenee, jolloin seurauksena saattaa olla tienpinnan vaurioituminen. (Tammirinne 2002)

Tien geotekninen kantavuus merkitsee yleisesti ottaen pohjamaan kykyä vastustaa tierakenteen, liikenteen ja muiden rasitusten aiheuttamaa tien deformaatiota. Geoteknisen mitoituksen avulla huolehditaan tien riittävän suuresta stabiliteetista, jotta haitallista deformaatiota ei pääse tapahtumaan. Mikäli rakenteen stabiliteetti on riittämätöntien geoteknisestä kantavuudesta aiheutuvat puutteet voivat heijastua tien päällysrakenteen kautta tien pinnan vaurioiksi ja epätasaisuudeksi. (Tammirinne 2002)

Tien geotekniseen kantavuuteen liittyy riittävän stabiliteetin lisäksi rakenteen painumien hallinta. Hienorakeisilla mailla (savi ja siltti) painuminen on merkittävästi aikaan kytkettyä. Pohjamaan kokoonpuristuminen tapahtuu alkuvaiheessa nopeasti ja

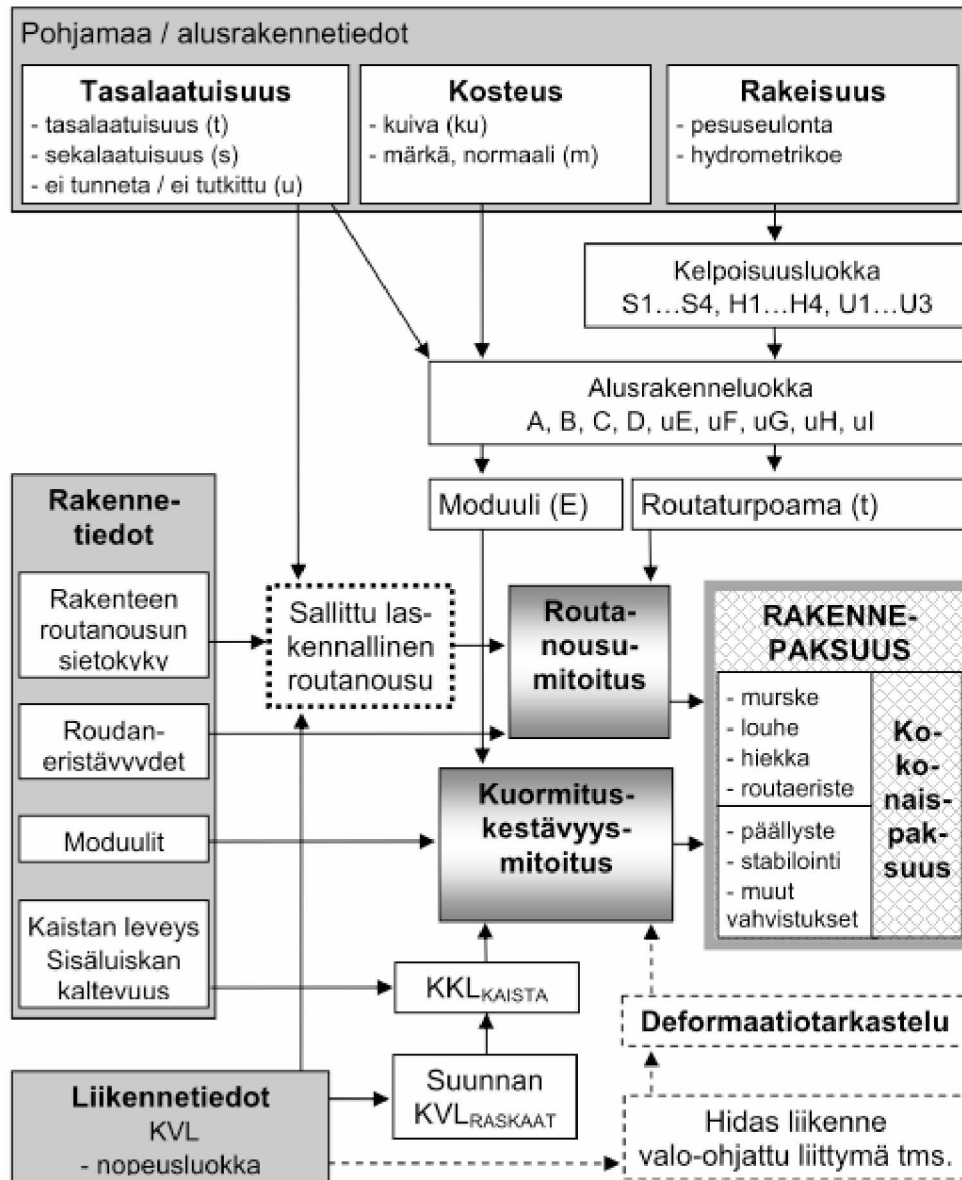
hidastuu ajan kuluessa. Merkittävästi painuvilla ja epähomogeenisilla pohjamailla painuminen on yleensä siinä määrin epätasaista, että se heijastuu päällysrakenteesseen saakka muodon vääristymisinä ja sitä kautta rakennekerrosten tiiviyyden ja jäykkysominaisuuksien muutoksena. Muutoksista seuraa edelleen päällysrakenteen kuormituskestävyyden heikkenemistä ja osittain kuormituksen uudelleenjakautumista pohjamaalle. Kaikki vaikutukset heijastuvat lopulta tien pinnan tasaisuuteen ja päällysteeseen syntyviin halkeamiin. (Tammirinne 2002)

Tien rakenneratkaisuja valittaessa noudatetaan periaatetta, jossa suunnittelun lähtökohtana on käyttöikävaatimus, joka rakenteen on täytettävä. Eri rakenneosien kohdalla noudatetaan ns. alhaalta ylös -periaatetta, eli alemman kerroksen käyttöikävaatimuksen pitäisi olla suurempi kuin ylemmän kerroksen. Näin voidaan varmistaa rakenteen hoito- ja perusparannustoimenpiteiden kohdistuvan riittävän ylhäälle rakenteessa, jotta koko rakennetta ei tarvitse parantamisen yhteydessä vaihtaa, esim. pohjamaan käyttöikävaatimus 50 vuotta, rakenteen routakestävyys 20–30 vuotta ja päällysteen suunnitteluikä 20 vuotta. (Mäkelä 2000)

Tässä yhteydessä ei ole mielekästä käydä läpi kaikkia suunnitteluprosessin vaiheita tarkasti läpi, vaan keskitytään tien päällysrakenteen kuormituskestävyyden mitoittamiseen sekä rakennekerrosten mitoittamiseen, koska ne ovat tärkeimmät vaiheet haettaessa tierakenteen mitoittamisesta mahdollisista analogioita ratarakenteen vastaavaan mitoitusmenettelyyn.

3.6.1 Tierakenteen kuormituskestävyyden mitoittaminen

Tien päällysrakenne suunnitellaan ja mitoitetetaan kestäväksi liikennekuormituksesta, roudasta ja sääolosuhteista aiheutuvat rasitukset. (Tiehallinto 2004) Tien päällysrakenteen mitoitusprosessin kulku ja siihen vaikuttavat osatekijät on esitetty kuvassa 48.



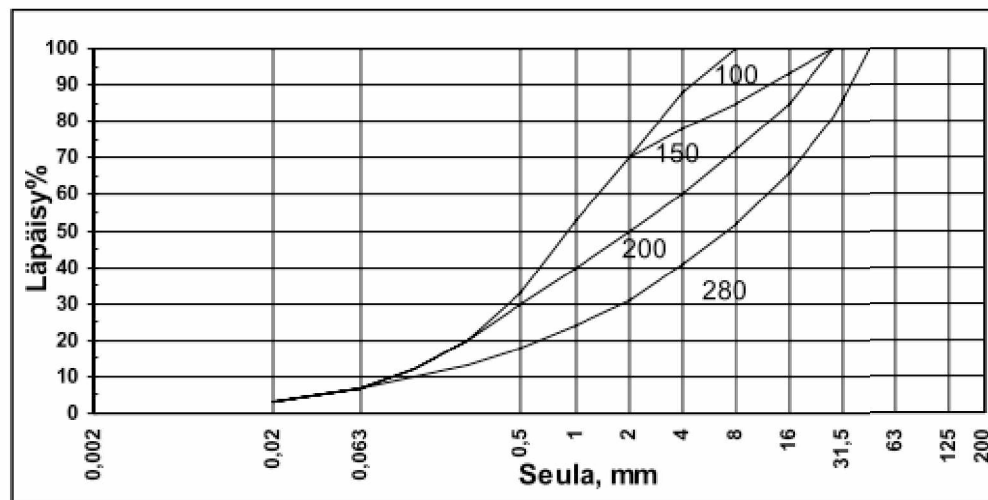
Kuva 48. Alusrakenteesta, tierakenteesta ja liikenteestä tarvittavat lähtötiedot sekä niiden käyttö tien päällysrakenteen kuormituskestävyys- ja routamitoituksessa. (Tiehallinto 2004)

Suunnittelun aluksi suunniteltava tai parannettava tielinja jaetaan alusrakennetietojen perusteella osiin. Alusrakennetietojen perusteella määritetään alusrakenneluokka, jonka perusteella arvioidaan pohjamaan jäykkyyttä kuvaava E-moduuli kuormituskestävyysmitoitusta ja routaturpoama routamitoitusta varten. Jaon jälkeen tien päällysrakenteen suunnittelu käsittää seuraavat osatehtävät: (Tiehallinto 2004)

- 1) kuormituskestävyysmitoitus
- 2) routamitoitus laskennalliseen routanousuun perustuen
- 3) pohjamaan ja sitomattomien kerrosten deformaation hallinta
- 4) sidottujen kerrosten deformaation hallinta
- 5) päällysten nastarengaskulutuksen hallinta
- 6) päällysteen pakkaskutistumisen hallinta

Tässä yhteydessä rajaudutaan tarkastelemaan vain edellisen luettelon kohtaa 1. Kuormituskestävyyssuorituksen perussuurena käytetään liikenteen aiheuttamaa rasitusta kuvaavalla kuormituskertaluvulla (KKL) eli standardiakselien ylityskertojen lukumäärällä. Kuormituskertaluku lasketaan useimmiten kaistakohtaisesti (KKL_{KAISTA}) 20 vuoden ajalta lähtötietojen vastatessa tilannetta, joka on voimassa 10 vuoden kulluttua tien käyttöönotosta. (Tiehallinto 2004) Kuormituskertaluvun määrittämisen tavoitteena on siis määritellä suunnittelun käyttöiän aikana toteutuvat mitoittavat rasitukset suunniteltavalle rakenteelle perustuen mm. liikennemäärään, liikenteen koostumukseen ja noudatettaviin nopeusrajoituksiin.

Kuormituskertaluvun määrittämisen jälkeen rakenteelle tehdään kuormituskestävyyssuoritus. Kuormitusmitoituksen lähtötiedoksi tarvitaan vaadittu päällystetyyppi, tavoitekantavuus, päällystekerrosten vähimmäispaksuus ja pohjamaan tai penkereen kantavuus. Edelliset lähtötiedot saadaan valmiina suunnitteluarvona. Esimerkiksi murskeesta rakennetun tien rakennekerroksen moduulit ovat suunnitteluohjeiden mukaisesti arvioitavissa materiaalin rakeisuuden perusteella kuvan 49 mukaisesti. Kuormituskestävyyssuorituksessa tarvittavat suunnitteluarvot on esitetty kaikilta osin Tierakenteen suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2004) ja Tietoa tiensuunnitteluun (Tiehallinto 2005) kulloinkin voimassa olevassa versiossa.



Seulakoko/ Moduulit	0,02	0,063	0,5	1	2	4	8	16	31,5	45
280	3	7	18	24	31	41	52	66	86	100
200	3	7	30	40	50	60	72	85	100	
150	3	7	33	53	70	78	85	93	100	
100	3	7	33	53	70	88	100			

Kuva 49. Murskeen moduulin arviointi rakeisuuskäyrän perusteella. Heikoin alue, jolla materiaalin rakeisuuskäyrä käy, määrää mitoituksessa käytettävän moduularvon. (Tiehallinto 2005)

Kuormituskestävyys voidaan mitoittaa joko Odemarkin kaavan (yhtälö 73) avulla noudattaen lisäehtoja 1 ja 2 tai käyttäen monikerros-laskentaohjelmaa. Odemarkin mitoituskaavaa käytettäessä sitomattomia kerroksia laskettaessa sopiva kerrospaksuus on normaalisti 200...300 mm ja lisäehtoa 1 käytettäessä 150...200 mm. Tätä paksimmat kerrokset jaetaan laskennassa useampaan osaan. (Tiehallinto 2004)

$$E_P = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+0,81\left(\frac{h}{a}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1+0,81\left(\frac{h}{a}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}} \quad (73)$$

missä

E_A	on	mitoitettavan kerroksen alta saavutettava kantavuus [MPa]
E_P		mitoitettavan kerroksen päältä saavutettava kantavuus [MPa]
E		mitoitettavan kerroksen materiaalin E-moduuli [MPa]
h		mitoitettavan kerroksen paksuus [m]

Lisäehto 1: Sitomattoman kerroksen käyttökelpoinen E-moduuli on enintään $6E_A$ ja osittain sidottujen kerrosten nE_A , missä kerroin n saadaan julkaisusta ”Tietoa tiensuunnitteluun 71”.

Lisäehto 2: Yhteen liimaantuneet, bitumilla sidotut kerrokset, joiden $E \geq 1500$ MPa, lasketaan yhtenä kerroksena, jonka moduuliksi otetaan osakerrosten moduulien paksuuksilla painotettu keskiarvo.

Odemarkin kaava on ainoastaan laskentatyökalu, eikä se itsessään mitoiteta tierakenteita. Kaavan avulla tierakenne voidaan mitoitaa kokeilemalla eri rakennekerrospaksuuksia ja -yhdistelmiä, jolla vaadittu rakenteen kokonaisjäykkyys (tavoitekantavuus) saavutetaan. Esimerkki tavoitellusta kokonaisjäykkyydestä vähänliikenteiselle tielle on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Kuormitusluokan 0,4 (ent.5) tavoitekantavuudet ja päällysteen vähimmäispaksuudet. Kuormitusluokkaa 0,4 käytetään, kun leveydellä korjattu kaistan KKL_{20vuotta} on 0,1...0,4 miljoonaa akselia, mikä vastaa liikennemäärää 150...600 ajoneuvoa/vuorokausi molemmat suunnat yhteen laskettuna. Kapealla jyrkkäluiskaisella tai raaka-ainekuljetusten kuormittamalla tiellä liikennemäärää vastaa 100...400 ajon./vrk. (Tiehallinto 2004)

KKL-luokka	0,4 PAB-V	0,4 PAB-B	0,4 AB
Tavoite päällysteen päältä	145 MPa	165 MPa	170 MPa
Päällysteen paksuus	40 mm	40 mm	40 mm
Tavoite kantavan päältä	130 MPa	145 MPa	145 MPa
Kantavan laatu	M, MHST, BST	M, MHST, BST	M, MHST, BST

Mikäli käytetään monikerroslaskentaohjelmaa, valitaan mitoitusparametrit julkaisun ”Tietoa tiensuunnitteluun 71” taulukoiden perusteella. (Tiehallinto 2004) Esimerkki käytettävistä parametreista on esitetty taulukossa 8. Samalla annetaan eri materiaaleille kestävyysmallit taulukossa 9 esitetyn mukaisesti.

Taulukko 8. Sitomattomien päällysrakennemateriaalien laskentaparametrit analyttiseen mitoitukseseen. (Tiehallinto 2005)

Materiaali ¹⁾ ja sen lyhenne (tunnus ja E-moduulin nimellisarvo)	Jännitys eksponentti n ²⁾	Moduulit eri jännitystasoilla S (kPa)		
		S=40	S=70	S=160
Murske M280	0,25	200	230	280
Murske M200	0,25	140	160	200
Murske M150	0,25	105	120	150
Murske M100	0	100	100	100
Sora Sr280	0,25	200	230	280
Sora Sr200	0,25	140	160	200
Sora Sr150	0,25	105	120	150
Sora Sr100	0	100	100	100
Suodatinkerroksen hiekka Hk100	0	100	100	100
Suodatinkerroksen hiekka Hk70	0	70	70	70
Suodatinkerroksen hiekka Hk50	0	50	50	50
Suodatinkerroksen hiekka Hk35	0	35	35	35
Betonimurske BEM280	0,25	200	230	280
Betonimurske BEM500	0,25	355	405	500
Betonimurske BEM700	0,25	495	570	700
Masuunihiekka MaHk600	0,25	455	510	600
Masuunikuonamurske MaKu430	0,25	305	350	430
Kappalekuona KapKu350	0,25	250	285	350

1) Analyttisessä mitoituksessa käytetään sitomattomien kiviainesten E-moduulien nimellisarvoina samoja moduuleja kuin Odemarkin mitoituksessa (kohta 2.3).

2) Niille kiviaineksille, joiden jännityseksponentti on suurempi kuin nolla, lasketaan jännitystilariippuva E-moduuli kaavalla $E(S) = E_{nim} \cdot (S/160)^{0,25}$, jossa $E(S)$ = tietokoneohjelmalla laskettua rakennekerroksen kokonaisjännitystilaa S [kPa] vastaava materiaalin E-moduuli, MPa

E_{nim} = Materiaalin nimellinen E-moduuli vertailujännitystilassa S= 160 kPa. Jännitystila 40 kPa esiintyy tyypillisesti pohjamaassa, 70 kPa jakavassa kerroksessa ja 160 kPa kantavassa kerroksessa (jännitystila vaihtelee riippuen mm. materiaalin päällä olevien kerrosten jäykyydestä ja paksuudesta sekä alustan kantavuudesta).

Taulukko 9. Sitomattomien päällysrakennemateriaalien kestävyysmallit rakennekerroksen yläpinnan puristusmuodonmuutoksen suhteen. (Tiehallinto 2004)

Materiaali	Sallittu pystysuuntainen muodonmuutos $\epsilon^{1)} = f(K)$, strain (m/m)	Sallittu kuormituskertaluku $K^{2)} = f(\epsilon)$
Sr280, M280, BEM3	$(K/(1.225 \cdot 10^{-12}))^{(-1/6.123)}$	$1.225 \cdot 10^{-12} \cdot \epsilon^{-6.123}$
M200, Sr200	$(K/(4.090 \cdot 10^{-13}))^{(-1/6.123)}$	$4.090 \cdot 10^{-13} \cdot \epsilon^{-6.123}$
M150, Sr150	$(K/(1.601 \cdot 10^{-13}))^{(-1/6.123)}$	$1.601 \cdot 10^{-13} \cdot \epsilon^{-6.123}$
M100, Sr100, Hk100	$(K/(5.978 \cdot 10^{-11}))^{(-1/5.21)}$	$5.978 \cdot 10^{-11} \cdot \epsilon^{-5.21}$
Hk70	$(K/(4.27 \cdot 10^{-11}))^{(-1/5.2)}$	$4.27 \cdot 10^{-11} \cdot \epsilon^{-5.2}$
Hk50, Hk35	$(K/(1.231 \cdot 10^{-7}))^{(-1/3.922)}$	$1.231 \cdot 10^{-7} \cdot \epsilon^{-3.922}$
BEM1	$(K/(2.429 \cdot 10^{-11}))^{(-1/6.123)}$	$2.429 \cdot 10^{-11} \cdot \epsilon^{-6.123}$
BEM2	$(K/(8.11 \cdot 10^{-12}))^{(-1/6.123)}$	$8.11 \cdot 10^{-12} \cdot \epsilon^{-6.123}$
MaHk600	$(K/(1.47 \cdot 10^{-11}))^{(-1/6.123)}$	$1.47 \cdot 10^{-11} \cdot \epsilon^{-6.123}$
MaKu430	$(K/(4.96 \cdot 10^{-12}))^{(-1/6.123)}$	$4.96 \cdot 10^{-12} \cdot \epsilon^{-6.123}$
KapKu350	$(K/(2.535 \cdot 10^{-12}))^{(-1/6.123)}$	$2.535 \cdot 10^{-12} \cdot \epsilon^{-6.123}$

1) ϵ = Sallittua kuormituskertalukua vastaava sallittu pystysuuntainen puristusmuodonmuutos (m/m) sitomattoman rakennekerroksen yläpinnassa

2) K = 10 tonnin standardiakselien ylityskertojen määrä kestoajan aikana ajokaistalla

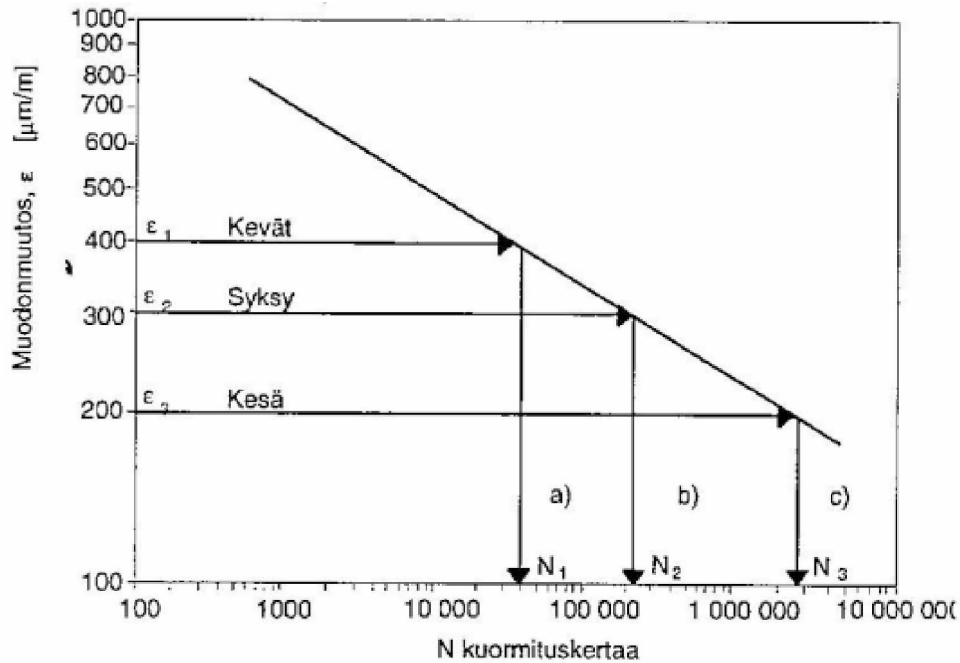
Käytettäessä analyttistä mitoitusta tarvitaan lähtötiedoksi alapuolisen kerroksen, useimmiten pohjamaan, moduuliarvo. Kuvan 48 mukaisesti pohjamaan moduulin suuruuteen vaikuttavat pohjamaan/alusrakenteen kosteustila, materiaalin rakeisuus sekä tarkasteltavan tiejakson alusrakenteen tasalaatuisuus. Näiden muuttujien perusteella Tierakenteen suunnitteluohjeessa (Tiehallinto 2004) on esitetty näiden moduulien märetyminen. Moduuliarvot vaihtelevat 10...100 MPa:n välillä. Tämän tutkimuksen kannalta huomionarvoista on, että routimattomillekin materiaaleille voidaan suunnitteluohjeen perusteella määrittää varsin alhaisia, vain 20 MPa:n moduuliarvoja.

Tierakenteen suunnitteluohjeessa ehdotetaan käytettäväksi APAS 3-ohjelmistoa. APAS on Suomessa kehitetty monikerroslaskentaohjelma, jota on aluksi kehittänyt NESTE Oy 1990-luvun alussa. Sittemmin ohjelman ylläpito on eri vaiheiden jälkeen siirtynyt VTT:n haltuun vuonna 2004, jolloin on otettu käyttöön ohjelman versio 3. (Pienimäki 2004) APASin lisäksi olemassa olevia ohjelmia on paljon, esim. kappalessa 3.2 esitettyyn KENTRACK-ohjelmistoon vertautuva KENLAYER.

Tietoa tiensuunnitteluun 71 d määrittelee käytettävälle laskentaohjelmalle seuraavat vaatimukset:

- Laskee tierakenteen eri kerroksiin liikennekuormasta ja maan painosta aiheutuvat jännitykset ja muodonmuutokset ja laskennallisen käyttöiän sidotun kerroksen asfalttipinnan väsymisen ja sitomattomien kerrosten deformaation perusteella.
- Standardikuorma on 50 kN kaksoispyörä.
- Säättää sitomattoman kerroksen moduulia pääjännitysten summan (käytettäessä jännitystilasta riippuvaa materiaalia) ja alustan kantavuuden perusteella.
- Jakaa kerrokset 50 mm lamelleiksi ja lisää jakojäännöksen alimman lamellin paksuuteen.
- Tulossivulta näkyvät tulosten lisäksi ko. mitoitukseen syötetyt lähtöarvot siten, että tulokset eivät voi vahingossa tulostua väärin lähtötietojen kanssa.
- Tulosteessa lisätään huomautus niiden väsymissuorien, moduulien ja materiaalinimikkeiden kohdalle, jotka eivät perustu Tietoa tiensuunnitteluun 71 kulloiseenkin voimassa olevaan versioon.

Analyttisen mitoituksen tavoitteena on siis arvioida rakenteen eri osien käyttöikä ja löytää koko rakenteen kannalta kriittiset kohdat eri osissa rakennetta toteutuvien rasitusten perusteella. Eräs etu, joka analyttisillä mitoitushjelmillä on saavutettavissa, on nk. periodimitoitus eli vuodenaikojen vaihtelun huomioiva lähestymistapa. Koska materiaaleille on tiedossa väsymissuorat, voidaan rakenteen kestoa arvioida periaatteen tasolla kuvan 50 mukaisesti.



Kuva 50. Deformoitumissuorien (väsymissuorien) käytön periaate. (Ehrola 1996)

Rakenteen käyttöikä voidaan väsymissuorien avulla selvittää nk. Minerin kaavan (yhtälö 74) avulla. (Ehrola 1996)

$$v * \sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (74)$$

missä

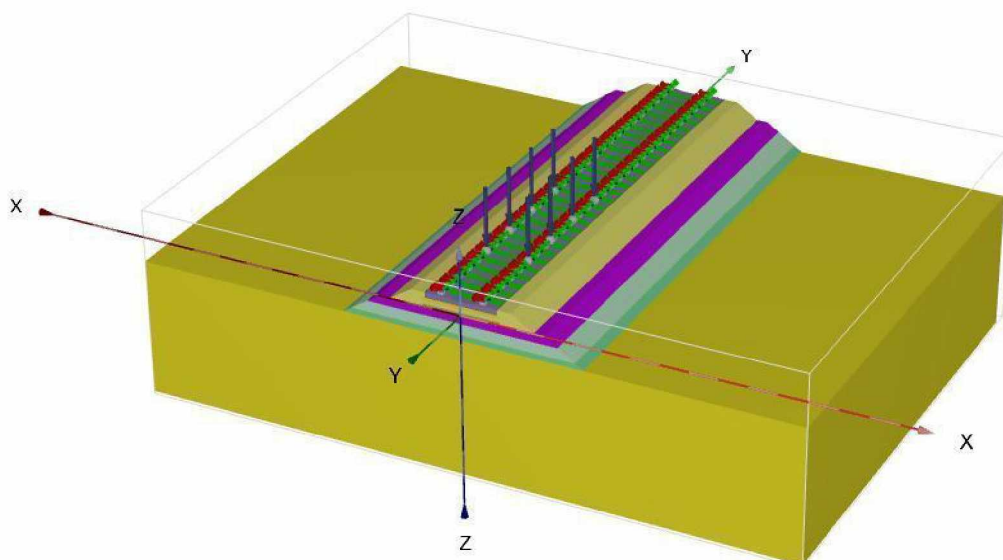
n_i	on	kuormituskertaluku eri tarkastelujaksojen muodonmuutostasoilla ϵ_i
N_i		sallittu kuormituskertaluku eri tarkastelujaksoja vastaavilla muodonmuutostasoilla ϵ_i
v		käyttöikä vuosina

Vaikka mallin käyttö on periaatteessa yksinkertaista ja yksiselitteistä, liittyy väsymiseen perustuvaan rakenteen käyttöiän arviointiin myös riskejä. Päällysten osalta väsymissuorista on olemassa paljon tutkimustietoa ja niiden käyttöä voidaan pitää varsin perusteltuna ja tuloksissa relevantteina. Sen sijaan sitomattomien kerrosten ja pohjamaan deformaatio tunnetaan huomattavasti huonommin eikä käytettävillä väsymissuorilla välttämättä saada aina todellisten rakenteiden käyttäytymistä oikein kuvaavaa tietoa.

Samantyyppinen menettely voisi olla soveltuva myös ratarakenteeseen. Tien päällystekerroksia vastaavia väsymismalleja (ei välttämättä väsymissuoria) voitaisiin soveltaa ainakin osaan radan päällysrakennekomponenteista. Etenkin kisko ja ratapölkky voisivat soveltua tämäntyyppisiin tarkasteluihin. Sen sijaan maa- ja kiviaineksista rakennettuihin kerroksiin pätevät samat rajoitteet kuin tierakenteen analyttiseen mitoittamiseen. Tierakenteessa käytetyt arvot perustuvat havaintoihin, joista on takaisinlaskettu mitoituksessa käytetty arvo. Vastaavia havaintoja ei rataverkolta ole ainakaan riittävässä laajuudessa käytössä. Lisäksi koerakenteista tai vastaavista saatujen tulosten perusteella tehdyn takaisinlaskennan pitäisi olla lähtöaineistoltaan huomattavan laaja, jotta sen perusteella voitaisiin kehittää luotettavasti toimiva mitoitusmenettely.

4 Radan 3D-rakennemalli

Tämän tutkimuksen aikana kehitetyn rakennemallin perustana on käytetty ratarakenteen leveyttä ja luiskakaltevuutta käsitelleessä tutkimuksessa (Kalliainen & Kolisoja 2013) käytettyä mallia. Tutkimuksen tarpeita varten rakennemallia on kehitetty merkittävästi etenkin päällysrakennekomponenttien osalta. Kuvassa 51 on esitetty tutkimuksen yhteydessä luotu mallikokonaisuus. Kappaleessa 4.1 esitellään lyhyesti käytetty ohjelmisto sekä tutkimuksessa käytetyt materiaalmallit. Kappaleessa 4.2 esitellään rakennemalliin tässä vaiheessa sisällytetyt komponentit sekä valitut laskenta-parametrit.



Kuva 51. Tutkimuksessa käytetty radan 3D-rakennemalli.

4.1 PLAXIS 3D-ohjelmisto

Tässä tutkimuksessa kehitetty malli on tehty käyttäen PLAXIS 3D 2012- ohjelmistolla. Ohjelmiston kehitystyö on käynnistynyt kaksiulotteisesta ohjelmistosta jo vuonna 1986 Hollannissa, Delftin teknillisessä yliopistossa. Nykyisin ohjelmiston kehittämisestä vastaa PLAXIS BV. Yhtiö on perustettu vuonna 1993. Ohjelma on kehitetty ensisijaisesti geoteknisten ongelmien, kuten deformaatioiden ja stabiliteetin, ratkaisemiseen. (Mansikkamäki 2009)

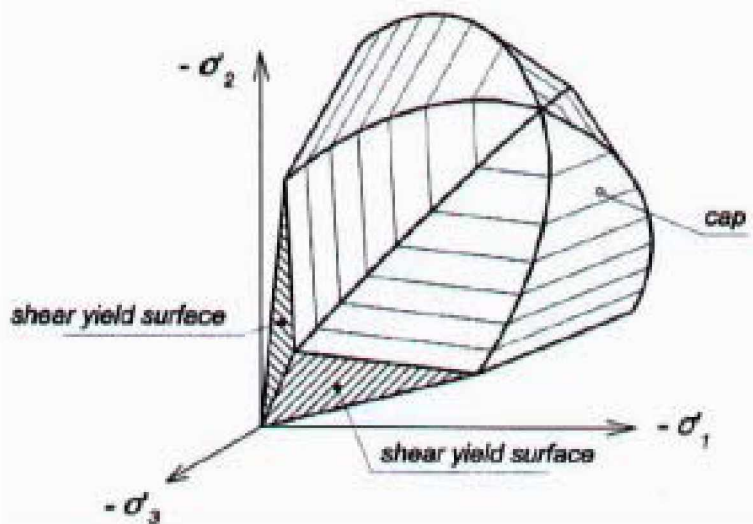
4.1.1 Materiaalmallit

Lineaarielastinen materiaalmalli (LE)

Lineaarielastista teoriaa käsiteltiin jo tässä raportissa aiemmin kappaleessa 2.3.1, joten siihen ei tässä yhteydessä palata enää tarkemmin. Lähtötiedoiksi tarvitaan materiaalin kimmomoduli E sekä Poissonin luku ν . Ohjelmiston käyttöohjeiden mukaan LE-malli on liian epätarkka, kun pyritään mallintamaan maakerroksia, mutta sen on todettu olevan tarkka, kun pyritään mallintamaan massiivisia elementtejä (Brinkrewe et al. 2012)

HS-malli

Hardening Soil (HS)-materiaalimalli on PLAXIS-ohjelmiston mukana tuleva malli, jonka avulla voidaan kuvata maan myötölujenemista. HS-malli ottaa kuormitetun maan käyttäytymisessä huomioon sekä deviatorisen myötölujenemisen (leikkauksmyötölujeneminen) että hydrostaattisen akselin suunnassa tapahtuvan myötölujenemisen (kokoonpuristuvuusmyötölujeneminen). Deviatorisen myötölujittumiskomponentin vuoksi HS-malli soveltuu hyvin karkearakeisten materiaalien ja ylikonsolidoituneiden savien mallintamiseen, mutta kokoonpuristuvuusmyötölujittumismominaisuutensa myötä myös normaali- ja hieman ylikonsolidoituneille saviille ja silteille. Kuvassa 52 on esitetty HS-mallin myötöpinnat. Deviatorinen myötöpinta (*shear yield surface*) perustuu Mohr-Coulombin myötöehtoon ja kokoonpuristuvuusmyötölujittumista esittää kuvassa 52 cap-osa. (Brinkgreve et.al. 2012)

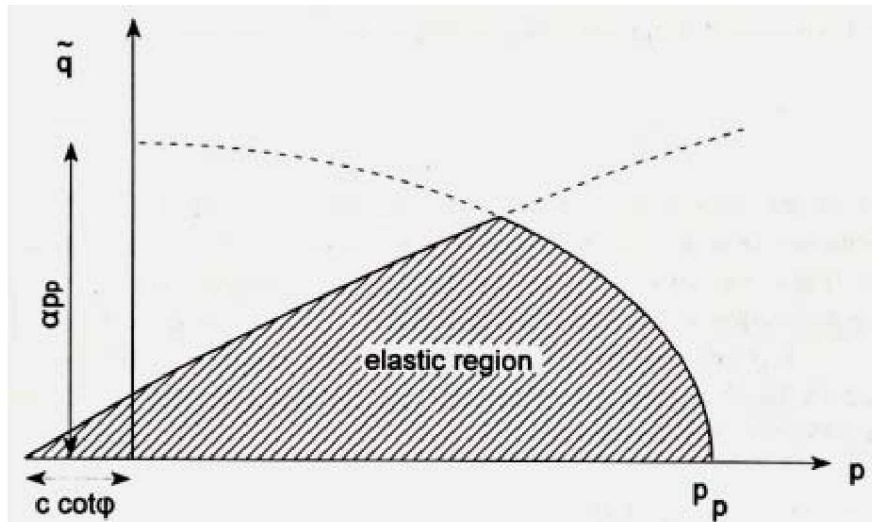


Kuva 52. HS-mallin myötöpinnat pääjännityskoordinaatistossa, kun tehokas koheesio $c'=0$. (Brinkgreve et.al. 2012)

Kuvassa 53 on esitetty poikkileikkaus kuvassa 52 esitettyistä myötöpinnoista $\sim q$ – p-tasossa. Kuvassa on esitetty kimmoinen alue jollakin yksittäisellä deviatorisen myötölujenemisen hetkellä. Deviatorinen jännitys $\sim q$ määritellään yhtälön 75 mukaisesti. Avoimessa kolmiakσιαalikokeessa $\sim q = q = \sigma_1 - \sigma_3$. Parametrin δ avulla (ϕ on leikkaukskestävyysskulma) deviatorinen jännitys q projisoidaan vastaamaan kolmiakσιαalikokeen tilannetta.

$$\sim q = \sigma_1 + (\delta - 1)\sigma_2 - \delta\sigma_3; \delta = \frac{3 + \sin\phi}{3 - \sin\phi}$$

75)



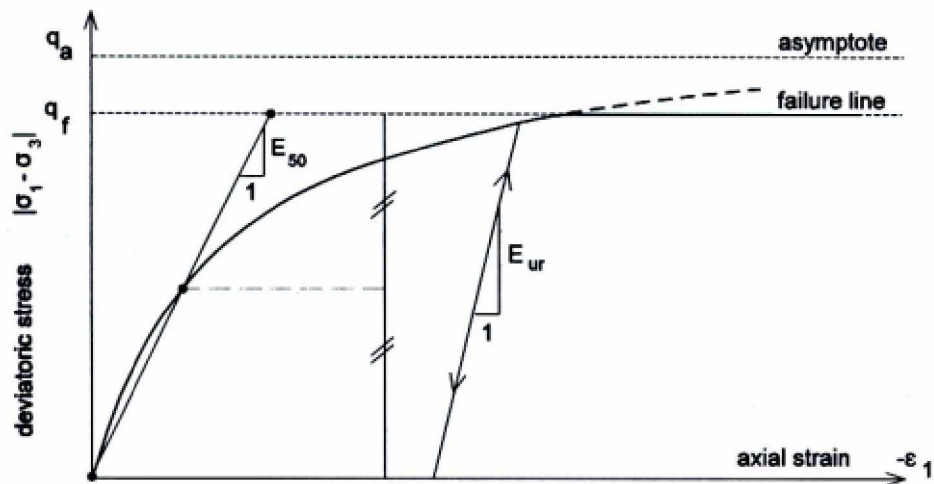
Kuva 53. HS-mallin myötöpinnat $\sim q$ - p -tasossa. p_p on konsolidaatiojännitys ja parametri α vastaa lepopainekerrointa normaalikonsolidoituneessa tilassa. (Brinkreive et. al. 2012)

HS-mallin toiminta voidaan selittää kuvan 54 avulla. Toiminta liittyy kiinteästi deviatorisen jännityksen q sekä suurimman aksiaalisen venymän ϵ_1 (käytännössä siis pystysuuntaisen venymän) väliseen hyperboliseen riippuvuuteen kolmiaksisessa kuormituksessa. Pystysuuntaista venymää kuvaa tällöin yhtälö 76, missä E_i on lähtötilanteen jäykkyyssmoduuli ja q_a kuvan 54 mukainen.

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}}, \text{ kun } q < q_f \quad (76)$$

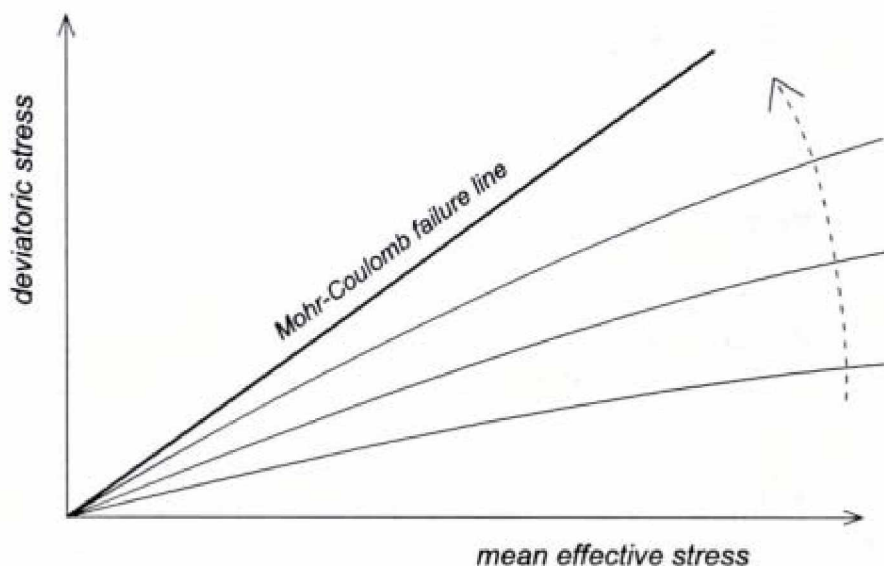
Lähtötilanteen jäykkyyssmoduuli E_i (initialijäykkyys) riippuu lähtötietona annettavasta sekanttmoduulista E_{50} yhtälön 77 mukaisesti. R_f kuvaa murtotilan jännityssuhdetta q_f/q_a (kuva 54), jolle on HS-mallissa oletuksena 0,9.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (77)$$



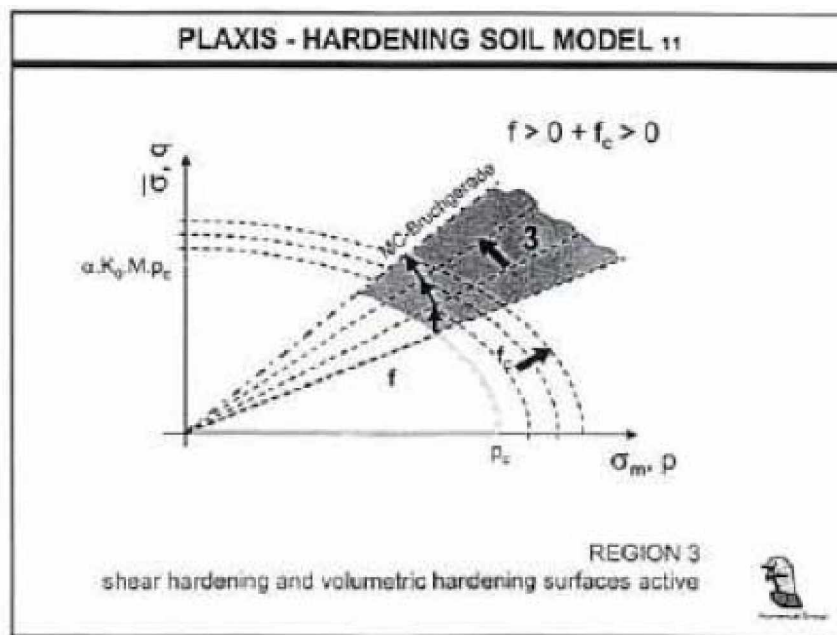
Kuva 54. HS-mallissa käytettävä kimmoplastinen hyperbolinen jännitys-muodonmuutosyhteys, deviatorinen myötölujeneminen. q_a =hyperbelin asymptootti, q_f =deviatorinen murtotila (Mohr-Coulombin myötö-ehto). (Brinkre et. al. 2012)

Deviatorisen myötöehdon eteneminen, ja näin ollen myös hyperbelin muoto riippuvat materiaalille määritettävästä jännitystilariippuvuudesta, jota kuvataan jännityseksponeentin m avulla. Kuvassa 55 on esitetty deviatorisen myötölujenemisen eteneminen q - p -tasossa Mohr-Coulomb-myötöehdon sisällä (kohti murtokriteeriä). Kuvan 55 myötöviivat ovat kaarevia, koska jännityseksponeentti määrää myös tämän kaarevuuden. Kuvan 55 tapauksessa $m=0,5$. Mikäli m olisi arvoltaan 1, olisivat nämä kuvan 55 myötöviivat suoria. Vastaavasti kuvan 53 elastisen alueen vasemmalla ja yläpuolella kulkeva myötöviiva on kaareva jännityseksponeentista johtuen.



Kuva 55. Deviatorisen myötölujenemisen eteneminen q - p -tasossa deviatorisen myötölujenemisparametrin γ_p funktiona. Jännityseksponeentin m arvo on 0,5. (Brinkre et. al. 2012)

Hydrostaattisen akselin suunnassa tapahtuva myötölujeneminen (cap-myötölujeneminen) tapahtuu siten, että cap-myötöpinta laajenee konsolidaatiojännityksen p_p arvosta lähtien. Konsolidaatiojännitys p_p voidaan syöttää malliin OCR:n (*OverConsolidation Ratio*) tai POPin (*Pre-Overburden Pressure*) avulla. Kuvassa 52 cap-myötöpintaa kuvaa elastisen alueen oikealla puolella oleva kaareva viiva. Viiva on itse asiassa ellipsi, jonka keskipiste on origossa. Hydrostaattisen myötölujenemismfunktion perusteella cap-myötöpinta voi siirtyä q-p-tasossa kuvan 56 mukaisesti nuolen f_c suuntaan. Kuvassa 56 on esitetty myös deviatorisen myötöfunktion eteneminen kuvaa 55 vastaavalla tavalla. Tämän raportin yhteydessä ei esitellä myötöfunktioita tarkemmin.



Kuva 56. HS-mallin myötölujenemisen kehittyminen q-p-tasossa. (Brinkrewe 2008)

HS-mallin tarvitaan materiaaliparametreja kuvaamaan maan lujuutta ja jäykkyyttä. Maan lujuuden ja jäykkyyden lisäksi tarvitaan parametreja, jotka määrittelevät edellä kuvattuja yhtälöitä ja murtokriteerejä. Laskentamatriisia varten vaadittavat lähtöparametrit on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. HS-mallin parametrit.

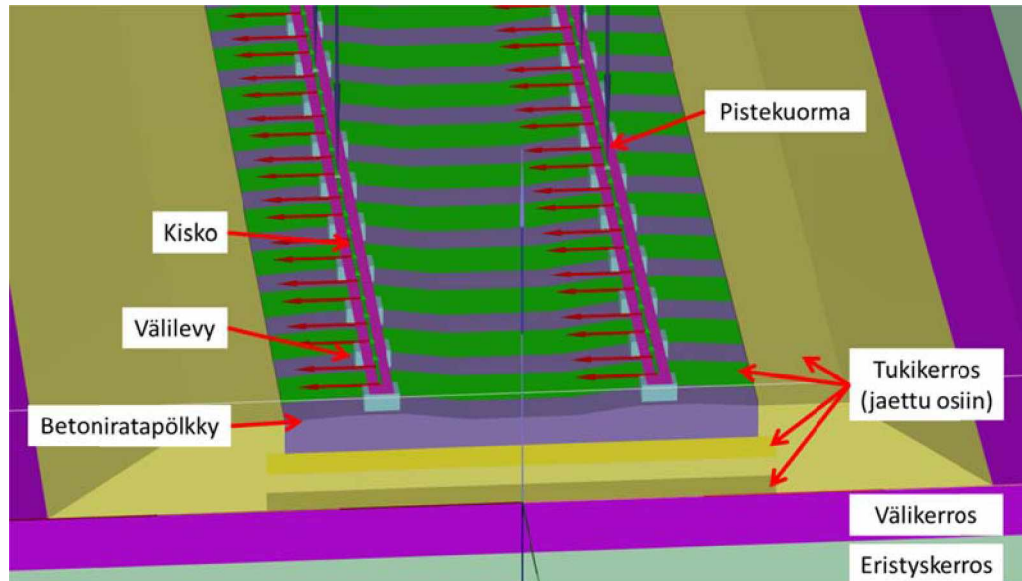
Symboli	Parametri	Yksikkö
c'	tehokas koheesio (karkearakeisilla materiaaleilla näennäinen koheesio)	kN/m ²
ϕ'	tehokas leikkauskestävyyskulma (kitkakulma)	°
ψ	dilataatiokulma	°
E_{50}^{ref}	ensikuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella	kN/m ²
E_{oed}^{ref}	tangenttimoduuli	kN/m ²
E_{ur}^{ref}	kuorman palautuksen tai toistokuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella (oletuksena $3 E_{50}^{ref}$)	kN/m ²
m	jännitysekspONENTTI	-
ν_{ur}	kuorman palautuksen tai toistokuormituksen Poissonin luku (oletuksena 0,2)	-
p^{ref}	referenssipaine (oletuksena 100)	kN/m ²
K_o^{nc}	normaalikonsolidoituneen tilan lepopaine kerroin (oletuksena $1 - \sin\phi'$)	-
R_f	murtokriteerin q_f suhde hyperboliseen asymptoottiin q_a (oletuksena 0,9)	-
$\sigma_{tension}$	vetolujuus (oletuksena 0)	kN/m ²
$c_{increment}$	koheesio kasvun funktiona	kN/m ²

4.2 Radan rakennemalli ja laskentaparametrit

Tutkimuksessa luodussa rakennemallissa käytetään kuormittavina elementteinä piste kuormia. Pistekuormien sijoittelu on tehty kappaleessa 2.2.1 esitettyjen kuormakaavioiden (kuva 9) perusteella. Kuormituksissa on huomioitu kaksi peräkkäistä teliä, eli rataa kuormitetaan kahdeksan piste kuorman avulla ja kuormien keskinäinen sijoittelu riippuu käytetystä kuormakaaviosta.

4.2.1 Kisko

Kiskon mallintamiseksi kokeiltiin useita PLAXIS-ohjelmiston tarjoamia rakenteellisia elementtejä. Tarkastelujen perusteella päädyttiin mallintamaan kisko laattaelementtinä (*Plate*) ensisijaisesti siitä syystä, että näin saatiin kuormitus siirtymään realistisen suuruisena pölkylle. Plate-elementin etuna on geometrinen mallintaminen, jolloin erityyppiset kiskot voidaan mallintaa jalan leveyden osalta oikein. Toinen etu verrattuna muihin tarkasteltuihin vaihtoehtoihin liittyy jännitys-muodonmuutokäyttäytymiseen. Plate-elementeillä on kuusi vapausastetta; siirtymät ja kiertymät kaikkien kolmen akselin suunnassa. Elementtien jännitys-muodonmuutokäyttäytyminen perustuu Mindlinin laattateoriaan (Bathe 1982). Teorian mukaisesti elementti voi tällöin taipua taivutuksen tai leikkauksen vaikutuksesta. (Brinkreive et. al. 2012). Tutkimuksen aikana kehitetyn rakennemallin päällysrakenteen komponentteja on esitetty kuvassa 57.



Kuva 57. Päällysrakennekomponenttien geometrisen mallintaminen rakennemallissa.

Plate-elementtien heikkous liittyy määritettäviin materiaaliparametreihin. Parametrisoinnin ensimmäisessä vaiheessa kiskoprofiilit täytyy projisoida vastaamaan suorakulmion muotoisen elementin parametreja. Käytännössä siis Plate-elementille täytyy määrittää laskennallinen korkeus kiskon jalan leveyden ja kiskoprofiilia vastaavan hitausmomentin perusteella taulukon 11 mukaisesti. Kaksiulotteisessa laskentatapauksessa plate-elementit laskevat tämän jälkeen kiskoprofiilien taivutusjäykkyyden EI ja aksiaalisen jäykkyyden EA annettujen materiaaliominaisuuksien perusteella.

Taulukko 11. Kiskoprofiilien laskennallisen korkeuden määrittäminen.

Kiskotyyppi	Kiskon jalan leveys (mm)	Kiskon laskennallinen korkeus (mm)	Jäyhyysmomentti (mm ⁴)
K43	125	112	14690000
54 E1	140	126	23380000
60 E1	150	135	30550000
Teräksen materiaaliominaisuudet			
E	210	(GPa)	
ν	0,3	(-)	

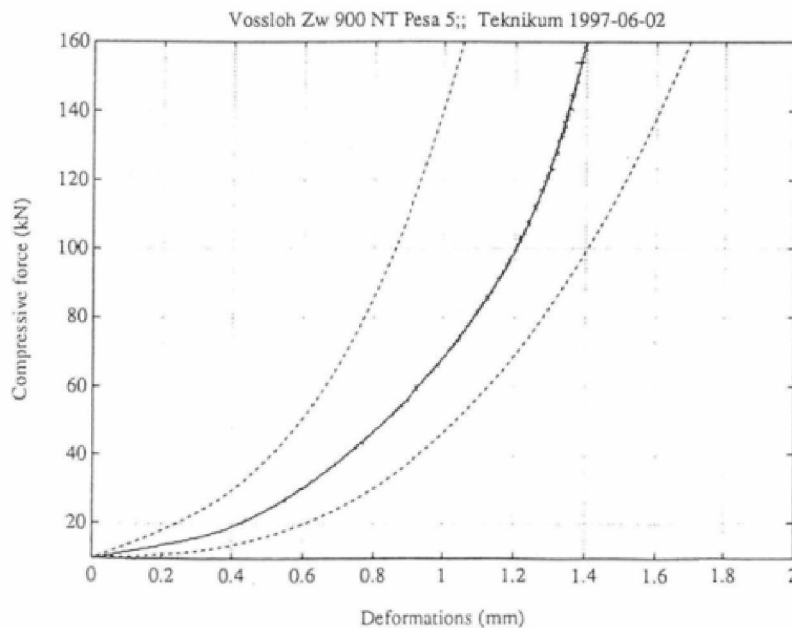
PLAXIS 3D-ohjelmistossa joudutaan kuitenkin tekemään materiaaliparametreille muunnos. Takaisinlaskemalla saadaan Plate-elementin ominaisuudet aksiaalinen jäykkyys sekä taivutusjäykkyys vastaamaan kaksiulotteisen laskentatilanteen tapaus-taulukon 12 mukaisesti. Muunnoksessa käytetään kiskon jalan leveyttä, laskennallista korkeutta ja jäyhyysmomenttia apuna siten, että kaksiulotteisen tapauksen EA ja EI täsmäävät kolmiulotteisen tapauksen moduuliarvon E_{12} kanssa. Taulukossa 12 esitettyjä moduuliarvoja E_{12} ja G_{12} käytetään rakennemallissa Plate-elementin jäykkyyssparametreina. Laskennoissa on käytetty Poissonin luvulle ν arvoa 0, koska käytetyn muunnoksen on todettu toimivan luotettavasti vain hyvin pienillä Poissonin luvun arvoilla.

Taulukko 124. Plate-elementin parametrimuunnos 3D-tilannetta vastaavaksi.

Kiskotyyppi	poikkileikkauksen pinta-ala A (m ²)	Jäyhyysmomentti I (m ⁴)	EA	EI
K43	5,56E-03	1,469E-05	1,17E+09	3084900
54 E1	6,98E-03	2,338E-05	1,47E+09	4909800
60 E1	7,67E-03	3,038E-05	1,61E+09	6379800
Kiskotyyppi	kiskon jalan leveys (m)	Plate-elementin laskennallinen korkeus d (m)	E ₁₂ (GPa)	G ₁₂ (GPa) kun ν=0
K43	0,125	1,120E-01	18,95	9,475
54 E1	0,14	1,260E-01	21,47	10,735
60 E1	0,15	1,350E-01	22,68	11,34

4.2.2 Välilevy

Kuten kappaleessa 2.1.3 todettiin, välilevyn jäykkyys riippuu kuormituksen luonteesta. Kuvassa 58 on esitetty Vosslohin Zw 900 NT-välilevylle tehdyn staattisen kuormitustestin tulokset. Kyseistä välilevyä käytetään Suomessa yleisesti käytössä olevan Vosslohin Skl14-kiinnityksen kanssa. (Peltokangas et. al. 2013)



Kuva 58. Staattisen kuormitustestin kuormitus-koonpuristuma-kuvaaja (yhtenäinen viiva) Vosslohin Zw 900 NT-välilevylle. (Peltokangas et. al. 2013)

Välilevylle voidaan määrittää jäykkyyden perusteella mallinnuksessa tarvittava E-moduuliarvo Hooken lakiin perustuen edellisten tulosten perusteella. Yksiaksaalisessa vedossa tai puristuksessa olevan kappaleen käyttäytymistä voidaan kuvata kimmojaan asti yhtälön 78 avulla.

$$\frac{F}{A} = E \frac{\Delta l}{l}$$

78)

Mikäli käytetään 60E1-tyyppin kiskoa, saadaan kuormitetuksi pinta-alaksi 150 mm x 260 mm. Vosslohin Zw 900 NT nimellispaksuus on noin 8 mm. Kuvasta 58 nähdään koekuormitetun levyn kokoonpuristuman olevan kuormitusvälillä 30–70 kN ja kokoonpuristuman 0,6 mm. Yhtälöstä 78 laskemalla välilevyn staattiseksi E-moduuliksi tulee tällöin noin 24 MPa. Laskemalla kokoonpuristumaa myös muilla kuormitusvälillä ja kappaleessa 2.1.3 esitettyjen perusteella dynaamiseksi moduularivoksi saadaan noin 80–100 MPa. Kumista tehdyn välilevyn Poissonin luku noin hyvin lähellä arvoa 0,5. Tutkimukseen valittiin välilevyn jäykkyydelle nominaaliarvo 100 MPa. Välilevyille ja aluslevylle käytettiin lineaarielastista materiaalmallia. Taulukossa 13 on esitetty kaikki tutkimuksessa välilevylle käytetyt parametrit sekä puupölkkyssä käytetyn teräksisen aluslevyn parametrit.

Jäykkyyssparametreja jouduttiin muokkaamaan, koska käytetty ohjelmisto ei kyennyt luomaan laskennassa tarvittavaa elementtiverkkoa välilevyn tai aluslevyn oikeilla geometrisilla dimensioilla. Tästä syystä välilevyjen (katso kuva 57) ja aluslevyjen paksuus on kymmenkertainen niiden oikeaan paksuuteen verrattuna. Vastaavasti myös materiaalien jäykkyyssparametrit ovat rakennemallissa kymmenkertaisia tavoitetasoon verrattuna. Välilevyn mittoina radan pituussuunnassa käytettiin 140 mm ja radan poikkileikkauksen suunnassa 180 mm. Teräksisen aluslevyn vastaavina mittoina käytettiin 160 mm ja 360 mm.

Taulukko 13. Simulaatioissa käytetyt välilevyjen sekä aluslevyn materiaaliparametrit.

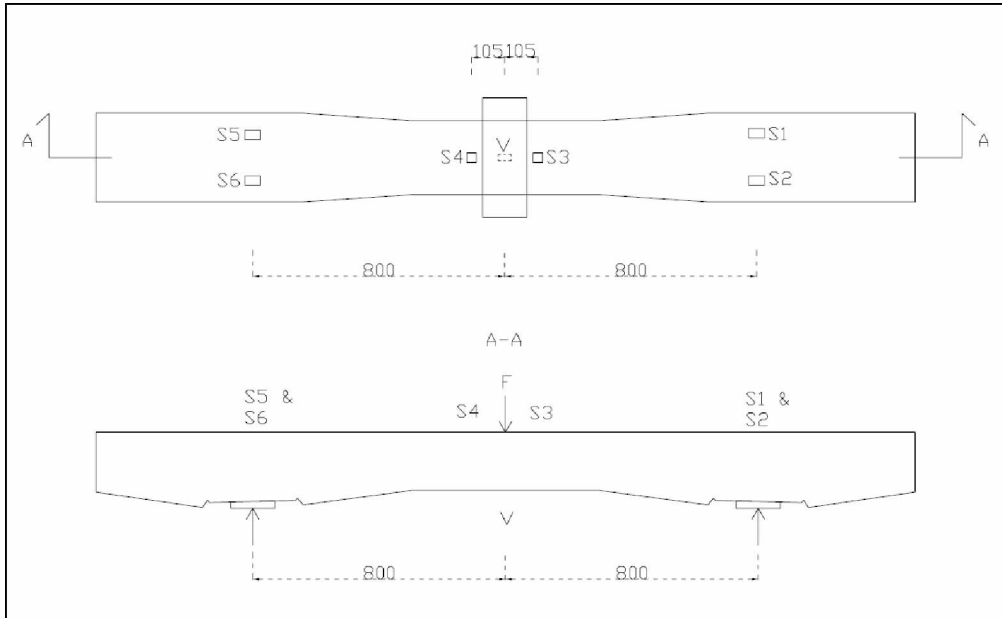
Välilevy	Tavoitemoduuli (MPa)	Materiaalin moduuli (MPa)	Poissonin luku
Jäykkä	200	2000	0,495
Nominaali	100	1000	0,495
Pehmeä	50	500	0,495
Aluslevy			
	210000	2100000	0,3

4.2.3 Pölkky

Ratapölkyn toimintaan radassa liittyy pelkän jäykkyyden, tai jännitys-venymäkäyttäytymisen, lisäksi myös monia pölkyn rakenneteknisiä seikkoja. Tällaisia seikkoja ovat mm betonipölkyn esijännittäminen, jännepunosten tartuntavoimat, betonin ominaisuudet jne. Näihin yksityiskohtiin ei kuitenkaan tässä yhteydessä syvennyttä tarkemmin. Koska tutkimuksessa käytetty ohjelmisto on ensisijaisesti räätälöity geoteknisten ongelmien ratkaisuun, päädyttiin käyttämään pölkylle yksinkertaista, mutta olemassa olevaan tutkimustietoon (Rantala et. al. 2013, Kerokoski et. al. 2013) perustuvaa mallinnuslähtökohtaa.

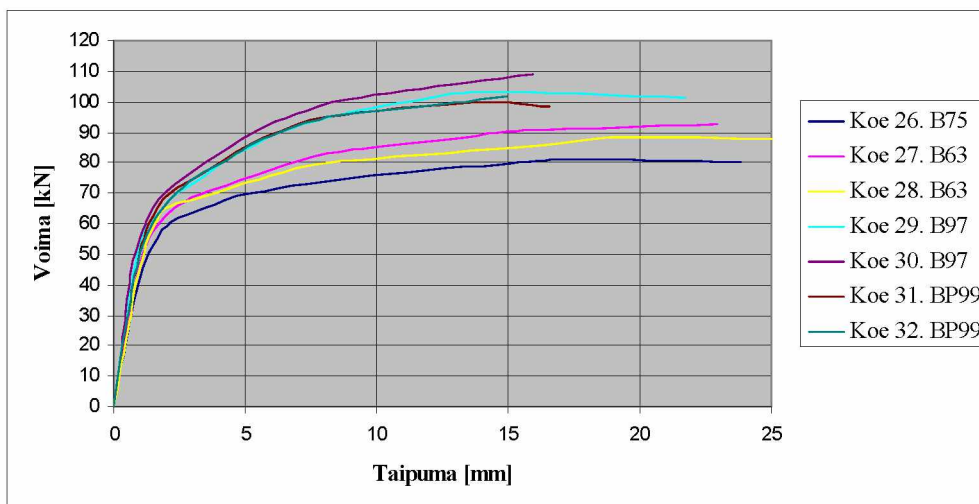
TTY:llä on tehty mittava ratapölkkyjen kokeellinen tutkimus TERA-ohjelman puitteissa. Tommi Rantalan diplomityössä on esitetty kokeellisen tutkimuksen vaiheita ja tuloksia. Ratapölkyn kuormituskestävyyden kannalta oleellimmat koetulokset ovat kuormitustasot, joilla pölkkyyn tulee pysyvä halkeama tai pölkky murtuu. Kuormituskestävyyden kannalta lähtökohtana tulee pitää tarkasteluparametrien pitämistä määritettyjen rajojen alapuolella, jotta pölkkyyn ei synny halkeamia.

Ratapölkyn kuormituskestävyyden kannalta merkittäviä tutkittavia kohtia pölkyssä on kaksi: ratapölkyn keskikohdan yläpinta ja ratapölkyn alapinta kiskon kohdalla. Kuvassa 59 on esitetty pölkyn keskikohdan taivutuskokeen periaate sekä kokeissa käytettyjen antureiden sijoittelu. (Rantala 2011)

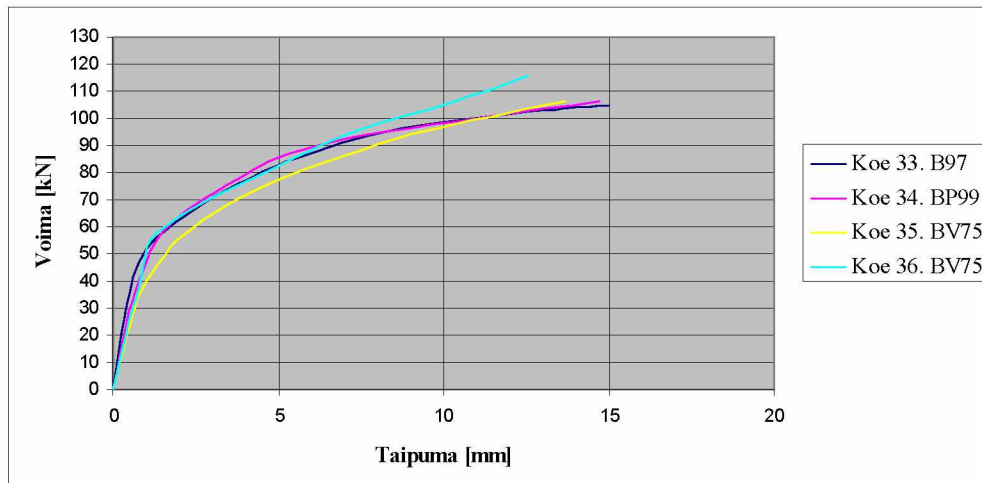


Kuva 59. Ratapölkyn keskikohdan taivutuskokeen periaate sekä antureiden sijoittelu. (Rantala 2011)

Kuvissa 60 ja 61 on esitetty pölkyn keskikohdan mitattu taipumakäyttäytyminen staattisissa ja dynaamisissa koesarjoissa.

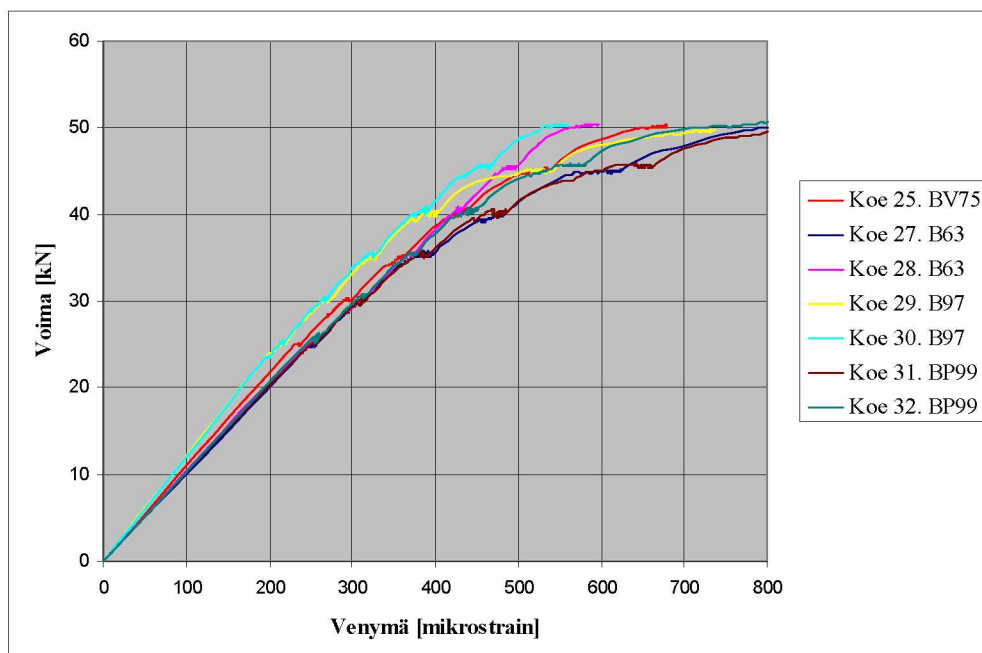


Kuva 60. Ratapölkyn keskiosan staattisissa kuormituskokeissa mitatut taipumat eri pölkkytyypeillä. (Rantala 2011)

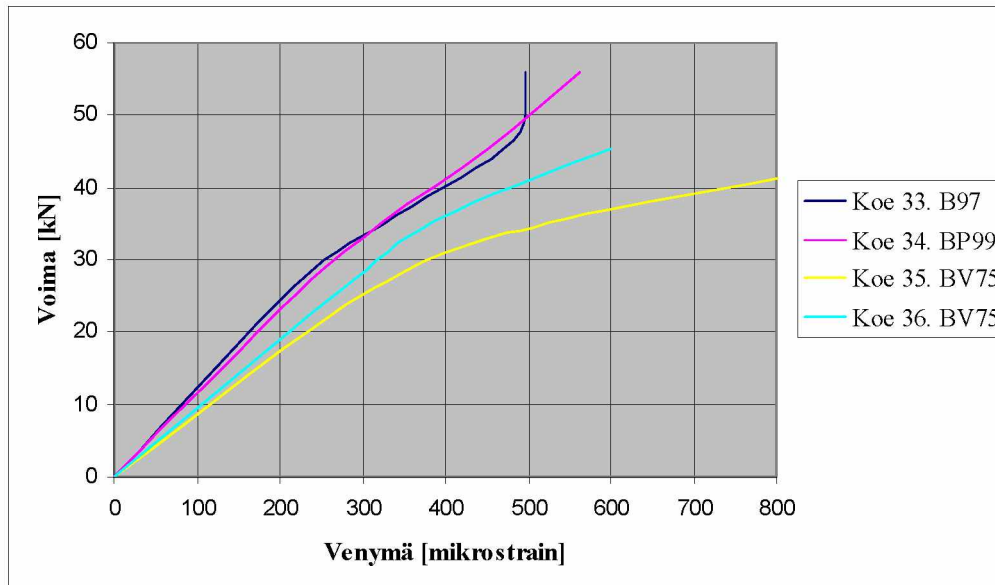


Kuva 61. Ratapölkyn keskiosan dynaamisissa kuormituskokeissa mitatut taipumat eri pölkkytyypeillä. (Rantala 2011)

Kuvissa 62 ja 63 on esitetty edellä esitettyjä taipumia vastaavat venymät ratapölkyn keskiosassa (kuva 59 merkintä v). Rantalan (2011) tekemissä kokeissa pölkyn keskiosan staattisissa kokeissa ensimmäiset halkeamat muodostuivat B97 ja BP99-pölkkytyypeille noin 45–50 kN kuormitustasoilla. Myös dynaamisissa kokeissa ensimmäinen halkeama syntyi molempiin pölkkytyyppeihin 45 kN kuormituksilla. Jotta ratapölkky säilyisi radassa halkeilemattomana, tulisi venymätasojen tällöin pysyä alle 500 mikrostrainin tasolla.



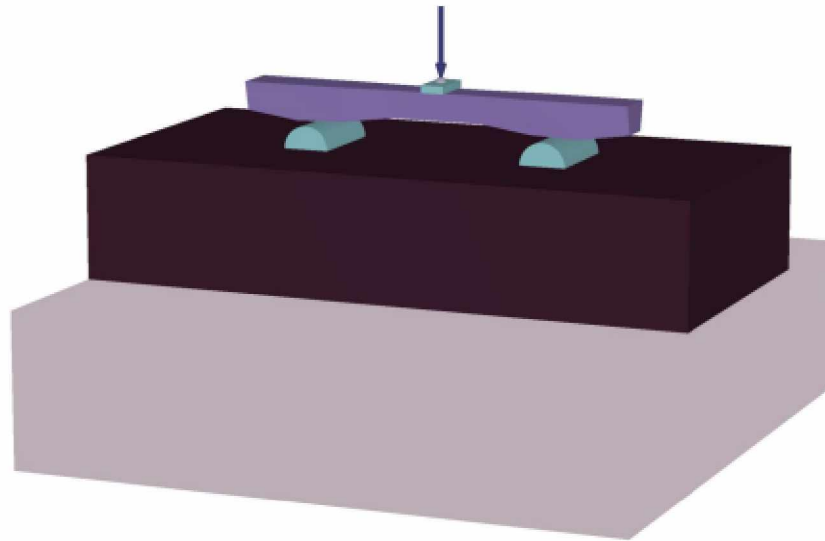
Kuva 62. Venymämittaustuloksia eri ratapölkkytyypeillä ratapölkyn keskiosan staattisissa kuormituskokeissa. (Rantala 2011)



Kuva 63. Venymämittaustuloksia eri ratapölkkytyypeillä ratapölkyn keskiosan dynaamisessa kuormituskokeessa. (Rantala 2011)

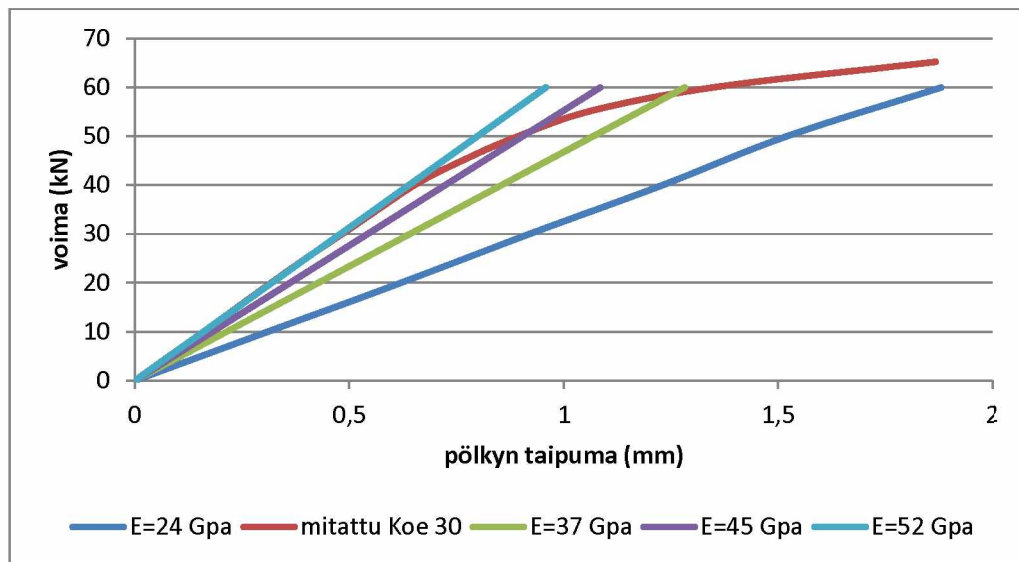
Koko ratarakenteen mallintamisen kannalta on oleellista, että liikennekuormitusten aiheuttamat taipumat ratapölkkyssä on realistisia. Koska tämän tutkimuksen kuormituskestävyyksmallissa päädyttiin käyttämään lineaarielastista mallia ratapölkylle, on pölkyn taipumakäyttäytyminen pyrittävä mallintamaan käyttöalueellaan. Jotta pysytään alle 500 mikrostrainin venymätasolla, pölkkyjen merkitsevän taipumatason tulisi siis kuormituskestävyyksmallissa olla noin 0-2 mm.

Rantalan tekemien kuormituskokeiden tuloksia vertailtiin tutkimuksessa käytettävällä ohjelmistolla luotuun kuormituskokeen kaltaiseen malliin, joka on esitetty kuvassa 64. Malliin tehtiin B97 pölkkytyyppiä vastaavan pölkyn geometria. Mallin geometrinen tarkkuus on ± 1 mm. Pölkyn alapinnan tuet mallinnettiin kokoonpuristumattomina sylintereinä, jotta pystyttiin simuloimaan mahdollisimman tarkasti kuormituskokeen laakeroituja teräsalustoja.

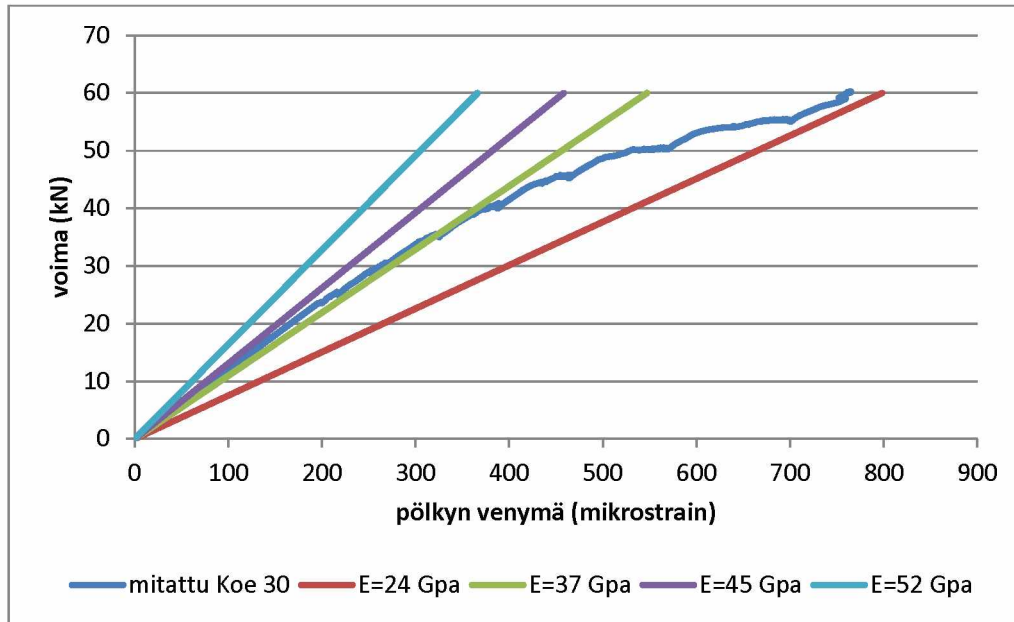


Kuva 64. TTY:llä tehtyjä pölkyn keskiosan kuormituskokeita simuloivan 3D-mallin periaate.

Kuvassa 65 on esitetty mallintamalla saadut pölkyn keskikohdan taipumat kuormitus-tasoilla 0-60 kN. Kuvassa 66 on esitetty mallinnettuja taipumia vastaavat pölkyn keskiosan venymät. Malleissa pölkyn kimmomoduulia on varioitu Poissonin luvun ollessa vakio ja arvoltaan 0.



Kuva 65. Mallinnetut pölkyn taipumat vs. kokeissa mitatut pölkyn keskiosan taipumat.



Kuva 66. Mallinnetut pölkyn keskiosan venymät vs. kokeissa mitatut venymät.

Mallisimulaatioiden perusteella päädyttiin käyttämään varsinaisissa simulaatioissa pölkylle kimmomoduulin arvoa 40 GPa.

Pölkyn materiaaliparametrien lisäksi tutkittiin pölkyn geometrista mallinnusta. Rakennemallin pölköt pyrittiin mallintamaan kuten kuormituskokeessa. Kuten välilevyn tapauksessa, myös pölkkyjen ja pölkkyjen välissä olevan sepelikerroksen elementti-verkon luontivaiheessa ilmeni ongelmia. Ongelmien syyksi muodostui useiden geometriatarkastelujen jälkeen pölkyn kolmiulotteisuus ja pölkyn tahkojen sisältämän lukuisat ja moneen suuntaan kaltevat tasot. Tästä johtuen pölkyn muotoa jouduttiin yksinkertaistamaan. Yksinkertaistuksessa päädyttiin pitämään pölkyn pystysuuntaiset taivutusjäykkyysominaisuudet oikeaa pölkkyä vastaavana. Tällöin ainoaksi vaihtoehdoksi jäi mallintaa pölkky pohjastaan suorakulmion muotoisena. Suorakulmisen pölkyn pohjan pinta-ala määritettiin vastaamaan B97 pölkkytyyppiä. Myös pölkyn pituus pidettiin vakiona 2600 mm, jolloin pölkyn leveydeksi (mitta radan pituussuunnassa) tuli 260 mm. Pölkyn pystysuuntaisen taivutusjäykkyyden vakioimiseksi mallinnettavan pölkyn osapoikkileikkausten jäyhyysmomentti EI määritettiin vastaamaan B97 pölkyn vastaavia pölkyn päässä, kiskon kohdalla ja pölkyn keskellä taulukon 14 mukaisesti.

Taulukko 14. Rakennemallin betonisen ratapölkyn korkeuden määrittäminen pölkyn eri kohdissa.

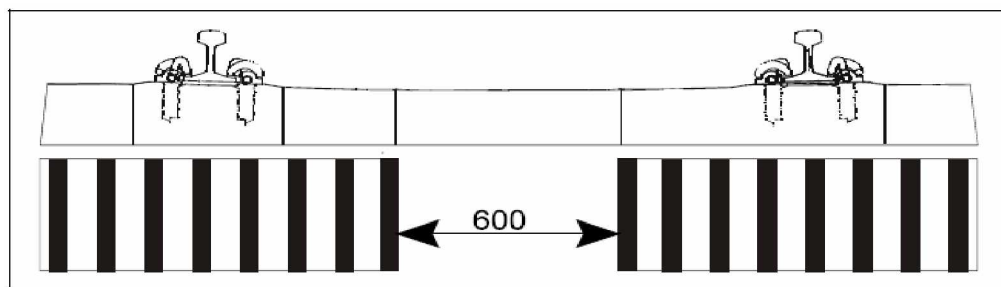
	B97 pölkyn korkeus (mm)	Jäyhyysmomentti poikkileikkauksessa (mm ⁴)	Mallinnetun pölkyn korkeus (mm)
Pölkyn päässä	198	150835933	185
Kiskon kohdalla	232,5	227398548	210
Pölkyn keskellä	185	99919529	165

Puupölkkyssäsimulaatiossa puisen ratapölkyn käytettiin RATO 11 luokan 1 mukaisia mittoja: pölkyn pituus 2700 mm, leveys 240 mm, korkeus 160 mm. Puupölkky mallinnettiin lineaarielastisena ja sille käytettiin kimmomoduulia 10 GPa (Selig & Waters 1994) ja Poissonin lukua 0,3.





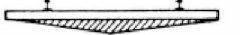




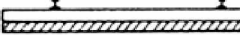
4.2.4 Tukikerros

Tukikerroksen rooli radan kuormituskestävyyden muodostumisessa on erittäin merkittävä. Keskeisin seikka radan kokonaisuuden kannalta on tukikerroksen kunnan muuttuminen liikennekuormituksen vaikutuksesta. Yleisesti tämä vaikutus tulee ilmi tuentatilanteen muuttumisena. Suunnittelutilanteessa oletetaan kuvan 67 kaltainen pohjapaineen jakautumakuvio.

Tukikerroksen ominaisuuksien, kuten myös pölkyn alla tapahtuvan tukikerroksen tiivistymisen ja tukikerros materiaalin hienonemisen seurauksena rasiusten jakautuminen voi kuitenkin muuttua huomattavasti ideaalitapauksesta. Kuvassa 68 on esitetty erilaisia mahdollisia pölkyn pohjapaineen jakautumakuvioita. (Sadeghi & Babae 2006)

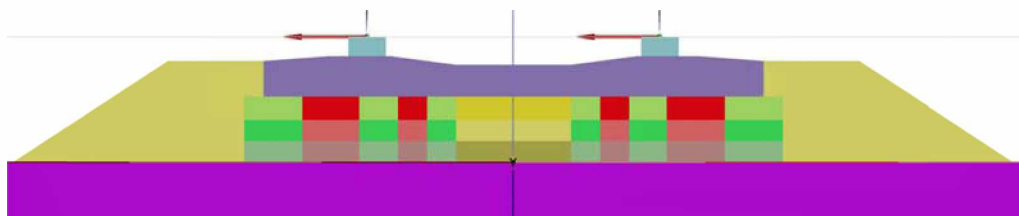


Kuva 67. Ratapölkyn suunniteltu kuormitusten jakautumakuvio. (Ratahallintokeskus 2002)

Item No.	Distribution of bearing pressure	Developers	Remarks
1		ORE (1987), Talbot (1933)	Laboratory test
2		ORE (1987), Talbot (1933), Bartlett (1960), Clark (1957)	Tamped either side of rail
3		ORE (1987), Talbot (1933)	Principal bearing on rails
4		ORE (1987), Talbot (1933)	Maximum intensity at ends
5		Talbot (1933)	Maximum intensity at center
6		Talbot (1933)	Center bound
7		Talbot (1933)	Flexure of sleeper produces variations in form
8		ORE (1987), Talbot (1933), Kerr (2003), Schramm (1961)	Well-tamped sides
9		ORE (1987), Talbot (1933)	Stabilized rail seat and sides
10		AREMA (2006), Raymond (1977), Talbot (1933)	Uniform pressure

Kuva 68. Hypoteettisia ratapölkyn pohjapaineen jakautumiskuvioita. (Sadeghi & Babae 2006)

Ratapölkyn tuentatilanne liittyy kiinteästi koko ratarakenteen kuormituskestävyyden arviointiin. Jotta erilaisia tuentatilanteita on mahdollista mallintaa, täytyy mallissa olla jokin ominaisuus, jolla tuentatilannetta voidaan muuttaa. Tässä tutkimuksessa päädyttiin jakamaan tukikerros pölkyn alapuoliselta osuudelta pienempiin sektoreihin kuvan 69 mukaisesti. Keskellä tukikerrosta on 600 mm levyinen alue, jonka molemmin puolin on viisi pienempää aluetta, joiden leveydet ovat järjestyksessä keskeltä lukien: 150 mm. -150 mm. -200 mm. -300 mm. -300 mm. Pölkyn alapuolisen tukikerroksen paksuus on 340 mm ja se on jaettu pystysuunnassa kolmeen osaan, koska jännitystilä muuttuu pölkyn alapuolella rakenteen syvyysuunnassa nopeasti. Pystysuuntaisten alueiden paksuudet ovat ylhäältä lukien: 120 mm. -110 mm. -110 mm.



Kuva 69. Tukikerroksen jako pienempiin alueisiin rakennemallissa.

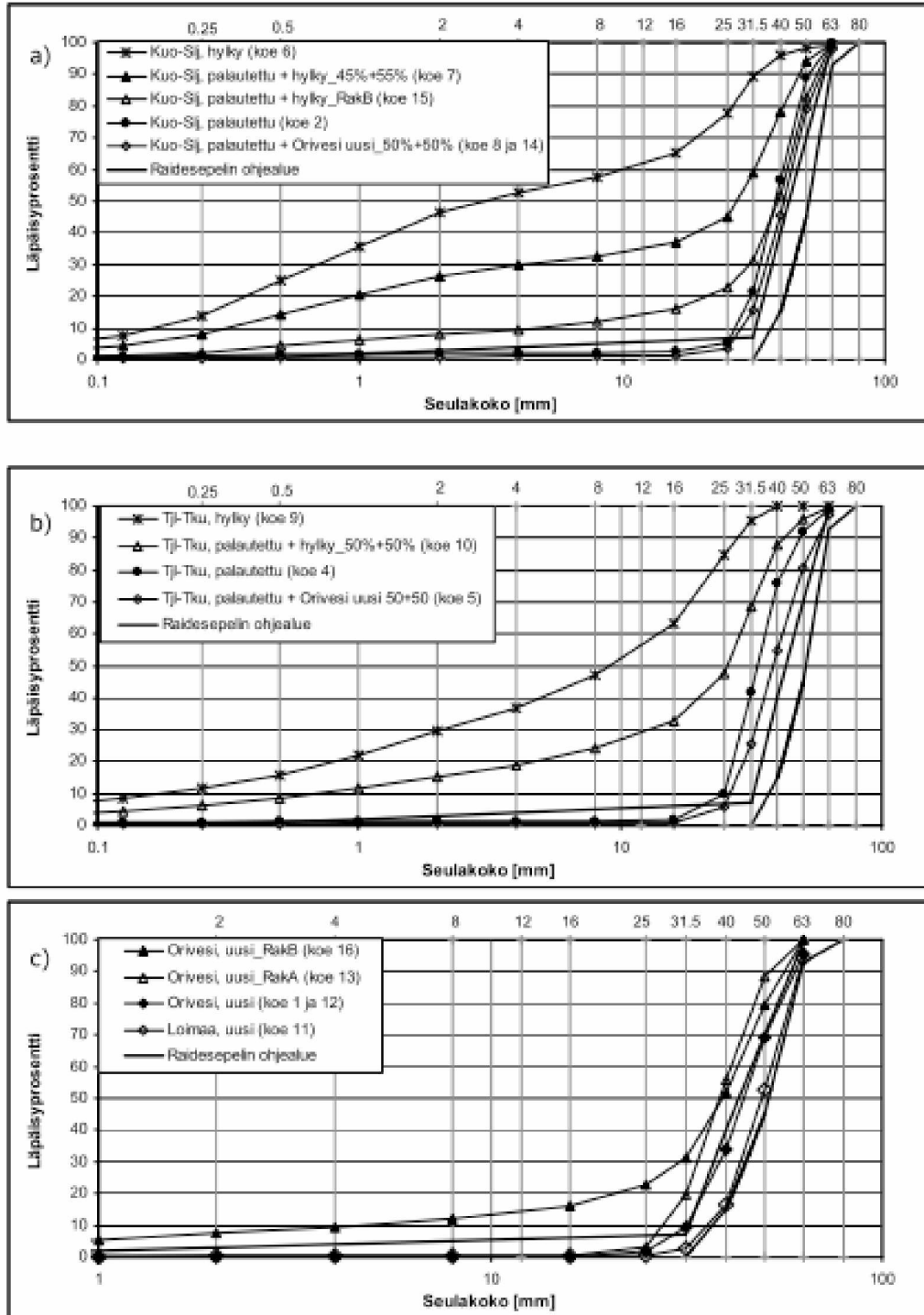
Raidesepelin lujuus- ja jäykkyysominaisuudet

Nurmikolu ja Kolisoja (2010) ovat tutkineet erilaisten sepelemateriaalien mekaanisia ominaisuuksia mittavan dynaamisen kolmiakselialikoesarjan avulla. Sarjan tarkoituksena oli simuloida etenkin sepelin hienonemisen vaikutusta tukikerroksen moduuliominaisuuksiin. Kuvassa 70 on esitetty koesarjassa käytettyjen materiaalien rakeisuudet. Käytössä oli niin uusia sepeleitä, tukikerroksen seulonnan yhteydessä rata-

palautettavaa sepeliä sekä seulonnan yhteydessä radasta poistettavaa hylkysepeleä. Ennen kokeita testattavat materiaalit kasteltiin suihkupullolla vesipitoisuuteen, jonka näyte pystyi silmämääräisesti pidättämään. Taulukossa 15 on esitetty koenäytteiden valmistustiedot.

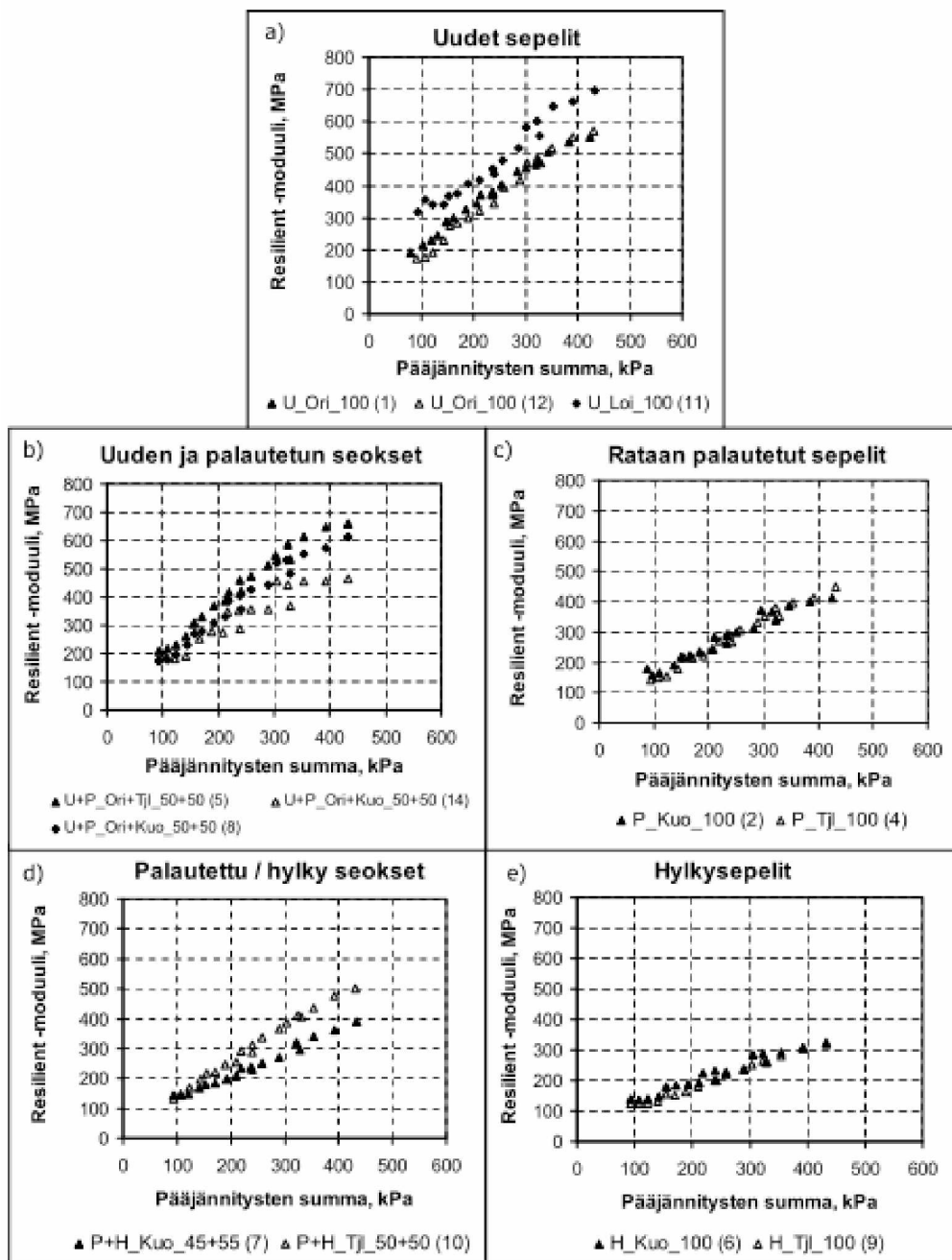
Taulukko 15. Kolmiaksaalikoenäytteiden valmistustiedot. (Nurmikolu & Kolisoja 2010)

Koe nro	Materiaalin tunniste	Rakeisuus- luku	Tunnisteiden selitteet
Koe 1	U_Ori_100	2	U = uusi
Koe 2	P_Kuo_100	9	P = palautettu
Koe 4	P_TjL_100	13	H = hylky
Koe 5	U+P_Ori+TjL_50+50	8	
Koe 6	H_Kuo_100	171	Ori = Orivesi (uusi)
Koe 7	P+H_Kuo_45+55	98	Loi = Lolmaa (uusi)
Koe 8	U+P_Ori+Kuo_50+50	6	Kuo = Kuo-Slj rataosa (palautettu tai hylky)
Koe 9	H_TjL_100	154	TjL = TjL-Tku rataosa (palautettu tai hylky)
Koe 10	P+H_TjL_50+50	83	Mix = Uusien sepeleiden seos (Ori & Oikorata)
Koe 11	U_Loi_100	1	
Koe 12	U_Ori_100	2	
Koe 13	U_Ori_RakA	4	
Koe 14	U+P_Ori+Kuo_50+50	6	luku = materiaalin prosenttiosuus näytteessä
Koe 15	P+H_Kuo_RakB	40	
Koe 16	U_Mix_RakB	40	RakA = rakennettu rakeisuus A RakB = rakennettu rakeisuus B



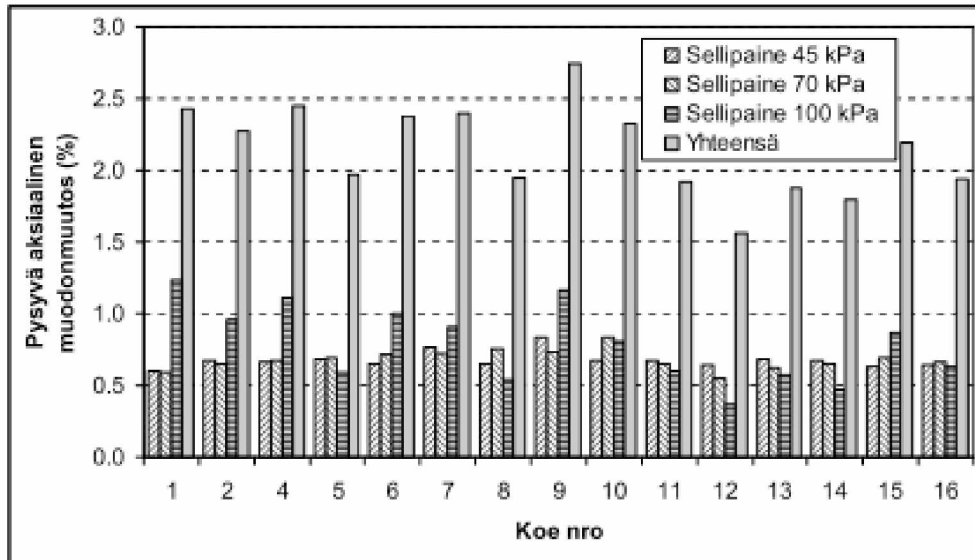
Kuva 70. Testattujen materiaalien rakeisuuskäyrät. a) Kuo-Slj rataosan materiaali, b) Tjl-Tku rataosan materiaali ja c) Oriveden ja Loimaan uudet kiiviainekset (huomaa erilainen asteikko). (Nurmikolu & Kolisoja 2010)

Koesarjojen perusteella määritettiin materiaalien resilient-moduulit $k-\theta$ -malliin perustuen. Kuvassa 71 on esitetty määritetyt moduuliarvot erityyppisille sepeleille. Radassa tukikerrokseen kohdistuva pääjännitysten summa vaihtelee kuormituksen suuruudesta riippuen noin 150–300 kPa:n välillä. Resilient-moduuli vaihtelee tällöin noin 200–400 MPa välillä.



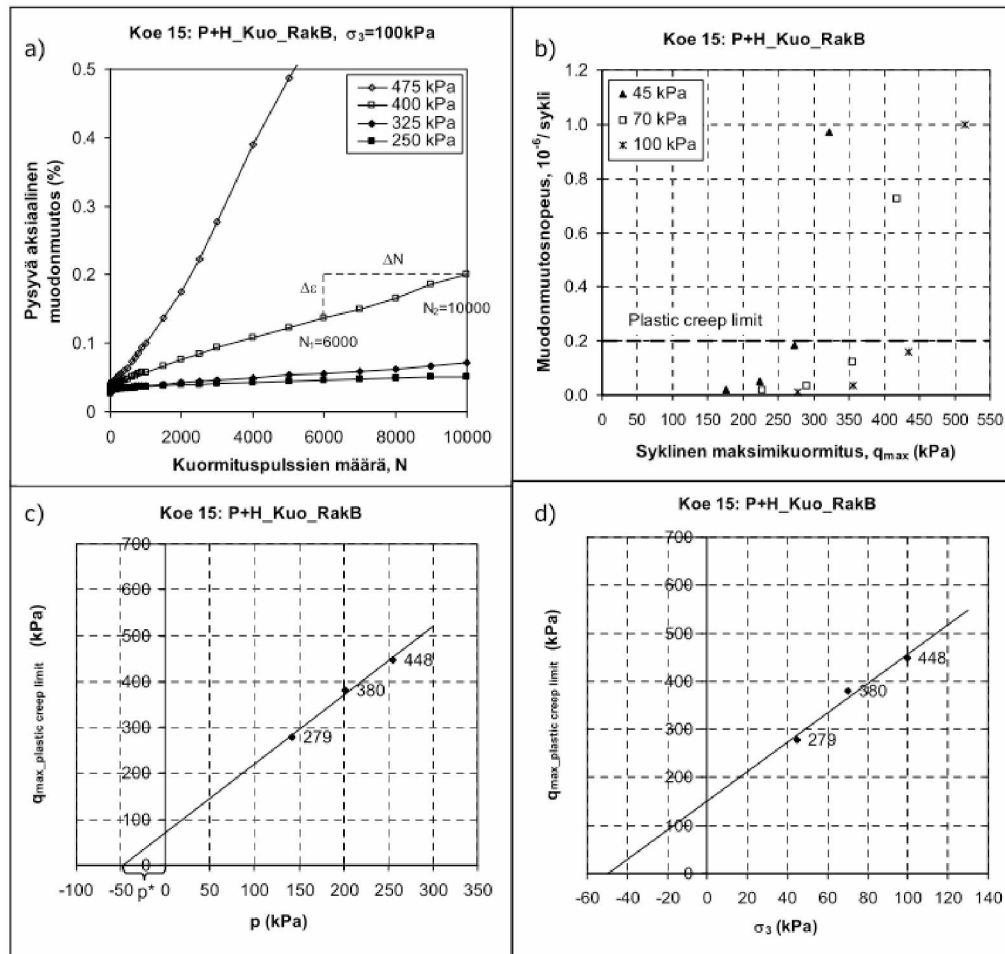
Kuva 71. Tarkastelua rakeisuuden vaikutuksesta resiliient-moduuliin a) uusilla sepeleillä, b) uuden ja rataan palautetun sepelin seoksilla, c) rataan palautetuilla sepeleillä, d) palautetun ja hylkysepin seoksilla ja e) hylkysepeleillä. (Nurmikolu & Kolisoja 2010)

Koesarjassa testattiin resiliient-moduulin määrittämisen jälkeen samoilla näytteillä pysyviä muodonmuutoksia 10000 syklin kuormitussarjoilla, joiden kuormitustasot oli valittu standardissa SFS-EN 13286-7 moniportaiselle kuormitukselle esitettyjen ´high stress level´ ja ´low stress level´ kuormitustasojen puolivälistä. Yhteenveto tuloksista on esitetty kuvassa 72. Varsin luonnollisena tuloksena kuormitussarjoista voidaan todeta mobilisoituvan pysyvän muodonmuutostason kasvavan kuormitustason kasvaessa. (Nurmikolu & Kolisoja 2010)



Kuva 72. Pysyvät aksiaaliset muodonmuutokset pitkissä koesarjoissa erikseen kullakin sellipaineella ja yhteensä. (Nurmikolu & Kolisoja 2010).

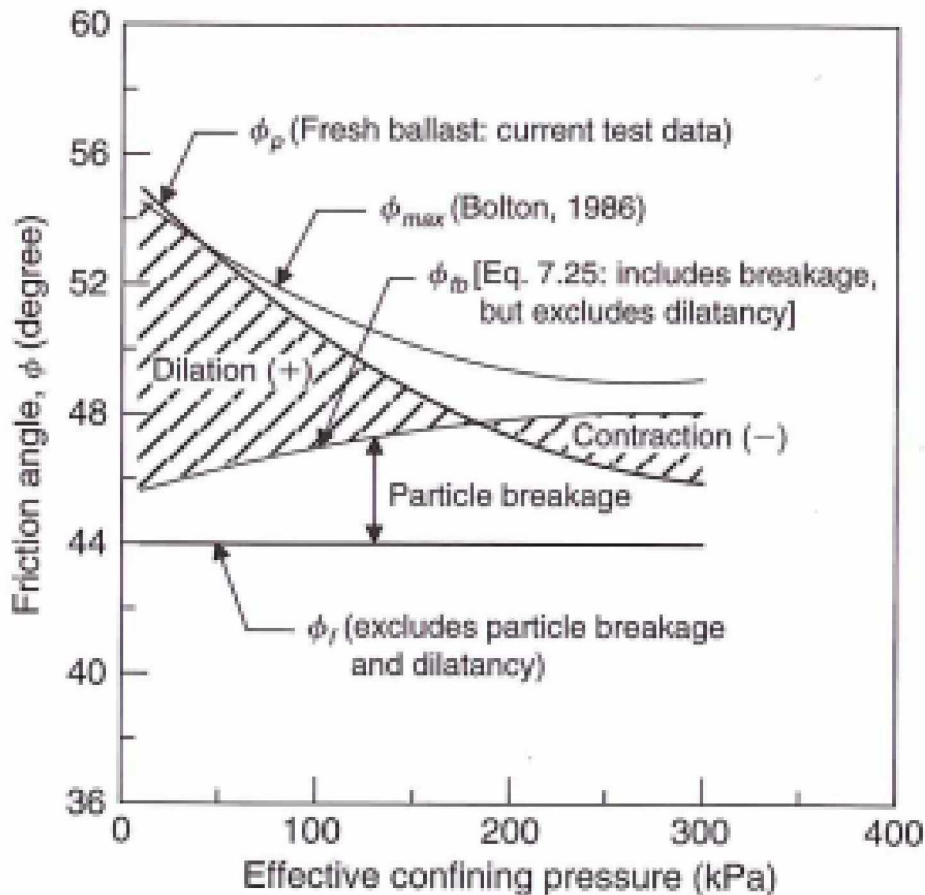
Pitkien koesarjojen muodonmuutokset selvitettiin myös deviatorisen jännityksen maksimin (q_{max}) suhteen. Tässä vaiheessa kuvaajasta interpoloitiin kullekin sellipaineelle se q_{max} , joka vastasi muodonmuutosnopeutta $0,2 \cdot 10^{-6}$ /sykli (kuva 73b). Tämä muodonmuutosnopeus vastaa 2 % aksiaalista muodonmuutosta 10000 kuormitus-syklin, eli esimerkiksi 200 kN:n akselipainolla 2 miljoonan bruttotonnin, vaikutuksesta. Kyseinen raja on standardissa SFS-EN 13286-7 määritelty 'plastic creep limitiksi'. Standardin informatiivisessa liitteessä C muodonmuutosnopeus lasketaan välille 3000–5000 sykliä. Samalle syklivälille laskettuna muodonmuutosnopeus $0,0225 \cdot 10^{-6}$ /sykli määritellään standardissa stabiloituvaa käyttäytymistä indikoivaksi 'plastic shakedown limitiksi'. Periaatteensa suhteen sen käyttö vertailurajana olisi ollut perustellumpaa, mutta mittaustulosten valossa ei mielekäästä, koska useimmissa kokeissa raja ylittyi jo viimeistään toisella deviatorisella jännitystasolla. (Nurmikolu & Kolisoja 2010)



Kuva 73. Pysyvien muodonmuutosten tarkasteluperiaate: a) muodonmuutosnopeuden $\Delta\epsilon / \Delta N$ laskenta väliltä 6000–10000 sykliä, b) erisuuruksilla syklisillä kuormituksilla havaitut muodonmuutosnopeudet kussakin sellipaineessa (45 kPa, 70 kPa, 100 kPa) sekä muodonmuutosnopeutta $0,2 \cdot 10^{-6}$ /sykli vastaavan kuormitustason, "plastic creep limitin" interpolointi, c) b-kuvasta eri sellipaineilla määritetyt "plastic creep limitit" keskimääräisen pääjännityksen (p) suhteen ja d) vaihtoehtoinen tarkastelutapa, jossa "plastic creep limitit" vastaavat kuormitustasot esitettään sellipaineen suhteen. (Nurmikolu & Kolisoja 2010)

Koska kuvan 73c suora ei leikkaa vaaka-akselia nolla-arvolla, voidaan päätellä, että näytteessä on näennäistä koheesiota. Tämä seikka tulee huomioida sepelin mallin-
 nusparametreja valittaessa, ts. materiaalille on syötettävä myös nolasta poikkeava koheesion laskennallinen arvo, vaikka kyseessä on perinteisesti ajateltuna puhdas kitkamaa. Samansuuntaisia tuloksia on tekemissään kokeissa saanut myös Skoglund (2002). Skoglundin tekemissä kokeissa sepelin koheesio vaihteli staattisten kolmiak-
 siaalikokeiden perusteella noin 30 ja 70 kPa:n välillä. Huomionarvoista Skoglundin tekemissä kokeissa oli sepeli verrattain pieni leikkauskestävyyskulman arvo pienimil-
 lään vain noin 35 astetta. Pienimmän leikkauskestävyyskulman arvoa vastasi kokeissa suurin koheesion arvo, noin 70 kPa, joten Skoglundin tekemien kokeiden vaihteluväli on melkoisen suuri.

Kuvassa 74 esitetyn mukaisesti sepelin leikkauskestävyysskulma vaihtelee Indraratnan ja Salimin tekemissä kokeissa ja niiden perusteella tehdyssä mallissa noin 45–55 asteen välillä. Samaan suuruusluokkaan ovat päätyneet Suiker et.al. (2005), jotka ovat tehneet kolmiakσιαalikokeita sepelille. Koesarjoissa on ensin ajettu kahdeksalla eri jännitysyhdistelmällä miljoonan kuormituspulssin dynaamisia koesarjoja, joiden jälkeen näytteet on kuormitettu staattisesti murtoon. Staattisissa kuormituksissa sepelin leikkauskestävyysskulman maksimiarvo on vaihdellut 48 ja 53 asteen välillä.

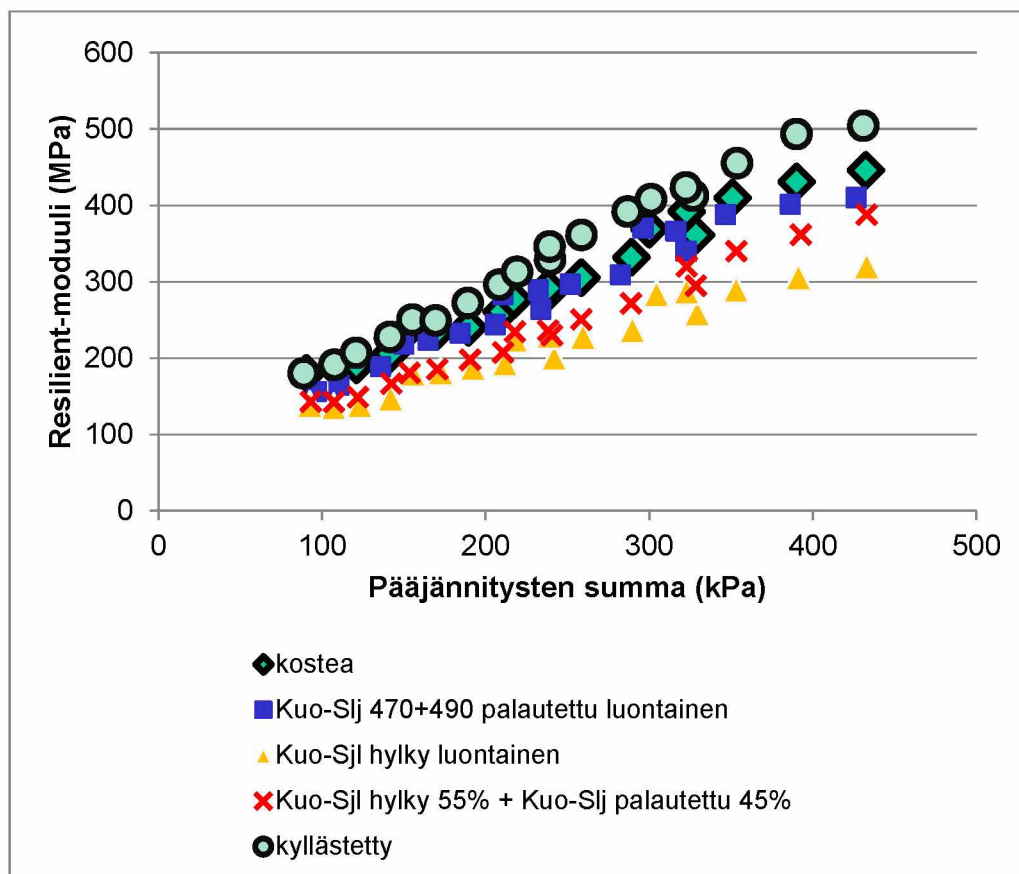


Kuva 74. Partikkelien hajoamisen ja dilataation vaikutus leikkauskestävyysskulman arvoon sellipaineen funktiona. (Indraratna et. al. 2011)

Tätä tutkimusta varten tehtiin kolmen kolmiakσιαalikokeen sarja, jossa tavoitteena oli tutkia vesipitoisuuden vaikutusta vaihtorajalla olevan sepelin mekaanisiin ominaisuuksiin. Näyttemateriaalina käytettiin Nurmikolon ja Kolisojan (2010) tekemässä koesarjassa käyttämää kokeen 7 materiaalia. Näyttemateriaalit vastasivat toisiaan varsin hyvin, nyt tehdyssä koesarjassa rakeisuusluku oli 101, kun se aiemmassa koesarjassa oli 98. Samalla pyrittiin varioimaan myös vuodenaikaisvaihtelun vaikutusta näytteen käyttäytymiseen. Kokeet tehtiin kostealle, ja kahdelle vedellä kyllästetylle näytteelle. Kyllästetyistä näytteistä toinen pääsi kuivattumaan sekä ylä- että alapäästään, toinen vain yläpäästään simuloiden kevään sulamisvaiheen tilannetta, jossa tukikerros on sula, mutta alapuoliset rakennekerrokset vielä jäässä. Näytteet valmistettiin ja kuormitettiin muutoin samoin kuin Nurmikolon ja Kolisojan (2010) tekemässä koesarjassa tulosten vertailtavuuden varmistamiseksi.

Näyte, jonka avulla oli tarkoitus simuloida tilannetta, jossa tukikerroksen alapuoliset rakenteet ovat vielä jäässä, mutta tukikerros sulaa, hajosi jo esikuormitusvaiheessa noin 1000 pulssin kohdalla. Voidaan siis todeta, että elinkaarensa lopussa oleva sepele ei erittäin epäsuotuisissa kuivatusolosuhteissa kestä kuormitusta käytännössä lainkaan kokematta suuria määriä pysyviä muodonmuutoksia.

Kun verrataan luonnonkosteaa ja kyllästetyn näytteen tuloksia (kuva 75), huomataan, että kyllästetyn näytteen moduuliarvot näyttävät olevan korkeampia kuin luonnonkosteaa materiaalin. Kosteaa näytteen vesipitoisuus kokeen alussa oli sama kuin Nurmikolun ja Kolisojan (2010) tekemässä koesarjassa (2 %) ja kyllästetyn näytteen vesipitoisuus oli koesarjan alussa 6,8 %. Koesarjan lopussa kyllästetyn näytteen vesipitoisuus oli 2,6 %. Tulosten perusteella näyttää siis siltä, että liiallinen vesi rakenteessa ei välttämättä ole rakenteen antaman jäykkyysvasteen kannalta kriittistä, mikäli ylimääräinen vesi pääsee poistumaan nopeasti rakenteesta.



Kuva 75. Tämän tutkimuksen yhteydessä tehdyn kolmiakσιαalikoesarjan sekä Nurmikolun ja Kolisojan (2010) tekemän koesarjan resilient-moduulit.

Edellä kuvattuja tutkimustuloksia apuna käyttäen määritettiin tässä tutkimuksessa sepeleille laskentaparametrit, jotka on esitetty taulukossa 16. Parametrit on määritetty erikseen tukikerroksen ylä-, keski- ja alaosalle. Tukikerroksen elinkaaren aikainen kunnan muuttuminen etupäässä sepelin hienonemisen takia on huomioitu määrittämällä parametrit erikseen hyväkuntoiselle, keskimääräiselle ja huonokuntoiselle tukikerrokselle. Tukikerroksen materiaaleille käytettiin HS-materiaalimallia ilman vetojännityksiä ja koheesion kasvua syvyyden funktiona.

Taulukko 16. Tukikerrosmateriaalien HS-malliparametrit tutkimuksen rakennemallissa.

Parametri	c'	ϕ'	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	ν_{ur}	p^{ref}	K_o^{nc}	R_f
Yksikkö	kPa	°	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	-	kPa	-	-
Tukikerroksen yläosa											
Hyvä	40	50	10	325000	270000	650000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Keskimääräinen	20	45	10	275000	230000	550000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Huono	10	45	5	225000	190000	450000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Tukikerroksen keskiosa											
Hyvä	35	50	10	300000	270000	600000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Keskimääräinen	20	45	10	250000	210000	500000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Huono	10	45	5	200000	170000	400000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Tukikerroksen alaosa											
Hyvä	30	50	10	275000	265000	550000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Keskimääräinen	20	45	10	225000	190000	450000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Huono	10	45	5	175000	145000	350000	0,5	0,2	100	0,300	0,9

4.2.5 Alusrakennekerrokset

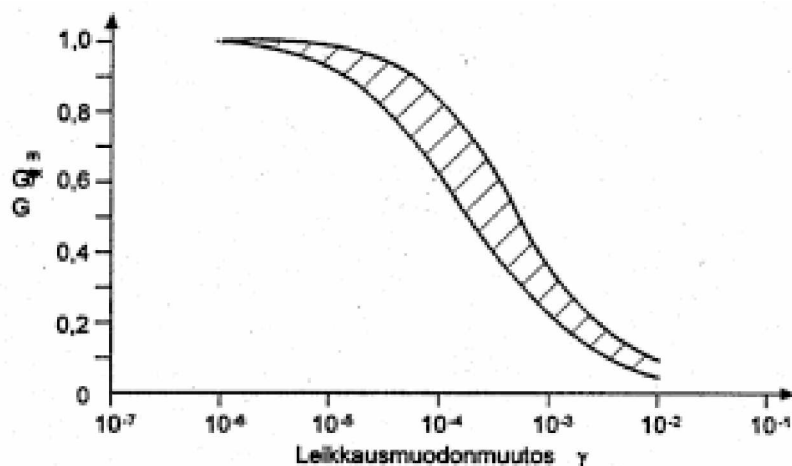
Luvussa 2 todettiin karkearakeisten materiaalien käyttäytymisen olevan jännitystilarippuvaista. Tästä syystä varsinkin radan alusrakennekerroksissa käytettävien materiaalien ominaisuudet riippuvat siitä, missä kohdassa ratarakennetta ne sijaitsevat. Kuvassa 14 esitettiin ratarakenteeseen mobilisoituvien pystysuuntaisten jännitysten mitattuja arvoja sekä mittaustulosten pohjalta generoidun monikerroslaskentaan perustuvan ohjelman tuottama laskennallinen jännitys jakauma. Mittaukset on tehty Korialla kesällä 1999 käyttäen 250 kN akselipainoa rataa kuormittavana elementtinä. (Kolisjoja et. al. 2000) Kuvasta 14 voidaan todeta, että pystysuuntainen kuormituslisä (deviatorinen jännitys) vaihtelee n. 10–100 kPa välillä riippuen siitä, missä kohdassa alusrakennetta materiaali sijaitsee.

Jotta alusrakennekerrokset pystyvät toimimaan tehokkaasti ratarakenteessa, niiden tulee kestää rakenteessa hyväkuntoisina koko suunnitellun 100 vuoden elinkaarensa ajan. Koska routasuojauksen lisäksi alusrakennekerrosten tehtävä on tarjota tasainen alusta päällysrakenteelle, ei päällysrakenteelta tulevien kuormitusten vaikutuksesta pitäisi muodostua merkittävää määrää pysyviä muodonmuutoksia radan alusrakennekerroksiin. Pysyviä muodonmuutoksia syntyy, mikäli alusrakenteet eivät kykene vastustamaan jännitysten aiheuttamia rasituksia rakennekerroksiin. Karkearakeisten materiaalien tulee kyetä vastustamaan leikkausjännityksiä, jotta rakenne ylipäättään kestää sortumatta ja toisaalta vastustaa pysyviä muodonmuutoksia.

Toistokuormitustilanteessa materiaalin jännitystila muuttuu kuormituksen lähestyessä tarkasteltavaa kohtaa. Kuormitus on luonnollisesti suurimmillaan kuormittavan elementin ollessa suoraan tarkasteltavan kohdan päällä ja kuormitus purkautuu kuormittavan elementin ohitettua tarkastelupisteen. Kuormituksesta muodostuu tarkastelupisteen kohdalle leikkausjännityksiä. Kuvassa 76 on esitetty Leikkausmoduulin periaatteellinen vaihtelu leikkausmuodonmuutosten funktiona. Kuvassa eri muodonmuutostasojä vastaavat leikkausmoduulitasot on normalisoitu hyvin alhaisia muodonmuutostasojä vastaavan maksimileikkausmoduulin G_{max} avulla. Kuvasta voidaan havaita, että leikkausmoduulin arvo laskee leikkausmuodonmuutostason kasva-

essa, toisin sanoen materiaalin jäykkyys alenee muodonmuutostason kasvaessa. Samalla yhä kasvava osa muodonmuutoksesta on pysyvää (Liikennevirasto 2012).

Alusrakennekerrosten kuormituskestävyyttä arvioitaessa tulee ottaa huomioon edellä kuvattujen fyysisten kuormitusolosuhteiden sekä ympäristöolosuhteiden vaikutus materiaalien ominaisuuksiin. Näiden lisäksi on huomioitava rakenteissa sallittujen materiaalien erilainen luonne parametrisoinnin näkökulmasta. Riippuen siitä, onko rakenteessa käytetty luonnon hiekka- ja sora- tai murskatusta kalliokiviaineksesta käytettyjä materiaaleja, on materiaaleille asetettavissa laskenta-parametreissa merkittäviäkin eroja.



Kuva 76. Leikkausmoduulin periaatteellinen vaihtelu muodonmuutostason funktiona. (Liikennevirasto 2012)

TTY:llä on tutkittu karkearakeisten materiaalien lujuus- ja jäykkyysominaisuuksien viimeisten vuosikymmenten aikana varsin laajasti (ks. mm. Kolisoja 1993b, Kolisoja 1997, Saarenketo et. al. 2000, Vuorimies et. al. 2004, Kalliainen 2008). Olemassa olevaan tietoon perustuen alusrakennekerroksille määritettiin vaadittavat materiaali-parametrit Hardening Soil- materiaalimallia varten. Parametrit on määritetty siten, että rakennemallissa voidaan simuloida luonnon hiekka- ja sora- tai murskatusta kalliomurskeesta rakennettua ratapengertä. Taulukkoon 17 on koottu tutkimuksen tässä vaiheessa käytetyt alusrakenteiden materiaaliparametrit. Alusrakenteet on tämän tutkimuksen rakennemallissa jaoteltu 300 mm paksuun välikerrokseen ja sen alle simulaatiosta riippuen tarvittaviin eristyskerroksiin. Eristyskerrosten materiaaliparametrit vaihtuvat aina 400 mm paksuisen kerroksen jälkeen (esim. kuva 79). Parametrit on määritelty neljälle kerrokselle, jotka on taulukossa 16 numeroitu ylhäältä alaspäin, eli välikerroksen alla oleva 400 mm kerros on numeroltaan 1. Mikäli eristyskerroksen paksuus on ollut jossakin simulaatiossa yli 1600 mm, on ylimenevälle osalle käytetty 4. kerroksen parametreja.

Taulukko 17. Alusrakennekerrosten HS-malliparametrit tutkimuksen rakennemallissa.

Parametri	c'	φ'	ψ	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	m	ν_{ur}	p^{ref}	K_o^{nc}	R_f
Yksikkö	kPa	°	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	-	kN/m ²	-	-
Välikerrosmateriaalit											
Sora	10	42	5	200000	190000	400000	0,5	0,2	100	0,347	0,9
Kalliomurske	10	45	5	250000	210000	500000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Eristyskerrokset karkeasta hiekasta											
Kerros 1	10	38	5	140000	137000	280000	0,5	0,2	100	0,384	0,9
Kerros 2	5	36	5	120000	120000	240000	0,5	0,2	100	0,412	0,9
Kerros 3	5	36	5	100000	100000	200000	0,5	0,2	100	0,412	0,9
Kerros 4	5	36	5	80000	80000	160000	0,5	0,2	100	0,412	0,9
Eristyskerrokset hienosta hiekasta											
Kerros 1	10	35	5	95000	95000	190000	0,5	0,2	100	0,426	0,9
Kerros 2	5	33	3	80000	80000	160000	0,5	0,2	100	0,455	0,9
Kerros 3	5	33	3	65000	65000	130000	0,5	0,2	100	0,455	0,9
Kerros 4	5	33	3	50000	50000	100000	0,5	0,2	100	0,455	0,9
Eristyskerrokset kalliomurskeesta											
Kerros 1	10	45	5	180000	150000	360000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Kerros 2	10	45	5	170000	145000	340000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Kerros 3	10	45	5	160000	135000	320000	0,5	0,2	100	0,300	0,9
Kerros 4	10	45	5	150000	150000	300000	0,5	0,2	100	0,300	0,9

4.2.6 Routalevyt

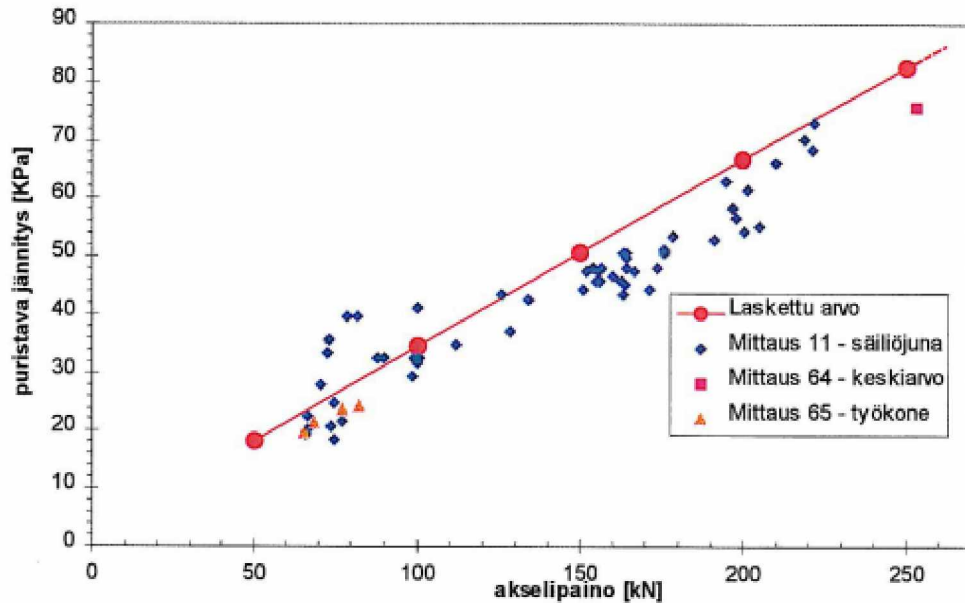
Routalevyihin kohdistuu staattisia rasituksia levyn yläpuolella olevien rakenteiden painosta sekä syklistä kuormitusta liikkuvasta kalustosta. Liikenteestä levyihin kohdistuva kuormitus on suuri verrattuna polystyreenilevyihin kohdistuviin kuormituksiin niiden muissa käyttökohteissa. (Nurmikolu & Kolisoja 2001) Kuormituskestävyyden kannalta tulisikin tarkastella levyille kohdistuvia rasitustasoja sekä levyihin syklisen kuormituksen vaikutuksesta mobilisoituvien muodonmuutosten vaikutusta koko rakenteen kuormituskäyttämiseen ja -kestävyyteen.

Levyille asetettavat kuormituskestävyysvaatimukset perustuvat lämmöneristävyysominaisuuksien säilymiseen. Alhaisen lämmönjohtavuuden säilyttämiseksi levyn tulee olla mahdollisimman kokoonpuristumaton syklisessä liikennekuormituksessa. Lisäksi levyn pinnan tulee olla riittävän vastustuskykyinen sepelirakeista siihen välittyvälle kuormitukselle, jotta rakeet eivät toistokuormituksen aikana tunkeudu levyyn liiaksi ohentaen levyn eristävää paksuutta ja helpottaen veden tunkeutumista levyyn. Levyn tulisi myös kestää liikennekuormituksen sekä alapuolisten rakennekerrosten ja pohjamaan mahdollisen epätasaisen painumisen siihen kohdistama taivutusrasitus siten, että levyyn ei synny halkeamia. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

Koska routalevyjä saa käyttää parannettaessa olemassa olevan radan routasuojasta, on oletettavaa, että lähes poikkeuksetta routalevyt asennetaan rakenteeseen tukikerroksen puhdistuksen yhteydessä vaihdettavan tukikerroksen alapuolelle. Korian mitaustuloksista (kuva 77) havaitaan, routalevyyn kohdistuvan rasituksen suuruus riippuu radalla liikkuvan kaluston akselipainosta. Tämän tutkimuksen yhteydessä arvioi-

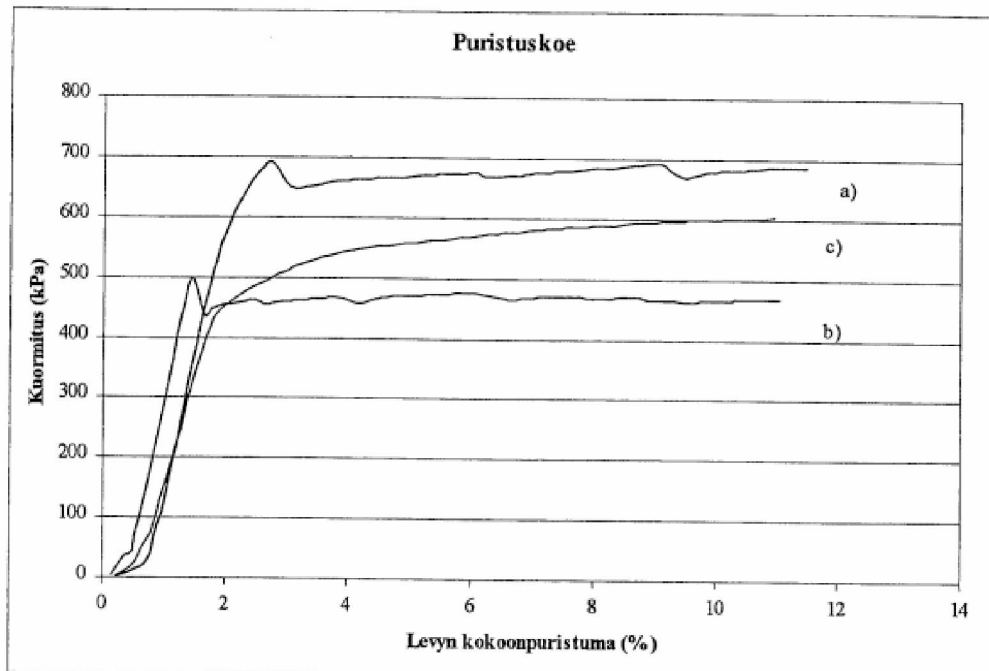
daan routalevyn toimintaa, kun akselipaino on 250 kN. Näin ollen Kuvan 77 mittaustulosten mukaisesti routalevyä puristavan jännityksen suuruus on noin 80–100 kPa.

Anturi nro P4



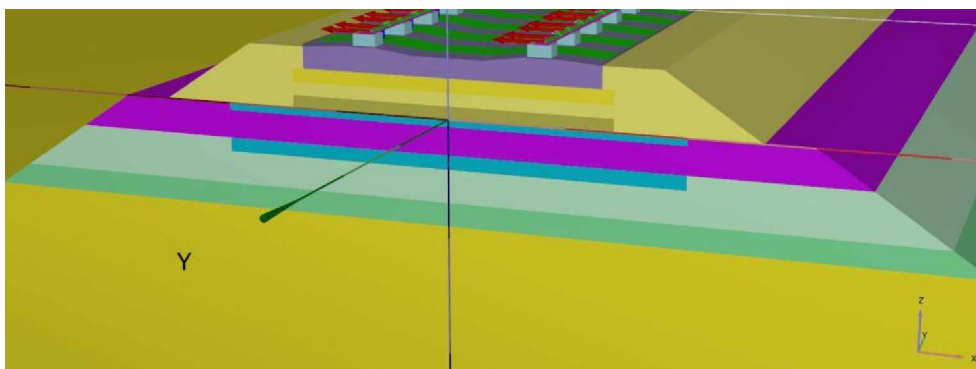
Kuva 77. Mitattujen ja mallinnettujen pystysuuntaisten jännitysten riippuvuus akselipainosta 0,45 metriä ratapölkyn alapuolella. (Kolisoja et. al. 2000)

Nurmikolu & Kolisoja (2001) ovat tutkineet ratarakenteessa käytettävien XPS-levyjen puristuslujuutta. Tyypillisesti levyt käyttäytyvät staattisessa puristuksessa siten, että alkupuristuman (< 50 kPa) jälkeen levyn käyttäytyminen on kimmoista tai lineaarisesti kimmoista. Kun levyn myötöraja ylitetään, levyn kyky vastustaa muodonmuutoksia alenee voimakkaasti. Kuvasta 78 havaitaan, että ratarakenteeseen asennettujen routalevyjen puristusjännitysalueella levyjen käyttäytyminen ei todennäköisesti ylitä levyn myötölujuutta, joten levyn toimintaa rakenteessa voidaan käsitellä lineaari-elasticena.



Kuva 78. Tyypillisiä XPS-levyn jännitys-kokoonpuristumakäyriä. a) kimmoisan käyttäytymisen selvä murtokohta (693 kPa), b) lineaarisesti kimmoinen vaihe välillä 50–480 kPa, selvä murtokohta (500 kPa), c) kimmoinen käyttäytyminen, ei selvä murtokohtaa. (Nurmikolu & Kolisoja 2001)

Koetulosten perusteella voidaan määrittää laskentaparametrit routaeristelevyille vastaavaan tapaan kuin välilevyille yhtälön 78 avulla. Tällöin kuormitusväliltä 100–300 kPa määritettäessä levyn kokoonpuristuma on noin 0,5 %. XPS-levyn tyypilliseksi staattiseksi E-moduuliksi saadaan siis noin 40 MPa. Rakennemalliin sisällytettiin mahdollisuus kuvata rakenteeseen asennettua routalevyä joko tuki- tai välikerroksen alle kuvan 79 mukaisesti. Mallissa on mahdollista käyttää 60 tai 120 mm paksuisia routalevyjä.



Kuva 79. Routalevyjen paikat rakennemallissa.

4.2.7 Pohjamaa

Ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta käsitelleessä tutkimuksessa (Kalliainen & Kolisoja 2013) pohjamaan jäykkyydellä havaittiin olevan merkittävä vaikutus rata-rakenteen muodonmuutuskäyttäytymiseen. Myös esim. Selig & Lin (1994) mukaan pohjamaan jäykkyydellä on suurin vaikutus radasta mitattavaan kokonaisjäykkyyteen.

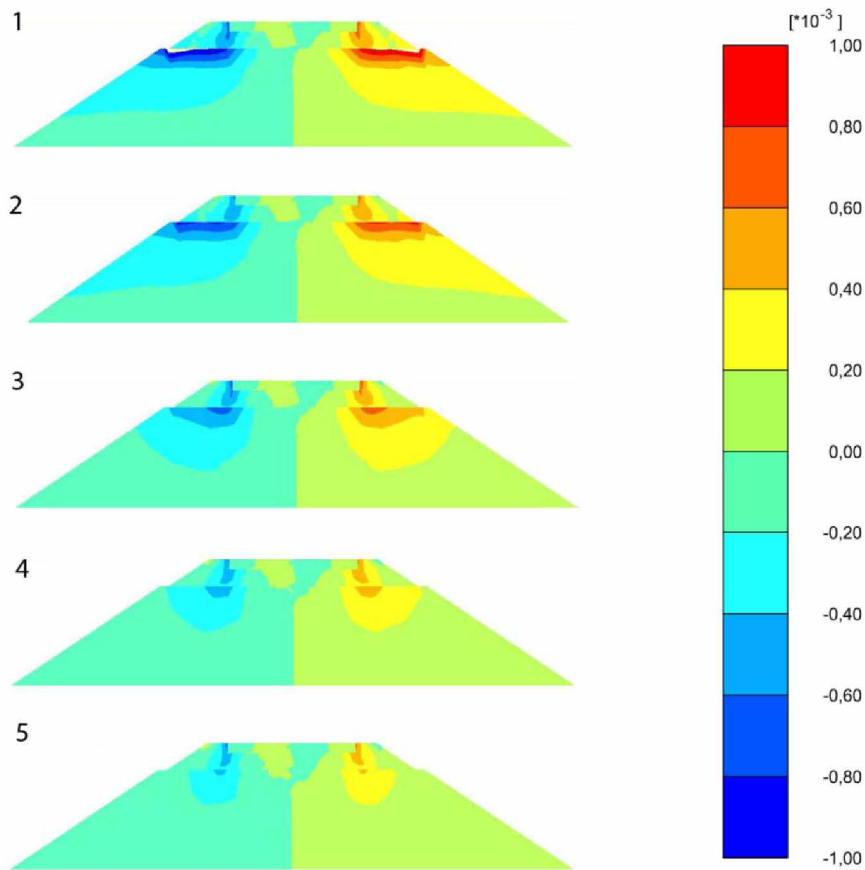
Näin ollen liikkuvan kaluston aiheuttama radan taipuma on vahvasti sidoksissa pohjamaan jäykkyyteen.

Ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta koskevassa tutkimuksessa mallinnettiin ratarakennetta erilaisen jäykkyyden omaavien pohjamaiden päällä ja havaittiin, että radan muiden rakenteiden venymäkäyttäytyminen ja pohjamaan jäykkyys korreloivat keskenään melko voimakkaasti. Taulukossa 18 on esitetty yksittäisen 250 kN suuruisen kuormituspulssin aiheuttamat ratarakenteen taipumat ja rakennekerrosten kokoonpuristumat. Taulukosta havaitaan selvästi, että pehmeällä pohjamaalla rakenteen kokonaistaipuma junakuormituksen alaisena on moninkertainen verrattuna jäykällä alustalla olevaan ratarakenteeseen. Taulukosta huomataan myös, että rakennekerrosten kokoonpuristumisissa erot ovat huomattavasti pienempiä.

Taulukko 18. Ratarakenteen määritetyt taipumat ja rakennekerrosten kokoonpuristumat ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta koskeneen projektin malleissa. Malleissa käytetty alusrakennekerrosten paksuus oli 1,5 m.

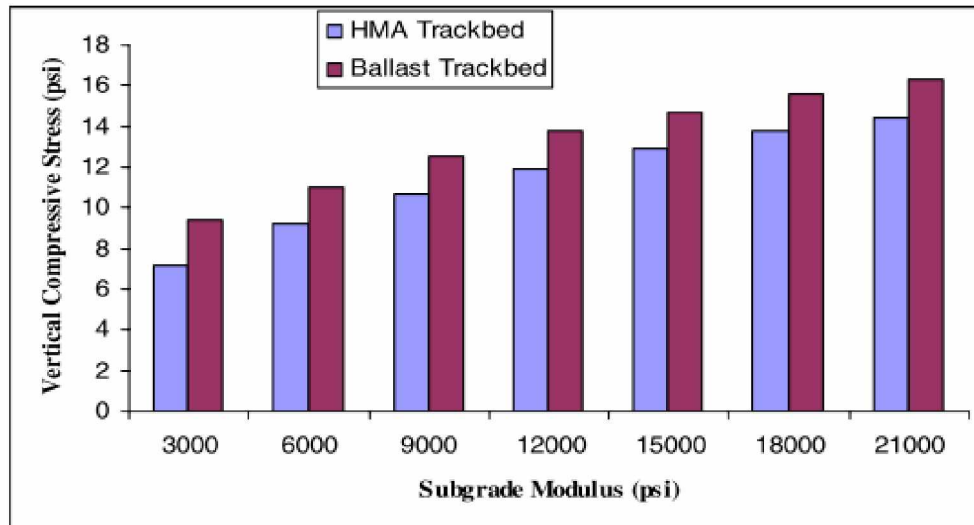
Rakennekerrosten kokoonpuristuma (mm)						
Penkereen leveys (m)	Pohjamaan /kuivakuorikerroksen jäykkyys (MPa)					
	10/50	50	10/100	40/100	120	480
5,4	0,44	0,58	0,44	0,57	0,56	0,65
6,0	0,44	0,58	0,44	0,54	0,55	0,64
6,8	0,41	0,50	0,40	0,49	0,55	0,63
Ratarakenteen taipuma (mm)						
Penkereen leveys (m)	Pohjamaan /kuivakuorikerroksen jäykkyys (MPa)					
	10/50	50	10/100	40/100	120	480
5,4	5,09	2,21	4,72	2,27	1,39	0,90
6,0	4,99	2,21	4,63	2,21	1,38	0,88
6,8	4,79	2,07	4,42	2,11	1,37	0,88

Kuvassa 80 on esitetty 5,4 m leveään penkereeseen mobilisoituvat junakuorman aiheuttamat leikkausmuodonmuutokset yksittäisen akselinylityksen aikana. Kuvasta voidaan selvästi havaita, että pehmeällä pohjamaalla pengerrakenteeseen mobilisoi- tuu enemmän leikkausmuodonmuutoksia kuin jäykemmällä alustalla oleviin penke- reisiin. Erot mobilisoituvien leikkausmuodonmuutosten tasoissa etenkin pengerrakenteen yläosassa ovat merkittäviä verrattuna vastaaviin eroihin ratarakenteen taipu- missa ja rakennekerrosten kokoonpuristumisissa.

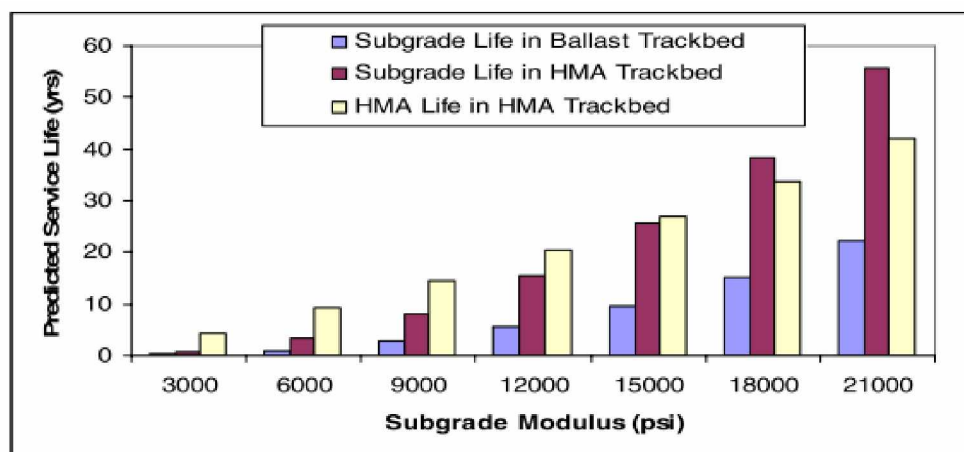


Kuva 80. Ratapenkereeseen mobilisoituvat leikkausmuodonmuutokset 250 kN akselipainolla 5,4 m leveässä penkereessä. Laskentatapaukset vastaavat taulukossa 18 esitettyjä pohjamaan/kuivakuoren jäykkyyksiä seuraavasti: 1(10/50), 2(50), 3 (10/100), 4 (120) ja 5 (480). (Kalliainen & Kolisoja 2013)

Pohjamaan jäykkyyden merkitystä ratarakenteen kuormituskestävyyden kannalta ovat korostaneet myös Rose ja Konduri (2006), joiden KENTRACK-ohjelmistolla tekemissä simulaatioissa asia käy selvästi ilmi. Kuvassa 81 on esitetty pohjamaan yläpintaan laskentamallin mukaan mobilisoituva pystyjännitystaso sekä perinteisen tukikerroksellisen radan että asfalttikerroksella vahvistetun radan tapauksessa. Kuvasta voidaan havaita mobilisoituvan jännitystason ja pohjamaan jäykkyysmoduulin välillä ainakin lähestulkoon lineaarinen yhteys, kuten lineaarielastisen mallinnuksen tapauksessa pitää olla. Kuvan perusteella jäykempi pohjamaa pystyy siis ottamaan vastaan suuremman jännityksen. Kuvan 81 perusteella ero ei näytä dramaattiselta, mutta jos tutkitaan tilannetta samaisen ohjelmiston vaurioanalyysin ja elinaariennusteen välillä, on ero erittäin merkittävä. Kuvassa 82 on esitetty pohjamaan jäykkyysmoduulin vaikutus pohjamaan elinkaaren pituuteen. Kuvasta voidaan huomata, että perinteisellä tukikerroksisella radalla tässä laskentatapauksessa pohjamaan jäykkyyden vaihtuessa pohjamaan, ja samalla koko ratarakenteen elinkaari vaihtelee noin vuodesta aina 20 vuoteen asti, joten pohjamaan rooli koko ratarakenteen kuormituskestävyyksymyksissä on erittäin merkittävä.



Kuva 81. Pohjamaan jäykkyyshmoduulin ja pohjamaan yläpintaan mobilisoituvan pystyjännitystason välinen yhteys KENTRACK-ohjelmiston tuottamien laskelmien perusteella. 3000 psi vastaa noin 20 MPa (20,684 MPa). (Rose & Konduri 2006)



Kuva 82. Pohjamaan jäykkyyshmoduulin vaikutus pohjamaan käyttöikään KENTRACK-ohjelmistolla tehdyissä mallinnustarkasteluissa. 3000 psi vastaa noin 20 MPa (20,684 MPa). (Rose & Konduri 2006)

Koska tässä tutkimuksessa pyritään mallintamaan yksittäisen akselinylityksen aikainen tilanne, päädyttiin pohjamaalle käyttämään lineaarielastista materiaalmallia. Pohjamaan jäykkyys vaihtelee malleissa välillä 20–320 MPa. Lineaarielastisen mallin käyttö perustuu olettamukseen, jonka mukaan yksittäinen akselinylitys ei aiheuta pohjamaanhan saakka pysyviä muodonmuutoksia. Muutoinkin kuormituksesta mobilisoituvan pystyjännitystason pitäisi olla pohjamaan pinnassa jo varsin maltillinen, joten lineaarielastisen mallin katsottiin soveltuvan tarkoitukseen.

5 Mallinnustulokset ja tulosten analysointi

Mallinnustarkastelujen lähtökohtana on ollut kaksi perustapausta, joita varioimalla on muodostettu kaksi laskentasarjaa. Laskentasarjoja nimitetään jäljempänä A- ja B-sarjoiksi. A-sarjan simulointien nominaalitapauksen on ajateltu vastaavan keskimääräistä olemassa olevan rataverkon nykytilaa komponenteiltaan ja rakennepaksuudeltaan. B-sarjan simulaatioiden nominaalitapauksen on puolestaan ajateltu vastaavan täysin uuden radan rakennetta vastaavaa tilannetta. Eri komponenttien vaihteluväleissä ja simulointimäärissä on eri sarjojen välillä jonkin verran eroa, koska osaa olemassa olevalla verkolla nyt olevista materiaaleista tai komponenttien materiaaleista ei suurella todennäköisyydellä käytetä enää täysin uudella radalla. Tulosten käsittelyssä on keskitytty etenkin eri tekijöiden vaikutuksesta ratarakenteen osiin kohdistuviin rasituksiin ja muodonmuutoksiin. Tästä johtuen pääosa tässä luvussa esitetyistä kuvaajista (esim. kuva 83) rakentuu seuraavasti:

- kuvaajan keskimäinen arvo kuvaa tarkasteltavalle rasitukselle, muodonmuutokselle tai siirtymälle nominaalitapauksessa toteutuvaa arvoa. A-sarjassa nominaalitapaus on laskentatapaus A2 ja B-sarjassa laskentatapaus B1.
- nominaalitapauksen arvoa verrataan aina yhdessä simulaatiossa tehdyn parametrivariation vaikutuksen suuruuteen siten, että yhden parametrin aiheuttama suurin vaihteluväli näkyy kuvaajissa.
- taulukossa 19 on esitetty A-sarjan simulaatioissa käytetyt radan komponenttien tyypit tai simuloitujen materiaaliominaisuuksien muutokset. Vastaavat asiat B-sarjan simulaatioiden osalta on esitetty taulukossa 20. Ominaisuuden tai komponentin parantaminen on merkitty taulukossa olevan arvon edessä +-merkillä ja ominaisuuden tai komponentin heikentäminen - -merkillä.

Jokaisesta laskentasiluatiosta on määritetty seuraavat tulosparametrit:

- välilevyn kokoonpuristuma
- pölkyn yläpinnan pystyjännitys kiskon kohdalla
- tukikerroksen yläosan pystysiirtymä
- tukikerroksen yläosan pystyjännitys
- pölkyn pään alueen leikkausmuodonmuutos
- välikerroksen yläpinnan pystysiirtymä
- välikerroksen yläpinnan pystyjännitys
- välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos
- eristyskerroksen yläpinnan pystysiirtymä
- eristyskerroksen yläpinnan pystyjännitys
- eristyskerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos
- pohjamaan yläpinnan pystysiirtymä
- pohjamaan yläpinnan pystyjännitys
- pohjamaan yläosan leikkausmuodonmuutos

Taulukko 19. A-sarjan simulointien selitteet. Punainen solu tarkoittaa, että kyseiseen suuntaan olevaa vaikutusta ei ole simuloitu.

A-sarja			
	Nominaalitapaus	+	-
Kuormakaavio	LM71	EN15528	
Kiskotyyppi	54 E1	60 E1	K43
Välilevyn jäykkyys	100 MPa	200 MPa	50 MPa
Pölkkytyyppi	Betoni ⁽¹⁾		Puu ⁽¹⁾
Tukikerroksen kunto	Keskimääräinen ⁽²⁾	Hyvä ⁽²⁾	Huono ⁽²⁾
Pengerpaksuus	0,9 m	1,8 m	0,6 m
Pengerleveys	6,0 m	6,8 m	5,4 m
Pohjamaan jäykkyys	80 MPa	320 MPa	20 MPa
Routalevy tukikerroksen alla	Ei levyä	120 mm	
Routalevy välikerroksen alla	Ei levyä	120 mm	
Alusrakennemateriaali	Välikerros: Sr ⁽³⁾ Eristyskerrokset: karkea Hk	KaM ⁽³⁾	Välikerros: Sr ⁽³⁾ Eristyskerrokset: hieno Hk
Kosteustila	Normaalit ⁽³⁾ lujuusparametrit		Koheesio =0 ⁽⁴⁾
Pengerluiskan tiiviys	Normaalit ⁽³⁾ lujuusparametrit		0,5 metrin matkalla ⁽⁵⁾ luiskan reunasta lukien alennetut lujuusparametrit

(1: katso kappale 4.2.3

(2: katso taulukko 16

(3: katso taulukko 17

(4: keväällä sulamispehmenemiskauden aikana, jolloin rakenne on veden kyllästämä

(5: Luiskissa välikerroksen kohdalla eristyskerroksen toisen osakerroksen parametrit, eristyskerroksen luiskaosissa eristyskerroksen alimman osakerroksen parametrit (katso taulukko 17).

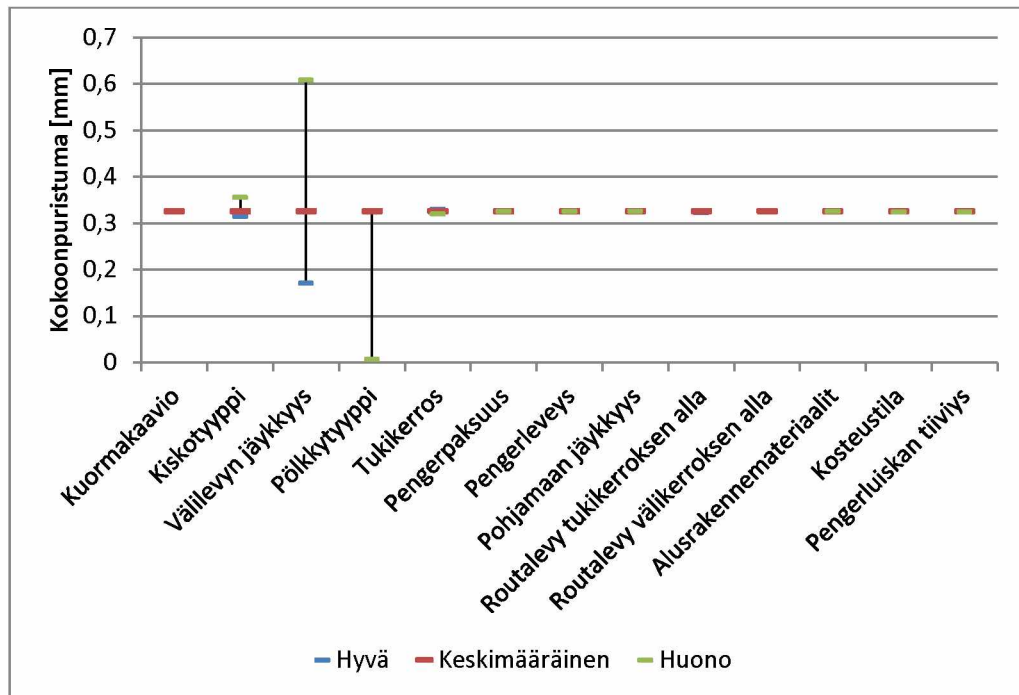
Taulukko 20. B-sarjan simulointien selitteet. Punainen solu tarkoittaa, että kyseiseen suuntaan olevaa vaikutusta ei ole simuloitu.

B-sarja			
	Nominaalitapaus	+	-
Kiskotyyppi	60 E1		54 E1
Välilevyn jäykkyys	100 MPa	200 MPa	50 MPa
Tukikerroksen kunto	Hyvä ⁽¹⁾		Keskimääräinen ⁽¹⁾
Pengerpaksuus	1,5 m	2,1 m	1,2 m
Pohjamaan jäykkyys	80 MPa	320 MPa	20 MPa
Alusrakennemateriaalit	KaM ⁽²⁾		Välikerros: Sr ⁽²⁾ Eristyskerrokset: karkea Hk
(1: katso taulukko 16 (2: katso taulukko 17			

5.1 Olemassa olevaa ratarakennetta kuvaavat simuloinnit (A-sarja)

5.1.1 Välilevy

Välilevystä tarkasteltiin kuormituksen aiheuttamaa välilevyn kokoonpuristumaa. Kuvassa 83 on esitetty A-sarjasta määritetyt välilevyn kokoonpuristumat. Kuvasta voidaan havaita, että suurimmat muutokset välilevyn kokoonpuristumisissa tapahtuvat luonnollisesti välilevyn jäykkyyden muuttuessa sekä yhtä ilmiselvästi pölkkyytyypin muuttuessa, koska puupölkylle käytettiin laskentamallissa teräksistä aluslevyä. Edellisten lisäksi käytettävällä kiskotyypillä näyttää olevan merkitystä välilevyn kokoonpuristumaan. Kiskotyyppien 54 E1 ja 60 E1 välinen ero on suhteellisen pieni, kun taas kiskotyypillä K43 välilevyn kokoonpuristuma kasvaa. Tämä on todennäköisimmin seurausta heikomman kiskon huonommasta kuorman jakamiskyvystä, jolloin yksittäiseen pölkkyyden kohdistuva kuormitus on suurempi (vrt. kuva 84).

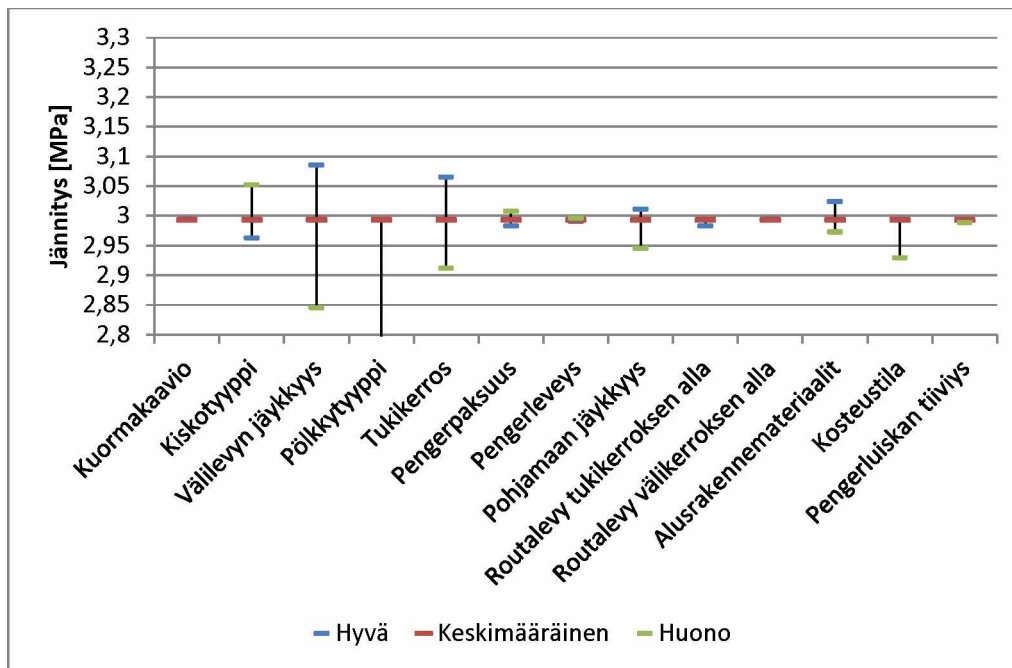


Kuva 83. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välilevyn kokoonpuristumat.

5.1.2 Pölkky

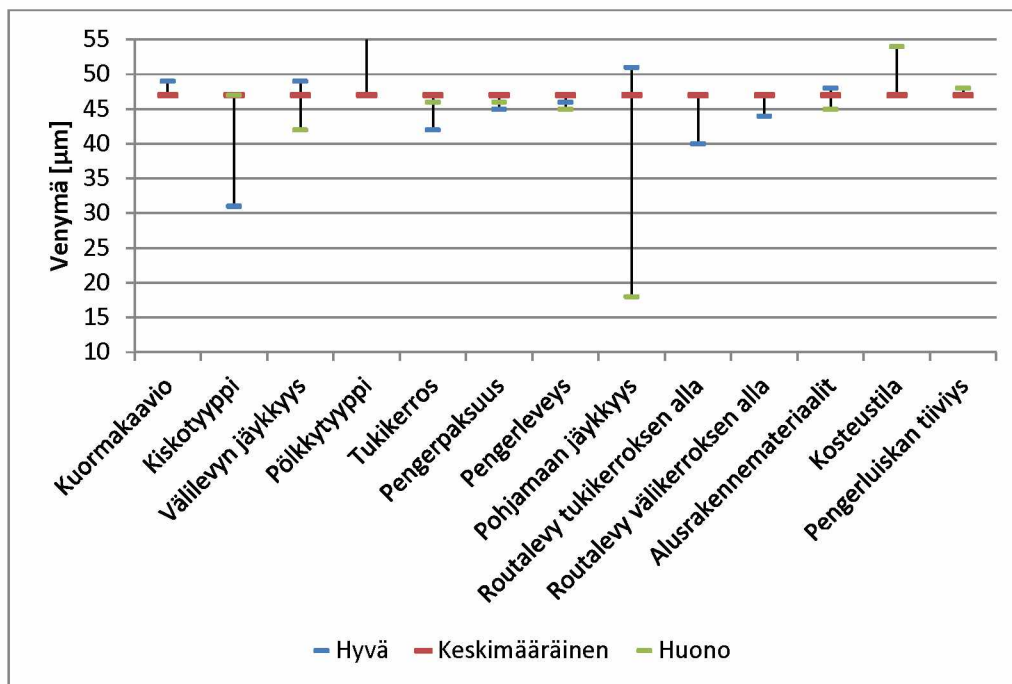
Ratapölkystä määritettiin kiskon kohdalta pölkyn yläpintaan kohdistuva pystysuuntainen jännitys sekä pölkyn ylä- ja alapintaan muodostuneet venymät. Pölkyn yläpinnan maksimivenymä määritettiin keskeltä pölkkyä 50 mm matkalta molemmilta puolin pölkyn keskikohtaa sijaitsevalta alueelta ja alapinnan maksimivenymä puolestaan 150 mm matkalta kiskon jalan keskikohdan molemmilla puolin sijaitsevalta alueelta. Kuvassa 84 on esitetty pölkyn yläpintaan kohdistuvat jännitykset. Yleisesti pölkkyyn kohdistuvista jännityksistä voidaan todeta, että verrattuna kuvaan 13 toteutuvat jännitystasot ovat suuruusluokaltaan oletettuja. Betonipölkyn tapauksessa jännitys on noin 3 MPa luokkaa (kuvassa 13 puupölkyn aluslevylle kohdistuva jännitys 3,1 MPa normeerattuna 125 kN pyöräkuormalle), puupölkkyllä noin 1,13 MPa. Pölkylle kohdistuvan jännityksen suuruuteen vaikuttavat mallinnustulosten perusteella eniten välilevyn jäykkyys sekä tukikerroksen kunto, joskin erot ovat melko pieniä, enimmillään noin 5 %. Myös kiskotyypillä, pohjamaan jäykkyydellä sekä alusrakennemateriaalilla näyttää olevan vaikutusta pölkkyyn kohdistuvaan jännitykseen. Vaikutuksille on olemassa myös verrattain yksinkertaiset selitykset. Suuremman taivutusjäykkyyden omaava kisko jakaa kuormia paremmin, jolloin yksittäiselle pölkylle kohdistuva kuormitus pienenee. Suuremman taivutusvastuksen lisäksi mobilisoituvaa jännitykseen vaikuttaa suurempi kontaktipinta-ala. Jäykempi välilevy aiheuttaa suuremman jännityksen yksittäiseen pölkkyyn.

Pölkyn alapuolella olevan tukikerroksen kunto vaikuttaa pölkkyyn kohdistuvaan jännitykseen myös siten, että paremmassa kunnossa oleva tukikerros (suurempi materiaalin jäykkyys ja lujuus) kasvattavat pölkkyyn kohdistuvaa kuormitusta, koska pölkyn alapuolella oleva tuki on parempi. Alusrakenteen ja pohjamaan osalta enemmän joustava (pienempi jäykkyys ja/tai alhaisempi lujuus) yhdistelmä jakaa pölkyn alapuolista kuormaa laajemmalle alueelle, jolloin myös yhdelle pölkylle kohdistuva jännitys on pienempi.



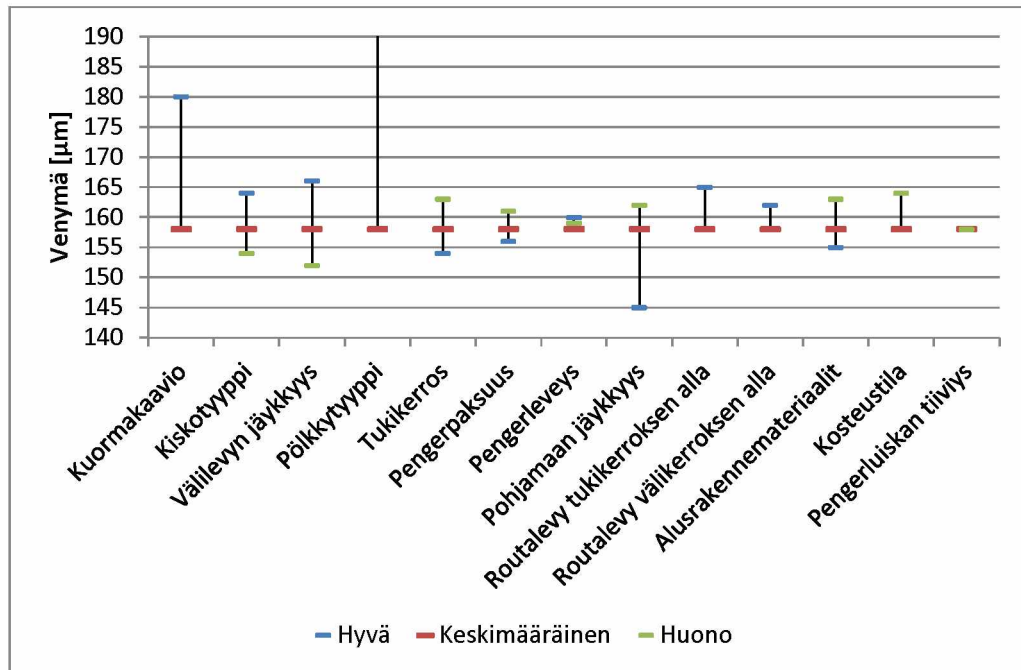
Kuva 84. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn yläpintaan kiskon kohdalla kohdistuvat pystyjännitykset. Puupölkkyrakenteella (pölkkytyyppi) jännitys oli noin 1,13 MPa.

Kuvassa 85 on esitetty ratapölkyn yläpinnasta pölkyn keskikohdalta määritetyt pölkyn maksimivenymät.



Kuva 85. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn yläpinnan venymät pölkyn keskikohdasta. Puupölkyn tapauksessa venymä oli 114 µm.

Kuvassa 86 on esitetty A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn alapinnan venymät. Venymät on määritetty pölkyn alapinnasta, 60 E1 kiskon tapauksessa 150 mm matkalta kiskon jalan keskikohdan molemmilta puolilta.



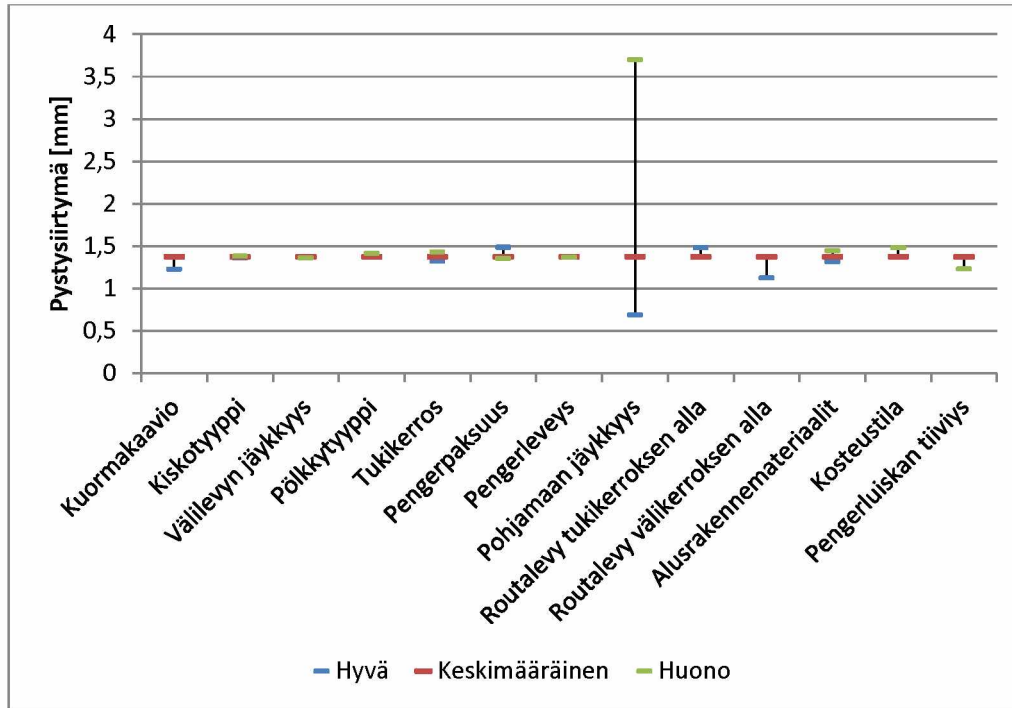
Kuva 86. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn alapinnan venymät. Venymät on määritetty pölkyn alapinnasta kaksi kertaa kiskon jalan levyiseltä alueelta siten, että alueen keskikohta on kiskon keskikohdassa. Puupölkyn tapauksessa pölkyn venymä oli 720 µm.

Simulaatioissa määritetyt pölkyn maksimivenymät ovat suuruusluokaltaan ennakoitua tasoa, mutta määritysten perusteella ei voida tehdä sofistikoituneempaa vertailua tässä vaiheessa. Eri simulaatioiden antamat tulokset ovat keskenään jonkin verran ristiriitaisia, esimerkiksi kuormakaavion vaikutuksen osalta. Koska pölkyn venymät on määritetty yksittäisen kuormitetun pölkyn kohdalta, tulisi venymien olla eri kuormakaavioilla ainakin lähes samansuuruiset, koska vaikuttava kuorma on samansuuruisen. Verrattaessa mallinnettuja venymiä kappaleessa 4.2.3 esitettyihin koetuloksiin ja halkeamia synnyttäviin venymätasoihin ovat nyt mallintamalla saadut venymät selvästi alle tuon tason.

5.1.3 Tukikerros

Tukikerroksen analyysiosuus oli alkutilanteessa suhteellisen työläs kappaleessa 4.2.4 esitetyn tukikerroksen geometrisen pilkkomisen takia. Tukikerrokselle tehtiin alustava analyysi, johon sisällytettiin ne laskentatapaukset, joissa tukikerroksen laskentaparametreja varioitiin. Alustavan analyysin perusteella tukikerroksesta valikoitiin tarkastettaviksi parametreiksi tukikerroksen yläosan pystysiirtymä- ja pystyjännitystasot sekä pölkyn pään alueella koko tukikerroksen paksuudella mobilisoituvaa leikkausmuodonmuutostaso radan poikkileikkauksen suunnassa.

Kuvassa 87 on esitetty tukikerroksen yläosan pystysiirtymätasojen määritetyt vaihteluvälit. Pystysiirtymät määritettiin laskemalla keskiarvo tukikerroksen ylimmässä 120 mm kerroksessa siten, että pölkyn pään alue (geometriassa väli 1100...1400 mm pölkyn keskikohdasta) jätettiin huomioimatta. Erot siirtymätasoissa ovat varsin pieniä lukuun ottamatta pohjamaan jäykkyuden vaikutusta.



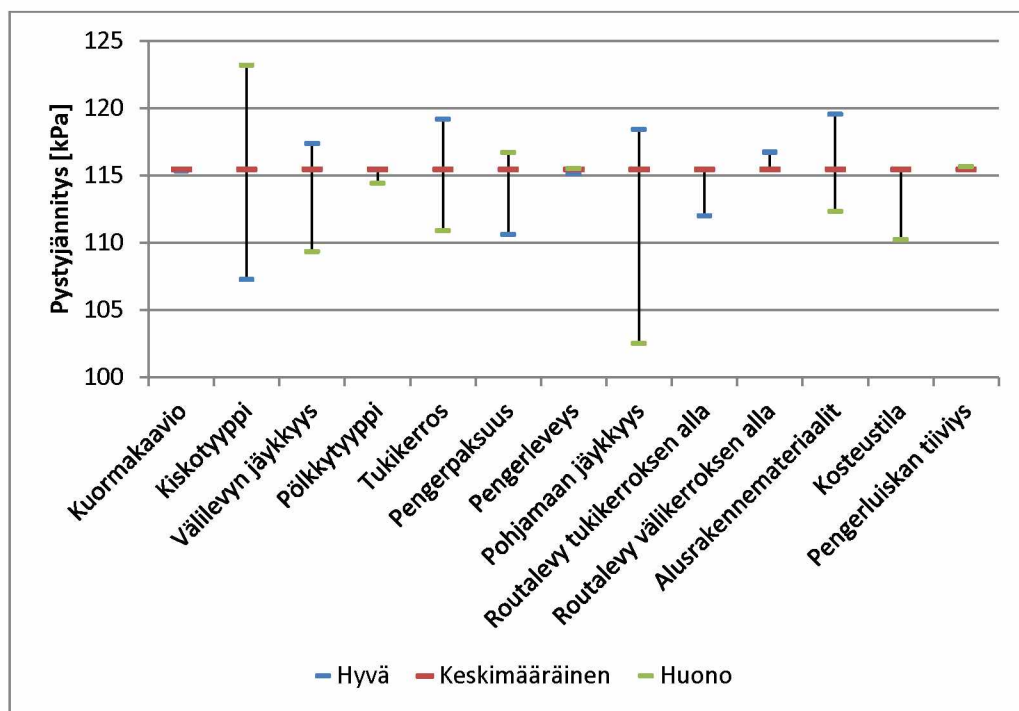
Kuva 87. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt tukikerroksen yläosan pystysiirtymät.

Alustavan tukikerrosanalyysin perusteella tukikerrokseen kohdistuvat suurimmat pystyjännitystasot mobilisoituivat tukikerroksen yläosaan kiskon kohdan alapuolelle. Näin ollen tarkempaan analyysiin valittiin tukikerroksen yläosaan kiskon kohdan alapuolen alueelle mobilisoituvat jännitystasot (geometriassa väli 600...1100 mm pölkyn keskikohdasta). Kuvassa 88 on esitetty A-sarjan simulaatioista määritetyt jännitystasot. Kuvan 88 perusteella tukikerrokseen kohdistuvat jännitykset riippuvat useista tekijöistä. Vaikka kuvassa 88 esitetyt erot jännitystasoissa ovat varsin maltillisia, maksimissaan noin 15 % luokkaa, on syytä huomauttaa, että kuvissa esitetyt tasot ovat laskettuja keskiarvoja. Näin ollen erot maksimijännityksissä voivat olla huomattavasti kuvassa 88 esitettyä suurempia.

Kuormakaavion merkitys ei heijastu enää tukikerroksesta määritettyihin jännityksiin. Radassa käytettävä kiskotyyppi ja pohjamaan jäykkyys vaikuttavat kaikista eniten tukikerrokseen mobilisoituihin pystyjännitystasoihin. Kun käytetään jäykempää kiskoja, kuorma jakautuu paremmin ja jännitys pienenee. Vastaavasti käytettäessä kiskoja, jolla on pienempi metripaino tukikerrokseen mobilisoituvaa pystyjännitystasoa kasvaa, koska kiskolla on pienempi taivutusjäykkyys ja kuorma kohdistuu keskitemmin yhdelle pölkylle. Pohjamaan jäykkyuden pienentyessä koko rakenne joustaa enemmän ja kuorma jakautuu laajemmalla alueella ja tukikerrokseen kohdistuva pystyjännitys on pienempi. Pohjamaan jäykkyuden vaikutuksessa on huomattava lisäksi, että tukikerrokseen kohdistuva jännitys kasvaa pohjamaan jäykkyuden kasvaessa huomattavasti vähemmän kuin se pienenee pohjamaan jäykkyuden aletessa. Molemmissa tapauksessa pohjamaan jäykkyuden ero nominaalitapaukseen on nelin-

kertainen, joten voidaan todeta, että kasvavasta pohjamaan jäykkyydestä ei aiheudu merkittävää lisää tukikerrokseen kohdistuviin jännityksiin. Toisin sanottuna, kasvava pohjamaan jäykkyys ei näytä simulointitulosten perusteella näytä lisäävät tukikerrokseen mobilisoituvia pystyjännityksiä merkittävästi, eli nominaalitapausta jäykemmällä pohjamailla kuormitus ei enää merkittävästi enempää keskity yhdelle ratapölkylle.

Edellisten lisäksi selvä, joskin prosentuaalisesti melko pieni, vaikutus näyttäisi olevan välilevyn jäykkyydellä, tukikerroksen kunnolla, alusrakennekerrosten paksuudella ja näissä käytettävillä materiaaleilla. Jäykempi välilevy kohdistaa suuremman jännityksen yksittäisen pölkyn välityksellä tukikerrokseen. Hyväkuntoinen tukikerros taas pysyy ottamaan enemmän jännityksiä vastaan. Kun routalevyä käytetään tukikerroksen alla, vaikutus tukikerrokseen kohdistuviin jännityksiin on samankaltainen kuin pohjamaan jäykkyyden alenemisella eli jännitys pienenee. Näyttää kuitenkin siltä, että merkitystä on sillä, missä kohdin rakennetta on joustoa. Routalevyn ollessa välikerroksen alla tukikerroksen jännitys vaikuttaisi hieman kasvavan, minkä fysikaalisia perusteita on hankala mieltää. Todennäköisimmin syy on mallinnustekninen, sillä routalevysimulaatioissa välikerroksen kerrospaksuus pienenee, joka osaltaan selittää erikoista tulosta.

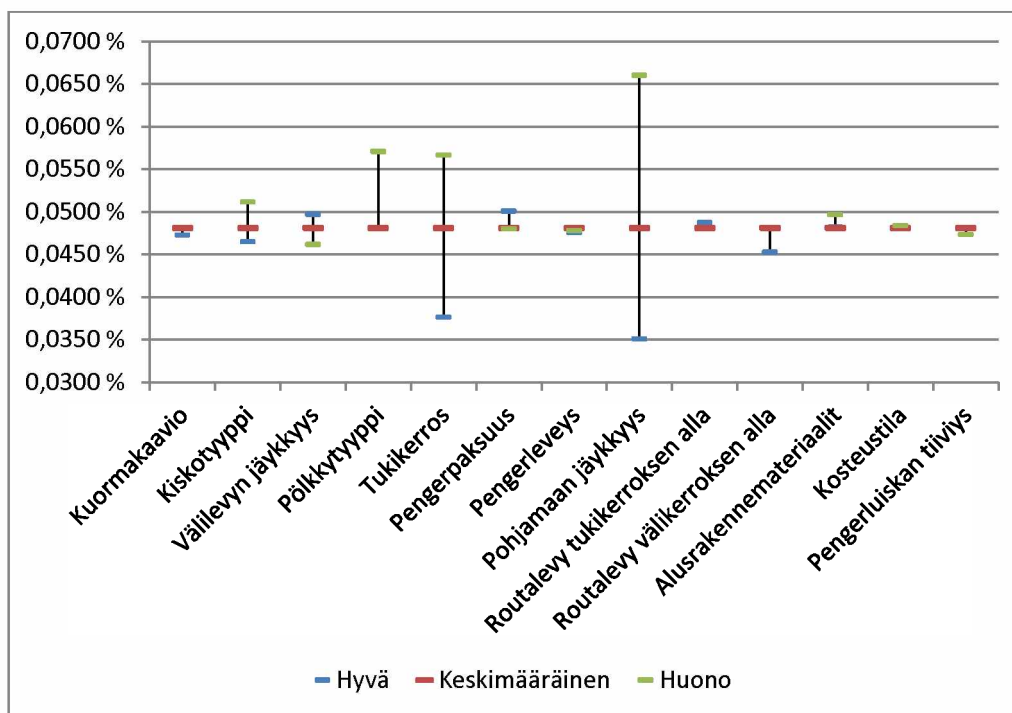


Kuva 88. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt tukikerroksen yläosan pystyjännitystasot.

Tukikerrokseen kohdistuvat leikkausmuodonmuutokset määritettiin alustavan tukikerrosanalyysin perusteella. Kriittinen kohta sijaitsi ennalta arvattavasti pölkyn pään alueella, joten analyysiin valikoitui alueelle koko tukikerroksen paksuudelta mobilisoituvaa leikkausmuodonmuutosta (geometriassa väli 1100...1400 mm pölkyn keskikohdasta). Kuvassa 89 on esitetty A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt tukikerrokseen mobilisoituvat leikkausmuodonmuutokset. Kuten jännitysten tapauksessa, myös mobilisoituvissa leikkausmuodonmuutostasoissa pohjamaan jäykkyyden vaikutus näyttää olevan suurin. Toisin kuin jännitysten jakautumisen kannalta, jolloin joustavampi pohjamaa pienentää mobilisoituvia jännitystasoja, leikkausmuodonmuutostasot kasvavat ja pysyvien muodonmuutosten kertymisen todennäköisyys kasvaa. Pohjamaan

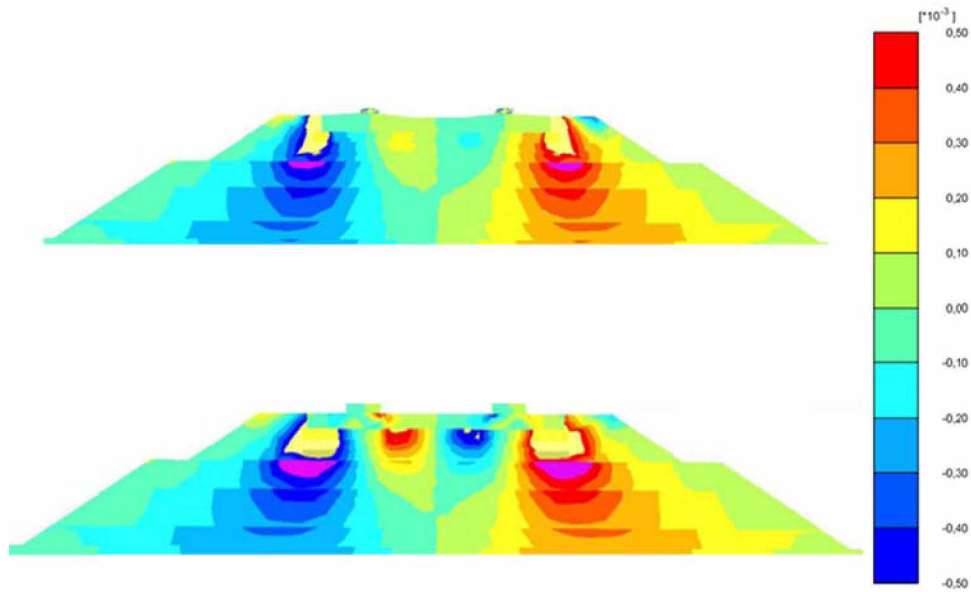
jäykkyyden lisäksi suuri merkitys näyttää olevan käytetyllä pölkkytyypillä ja tukikerroksen kunnolla. Vaikka siirtymä- ja jännityskuvaajien perusteella näyttää siltä, että ei ole suurta merkitystä käytetäänkö radassa betoni- tai puupölkkyä, leikkausmuodonmuutostasojen perusteella ero on selvempi. Tämä selittyy sillä, että varsinkin pölkyn päiden alueelta puupölkky taipuu enemmän kuormitettaessa. Tällöin myös mobilisoituvat leikkausmuodonmuutostasot kasvavat.

Tukikerroksen kunnan tapauksessa, varsin loogisesti, leikkausmuodonmuutostasot kasvavat tukikerroksen kunnan heiketessä, koska materiaalin lujuus- ja jäykkyysominaisuudet heikenevät. Myös käytettävällä kiskotyypillä, välilevyn jäykkyydellä, pengerpaksuudella, alusrakennemateriaaleilla ja tukikerroksen alapuolelle asennettavalla routalevyllä näyttää olevan vaikutusta mobilisoituihin leikkausmuodonmuutostasoihin.



Kuva 89. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn päiden alueen leikkausmuodonmuutostasot.

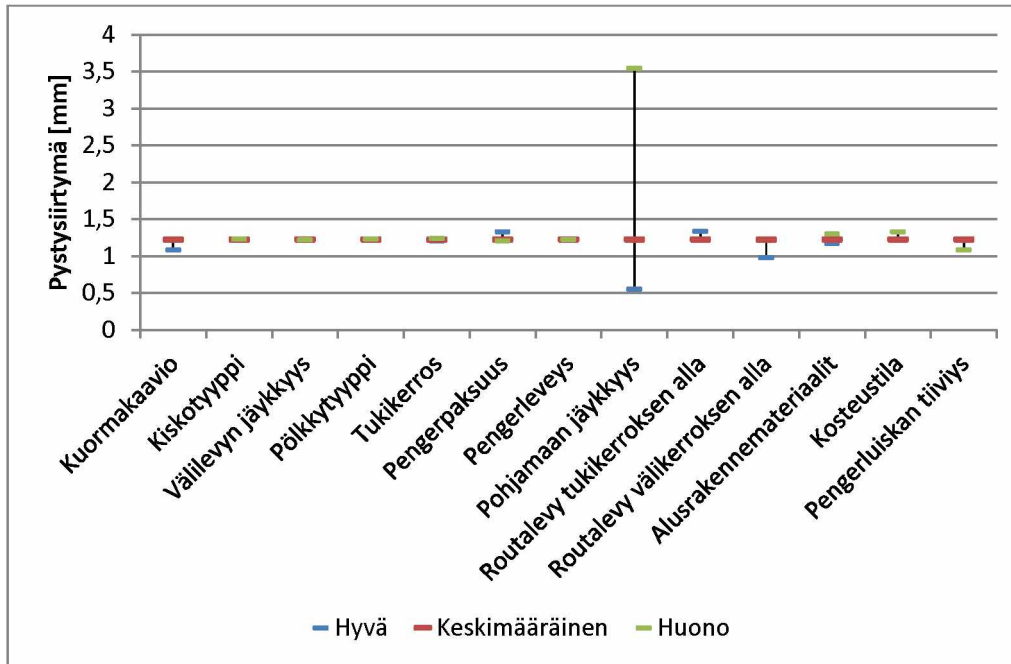
Kuvassa 89 esitettyjen leikkausmuodonmuutostasojen ero eri pölkkytyyppien välillä on kohtalaisen pieni. Kuvassa 90 on esitetty pölkkytyyppisimulaatioiden mobilisoituvat leikkausmuodonmuutostasot radan poikkeileikkauksen suunnassa. Pieni ero selittyy osin sillä, että lukuarvojen määrittämisessä käytettiin samaa geometriaa, jolloin osa puupölkyn kriittisestä alueesta saa määritysvaiheessa pienemmän painoarvon. Lisäksi kuvan 90 perusteella puupölkkyraiteissa mobilisoituu leikkausmuodonmuutoksia myös tukikerroksen keskiosiin. Tämä indikoi sitä, että puupölkky taipuu kuormitettaessa huomattavasti enemmän ja tukikerroksessa myös muualle kuin pölkyn päiden alueelle muodostuu leikkausmuodonmuutoksia, kuten myös jännityksiä. Tämä vastaavasti voi johtaa nopeampaan tukikerroksen jauhautumiseen, joka ei pääasiallisissa tarkasteluparametreissa tullut huomioduksi. Toisaalta edellisen hypoteesin käytännön vaikutuksen voidaan ajatella olevan käänteinen, jolloin tukikerros jauhautuu puupölkkyrakenteella tasaisemmin koko pölkyn pituudelta.



Kuva 90. A-sarjan mallinnustulosten eri pölkkytyyppisimulaatioiden leikkausmuodonmuutostasot radan poikkileikkauksen suunnassa. Ylhäällä: betonipölkkyysimulaatio ja alhaalla: puupölkkyysimulaatio

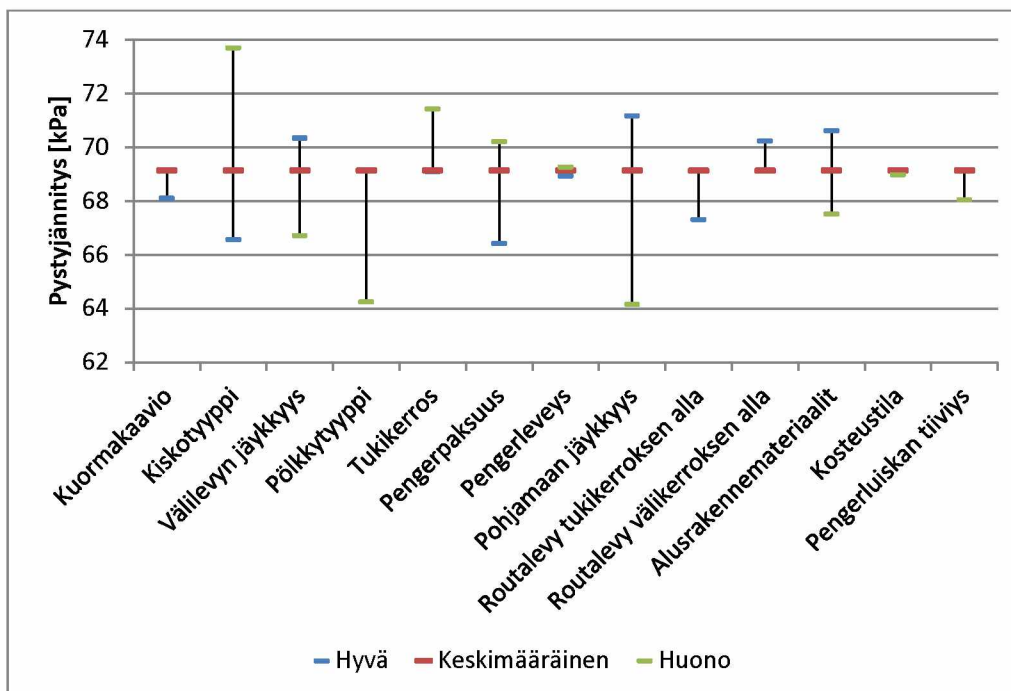
5.1.4 Välikerros

Välikerroksesta määritettiin samat parametrit kuin tukikerroksesta. Siirtymät ja jännitykset on määritetty välikerroksen pinnasta lukien 200 mm paksuudelta, kuormitetun pölkyn alueelta siten, että radan poikkileikkaussuunnassa on huomioitu pölkyn levyinen alue ja radan pituussuunnassa puolen metrin pituinen alue, 25 cm kuormitetun pölkyn keskikohdan molemmin puolin. Määritetyltä alueelta on tämän jälkeen laskettu tarkasteltavan suureen keskiarvo. Kuvassa 91 on esitetty välikerroksen pinnasta määritetyt pystysiirtymät. Pohjamaan jäykkyyden vaikutus on edelleen ilmeinen ja dominoi radan siirtymäkäyttäytymistä. Sama trendi on havaittavissa siirryttäessä rakenteessa alaspäin kaikissa tarkasteltavissa pisteissä myös tästä eteenpäin. Jouston merkitys siirtymäkäyttäytymiseen havaitaan myös routalevyllisistä rakennetyypeistä. Riippuen siitä, missä kohtaa rakennetta jousto on, siirtymätasot joko alenevat tai kasvavat jouston lisääntyessä. Jousto kasvaa, kun joustava kerros on tarkastelupisteen alapuolella ja pienenee, kun jousto on tarkastelupisteen yläpuolella.



Kuva 91. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.

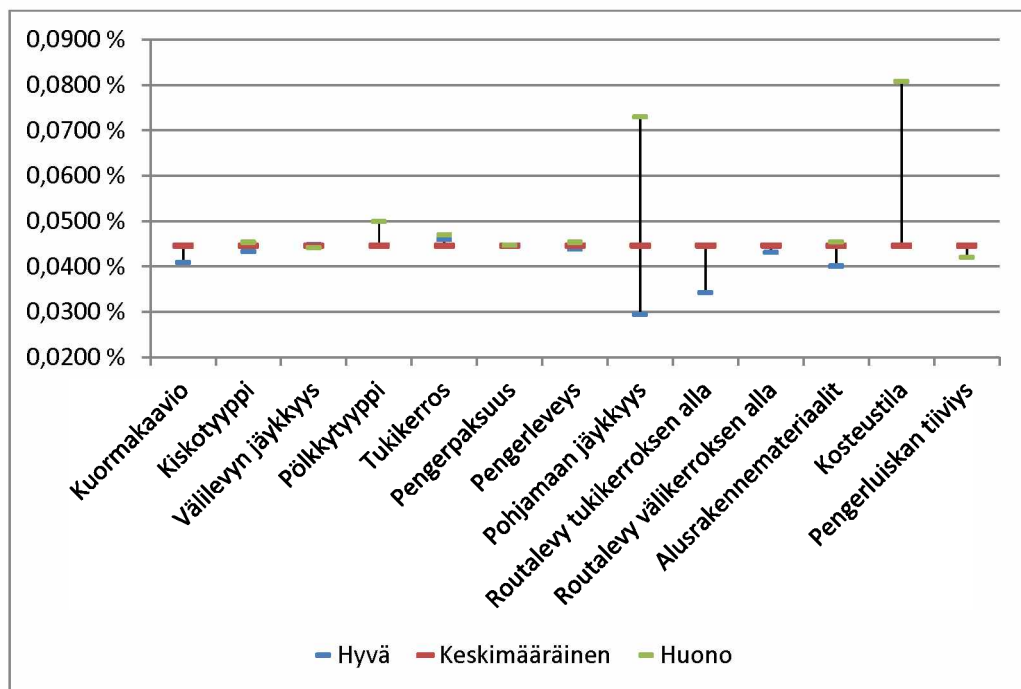
Kuvassa 92 on esitetty välikerroksen pinnasta määritetyt pystyjännitystasot. Kuvasta nähdään, että laskettujen jännitystasojen vaihtelu kaikkien simulaatioiden kesken on samaa luokkaa kuin tukikerroksessa. Lähes kaikilla simuloituilla tekijöillä on jonkinasteinen vaikutus, mutta välikerroksessa käytettyjen materiaalien näkökulmasta jännitystasojen muuttumisen vaikutus on varsin vähäinen.



Kuva 92 - A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.

Kuvassa 93 on esitetty välikerroksen yläosasta määritetyt leikkausmuodonmuutostasot. Tasot on määritetty pölkyn pään alueelta radan pituussuunnassa samaan tapaan kuin tukikerroksen tapauksessa. Poikkileikkauksessa geometriavälinä on käytetty 1200...1800 mm pölkyn keskikohdasta. Pohjamaan jäykkyyden vaikutus on jälleen merkittävä. Toinen todella merkittävä simulointiparametri on materiaalin kosteustila. Kosteustilan simuloinnilla pyrittiin siis erottamaan kesän tai kuivan kauden (nominaalitapaus) tilanne roudansulamisen aikaisesta tilanteesta. Roudan sulaessa materiaalin lujuus heikkenee huomattavasti kuivan ajan tilanteeseen verrattuna eikä rakenne pysty vastustamaan samalla tavoin mobilisoituvia leikkausmuodonmuutoksia. Vaikka nyt sulamisvaiheen simulaatiossa käytettiin koko 0,9 metrin paksuiselle alusrakenteelle alhaisempia lujuusparametreja, on syytä huomata, että rakenteen ollessa osittain jäässä tilanne saattaa olla paikallisesti nyt määritettyihin arvoihin verrattuna vielä huomattavasti pahempi. Ottaen edelliset huomioon voisi tarkemmalla simuloinnilla olla mahdollista päästä kiinni myös roudan sulamisen aikana syntyviin pysyviin muodonmuutoksiin.

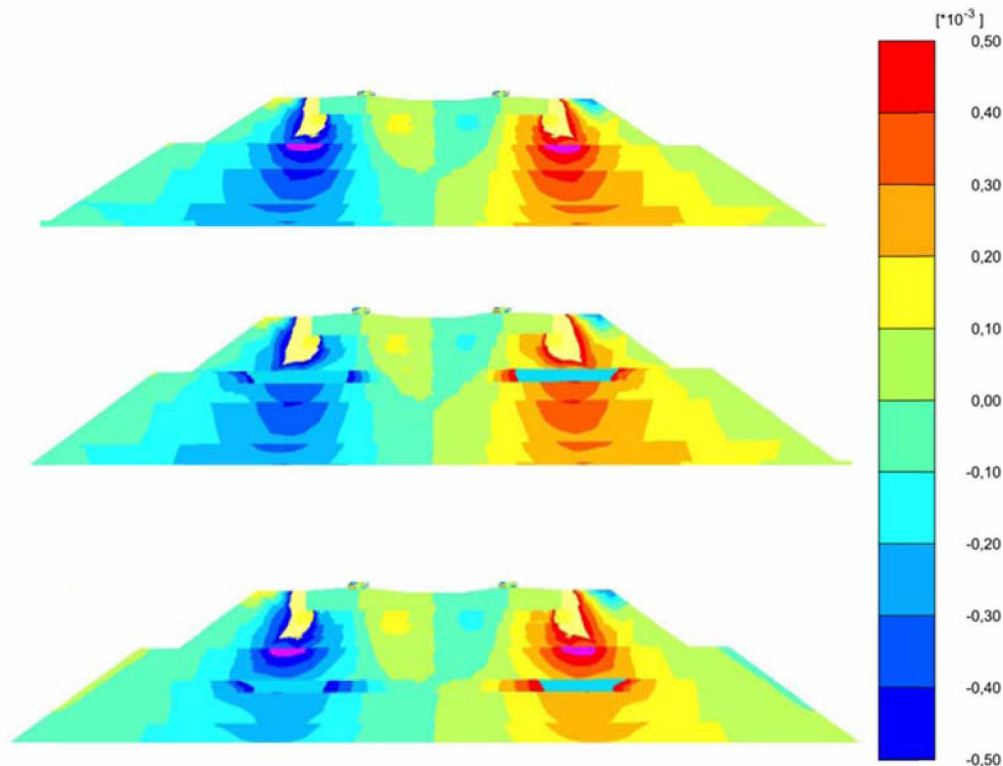
Toinen merkittävä havainto kuvan 93 tuloksista liittyy käytettäviin alusrakennemateriaaleihin. Alusrakennemateriaaleilla näyttää olevan varsin vähäinen vaikutus välikerrokseen mobilisoituvii leikkausmuodonmuutoksiin. Tämä saattaisi indikoida kuormituskestävyyden kannalta vaadittavien rakennekerrosten minimipaksuuksien olevan verrattain maltillisia.



Kuva 93. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen leikkausmuodonmuutostasot.

Sekä edellä esitetyissä välikerroksia koskevissa määrityksissä että seuraavissa eristyskerroksia koskevissa määrityksissä routalevyllisten rakenteiden käyttäytyminen vaikuttaa hivenen oudolta oikeastaan kaikkien tarkasteluparametrien osalta. Tämä johtuu ainakin osin routalevyjä koskevan geometrian sijoittelusta rakenteeseen. Tukikerroksen alle asennetun routalevyn tapauksessa routalevy on upotettu välikerroksen pinnan tasolle. Välikerroksen alle asennetun levyn tapauksessa levy on vastaavasti upotettu eristyskerroksen pinnan tasolle. Tällöin rakennekerrospaksuudet eivät ole

kaikilta osin identtiset. Nämä seikat selittävät osaltaan ennakoidusta poikkeavia siirtymä- ja jännitystasoja, koska siirtymät ja jännitykset on poimittu aina samasta korkeusasemasta. Kuvassa 94 on esitetty routalevyjen asennuksen vaikutus käytettyyn malliin radan poikkileikkauksen suunnassa leikkausmuodonmuutostasojen avulla. Kuvasta nähdään, että leikkausmuodonmuutokset kasvavat aina siinä kerroksessa, mihin routalevyt on asennettu. Diagrammikuvissa niiden vaikutukset eivät tule huomioiduksi oikein, koska arvojen poimintavaiheessa on xyz-koordinaattien lisäksi käytetty aina materiaalisuodatusta, jolloin routalevy materiaalin arvot ovat jääneet analyysin ulkopuolelle.

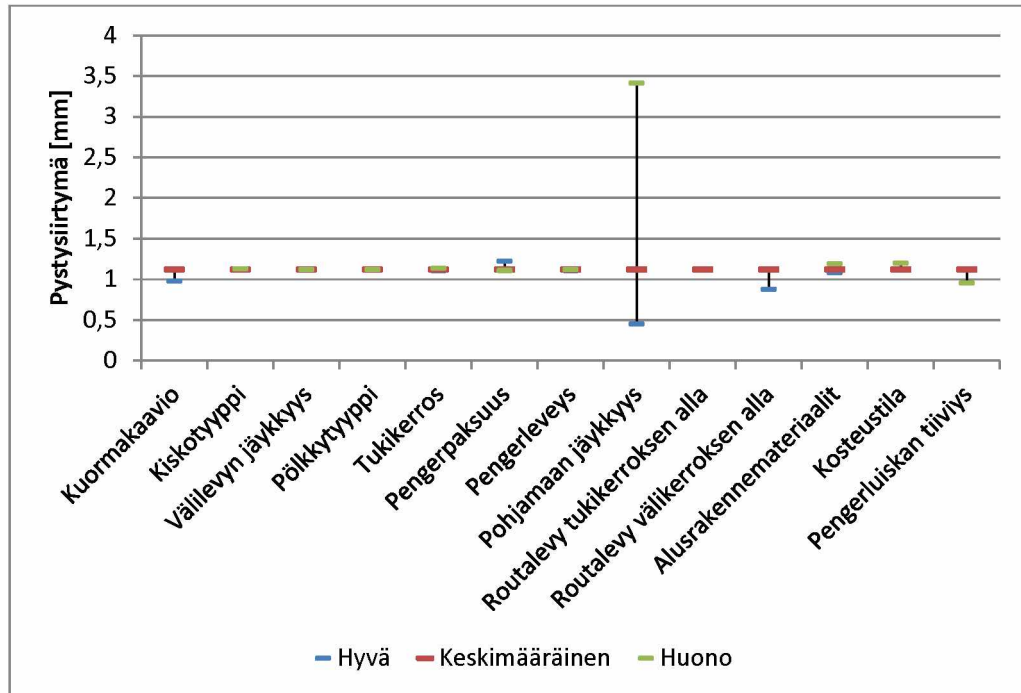


Kuva 94. Routalevyjen vaikutus mobilisoituihin leikkausmuodonmuutoksiin radan poikkileikkaussuunnassa A-sarjan simulaatioissa. Ylhäällä: nominaalitapaus (ei routalevyä), keskellä: 120 mm routalevy asennettuna tukikerroksen alle ja alhaalla: 120 mm routalevy asennettuna välikerroksen alle.

5.1.5 Eristyskerrokset

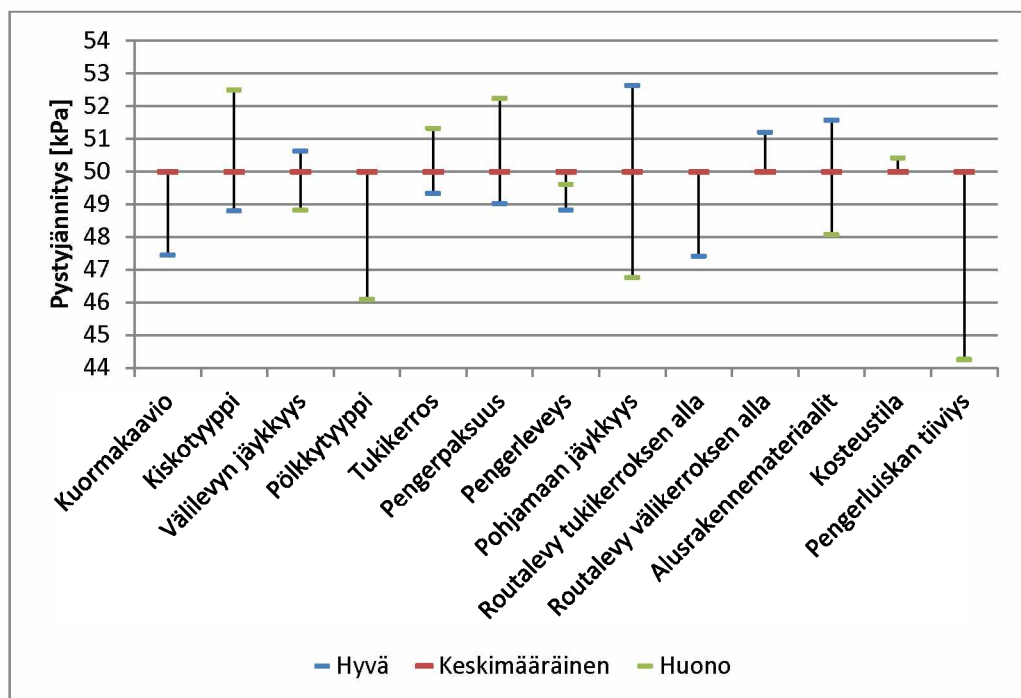
Eristyskerrosten osalta pystysuuntaiset siirtymät ja jännitykset määritettiin kuten välikerroksen tapauksessa. Leikkausmuodonmuutoksien määrittämisessä ainoa ero oli tarkastelukohdan sijainti, jossa käytettiin geometriaväliä 1200–2000 mm radan keskilinjasta. Jokaiselle alkavalle 400 mm paksuiselle kerrokselle on määritetty samat tulospaarametrit.

Kuvassa 95 on esitetty eristyskerroksen ylimmän osakerroksen määritetyt pystysiirtymätasot. Tällä syvyystasolla eri tekijöiden vaikutus siirtymätasoihin alkaa olla pohjamaan jäykkyyttä lukuun ottamatta verrattain pieni.



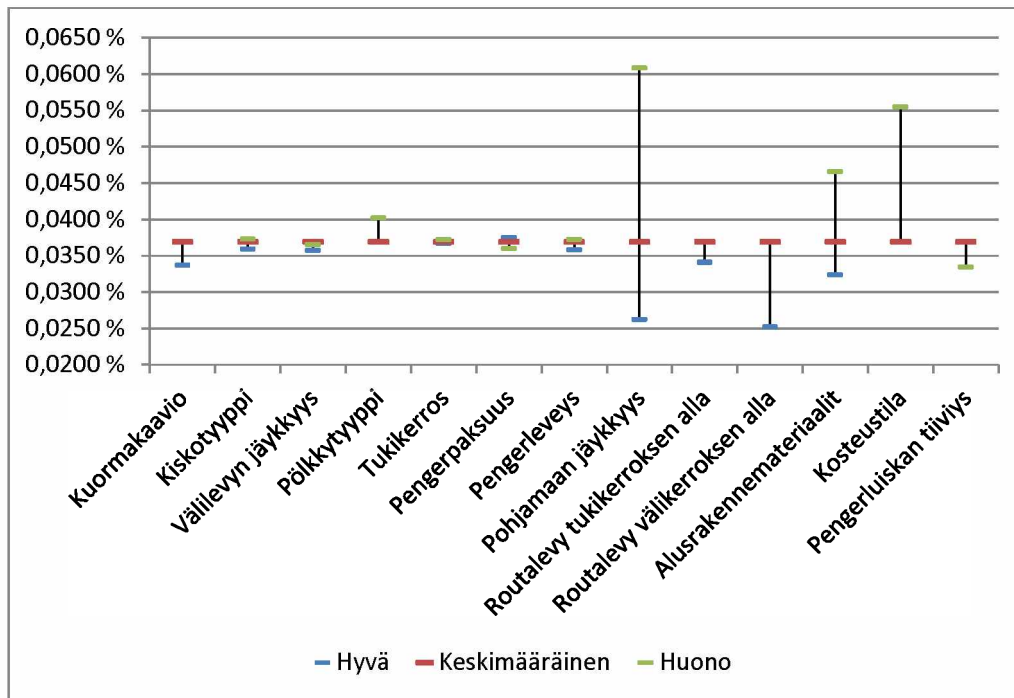
Kuva 95. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen ylimmän osakerroksen pystysiirtymätasot.

Kuvassa 96 on esitetty A-sarjan mallinnustuloksista eristyskerrosten pintaosasta määritetyt pystyjännitystasot. Erot jännitysten absoluuttiarvoissa ovat jo kohtuullisen pieniä, ja eri tekijöiden vaikutussuunnat ovat varsin loogisia lukuun ottamatta routalevyjä ja pengerluiskan tiiviyyttä. Routalevyasennusta koskevien simulaatioiden poikkeamien syytä kuvattiin jo edellä.



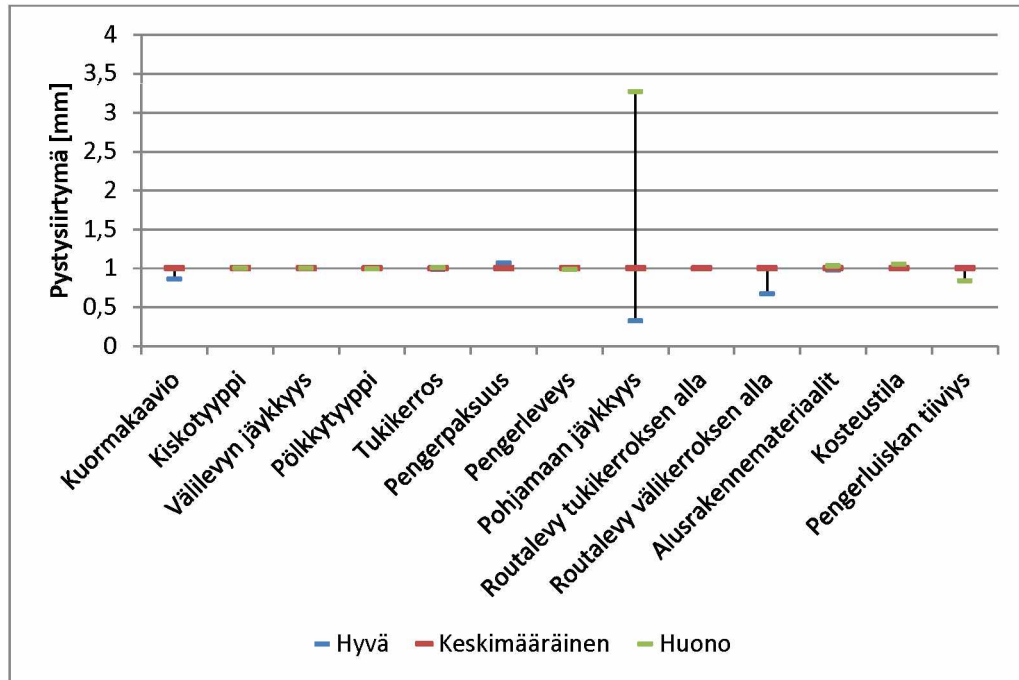
Kuva 96. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen ylimmän osakerroksen pystyjännitystasot.

Kuvassa 97 on esitetty eristyskerrosten pintaosasta määritetyt leikkausmuodonmuutokset. Pohjamaan jäykkyyden sekä käytettyjen alusrakennemateriaalien vaikutukset ovat merkittävimpiä. Lisäksi rakenteen epäedullisella kosteustilalla näyttää olevan varsin suuri leikkausmuodonmuutoksia kasvattava vaikutus. Muutoin tasot ovat jo suhteellisen maltillisia.



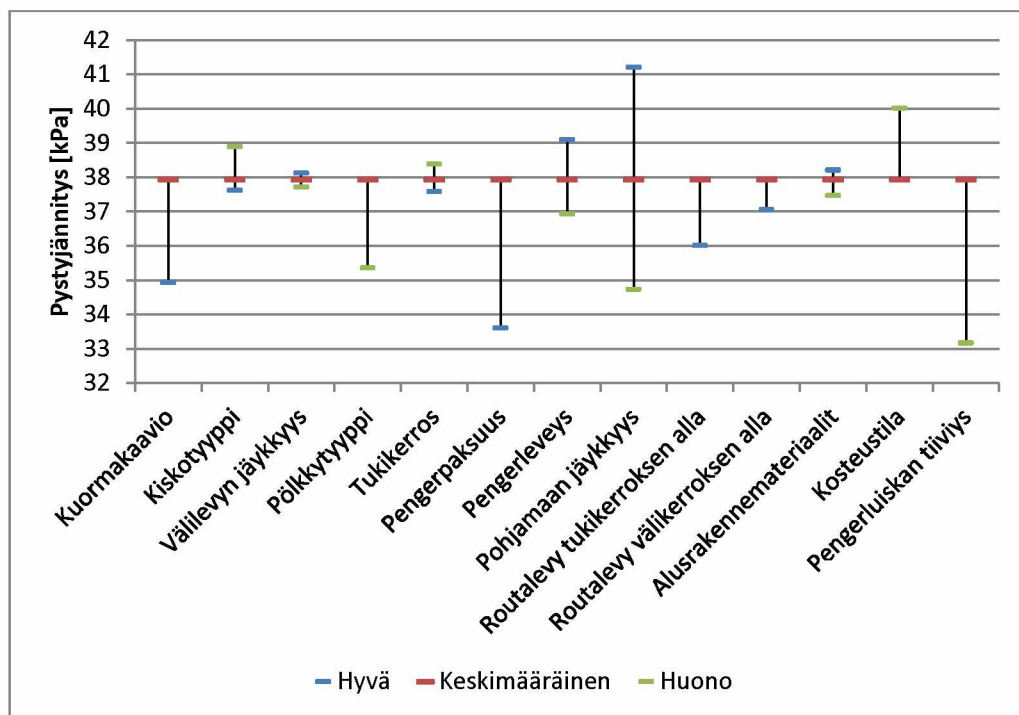
Kuva 97. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt ylimmän osakerroksen eristyskerroksen leikkausmuodonmuutostasot.

Kuvassa 98 on esitetty eristyskerroksen toisen osakerroksen pinnasta (700 mm tukikerroksen alapinnana tasolta) määritetyt pystysiirtymät A-sarjan simulaatioissa. Pohjamaan jäykkyys näyttää määrävän siirtymätason, muiden tekijöiden vaikutus on hyvin pieni.



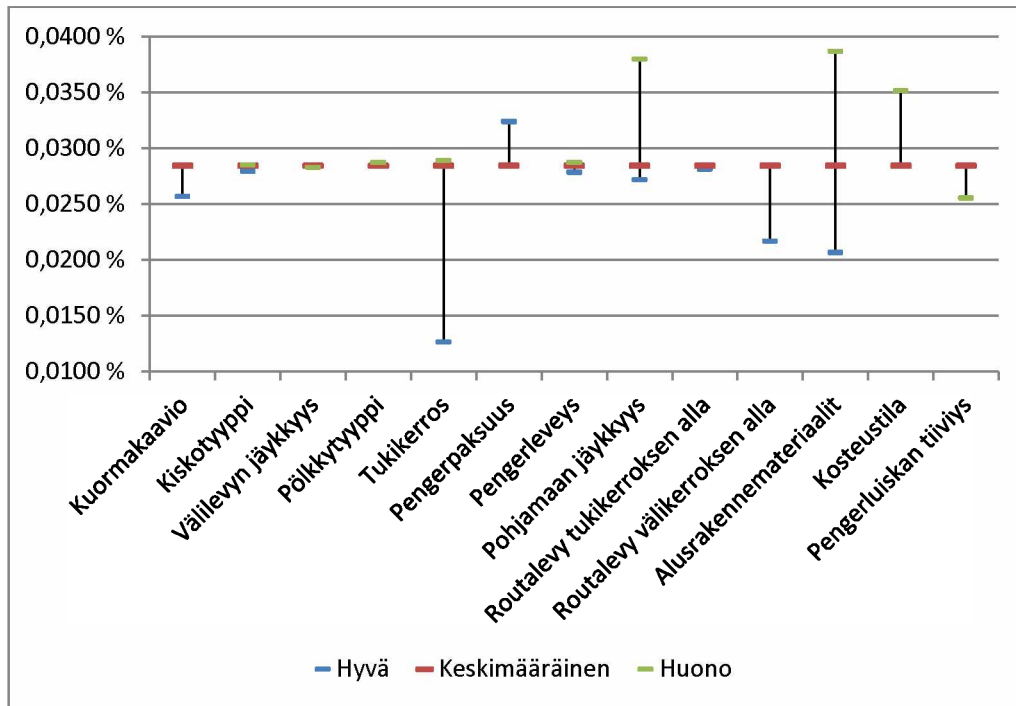
Kuva 98. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen pystysiirtymätasot.

Kuvassa 99 on esitetty kuvaa 98 vastaavat pystyjännitystasot. Kuormituskestävyyden kannalta vaadittavan rakennekerrospaksuuden näkökulmasta tälle tasolle muodostuvien jännitysten suuruus ei oikeastaan ole merkittävä. Pohjamaan jäykkyyden kasvaessa myös sen kyky kestää jännityksiä paranee, joten on selvää, että suurimmat, joskin hyvin maltilliset erot, muodostuivat pohjamaan jäykkyyttä koskevissa simulaatioissa.



Kuva 99. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen pystyjännitystasot.

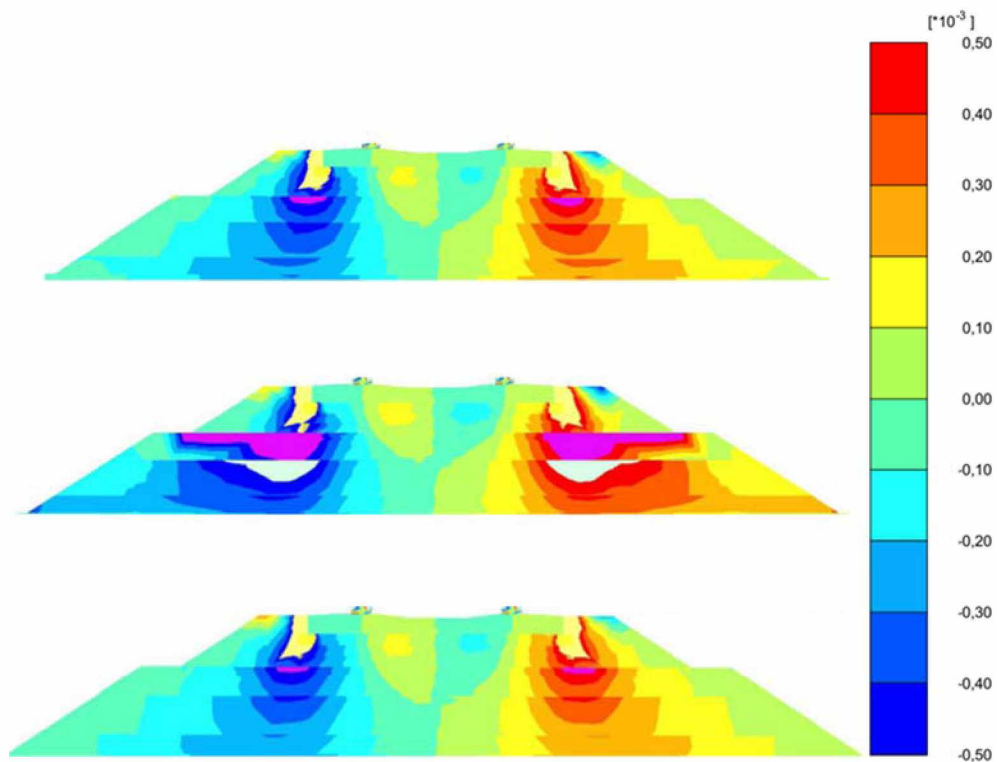
Kuvassa 100 on esitetty eristyskerroksen toisen osakerroksen yläosasta (700–900 mm syvyydeltä tukikerroksen alapinnasta lukien) määritetyt leikkausmuodonmuutostasot. Samat tekijät näkyvät tilannetta heikentävinä kuten ylintä osakerrosta koskevassa kuvassa 97. Rakennekerrospaksuuden kasvattaminen näyttää myös lisäävän mobilisoituvia leikkausmuodonmuutostasoja. Tämä ei liene kuitenkaan todellista, vaan johtuu todennäköisimmin siitä, että lineaarielastisen pohjamaan päällä tämän tarkastelupisteen alapuolella on materiaalikerroksia, joille on määritetty lujuusominaisuudet. Lineaarielastisella mallilla lujuus on puolestaan ääretön.



Kuva 100. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen leikkausmuodonmuutostasot.

Kuvassa 101 on esitetty kosteustilan sekä pengerluiskan tiiviyden vaikutus verrattuna käytettyyn nominaalitapaukseen leikkausmuodonmuutosten avulla. Kuvasta nähdään, että pengerluiskan tiivyyteen liittyvät, ennakoidusta poikkeavat tulokset selittynevät sillä, että jännitykset ja muodonmuutokset näyttävät pysähtyvän löyhemmäksi arvioidun luiskan osuuden rajapintaan. Tällöin luiskassa on vain 0,5 metriä leveä kerros, joka kyllä tukee pengertä, mutta lujuus- ja jäykkyysominaisuuksiltaan heikompaan materiaaliin ei synny lainkaan muodonmuutoksia. Tästä syystä pengerluiskan tiivyyttä koskevan simulaation tulokset jätetään huomioimatta.

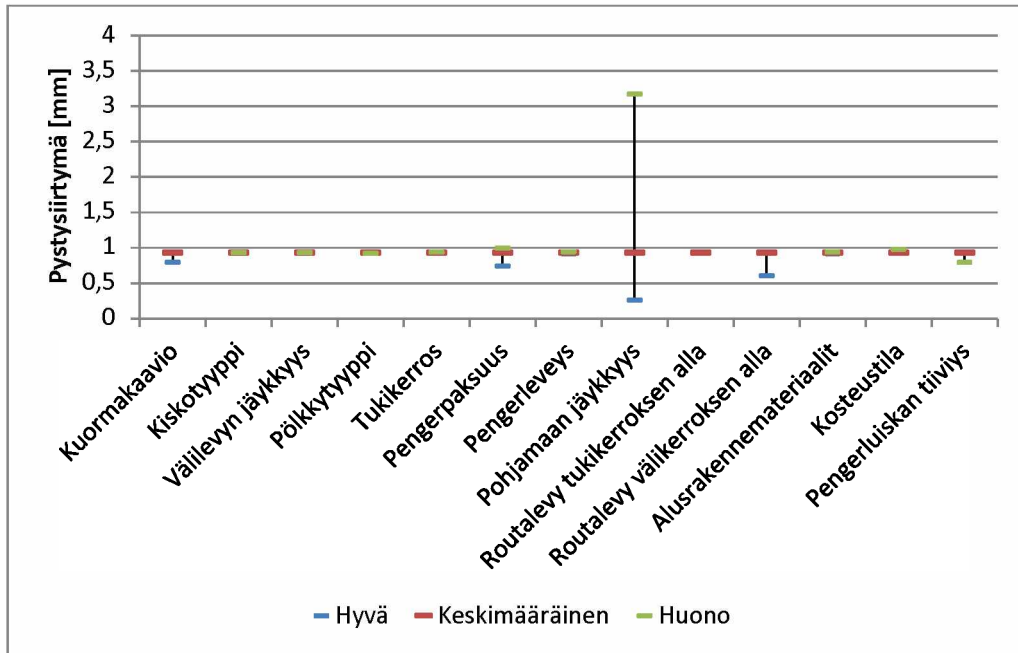
Sen sijaan kosteustilan vaikutuksesta saadaan kuvan 101 avulla ehkä vielä parempi käsitys. Näyttää siltä, että vedellä kyllästyneessä rakenteessa leikkausmuodonmuutokset etenevät huomattavasti syvemmälle rakenteeseen ja myös enemmän pengerpoikkileikkauksen suunnassa. Tämän perusteella kosteustilan vaikutuksen suuruutta tulisikin tutkia tarkemmin etenkin roudan sulamisvaiheessa, jolloin osa rakenteesta on vielä jäässä. Syykin on varsin ilmeinen: jäässä oleva rakenne on jäykempi ja myös näissä mallinnustuloksissa havaittiin jännitysten vain kasvavan jäykällä alustalla. Kun lisäksi huomioidaan, että kyllästynyttä materiaalia on paksuudeltaan vähemmän kuin näissä simulaatioissa, saattavat roudan sulamisen vaikutukset olla erittäin merkittävät radan pysyvää muodonmuutostäyttymistä ja näin myös kuormituskestävyyttä määriteltäessä.



Kuva 101. A-sarjan simulaatioiden leikkausmuodonmuutostasoja radan poikki-leikkauksen suunnassa. Ylhäällä: nominaalitapaus, keskellä: kosteustilan vaikutus ja alhaalla: pengertuiskun tiiviiden vaikutus.

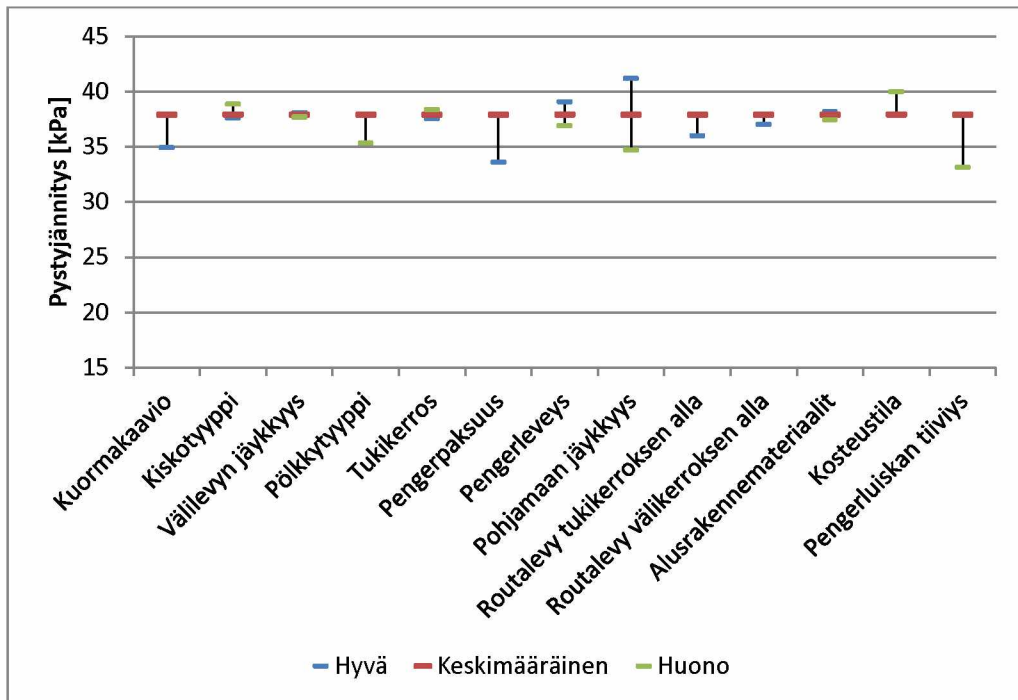
5.1.6 Pohjamaa

Kuvassa 102 on esitetty pohjamaan yläpinnan määritetyt pystysiirtymätasot. Pohjamaan jäykkyyden lisäksi merkitystä näyttää olevan pengertuiskun sekä välikerroksen alla olevalla routalevyllä. Sen sijaan tukikerroksen alle asennetun routalevyn vaikutus ei enää heijastu näin paljon asennuskohdan alapuolelle. Pengertuiskun kasvattaminen pienentää pohjamaahan kohdistuvaa junakuormasta aiheutuvaa pystyjännitystä (kuva 103), jolloin loogisesti myös siirtymätaso pienenee. Jonkin verran vaikutusta näyttää olevan myös käytetyllä kuormakaaviolla. Tulos on ilmeinen, kun akselikuormat ovat suuremmalla etäisyydellä toisistaan, myös yksittäisen pölkyn alapuolella mobilisoituvaa siirtymä- ja myös jännitystaso on pienempi.



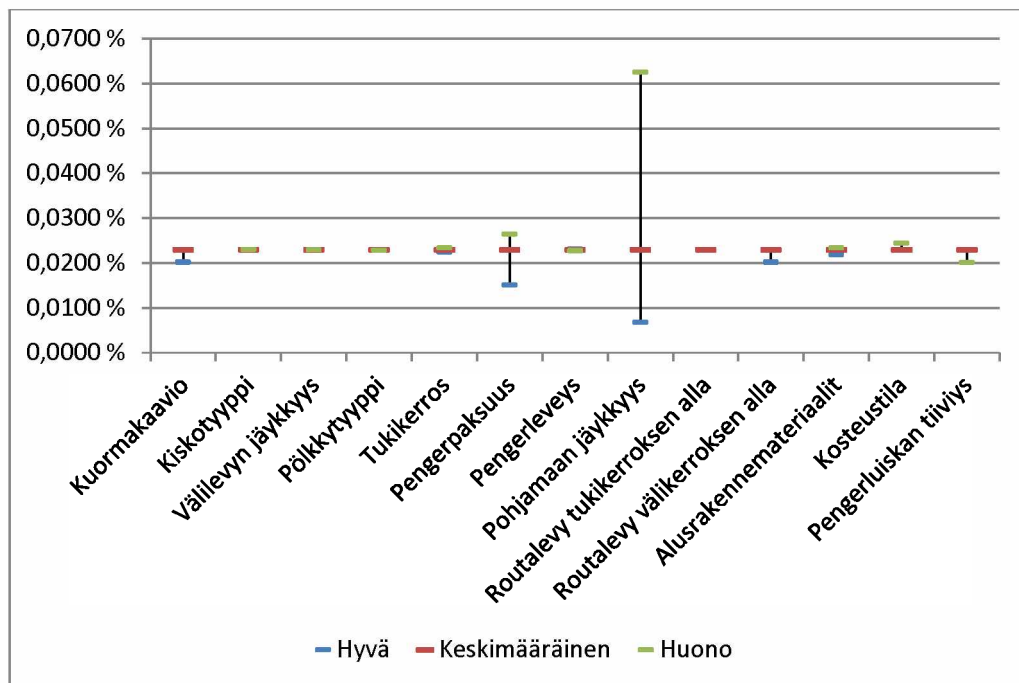
Kuva 102. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläpinnan pystysiirtymätasot.

Kuvassa 103 on esitetty pohjamaan yläpintaan junakuormasta mobilisoituvat pystyjännitystasot. Eri tekijöiden vaikutus näyttää olevan varsin pieni, suurimmillaan noin 2–3 kPa muuttuvaa tekijää kohden. Jännitystaso on myös kokonaisuutena jo varsin maltillinen, joten jännitystasojen suhteen voidaan todeta nyt käytettyjen rakennekerrospaksuuksien olevan melko turvallisia.



Kuva 103. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläpinnan pystyjännitystasot.

Pohjamaahan yläosaan mobilisoituvat leikkausmuodonmuutostasot (kuva 104) määritettiin pohjamaan yläpinnasta lukien 1 m³ kokoisen kuution alueelta. Lukuun ottamatta erittäin joustavan pohjamaan simulaatiota leikkausmuodonmuutostasot ovat varsin maltillisia. Näillä tasoilla pysyvän muodonmuutoksen kertyminen pohjamaahan asti on varsin epätodennäköistä. Näin ollen ainoastaan joustavan pohjamaan tilanne vaatii tarkempaa tarkastelua. Toisaalta voidaan olettaa, että näin alhaisen jäykkyyden omaava pohjamaa on myös routivaa, joten simulaatiossa käytetty rakennekerrospaksuus on myös puutteellinen. Sen sijaan muutoin nyt käytetyillä rakennekerrospaksuuksilla ollaan oletettavasti jo riittävässä rakennekerrospaksuuksissa, kun pohjamaa on routimatonta.



Kuva 104. A-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläosan leikkausmuodonmuutostasot.

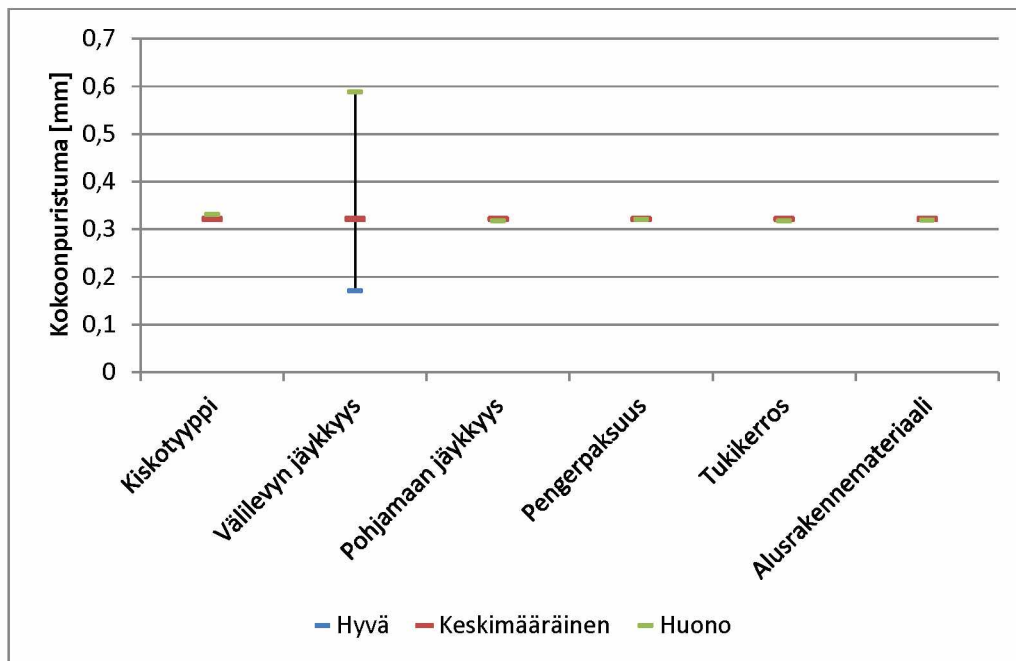
5.2 Uutta ratarakennetta kuvaavat simuloinnit (B-sarja)

Mallinnusten B-sarjassa pyrittiin simuloimaan korkealuokkaisen, routamitoitetun radan tilannetta. Näin ollen simulaatioissa on vähemmän varioituvia tekijöitä kuin A-sarjan mallinuksissa, koska mm. routalevyjä ei voimassa olevan ohjeistuksen mukaan saa käyttää ensisijaisena ratkaisuna uusissa ratarakenteissa. Myös simuloitavia materiaaliveikkoja on vähemmän, sillä esimerkiksi K43-tyyppin kiskoa tai puupölkkyä ei käytetty lainkaan B-sarjan simulaatioissa. Määritetyt tulosparametrit ovat kuitenkin samoja kuin A-sarjan mallinuksissa.

5.2.1 Välilevy

Kuvassa 105 on esitetty B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välilevyn kokoonpuristumat. Varsin ilmeisesti käytetyn välilevyn jäykkyys vaikuttaa merkittävästi välilevyn kokoonpuristumaan. Jäykempi välilevy kokoonpuristuu vähemmän kuin alhaisemman jäykkyyden omaava välilevy, joskin näyttää siltä, että välilevyn jäykkyyden pudotessa puoleen nominaalitapauksesta vaikutus on huomattavasti suurempi kuin levyn jäykkyyden kaksinkertaistuessaa.

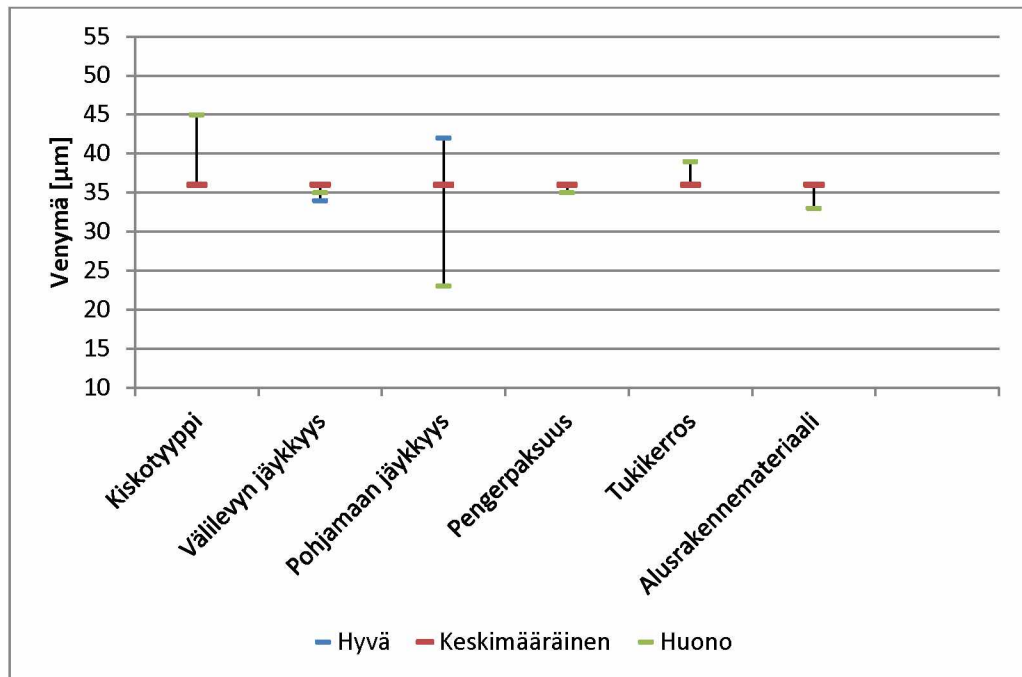
Muista tekijöistä ainoastaan käytetyn kiskotyypin voidaan todeta vaikuttavan havaittavasti määritettyihin kokoonpuristumiin. Varsin loogisesti näissä simulaatioissa pienempimetripainoinen kiskotyyppi 54 E1 aiheuttaa hieman suuremman kokoonpuristuman kuin kiskotyyppi 60 E1. Tämä johtunee osin joko kiskotyypin 60 E1 suuremmasta kiskon jalan leveydestä ja näin ollen suuremmasta kuormituspinta-alasta ja osin kiskotyypin 54 E1 pienemmästä taivutusjäykkyydestä, jolloin yksittäiseen ratapölkkyyn vaikuttaa suurempi osa junan akselikuormasta, kun kuormitus on suoraan pölkyn kohdalla.



Kuva 105. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välilevyn kokoonpuristumat.

5.2.2 Pölkky

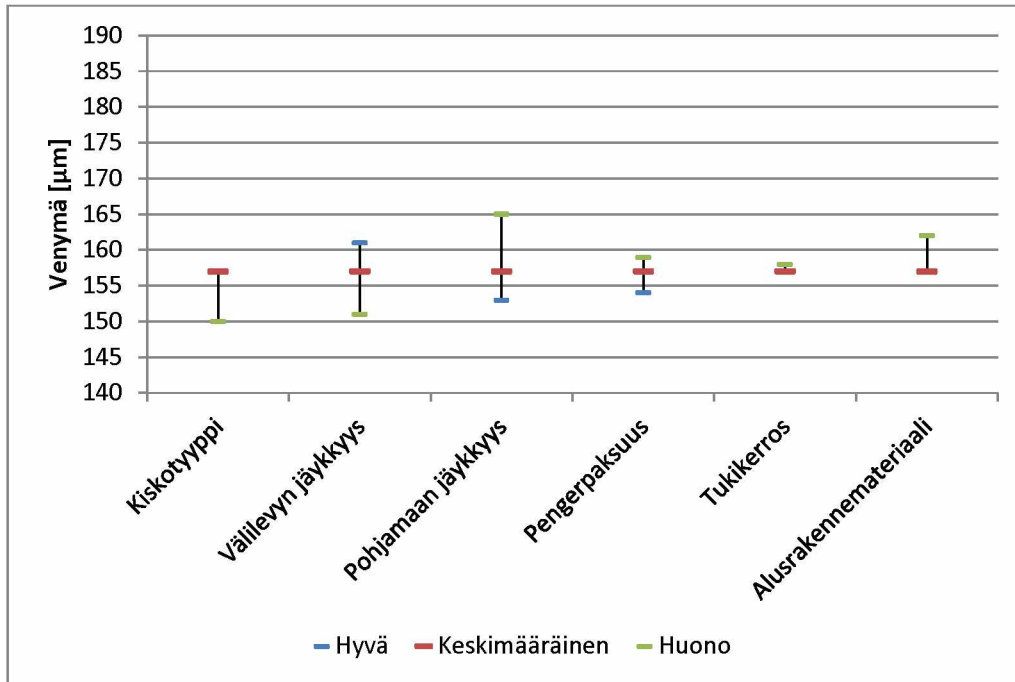
Kuvassa 106 on esitetty B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt ratapölkyn yläpinnan venymät. Kuten A-sarjan mallinnustulosten esittelyn yhteydessä todettiin (kappale 5.1.2), käytetty venymien määrittäminen on jonkin verran epävarma. Sama näkyy myös kuvassa 106 esitetyn mukaisesti välilevyn jäykkyyden kohdalla. Näin ollen pölkyn venymien määrittämiseen täytyy kehittää paremmin toimiva tarkastelutapa. Tästä johtuen tässä yhteydessä todetaan vain pölkyn yläpinnan venymien olevan samaa suuruusluokkaa kuin mitä TTY:n ratapölkkytutkimuksissa on radalta mitattu.



Kuva 106. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn yläpinnan venymät.

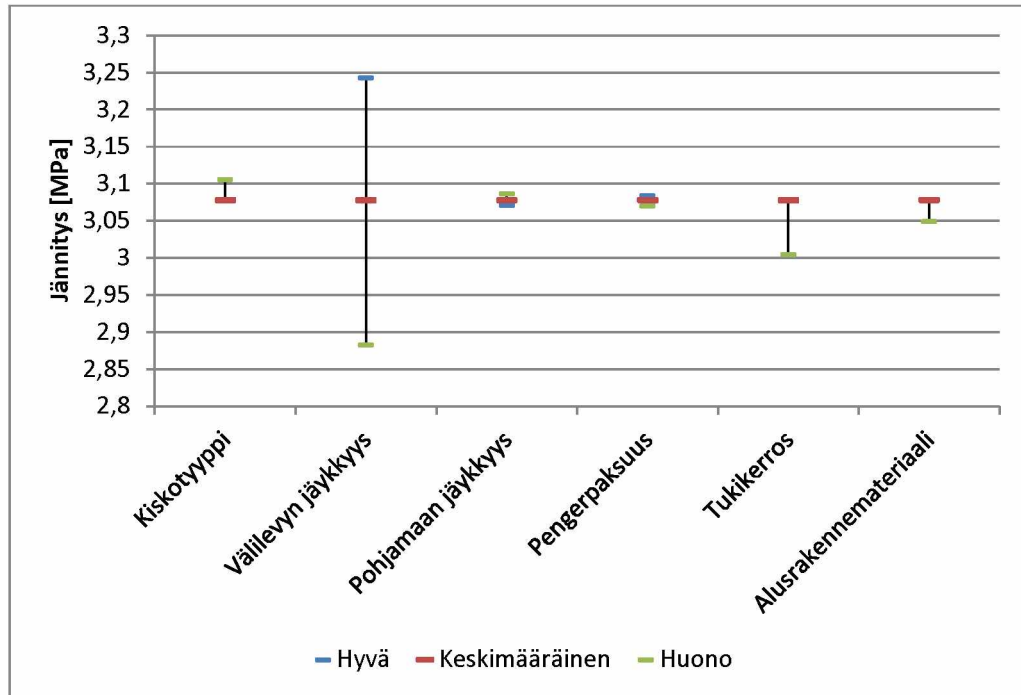
Kuvassa 107 on esitetty B-sarjan simulaatioista määritetyt pölkyn alapinnan venymät. Edellä kuvattu tulosten käsittelyn epävarmuus on syytä huomioida myös näissä tuloksissa. Toisaalta myös nämä tulokset korreloivat varsin hyvin radalta mitattuihin venymiin. Suurimmaksi osaksi tulokset sinänsä ovat myös loogisia. Välilevyn jäykkyyden lisääntyminen kasvattaa venymiä pölkyn alapinnassa. Pohjamaan jäykkyyden aleneminen lisää venymää pölkyn alapinnassa, koska koko rakenteen laaja-alainen jousto kasvaa. Vastaavasti jäykkyys- ja lujuusominaisuuksiltaan heikommasta materiaalista tehty alusrakenne ja pienempi rakennekerrospaksuus lisäävät pölkyn alapinnan venymiä.

Jos lisäksi vertaillaan keskenään A- ja B-sarjojen mallinnustuloksia keskenään, huomataan pölkyn venymien niin ylä- kuin alapinnassakin olevan kauttaaltaan pienempiä B-sarjan simulaatioissa. Toisin sanottuna paremmin suuria akselipainoja kestäviä komponentteja käyttämällä ja korkealuokkaisten, paksujen alusrakenteiden avulla voidaan vaikuttaa myös pölkkyyn kohdistuviin venymiin.



Kuva 107. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn alapinnan venymät. Venymät on määritetty pölkyn alapinnasta kaksi kertaa kiskon jalan levyiseltä alueelta siten, että alueen keskikohta on kiskon keskikohtassa.

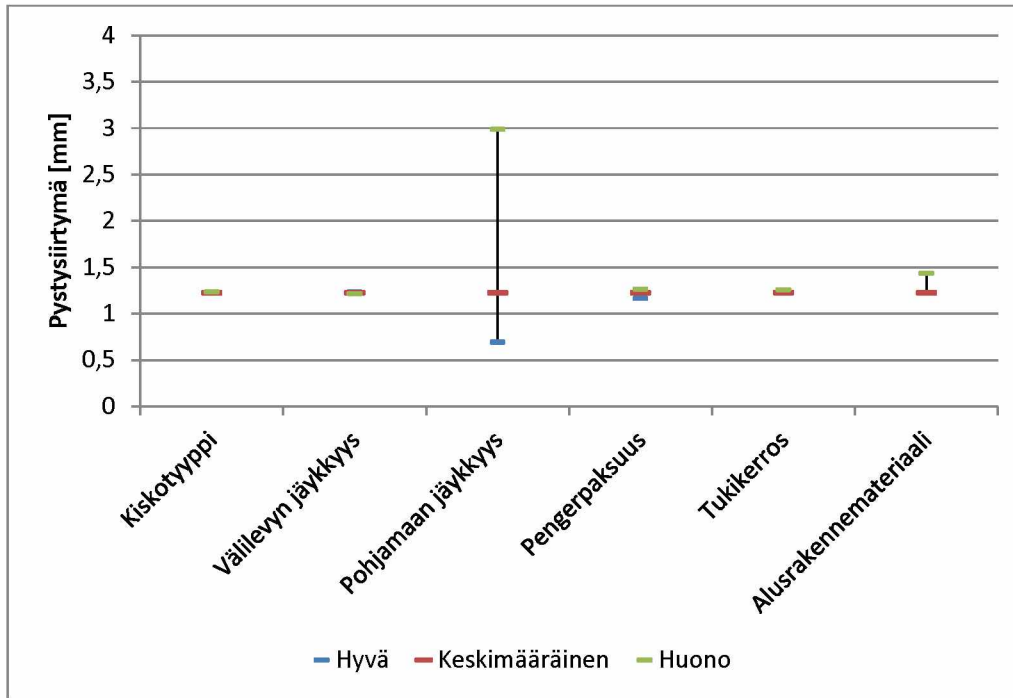
Kuvassa 108 on esitetty pölkyn yläpintaan kiskon kohdalle mobilisoituvat pystyjännitystasot. Suurin vaikutus vallitseviin pystyjännitystasoihin on välilevyn jäykkyydellä. Kiskotyyppin vaikutus on samankaltainen kuin A-sarjan simulaatioissa, kiskopainon kasvu pienentää pölkkyyn kohdistuvia jännitystasoja. Pengerpaksuuden ja pohjamaan jäykkyyden vaikutukset ovat vielä pienempiä kuin A-sarjan simulaatioissa ja kaikkineenkin vähäiset. Kuten A-sarjan mallinnustuloksissakin, myös tukikerroksen tai alusrakennekerrosten laadun heikkeneminen lisää pölkyn alapuolista joustoa ja näin ollen vaikuttaa myös pölkyn jännityksiin pienentävästi.



Kuva 108. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pölkyn yläpintaan kiskon kohdalla kohdistuvat pystyjännitystasot.

5.2.3 Tukikerros

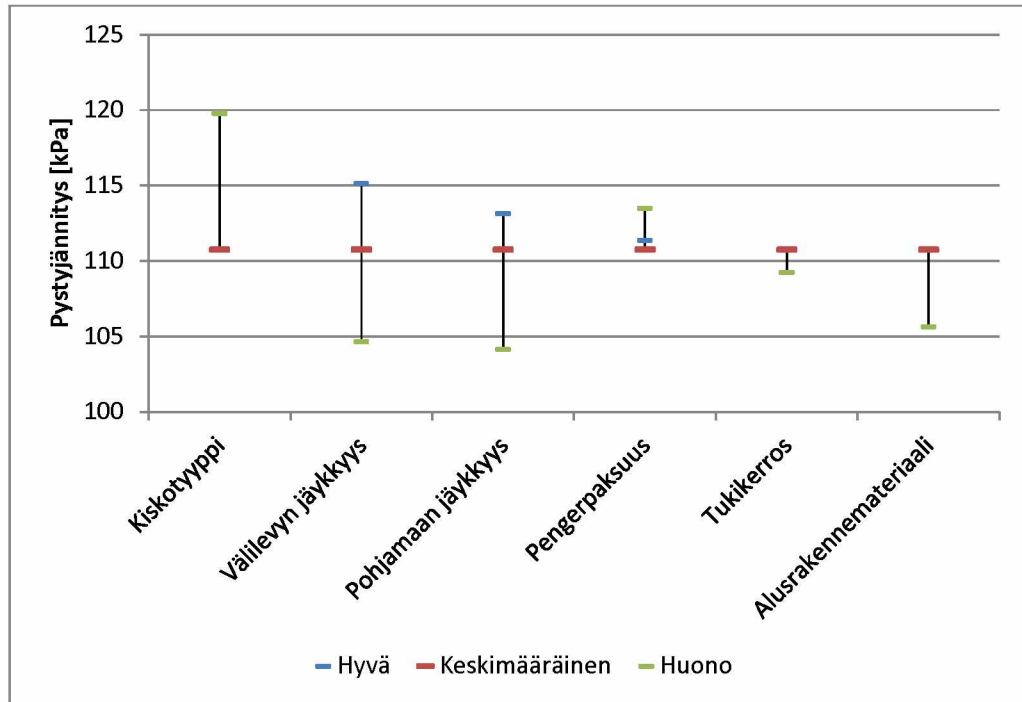
Kuvassa 109 on esitetty tukikerroksen yläosasta määritetyt pystysiirtymätasot. Tasot määritettiin kuten A-sarjan simulaatioissa. Kuten A-sarjan mallinnustuloksissa, myös B-sarjan simulaatioissa pohjamaan jäykkyys käytännössä määrittelee kuormasta aiheutuvan siirtymätason. Erona A-sarjan simulaatioihin on kuitenkin se, että näin paksuilla alusrakennekerroksilla rakennekerrospaksuudella ei ole enää juurikaan merkitystä. Sen sijaan alusrakenteissa käytettävillä materiaaleilla näyttää olevan jonkin verran vaikutusta.



Kuva 109. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt tukikerroksen yläosan pystysiirtymätasot.

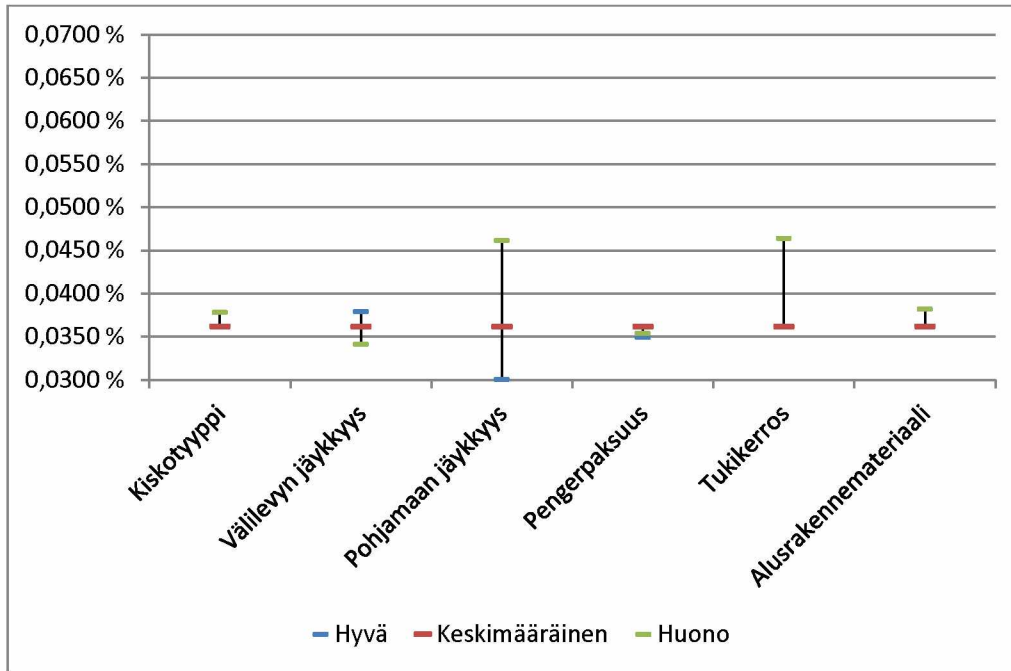
Kuvassa 110 on esitetty tukikerroksen yläosasta B-sarjan simulaatioissa määritetyt pystyjännitystasot. Tulokset ovat kauttaaltaan hyvin samankaltaisia A-sarjan mallinnustuloksien kanssa. Keskimäärin B-sarjan mallinuksista lasketut jännitystasot ovat noin 5 kPa alempia kuin A-sarjan vastaavissa. Ero selittyy nominaalitapausten erilaisella kiskotyypillä. B-sarjan simulaatioissa kiskotyypillä 54 E1 jännitystaso on 120 kPa:n luokkaa, kun A-sarjan 54 E1 kiskotyypin simulaatiossa alusrakennemateriaalin ollessa sama tai tukikerroksen kunnon ollessa sama kuin B-sarjassa lähtökohtaisesti, päädytään hyvin samansuuruiseen jännitystasoon.

Kun verrataan B-sarjan simulaatioita keskenään, voidaan todeta tulosten olevan loogisia yhtä poikkeusta lukuun ottamatta. Pengerpaksuuden vaikutuksen kohdalla sekä pengerpaksuuden ohentaminen että paksuntaminen kasvattavat määritettyä jännitystasoa. Ero nominaalitapausten ja paksuuden välillä on kuitenkin hyvin pieni, joten se voi selittyä myös käytetyllä menetelmällä. Muutoin tukikerroksen yläosan jännitystasot pienenevät rakenteen muun jouston lisääntyessä lukuun ottamatta kiskotyyppiä. Kiskotyypissä vaikutuksiin tulee huomioida myös yksittäistä pölkkyä kuormittava pinta-ala, joka alemmikiskopainoisella tyypillä on aina pienempi kasvattaen näin vallitsevaa jännitystasoa.



Kuva 110. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt tukikerroksen yläosan pystyjännitystasot.

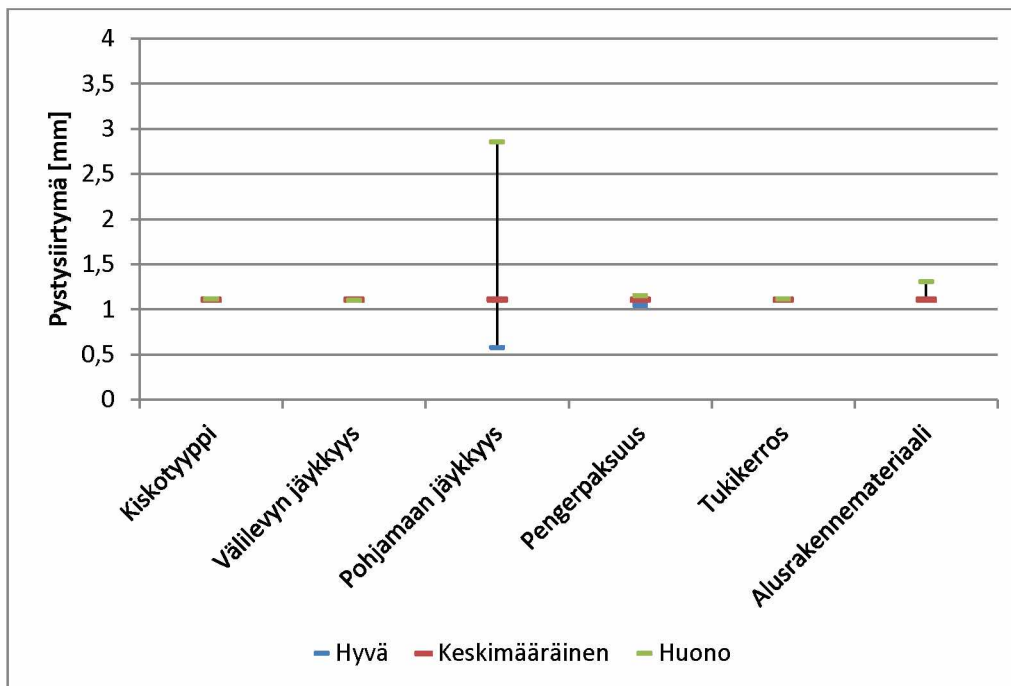
Kuvassa 111 on esitetty B-sarjan mallinnustuloksista tukikerroksesta pölkyn pään alueelta määritetyt leikkausmuodonmuutostasot. Verrattuna A-sarjan simulaatioon, jossa käytettiin hyvälaatuisia tukikerrosta, ei B-sarjan nominaalitapauksessa ole merkittävää eroa. Toisin sanottuna, ominaisuuksiltaan parempien alusrakennemateriaalien käyttö ei merkittävästi vaikuta mobilisoituihin leikkausmuodonmuutostasoihin. Näin on myös käytetyn alusrakennepaksuuden osalta. Tukikerrokseen kohdistuvan rasituksen näyttävät siis määrävän simulaatioissa käytetyn tukikerroksen kunto (eli tukikerroksen lujuus- ja jäykkyysominaisuudet) sekä pohjamaan jäykkyys. Muiden tekijöiden vaikutus on pienempi. Sen sijaan rakennekerrospaksuuden ja pohjamaan jäykkyyden yhteys on mielenkiintoinen. A-sarjan simulaatioissa hivenerä heikommalla materiaalilla ja ohuemalla rakennekerrospaksuudella päädyttiin joustavan pohjamaan simulaatiossa tilanteeseen, jossa mahdollisuus kiihtyvään tukikerroksen jauhautumiseen on olemassa. Toisaalta A-sarjan simulaatiossa tukikerroksen kunnolla oli hyvin merkittävä vaikutus mobilisoituihin leikkausmuodonmuutostasoihin, kuten myös B-sarjan tuloksissa. Näin ollen tukikerroksen jauhautuminen näyttää olevan usean tekijän summa, jota ei ehkä pystytä korjaamaan yksittäistä radan komponenttia vaihtamalla tai parantamalla.



Kuva 111. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt, tukikerroksessa pölkyn pään alueella vaikuttavat leikkausmuodonmuutostasot.

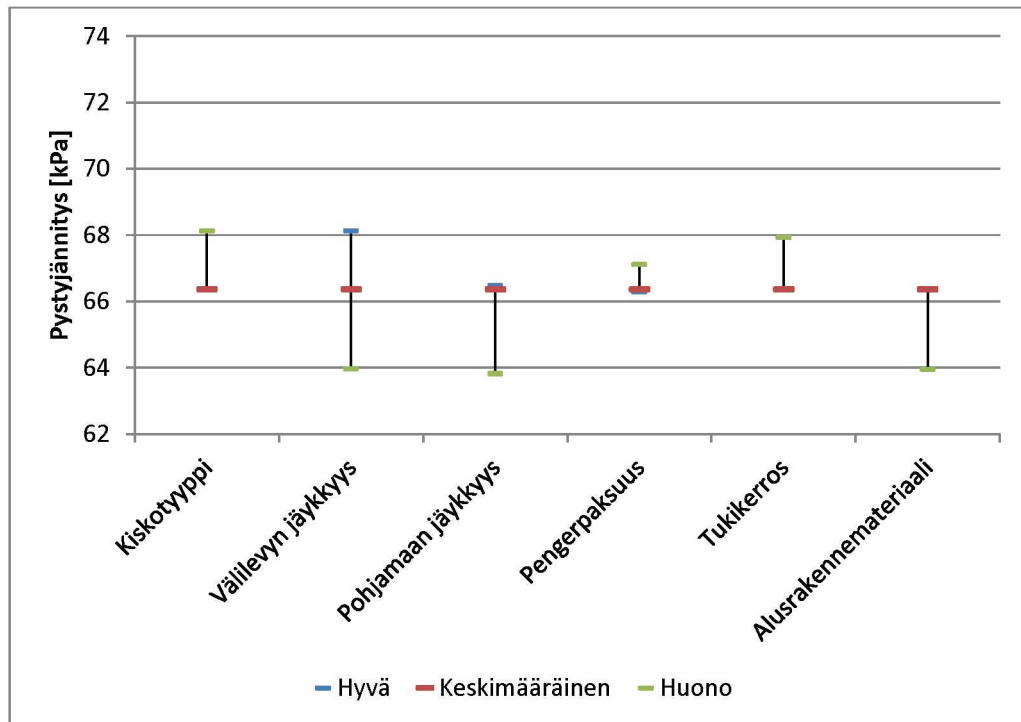
5.2.4 Välikerros

Kuvassa 112 on esitetty B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot. Alusrakenteessa käytetty materiaali vaikuttaa jonkin verran siirtymätasoihin. Myös käytetyllä pengerpaksuudella näyttää olevan pieni merkitys, mutta pohjamaan jäykkyys määrittelee käytännössä junakuormituksesta aiheutuvan pystysiirtymän.



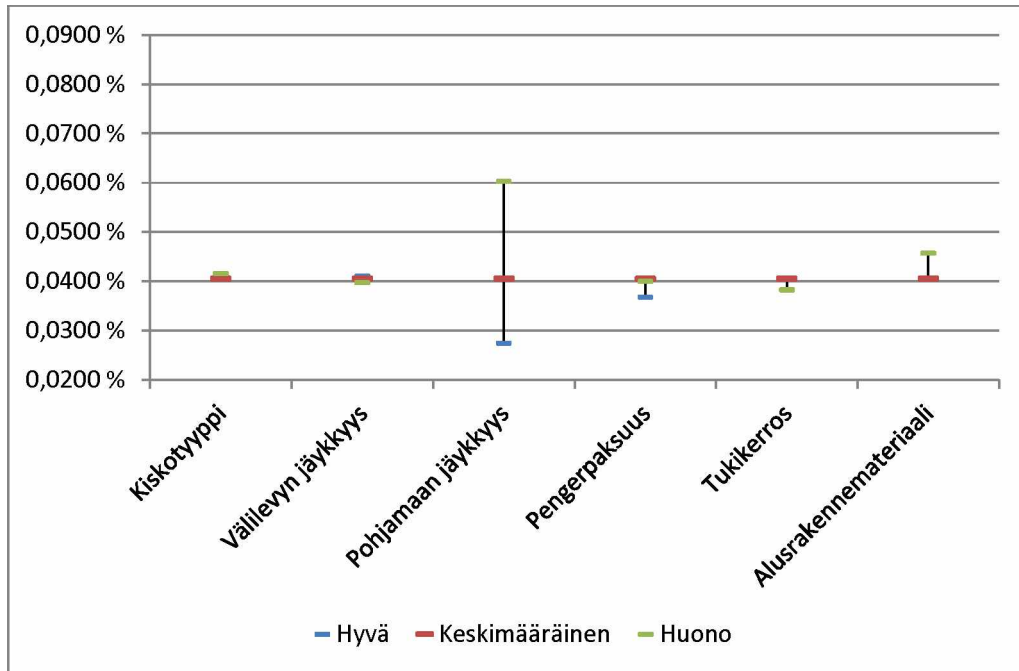
Kuva 112. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.

Kuvassa 113 on esitetty B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystyjännitystasot. Erot eri simulaatioiden kesken ovat hyvin pieniä, noin ± 2 kPa:n luokkaa. Myös mobilisoituva jännitystaso on suhteessa käytettyihin materiaaleihin varsin maltillinen.



Kuva 113. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.

Kuvassa 114 on esitetty B-sarjan simulaatioista määritetyt välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot. Kaikkiaan eri tekijöiden erot muodonmuutostasoissa lukuun ottamatta pohjamaan jäykkyyden vaikutusta ovat varsin pieniä. Leikkausmuodonmuutostaso kaikkineenkin on varsin maltillinen.



Kuva 114. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot.

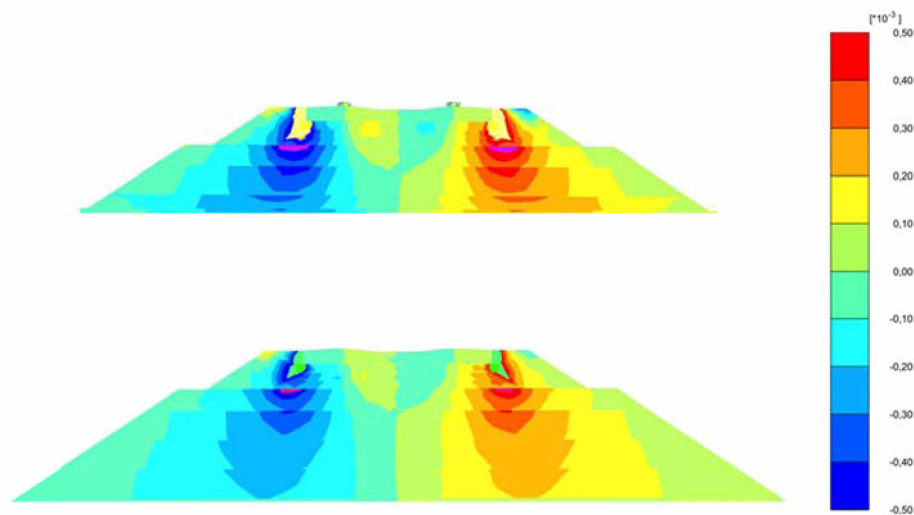
5.2.5 Eristyskerrokset

Kuvissa 116, 119, 122 ja 125 on esitetty jokaisen eristyskerroksen osakerroksen yläpinnasta määritetyt pystysiirtymätasot. Tasoista nähdään, että ne pienenevät loogisesti rakenteessa alaspäin mentäessä. Alusrakennemateriaalilla on vähäinen vaikutus ja pohjamaan jäykkyyden merkitys korostuu.

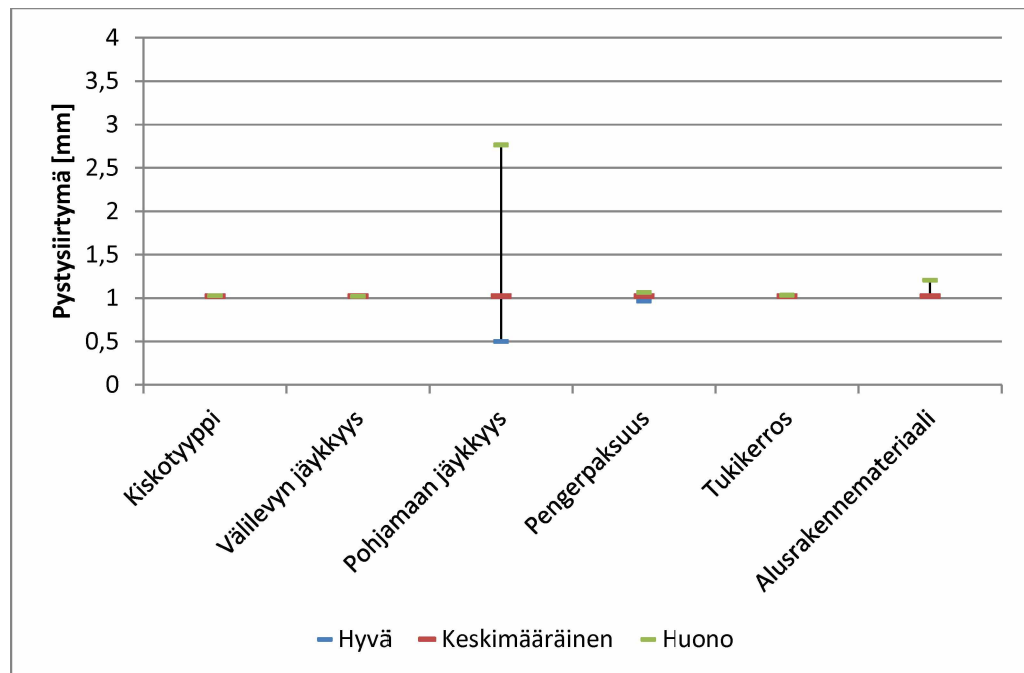
Kuvissa 117, 120, 123 ja 126 on esitetty osakerroksittain pystysiirtymiä vastaavat pystyjännitystasot. Sekä siirtymä että jännitystasot pienenevät loogisesti rakenteessa alaspäin mentäessä, joten kuormituksen jakautuminen mallissa toteutuu. Jännitystasot ovat kaikkineen jo verrattain alhaisia ottaen huomioon routimattomien rakennekerrosten rakennekerrospaksuusnäkökohta. Mikäli pohjamaa on routimatonta, on melko todennäköistä, että tällaiset materiaalit, jotka ovat ominaisuuksiltaan ainakin lähellä nyt simulaatioissa alusrakenteille käytettyjä materiaaleja, kestävät liikennekuormituksen kohtaamatta merkittävää määrää pysyviä muodonmuutoksia. Näiden tulosten perusteella voisi olla mahdollista ohentaa vaadittavia rakennekerrospaksuuksia routimattomilla ja karkearakeisilla pohjamailla.

Myös kuvissa 118, 121, 124 ja 127 esitetyt jokaisesta osakerroksesta määritetyt leikkausmuodonmuutostasot puoltavat asiaa. Tasot ovat verrattain maltillisia kaikissa laskentatapauksissa ainakin toisesta osakerroksesta alkaen. Leikkausmuodonmuutostasoa tarkasteltaessa on syytä huomauttaa, että simulaatioissa käytetty alhaisin pohjamaan jäykkyys vastaa likipitään sellaista tilannetta, jossa rakenne voidaan tehdä routamitoitettuna luonnontilaisen pohjamaan päälle. Näin ollen näitä diagrammeja tulkittaessa yleensä suurin vaihtelua aiheuttava tekijä menettää osin merkityksensä. Lisäksi leikkausmuodonmuutostasoa tarkasteltaessa on syytä huomioida käytetty lukuarvojen poimintamenetelmä. Kuvassa 115 on esitetty molempien simuloitisarjojen nominaalitapausten leikkausmuodonmuutokset radan poikkileikkauksen suunnassa. B-sarjan tapauksessa leikkausmuodonmuutosten suurimmat tasot keskittyvät jonkin verran kapeammalle alueelle. Koska arvot poimittiin molemmissa

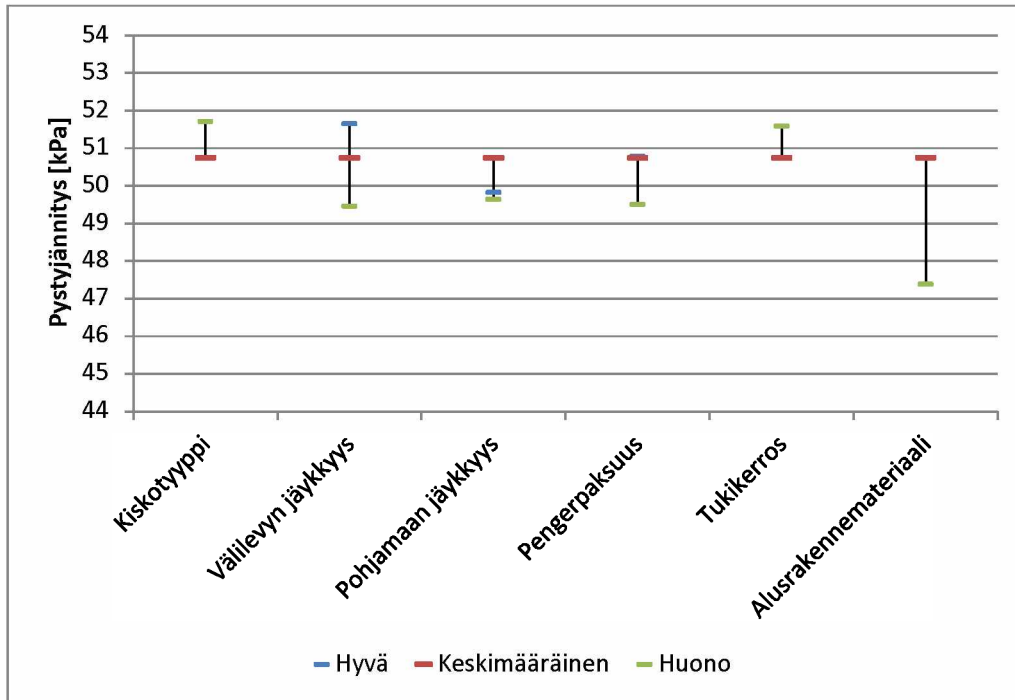
laskentasarjoissa samalta geometriaväliltä, voivat B-sarjan tulokset olla keskenään osin epäloogisia. Merkittävimpänä tekijänä tulosten keskinäiseen epäloogisuuteen on penkereen reuna-alueella valitseva maltillinen leikkausmuodonmuutostasotaso. Suurimaksi osin eri laskentasarjojen erot selittyvät B-sarjan suuremmalla rakennepaksuudella. Kasvava rakennepaksuus pienentää leikkausmuodonmuutostasota etenkin eristyskerrosten osakerroksissa. Koko ratarakenteen kuormituskestävyyden kannalta oleellista on arvioida, millä rakennepaksuudella leikkausmuodonmuutostasot ovat pysyvän muodonmuutostähtäytymisen kannalta riittävän pieniä.



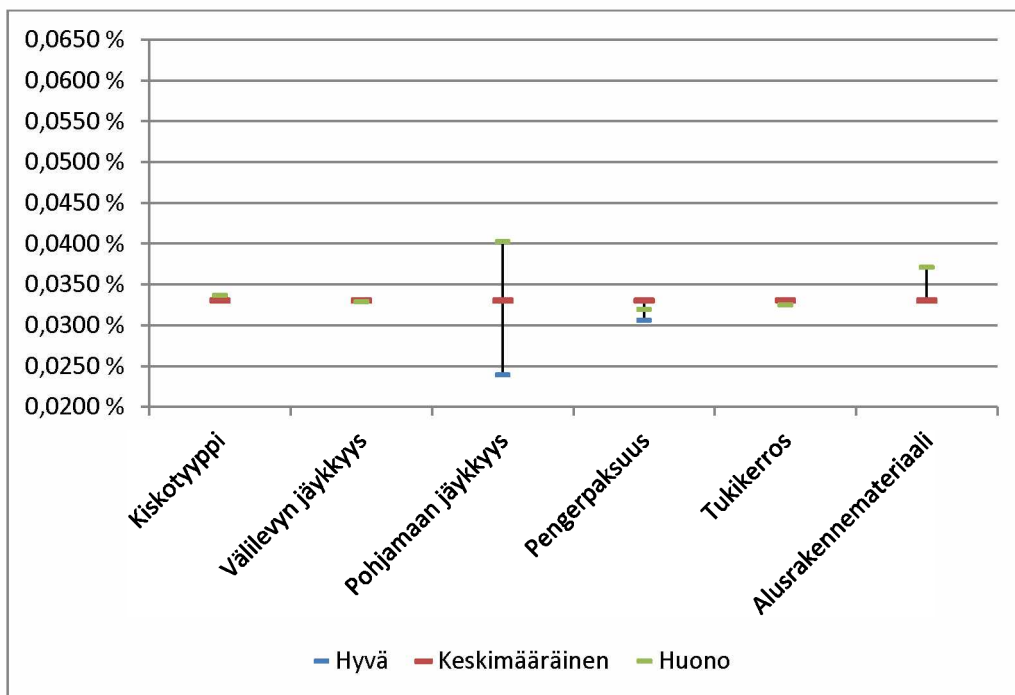
Kuva 115. Molempien mallinnussarjojen nominaalitapausten leikkausmuodonmuutostasot radan poikkileikkauksen suunnassa kuormitetun ratapölkyn alta. Ylempi kuva: A-sarja, alempi: B-sarja.



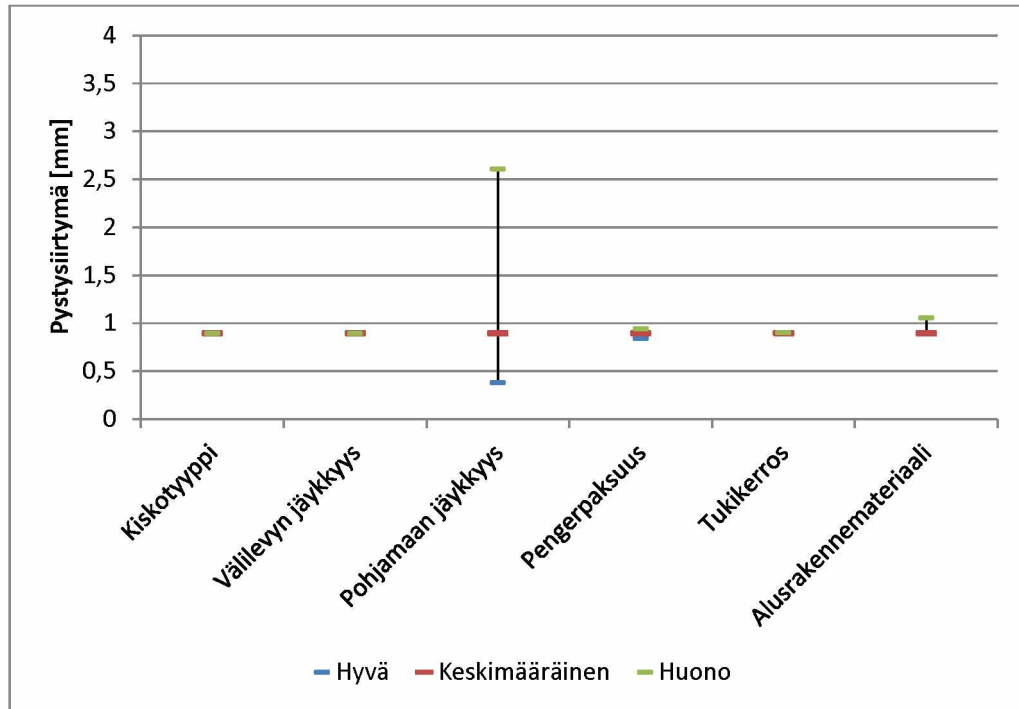
Kuva 116. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen ylimmän osakerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.



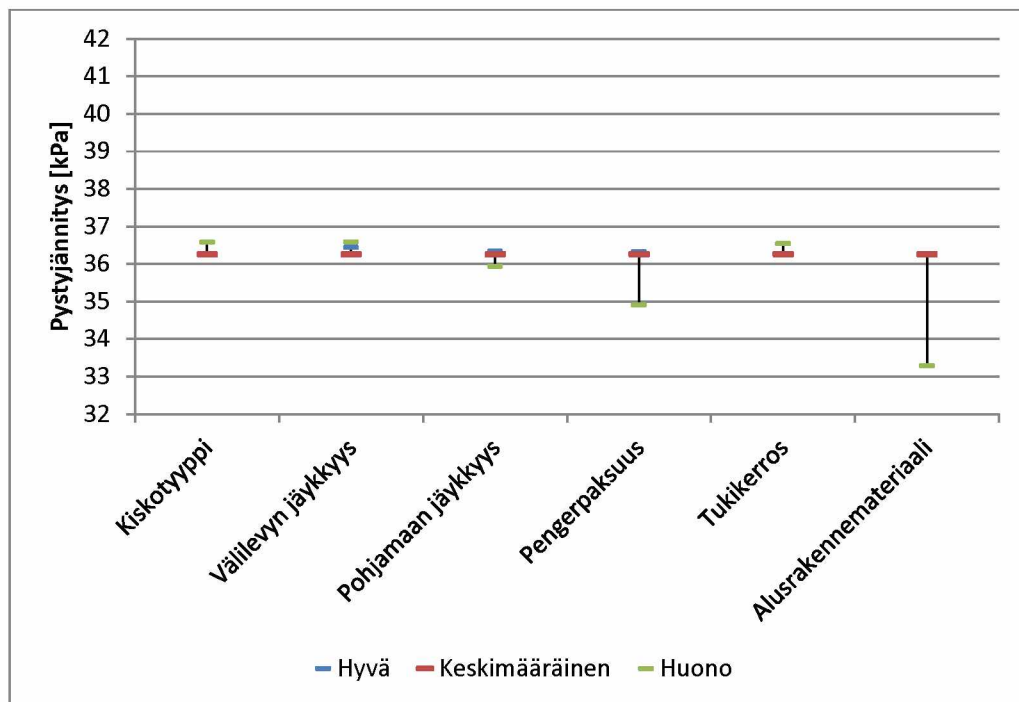
Kuva 117. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen ylimmän osakerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.



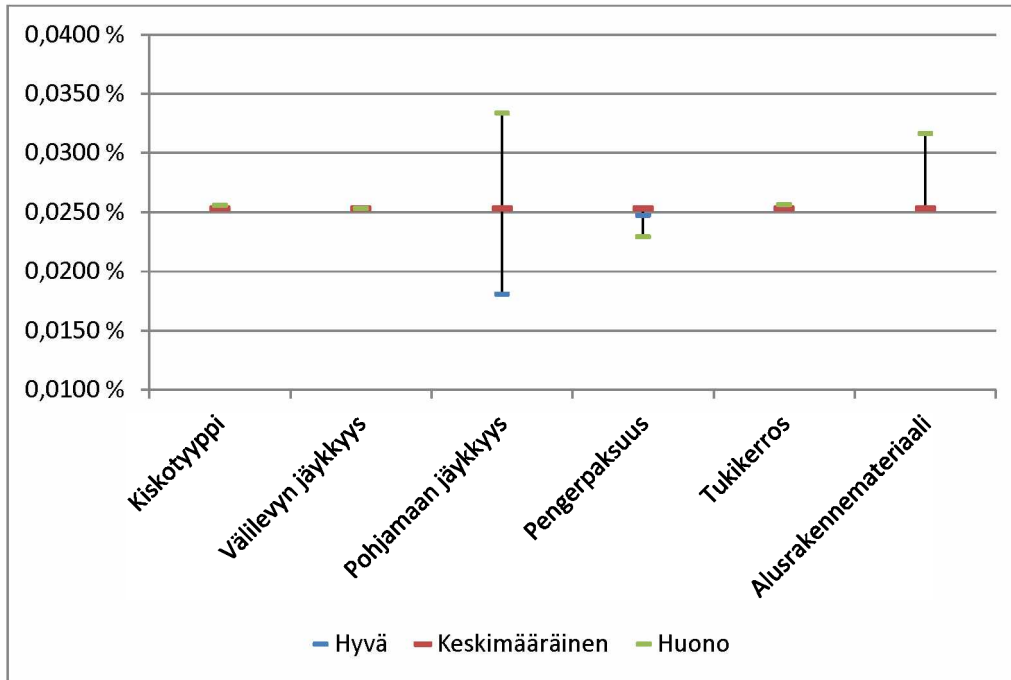
Kuva 118. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen ylimmän osakerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot. Tasot on määritetty syvyydeltä 300–500 mm tukikerroksen alapinnasta lukien.



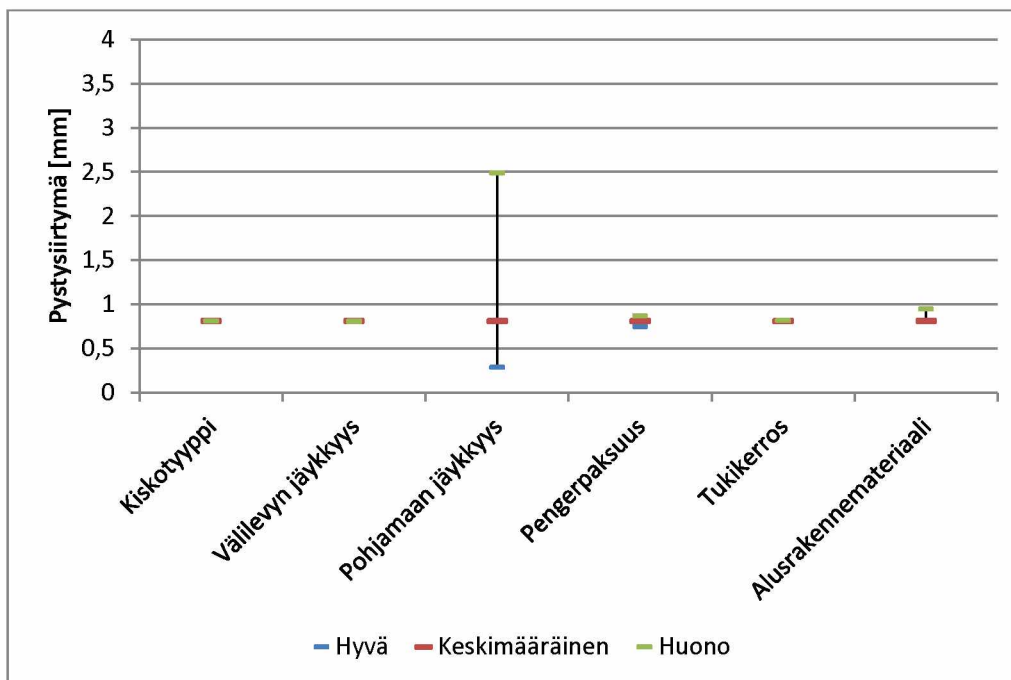
Kuva 119. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.



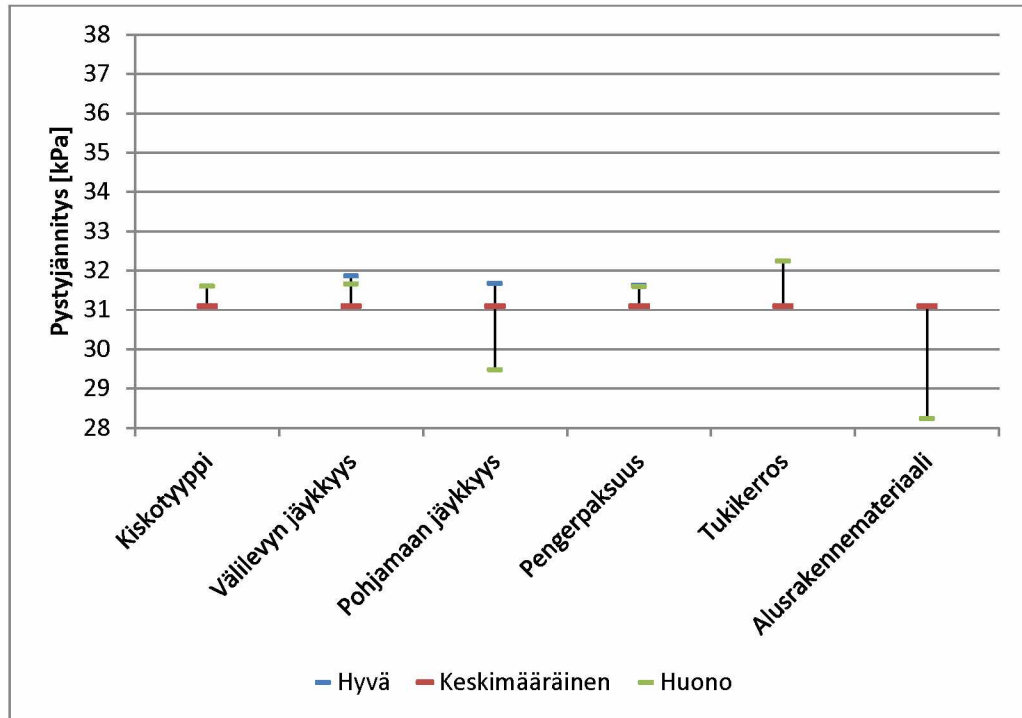
Kuva 120. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.



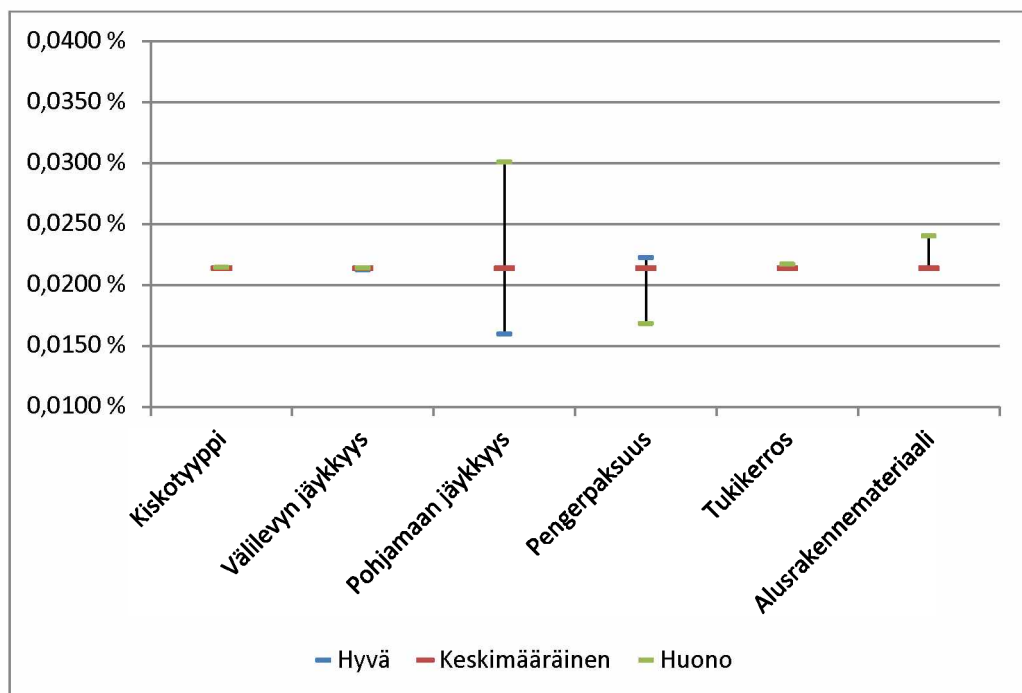
Kuva 121. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen toisen osakerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot. Tasot on määritetty syvyydeltä 700–900 mm tukikerroksen alapinnasta lukien.



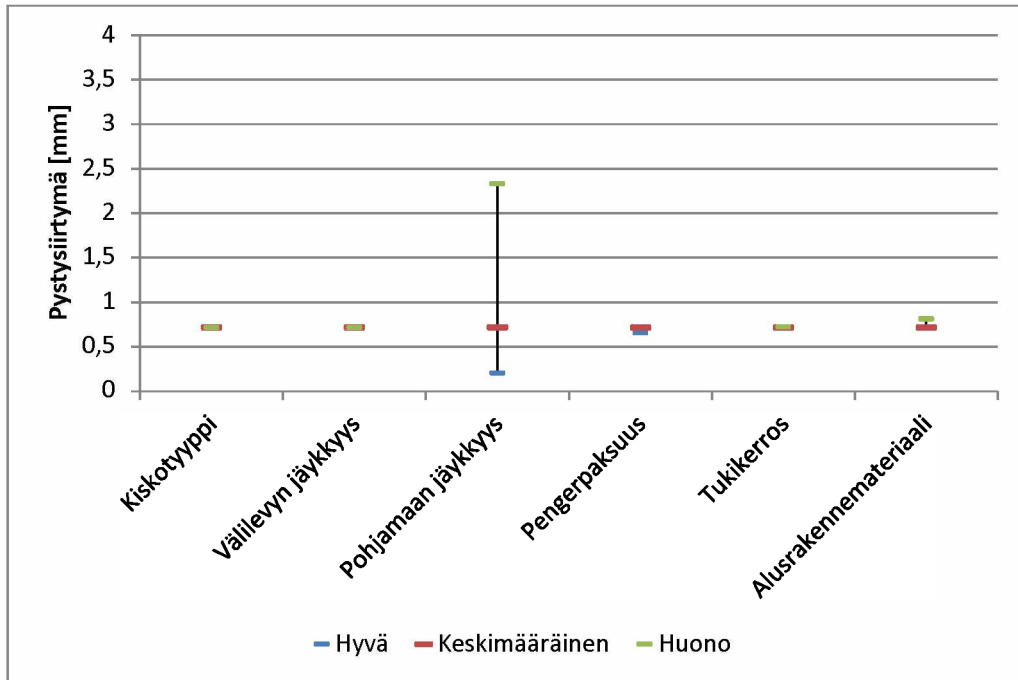
Kuva 122. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen kolmannen osakerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.



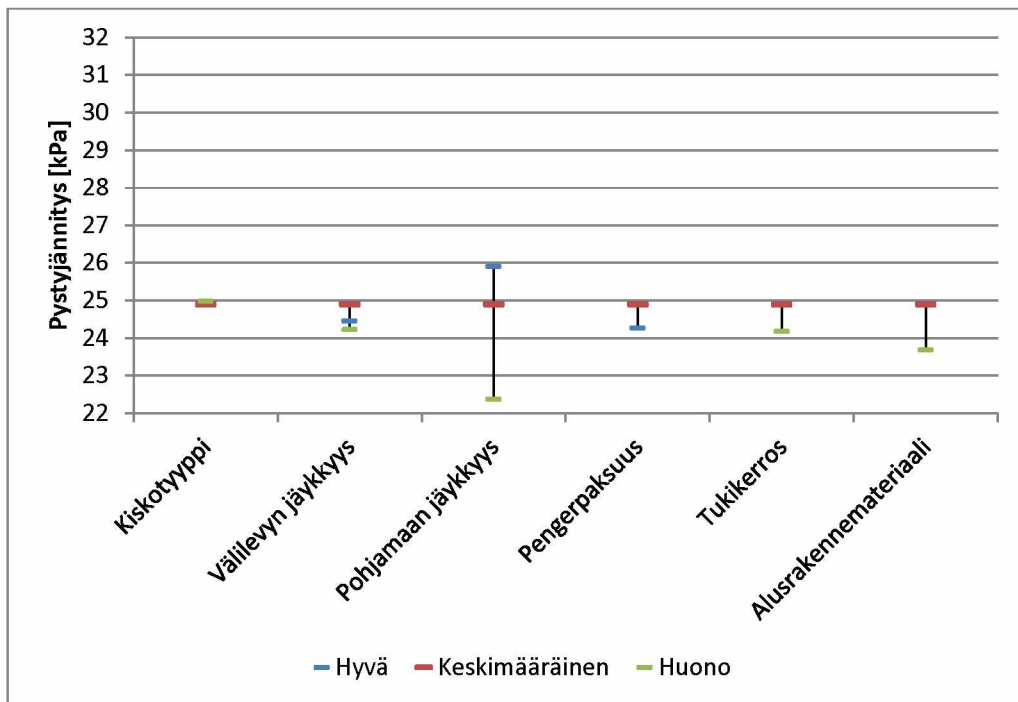
Kuva 123. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen kolmannen osakerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.



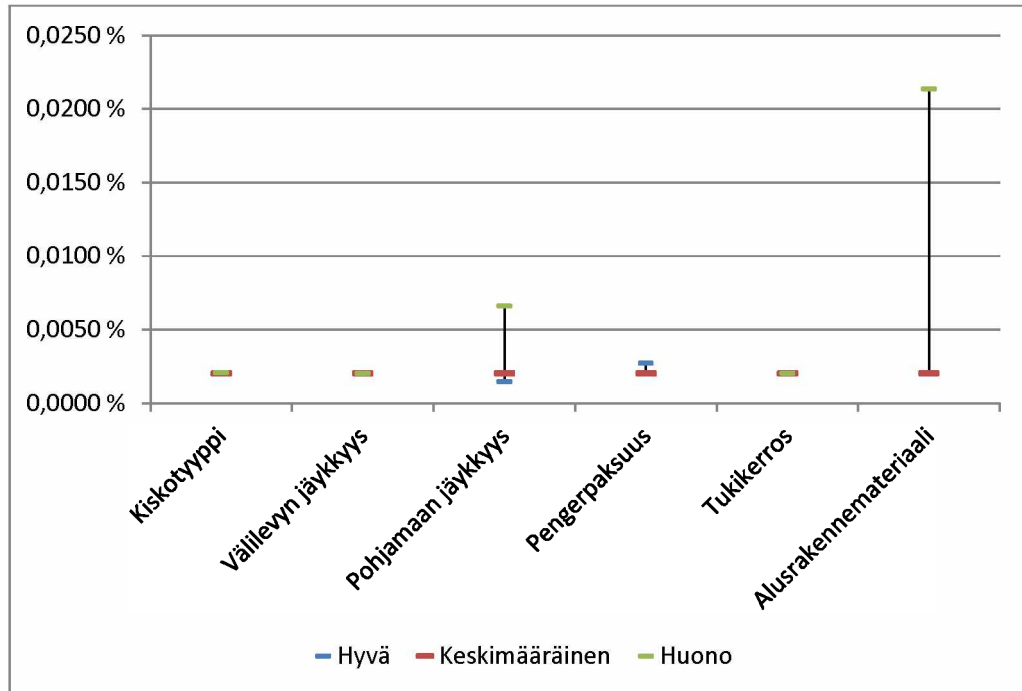
Kuva 124. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen kolmannen osakerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot. Tasot on määritetty syvyydeltä 1100–1300 mm tukikerroksen alapinnasta lukien.



Kuva 125. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen neljännen osakerroksen yläpinnan pystysiirtymätasot.



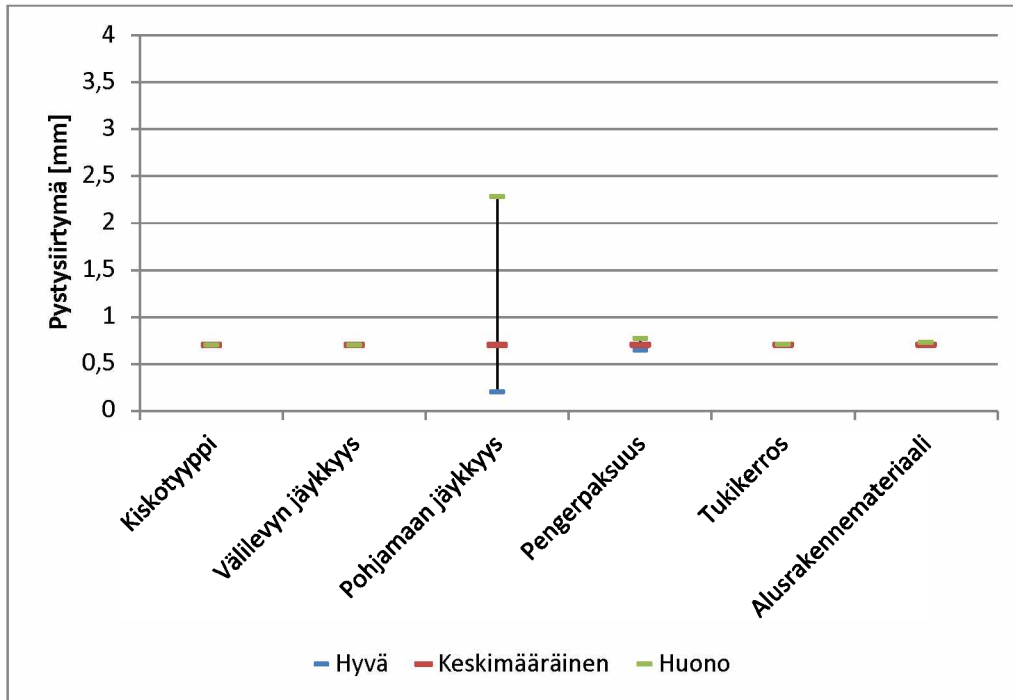
Kuva 126. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen neljännen osakerroksen yläpinnan pystyjännitystasot.



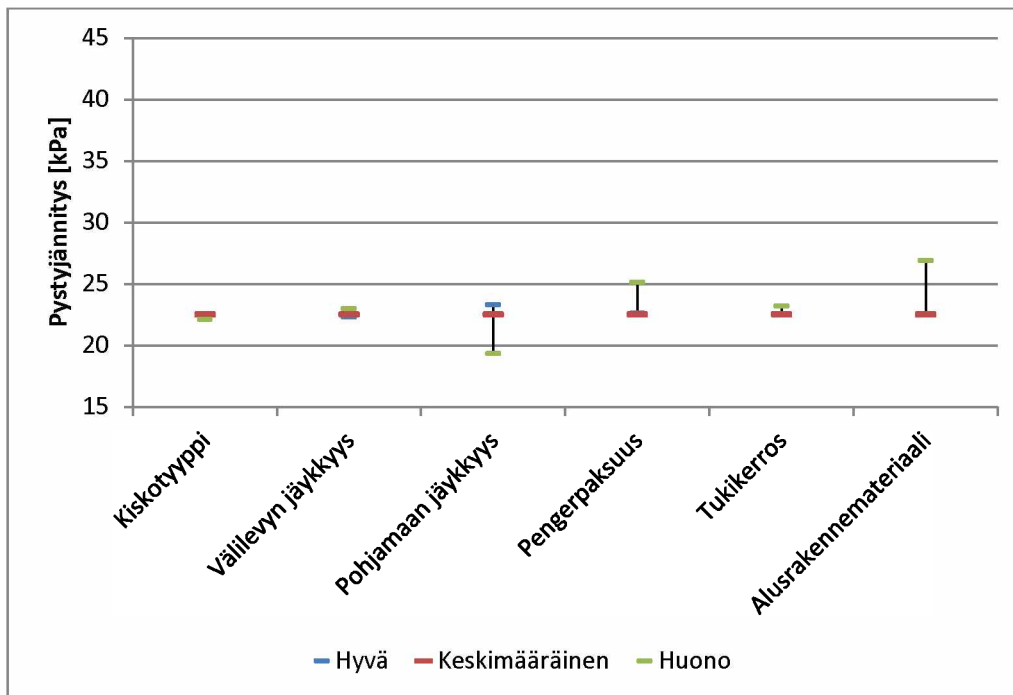
Kuva 127. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt eristyskerroksen neljännen osakerroksen yläosan leikkausmuodonmuutostasot. Tasot on määritetty syvyydeltä 1500–1700 mm tukikerroksen alapinnasta lukien.

5.2.6 Pohjamaa

Kuvassa 128 on esitetty B-sarjan simulaatioista määritetyt pohjamaan yläpinnan pystysuuntaiset siirtymätasot. Kuvassa 129 on esitetty vastaavat pystyjännitystasot. Määrävimmin pohjamaan yläpinnan siirtymätasoihin vaikuttaa loogisesti pohjamaan jäykkyys. Lisäksi rakennekerrospaksuudella on marginaalinen vaikutus. Pystyjännitystasot ovat varsin pieniä ja erot ovat vain muutaman kPa:n suuruisia eri laskentatapauksen välillä.

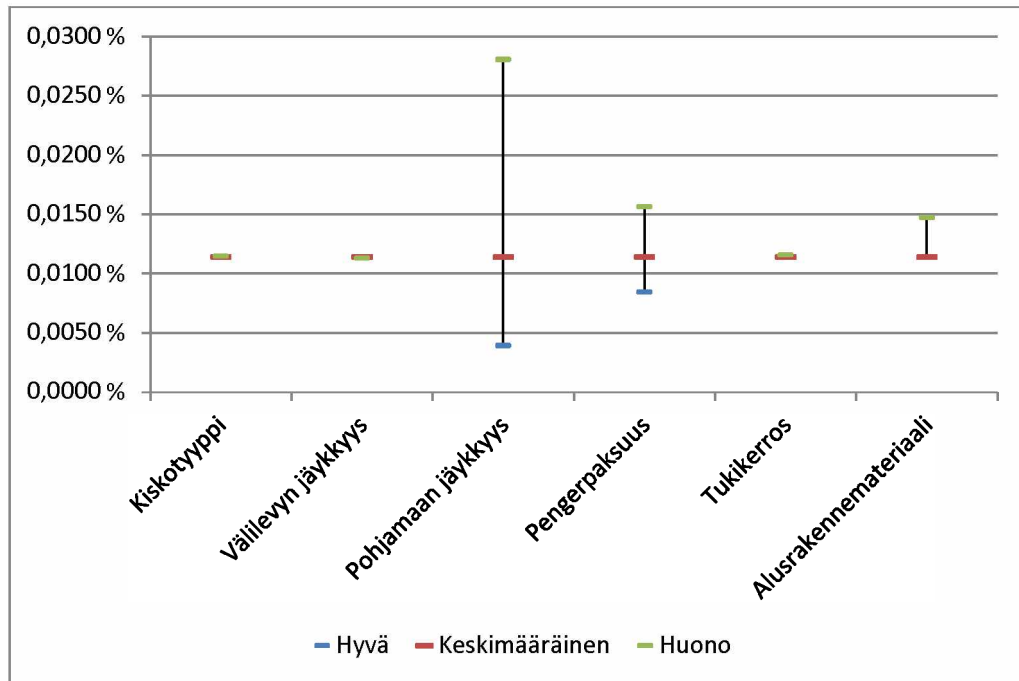


Kuva 128. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläpinnan pystysiirtymätasot.



Kuva 129. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläpinnan pystyjännitystasot.

Kuvassa 130 on esitetty pohjamaan yläosasta määritetyt leikkausmuodonmuutos-
tasot. Kuten jo alempien rakennekerrosten kohdalla, myös pohjamaan yläosan
leikkausmuodonmuutostasot ovat erittäin pieniä.



Kuva 130. B-sarjan mallinnustuloksista määritetyt pohjamaan yläosan leikkaus-
muodonmuutostasot.

6 Yhteenveto

6.1 Radan komponentit ja niiden mallintaminen

Ratarakenteen käyttäytyminen kuormituksen alaisena perustuu radan eri osakomponenttien toimintaan ja komponenttien keskinäisiin vuorovaikutussuhteisiin. Jotta radan kuormituskestävyyttä voidaan arvioida, tulee radan komponenttien lisäksi tuntea rataa kohdistuvat kuormitukset, koska kuormitusten suuruus vaikuttaa suoraan radan eri komponenttien kokemiin rasitustasoihin. Kuormitukset muodostuvat pääosin rataa kuormittavasta junaliikenteestä. Tällöin suurimmat kuormitukset ovat pystysuuntaisia, ja perustuen komponenttien toiminnallisiin tehtäviin osa kuormituksista, kuten esim. radan pituussuuntaiset kuormitukset voidaan radan kuormituskestävyyden näkökulmasta huomioida pienemmällä painoarvolla. Toisaalta radan käyttäytymiseen vaikuttavat myös rakenteeseen ympäristöstä aiheutuvat kuormitukset, joista kuormituskestävyyden kannalta oleellisin on rakenteessa oleva vesi eri olomuodoissaan. Talviaikaan rakenne on yleensä ainakin osittain jäätynyt, jolloin rakennekerrosten jäykkyys (moduuliarvot) ja lujuus moninkertaistuvat ja vastaavasti myös rakenteen kuormituskestävyys paranee oleellisesti. Toisaalta keväällä roudan sulaessa rakenteen on mahdollista jossakin kohtaa ainakin lyhytaikaisesti olla täysin veden kyllästämä, jolloin rakennekerrosten mekaaniset ominaisuudet heikkenevät merkittävästi ja rakenne on alttiimpi pysyvien muodonmuutosten kertymiselle. Tällöin myös radan kuormituskestävyydessä voi esiintyä ongelmia.

Luonnollisesti on tärkeää verrata komponenttien kohtaamia rasitustasoja Suomen rataverkolla nykytilanteen vallitessa toteutuviin rasitustasoihin. Tämän tutkimuksen yhteydessä ei esiintynyt sellaisia seikkoja, joiden perusteella muista materiaaleista kuin pelkistä maa- ja kiviaineksista tehdyt radan komponentit kohtaisivat sellaisia jännitustasoja, jotka johtaisivat pysyviin muodonmuutoksiin. Näin ollen näille komponenteille voidaan perustellusti käyttää mallinnuksessa lineaarielastista materiaalmallia, joka on yksinkertaisin yleisesti käytössä olevista materiaalin käyttäytymisen kuvaamiseen käytetyistä malleista. Sen sijaan maa- ja kiviaineksista tehtyjen radan rakennekomponenttien käyttäytymistä ei voi kuvata lineaarielastisella materiaalmallilla, sillä tämäntyyppisten materiaalien käyttäytyminen on jännitystilariippuvaisista.

Tässä tutkimuksessa keskityttiin karkearakeisten materiaalien mallintamiseen. Materiaalien kuvaaminen voidaan jakaa karkeasti palautuvaa ja pysyvää muodonmuutokseen käyttäytymistä kuvaaviin malleihin. Valtaosa olemassa olevista malleista perustuu laboratoriossa tehtyihin kokeisiin. Näin ollen malleille on tyypillistä, että ne kuvaavat kokeissa käytetyn materiaalin käyttäytymistä varsin tarkasti, mutta mallien soveltuvuus toisentyypisille materiaaleille ei ole välttämättä hyvä. Tästä seikasta johtuu osaltaan olemassa olevien mallien suuri määrä. Eri tutkijat ovat ajan kuluessa havainnoineet epäkohtia olemassa olevista malleista verrattuna omiin koetuloksiinsa ja ovat joko jatkokehittäneet olemassa olevia malleja tai luoneet kokonaan omia mallejaan kuvaamaan omissa kokeissa käyttämiään materiaaleja. Palautuvaa muodonmuutokseen käyttäytymistä kuvaavat mallit ovat käytössä huomattavasti yleisemmin, koska pysyviin muodonmuutoksiin perustuvien mallien luominen on huomattavasti haasteellisempaa. Tästä johtuen suuri osa pysyvää muodonmuutosta kuvaavista malleista

perustuukin erityyppisiin ennakoiteihin, esim. palautuvaan muodonmuutuskäyttämiseen tai kuormituskertamäärään.

Karkearakeisten materiaalien mallintamisen näkökulmasta oleellisina voidaan pitää materiaalien kokemaa jännitystasoa ja -historiaa sekä erilaisia materiaaliominaisuuksia, kuten materiaalin rakeisuutta ja kosteuspitoisuutta. Käytettiinpä siis mitä materiaalimallia tahansa, olisi tärkeää, että malliin voitaisiin sisällyttää materiaalin jännitystilariippuvuus ja myötölujeneva käyttäytyminen sekä erilaisten materiaaliominaisuuksien vaikutus materiaalin lujuus- ja jäykkyysparametreihin.

6.2 Radan kuormituskestävyyden arviointi menetelmät

Rataa ja sen käyttäytymistä kuormituksen alaisena voidaan tarkastella useiden erityyppisten mallien avulla. Olemassa olevat mallit voidaan karkeasti jaotella perinteisiin analyttisiin menetelmiin ja elementtimenetelmään perustuviin malleihin. Perinteisten analyttisten mallien avulla pyritään tyypillisesti kuvaamaan rataa kokonaisuutena yksinkertaistettujen materiaalimallien avulla. Tämän tyyppiset mallit pyrkivät useimmiten myös kuvaamaan jonkin radan kokonaisuuteen liittyvän osion hyvinkin tarkasti. Toisaalta osa radan komponenteista jätetään hyvin pienelle huomiolle tai jopa kokonaan huomioimatta. Esimerkiksi BOEF-mallissa kuvataan kiskon ominaisuudet varsin tarkasti, jolloin kiskoon kohdistuvat rasitukset ja siirtymätasot voidaan selvittää kohtuullisen luotettavasti. Toisaalta koko muu ratarakenne jätetään tarkemmin erittelemättä ja kiskon alapuolista maailmaa kuvataan jousien avulla. BOEF-mallista on myös esitetty useita eri muunnoksia, joiden avulla voidaan tarkastella esimerkiksi pölkyn kohtaamia rasituksia.

Analyttisiin menetelmiin voidaan lukea myös erilaiset monikerroskalkentaa perustuvat ohjelmistot. Tyypillisesti näissä malleissa käytetään Burmisterin teoriaa, jonka mukaisesti maakerrosten käyttäytymistä arvioidaan palautuvan muodonmuutuskäyttämisen perusteella ja maakerroksille tuleva kuormitus approksimoidaan ympyränmuotoisten kuormien avulla. Myös monikerroskalkentaa perustuvia ohjelmistoja on olemassa useampia. Tunnetuimpia näistä lienevät KENTRACK ja GEOTRACK. Näille ohjelmistoille on tyypillistä kuormitusten mallintamisen tarkkuus. KENTRACK käyttää elementtimenetelmää kiskoon ja pölkkyyn kohdistuvien jännitysten määrittämisessä, jonka jälkeen kuormitus jaetaan pölkyn alapinnasta lukien ympyränmuotoisina kuormituksina maa- ja kiviaineskerroksille. GEOTRACKissa puolestaan kiskoja kuvataan palkkeina ja pölkky jaetaan pituussuunnassa osiin. Lopputulemana saatava pölkyn pohjapainejakauman muotoa on yleisesti pidetty realistisena. Maakerrosten käsittely GEOTRACKissa on KENTRACKin kaltaista.

Vaikka monikerroskalkenta sinällään on menetelmänä yksinkertainen ja helppokäyttöinen, on menetelmässä myös haittapuolensa. Jos maakerrokset kuvataan lineaarielastisina, ne voivat ottaa vastaan vetojännityksiä. Tällöin jokaisen monikerroskalkentaa sisällytetyn kerroksen alapintaan voi muodostua vetoa, jota maa- ja kiviainesmateriaalit eivät todellisuudessa kestä. Näin ollen jännitysten jakautuminen rakenteessa ei edusta todellista tilannetta.

Monikerroslaskennan perusteella on myös esitetty muita yksinkertaistettuja menetelmiä. Esimerkiksi Li et. al. (1996) esittämä menetelmä on johdettu GEOTRACK-ohjelmistolla tehdyistä simulaatioista, joiden perusteella on tehty suunnittelukäyttöön yksinkertaistettu versio. Myös Deutsche Bahnin esittämien nomogrammien taustalla lienee jokin monikerroslaskentoihin perustuva simulaatioprosessi, josta on laadittu yksinkertaistettu ohje suunnittelukäyttöön.

Kolmantena analyttisistä menetelmistä voidaan erotella British Railin esittämä menetelmä, jossa pohjamaalle määritellään syklisten kolmiaksoalikoideiden perusteella kynnysarvo, jota suuremmilla jännitystasoilla pohjamaahan mobilisoituvat pysyvät muodonmuutokset alkavat kasvaa. Toki myös tässä menetelmässä näiden pohjamaan pystyjännitystasojen kynnysarvojen määrittämisen jälkeen käytetään lineaarielastista teoriaa. Tähän menetelmään voidaan rinnastaa osaltaan myös West Japan Railway standardin ohjeistus, jossa rakennekerrosten minimipaksuus on esitetty hyvin pelkistetyksi, mutta pohjamaan kuormituskestävyydelle on annettu raja-arvo. Mikäli tämä raja-arvo ei täyty, luonnontilaista pohjamaata ei sallita ratarakenteen alla. UIC 719 R periaatteeltaan hieman West Japan Railway Standardin kaltainen. Näiden menetelmien merkittävin ero liittyy siihen, että UIC 719 R:ssä määritellään sekä pohjamaan laatu kriteerit että vaadittava rakennekerrospaksuus huomattavasti tarkemmin. UIC:n antamassa ohjeessa pohjamaat jaotellaan ensin luonnontilassa eri luokkiin. Määriteltujen luokkien lisäksi pohjamaan laatu arvioidaan kentällä mitatun CBR-arvon perusteella. Tässä yhteydessä määritellään myös pohjanvahvistuksen tarve ja vahvistetun kerroksen paksuus, mikäli pohjamaa halutaan saattaa tiettyyn kuormituskestävyysluokkaan. Kun pohjamaaluokka on selvillä, mitoitetaan vaadittava rakennekerrospaksuus huomioiden vaadittu rataluokka, käytettävä pölkkytyyppi, radan rakentamisolosuhteet ja suurin sallittu akselipaino.

Elementtimenetelmän etuna analyttisiin malleihin verrattuna voidaan pitää mallintamisen tarkkuutta. Mallissa voidaan huomioida jokainen radan komponentti, ja ainakin elementtimenetelmän yleisen periaatteen mukaisesti mikä tahansa geometrinen ongelma voidaan mallintaa ilman yksinkertaistuksia. Varsinaiseksi käytännön suunnittelutyökaluksi elementtimenetelmä on kuitenkin turhan raskas, sillä realististen kolmiulotteisten simulaatioiden geometrinen mallintaminen on varsin työlästä, minkä lisäksi myös laskentaan kuluva aika voi olla käytettävissä olevan tietokoneen tehosta riippuen hyvinkin pitkä. Jos kuitenkin ajatellaan ratarakenteen kokonaisuuden monimuotoisuutta ja eri ratakomponenttien toisistaan paljonkin poikkeavaa käyttäytymistä, on elementtimenetelmä erittäin tehokas työkalu määrittäessä mitoitusmenettelyiden lähtökohtia.

Jotkin maailmalla käytössä olevista menetelmistä vaikuttavat hyvinkin käyttökelpoisilta päivittäisessä käytössä. Kaikissa menetelmissä on kuitenkin melko suuri määrä menetelmän sisään rakennettuja oletuksia ja näiden oletusten avulla mitoitettun rakenteen toiminta olisi varmistettava ennen käyttöönottoa jollakin tarkemmalla menetelmällä. Toisaalta esimerkiksi UIC 719 R:n mukainen suunnittelun kulkuprosessi vaikuttaa loogiselta, mutta ohjeessa käytettävä pohjamaiden luokittelu olisi ehkä hyvä muuttaa Suomen olosuhteisiin ja Suomessa yleisemmin käytössä oleviin mittausmenetelmiin sopivaksi. Tämä johtaa luonnollisesti tarpeeseen muokata myös varsinaisen suunnitteluprosessin raja-arvoja lähtötilannetta vastaavaksi. Olipa Suomessa tulevaisuudessa käytettävä mitoitusmenettely mikä tahansa, ensimmäisessä vaiheessa täytyy luoda selkeä järjestelmä ja kriteeri, jonka perusteella erilaiset pohjamaat luokitellaan. Tämän jälkeen varsinainen rakennekerrospaksuusmitoitus voidaan sovittaa käytännön työkaluksi simuloinnin ja täyden mittakaavan mittaustulosten perusteella.

6.3 Tutkimuksessa kehitetty malli ja simulointitulokset

6.3.1 Mallin geometria ja rakenne

Kuormituskestävyysmalli ja sen eri komponentit näyttävät antavan realistisia mallinustuloksia huolimatta joidenkin komponenttien yksinkertaistamisesta. Tämä oli osin odotettavaa ainakin käytettävien materiaalmallien osalta. Sen sijaan mallin geometrian osalta jouduttiin tekemään ennakoitua enemmän kompromisseja. Elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmistolla pitäisi periaatteessa pystyä mallintamaan mikä tahansa ongelma geometrisesti. Tämän tutkimuksen puitteissa geometriamallin luomisessa havaittiin kuitenkin käytetyn ohjelmiston aiheuttavan tiettyjä rajoituksia, joiden ratkaisemiseksi jouduttiin tekemään varsin merkittävä määrä simulointeja. Geometrisesti toimivan mallin luomista voidaan kuitenkin sinällään pitää erittäin tärkeänä. Alkuvaiheen simuloinnit lisäävät myös varmuutta eri mallikomponenttien keskinäisen vuorovaikutussuhteen oikeellisuudesta.

Mallin rakenteen ja jatkossa tehtävien simulointien kannalta lisäkehittämistä tarvitaan ainakin päällysrakennekomponenttien osalta. Etenkin pölkyn ja kiskon osalta niin mallin rakenne kuin tulosten käsittely kaipaavat kehittämistä. Pölkyn venymien määrittäminen ei onnistunut nyt käytetyillä menetelmillä toivotusti, joten vastaisuudessa tulisi tutkia, kuinka pölkkyyn simuloinnissa muodostuvat venymätasot saataisiin luotettavammin määritettyä. Myös kiskon osalta hajonta kiskon jalan jännitysten määrittämyksen yhteydessä oli verrattain suurta. Luotettavan menetelmän kehittäminen kiskon jännitystasojen arvioimiseksi olisi erittäin tärkeää jatkossa, koska kiskon jännityksiä ja niiden vaikutuksia kiskon elinkaareen on tutkittu maailmalla varsin paljon. Vastavasti TERA-tutkimusohjelmassa tehdyn betoniratapölkkytutkimuksen puitteissa saatiin luoduksi ainakin suuntaviivat toistokuormitetun pölkyn väsymisrajojen määrittämiseksi pölkkyyn kohdistuvien jännitysten ja venymien perusteella. Kuormituskestävyysmallin jatkokehityksellä voitaisiin näin ollen vaikuttaa suotuisasti näiden komponenttien käyttöä määrittämiseksi erilaisissa ratarakenteissa ja kuormitusolosuhteissa.

Tämänhetkisessä malliversiossa on implementoitu kiinteät alueet 60 ja 120 mm paksuisille routalevyille sekä tuki- että välikerroksen alle asennettuna. Asennettaessa routalevyt malliin nyt käy kuitenkin niin, että joko väli- tai eristyskerroksen paksuus muuttuvat samalla. Näin ollen välikerroksen paksuus saattaa ohentua 180 mm:iin. Tämä vaikuttaa luonnollisesti myös moniin tulosparametreihin ja vaikeuttaa analyysin tekoa routalevyjen todellisista vaikutuksista ratarakenteen kuormituskestävyyteen. Mallia täytyy näiltä osin kehittää jatkossa tai tutkia routalevyjä vain erikoistapauksina.

Tässä vaiheessa tutkimusta ei malliin saatu vielä implementoitua kiinteäksi osaksi pohjaimia. Nyt käytettyyn malliin voidaan toki tehdä muutoksia siten, että pohjainten asentamisen vaikutusten tutkiminen olisi mahdollista, mutta ennen nyt käytössä olleen ohjelmiston elementtiverkonluontityökalun kehitystä ohuiden pohjainelementtien asentaminen kiinteänä mallin geometriaoptiona ei ole mahdollista. Myös ratapölkyn tarkempi geometrinen mallintaminen voisi olla mahdollista tehokkaammalla elementtiverkonluontityökalulla. Lisäksi simulaatioissa havaittiin, että luiskan tiiviyttä

koskevilla simulaatioissa jännitykset eivät mobilisoituneet järkevästi vaakasuunnassa yli kerrosrajojen.

6.3.2 Materiaaliparametrit

Tutkimuksen aikana tehdyn kirjallisuusselvityksen perusteella ylivoimaisesti vaikeimmin määritettäviksi laskentaparametreiksi muodostuivat tukikerroksen lujuusparametrit. Maa- ja kiviaineksen lujuusparametrit määritetään tavallisesti staattisten kolmiakselikokeiden perusteella. Raidesepelellä on tällaisiin kokeisiin varsin työläs ja isomittakaavaiset koekuormitusjärjestelyt vaativa materiaali, joten todennäköisesti siitä syystä tämältyypisiä kokeita on tehty maailmanlaajuisestikin vähän. Mallin jatkokkehityksen kannalta erikuntoisille sepeleille tehtävät lujuusparametrien määrittäykset olisivat ensiarvoisen tärkeitä.

Toinen seikka, joka liittyy materiaaliparametreihin, on rakenteen tai yksittäisen rakennekerroksen toiminta joko avoimessa tai suljetussa tilassa. Koska nyt luodulla mallilla pyritään simuloimaan yksittäisen kuormituspulssin aiheuttamia vaikutuksia, voidaan kuormitusta pitää mallintamisen kannalta lyhytaikaisena. Tällöin voi olla mahdollista, että myös osa karkearakeisista materiaaleista rakennetuista alemmista eristyskerroksen osakerroksista onkin lyhytaikaisesti suljetussa tilassa, vaikka yleisesti karkearakeisten materiaalien ajatellaan toimivan avoimessa tilassa. Nyt tehdyissä mallisimulaatioissa käytettiin avointa tilaa kaikille rakennekerroksille, myös pohjamaalle, vaikka alhaisimmat nyt simuloitujen pohjamaan jäykkyudet viittaavatkin hienorakeisempiin maihin, jotka massiivisina elementteinä toimivat suljetussa tilassa lyhytaikaisen kuormituksen alaisena. Näiden asioiden muokkaaminen ja tarkempi tutkiminen toisi nyt mallista tuloksina saadut siirtymätasot jonkin verran alemmaksi. Toki rataverkolta varmasti mitataan nyt simuloitujen rakenteen kokonaispystysiirtymien kaltaisiakin arvoja, mutta tällöin rakenteessa on yleensä jokin heikko kohta tai olemassa oleva geometria- tai muu virhe, joka vaikuttaa mittaustulokseen. Vertailua avoimen tai suljetun tilan vaikutuksista voi tehdä esimerkiksi ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta koskeneeseen tutkimukseen (Kalliainen & Kolisoja 2013), jossa pohjamaa oli suljetussa tilassa ja siirtymätasot jonkin verran pienempiä, kun pohjamaan jäykkyys oli samansuuruinen.

6.3.3 Simulointitulokset

Laskentasarjojen tuloksista muodostettiin vertailu, jossa nominaalitapauksessa saatu arvo verrattiin yksittäisessä simulaatioissa varioituun arvoon. Taulukossa 21 on esitetty A-sarjan nominaalitapauksessa saadut laskenta-arvot. Vastaavat arvot B-sarjan nominaalitapauksesta on esitetty taulukossa 22. Tutkimuksessa tehtyjen simulointien keskinäinen vertailu on esitetty A-sarjan osalta taulukossa 23 ja B-sarjan osalta taulukossa 24. Taulukkoihin on korostettu vihreällä värillä merkittäväksi tulkittu radan kuormituskestävyyden kannalta suotuisa muutos. Vastaavasti punainen väri kuvaa samankaltaista muutosta epäedulliseen suuntaan. Keltaisella värillä on merkitty merkittävästi poikkeava arvo, jonka selittää yksittäisen ratakomponentin muuttunut materiaali tai muu vastaava seikka.

Taulukko 21. A-sarjan nominaalitapauksesta määritetyt vertailuparametrien arvot.

A-sarja	Nominaalitapauksen arvo
Välilevyn kokoonpuristuma	0,33 mm
Pölkyn yläpinnan pystyjännitys	2,99 MPa
Tukikerroksen yläosan pystysiirtymä	1,37 mm
Tukikerroksen yläosan pystyjännitys	115,4 kPa
Pölkyn pään alueen leikkausmuodonmuutos	0,048 %
Välikerroksen yläpinnan pystysiirtymä	1,23 mm
Välikerroksen yläpinnan pystyjännitys	75,3 kPa
Välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,045 %
Eristyskerroksen yläpinnan pystysiirtymä	1,12 mm
Eristyskerroksen yläpinnan pystyjännitys	62,4 kPa
Eristyskerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,037 %
Pohjamaan yläpinnan pystysiirtymä	0,93 mm
Pohjamaan yläpinnan pystyjännitys	56,3 kPa
Pohjamaan yläosan leikkausmuodonmuutos	0,023 %

Taulukko 22. B-sarjan nominaalitapauksesta määritetyt vertailuparametrien arvot.

B-sarja	Nominaalitapauksen arvo
Välilevyn kokoonpuristuma	0,32 mm
Pölkyn yläpinnan pystyjännitys	3,08 MPa
Tukikerroksen yläosan pystysiirtymä	1,23 mm
Tukikerroksen yläosan pystyjännitys	110,7 kPa
Pölkyn pään alueen leikkausmuodonmuutos	0,036 %
Välikerroksen yläpinnan pystysiirtymä	1,11 mm
Välikerroksen yläpinnan pystyjännitys	72,1 kPa
Välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,041 %
Eristyskerroksen yläpinnan pystysiirtymä	1,02 mm
Eristyskerroksen yläpinnan pystyjännitys	62,5 kPa
Eristyskerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,033 %
Pohjamaan yläpinnan pystysiirtymä	0,71 mm
Pohjamaan yläpinnan pystyjännitys	64,3 kPa
Pohjamaan yläosan leikkausmuodonmuutos	0,011 %

Taulukko 23. A-sarjan simulointitulosten koontitaulukko eri tarkastelutapausten (sarakkeet) eri tulosparametreihin (rivit) aiheuttamasta suhteellisesta erosta (%) nominaalitapaukseen nähden.

A-sarja	Kuorma-kaavio	Kisko-tyyppi	Välilevyn jäykkyys		Tuki-kerroksen kunto	Alusrakennepöytä	Penger-leveys	Pohjamaan jäykkyys		Alusrakennemateriaalit	Routalevy		Routalevy väli-kerroksen	Kosteus-tila												
			+	-				+	-		+	-			+	-										
Välilevyn kokoonpuristuma	-0,4	0,0	-3,3	9,2	-47,6	86,8	0,0	-97,9	1,5	-1,8	0,0	0,1	0,0	0,1	0,4	0,2	0,3	-0,1	-0,8	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	-0,3	
Polkyn yläpinnan pystysijainti	0,1	0,0	-1,0	2,0	3,1	-4,9	0,0	-62,1	2,4	-2,7	-0,3	0,5	-0,1	0,1	0,6	-1,6	1,1	-0,7	-0,3	0,0	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	-2,1
Tuki-kerroksen yläosan pystysijainti	-10,4	0,0	-0,9	0,9	0,4	-0,8	0,0	3,3	-3,5	4,4	8,4	-1,2	-0,3	0,1	-49,7	169,4	-4,0	5,6	8,1	0,0	-18,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,9
Tuki-kerroksen yläosan pystysijainti	-0,1	0,0	-7,1	6,7	1,7	-5,3	0,0	-0,9	3,2	-3,9	-4,2	1,1	-0,3	0,1	2,6	-11,2	3,6	-2,7	-3,0	0,0	-1,1	0,0	0,0	0,0	0,0	-4,5
Polkyn pään alueen leikkauksenmuutos	-1,6	0,0	-3,3	6,4	3,4	-3,9	0,0	18,7	-21,7	17,9	4,2	-0,1	-1,1	-0,5	-27,0	37,3	0,3	3,3	1,4	0,0	-5,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7
Välikerroksen yläpinnan pystysijainti	-11,6	0,0	-0,6	0,6	0,1	-0,3	0,0	0,6	-1,4	1,3	8,6	-1,3	-0,3	0,2	-54,9	189,2	-4,1	6,2	9,3	0,0	-20,2	0,0	0,0	0,0	0,0	8,8
Välikerroksen yläpinnan pystysijainti	-1,5	0,0	-3,7	6,6	1,8	-3,5	0,0	-7,1	0,0	3,3	-3,9	1,6	-0,3	0,2	2,9	-7,2	2,2	-2,3	-2,6	0,0	1,6	0,0	0,0	0,0	0,0	-0,2
Välikerroksen yläosan leikkauksenmuutos	-8,1	0,0	-2,8	1,8	0,6	-1,0	0,0	12,1	3,2	5,4	0,3	0,3	-1,6	1,7	-33,8	63,8	-10,0	1,9	-23,1	0,0	-3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	81,3
Eristyskerroksen yläpinnan pystysijainti	-12,5	0,0	-0,5	0,5	-0,1	0,0	-0,2	-1,3	1,3	9,3	-1,0	-1,0	0,0	0,0	-59,7	205,2	-3,3	6,4	0,1	0,0	-21,4	0,0	0,0	0,0	0,0	7,0
Eristyskerroksen yläpinnan pystysijainti	-5,1	0,0	-2,4	5,0	1,3	-2,3	0,0	-7,8	-1,3	2,7	-1,9	4,5	-2,3	-0,7	5,3	-6,4	3,2	3,8	-5,1	0,0	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9
Eristyskerroksen yläosan leikkauksenmuutos	-8,6	0,0	-2,6	1,1	-3,2	-0,9	0,0	9,0	-0,5	0,9	1,6	-2,5	-2,9	1,1	-28,9	64,9	-12,2	26,3	-7,6	0,0	-31,6	0,0	0,0	0,0	0,0	50,4
Pohjamaan yläpinnan pystysijainti	-14,4	0,0	-0,3	0,3	-0,2	0,1	0,0	-0,6	-1,2	0,8	-20,2	7,1	-1,9	1,6	-71,7	240,6	-1,3	1,1	0,3	0,0	-35,1	0,0	0,0	0,0	0,0	5,4
Pohjamaan yläpinnan pystysijainti	-8,3	0,0	0,0	1,4	-0,1	0,4	0,0	-7,2	-1,0	0,7	-34,8	17,1	-5,0	3,6	9,8	-11,2	-1,1	-0,4	-5,5	0,0	-24,9	0,0	0,0	0,0	0,0	6,6
Pohjamaan yläosan leikkauksenmuutos	-11,8	0,0	-0,5	0,7	-0,2	0,2	0,0	0,0	-1,8	2,1	-34,1	15,1	1,0	-0,6	-70,1	172,7	-4,5	2,0	0,0	-11,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	6,6

Taulukko 24. B-sarjan simulointitulosten koontitaulukko eri tarkastelutapausten (sarakkeet) eri tulosparametreihin (rivit) aiheuttamasta suhteellisesta erosta (%) nominaalitapaukseen nähden.

B-sarja	Kisko- tyyppi		Välilevyn jäykkyys		Tuki- kerroksen kunto		Alusrakenne- kerrosten paksuus		Pohjamaan jäykkyys		Alus- rakenne- materiaalit	
	nom	-	+	-	nom	-	+	-	+	-	nom	-
Välilevyn kokoonpuristuma	0,0	3,1	-46,7	83,3	0,0	-1,3	0,0	0,1	0,3	-1,1	0,0	-0,6
Pölkyn yläpinnan pystyjännitys	0,0	0,9	5,4	-6,3	0,0	-2,4	0,2	-0,3	-0,2	0,3	0,0	-0,9
Tukikerroksen yläosan pystysiirtymä	0,0	1,0	0,9	-0,6	0,0	2,8	-4,9	3,2	-43,4	143,8	0,0	17,2
Tukikerroksen yläosan pystyjännitys	0,0	8,2	4,0	-5,5	0,0	-1,4	0,6	2,5	2,2	-6,0	0,0	-4,6
Pölkyn pään alueen leikkausmuodonmuutos	0,0	4,6	4,9	-5,5	0,0	28,3	-3,4	-2,1	-16,8	27,7	0,0	5,6
Välikerroksen yläpinnan pystysiirtymä	0,0	0,7	0,6	-0,2	0,0	0,9	-5,2	4,1	-47,7	157,8	0,0	18,2
Välikerroksen yläpinnan pystyjännitys	0,0	2,7	2,7	-3,6	0,0	2,4	-0,1	1,1	0,2	-3,8	0,0	-3,6
Välikerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,0	2,7	1,4	-1,9	0,0	-5,5	-9,2	-1,3	-32,3	48,9	0,0	12,8
Eristyskerroksen yläpinnan pystysiirtymä	0,0	0,6	0,4	-0,2	0,0	1,1	-5,4	4,2	-51,1	170,4	0,0	17,9
Eristyskerroksen yläpinnan pystyjännitys	0,0	1,9	1,8	-2,5	0,0	1,7	0,1	-2,4	-1,8	-2,2	0,0	-6,6
Eristyskerroksen yläosan leikkausmuodonmuutos	0,0	2,0	0,3	-0,4	0,0	-1,5	-7,3	-3,3	-27,5	21,9	0,0	12,4
Pohjamaan yläpinnan pystysiirtymä	0,0	0,2	-0,2	0,1	0,0	1,2	-7,6	9,9	-71,1	224,1	0,0	3,9
Pohjamaan yläpinnan pystyjännitys	0,0	-1,7	-0,9	2,1	0,0	3,1	0,4	11,7	3,5	-14,1	0,0	19,5
Pohjamaan yläosan leikkausmuodonmuutos	0,0	1,0	0,5	-0,6	0,0	1,7	-25,6	37,5	-65,3	146,3	0,0	19,5

Tutkimuksessa tehtyjen simulaatioiden perusteella saatiin arvokasta tietoa niin koko ratarakenteen toiminnasta kuormituksen alaisena kuin yksittäisiin komponentteihin kohdistuvista rasituksistakin. Jos ajatellaan rataa kokonaisuutena sekä radan ominaisuuksien määrittämistä radan kokonaisjäykkyyden näkökulmasta, huomataan kaksi selvästi ratkaisevaa tekijää. Koska radan kokonaisjäykkyys määritetään käytännössä kuormitetun ja kuormittamattoman radan siirtymätasojen erotuksena, voidaan mallinnustulosten perusteella todeta pohjamaan jäykkyyden käytännössä määrittävän kokonaisjäykkyyden tason, mikäli radan komponentit eivät muutu. Toinen merkittävä seikka radan kokonaisjäykkyyden näkökulmasta nimenomaisesti jatkuvaan mittauk-

seen perustuvan määrittelyn näkökulmasta on käytetty välilevytyyppi. Koska erityyppisten välilevyjen materiaalit ja näin ollen myös jäykkyys vaihtelevat, voi välilevyn kokoonpuristuma vaihdella huomattavasti kuormitettaessa. Näin ollen radan kokonaisjäykkyyden näkökulmasta pitäisi tietää käytetty välilevytyyppi, jotta voidaan vertailla eri rataosien kokonaisjäykkyyden tasoa keskenään.

Yksittäisten ratakomponenttien näkökulmasta voidaan erotella muutamia merkittäviä tekijöitä. Alusrakenteen vaikutus ratarakenteen kuormituskestävyyteen voi olla erittäin merkittävä. Alusrakenteessa käytettävät materiaalit vaikuttavat jonkin verran radan kuormituskestävyyteen, mutta huomattavasti suurempi vaikutus näyttäisi olevan vuodenaikavaihtelulla. Nyt simuloitu kosteustilan vaikutus liittyy ensisijaisesti radan sulamisvaiheeseen. Kun rakenne on osittain sulanut, mutta alapuolelta joko pohjamaa tai osa rakennekerroksista on vielä jäässä, on osa rakenteesta mahdollisesti vedellä kyllästyneessä tilassa, jolloin kyllästyneen materiaalin lujuus alenee. Simulaatioiden perusteella tämä lisää riskiä pysyvien muodonmuutosten kertymisnopeuden kasvuun. Tällöin pienikin liikennemäärä voi aiheuttaa rataan merkittävän määrän pysyviä muodonmuutoksia. Kyllästyneen materiaalin haitalliset vaikutukset voivat olla vielä nyt simuloituja haitallisempiakin, kun rakenteen yläosa on juuri sulanut ja alapuolella on jäässä oleva, joustamaton rakenne. Lisäsimuloinneilla voitaisiin selvittää tarkemmin kevätajan vaikutuksia ratarakenteen kuormituskestävyyteen ja mahdollisesti geometrian huononemisen syihin.

Simulaatioiden perusteella näyttää myös siltä, että alusrakennekerrosten paksuudella oli nyt tehdyissä simulaatioissa jopa yllättävän vähäinen vaikutus radan eri komponenttien jännitys- ja muodonmuutostasoihin. Näin ollen voidaan alustavasti päätellä nyt simulaatioissa lähtökohtaisesti käytettyjen 0,9 metrin alusrakennekerrospaksuuksien olevan riittäviä ja routimattomilla pohjamailla nykyisten normaalipoikkileikkausten vaatimia kerrospaksuuksia voitaisiin pienentää. Rakennepaksuusmitoitusta voitaisiin tarkentaa lisäsimulaatioiden avulla esimerkiksi perustaen tarkastelu pohjamaan leikkausmuodonmuutokselle valittavaan enimmäisarvoon.

Merkittävä havainto liittyen yksittäisiin ratakomponentteihin on myös tukikerroksen kunnan vaikutus. Nyt simulaatiot tehtiin siten, että tukikerroksen kunto oli vakio kerroksen koko alueella. Eri tuentatilanteiden vaikutusta voitaisiin selvittää nyt kehitetyllä mallilla, koska tukikerros on jaettu osiin pölkyn alapuolisilta osilta eikä tämä jako näytä vaikuttavan negatiivisesti mallin laskentakäyttämiseen.

Lähteet

Barksdale, R.D. (1972). Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. Proceedings of 3rd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, UK. pp 161-174.

Bathe, K.J. (1982). Finite element analysis in engineering analysis. Prentice-Hall, New Jersey.

Boyce, J.R. (1980). A Non-Linear Model for the Elastic Behaviour of Granular Materials Under Repeated Loading. Proceedings of International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea, UK. pp. 285-294.

Brecciaroli, F. & Kolisoja, P. (2006). Deformation behavior of railway materials under repeated loading. Literature review. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A5/2006. Helsinki 2006.

Brinkreve, R.B.J., Engin, E & Swolfs, W.M. (2012). PLAXIS 3D 2012. User Manuals. Plaxis bv, The Netherlands.

Brown, S.F (1974). Repeated Load Testing of a Granular Material. Geotechnical Engineering Division, The American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. G77, pp 825-841.

Brown, S. F. (1993) Introduction to Pavement Design. Bituminous Pavements: Materials, Design and Evaluation. Oulun yliopiston Tie- ja liikennetekniikan julkaisuja 22. Oulu 1993. ss. 1-12.

Brown, S.F. & Hyde, A.F.L. (1975). Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated Load Triaxial Testing of Granular Material. Transportation Research Record, No. 537, pp. 49-58.

Brown, S.F. and Pell, P.S. (1967). An Experimental Investigation of the Stresses, Strains and Deflections in a Layered Pavement Structure Subjected to Dynamic Loads. Proceedings of 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, USA. pp. 487-504.

Burmister, D. M. (1943). The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways. Proceedings of Highway Research Board.

Burrow, M.P.N, Bowness, D. & Ghataora, G.S. (2007). A comparison of railway track foundation design methods. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit 2007 221:1.

Burrow, M.P.N., Ghataora, G.S. & Evdorides, H. (2011). Railway Foundation Design Principles. Journal of Civil Engineering and Architecture, Mar. 2011, Volume 5, No.3, pp.224-232. David Publishing, USA.

Chan, F.W.K. (1990). Permanent Deformation Resistance of Granular Layers in Pavements. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.

Cheung, L.W. (1994). Laboratory assessment of pavement foundation materials. PhD thesis. University of Nottingham. 223 p.

Davis, R.O. & Selvadurai, A.P.S. (1996). Elasticity and Geomechanics. Cambridge University Press, Cambridge, UK.

Ehrola E. (1996). Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Tampere 1996, Rakennustieto Oy. 365 s.

Esveld, C. (2001). Modern Railway Track. Second Edition. MRT-Productions, The Netherlands. 654 p.

Feng, H. (2011). 3D-models of Railway Track for Dynamic Analysis. M.Sc. Thesis, Division of Highway and Railway Engineering, Department of Transport Science, School of Architecture and the Built Environment, Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden.

Getzner Werkstoffe. (2012). Yrityksen verkkosivut.
<http://www.getzner.com/index.php?id=106&productBox=1&L=1>. Viitattu 16.1.2012.

Grassie, S. L. (1989). Resilient railpads: their dynamic behaviour in the laboratory and on track. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit. Vol. 203. No. F1. pp. 25-32.

Göbel, C., Lieberenz, K., Rivhter, Frank, (1996). Der Eisenbahn-unterbau. Eisenbahn-Fachverlag, Heidelberg. Mainz 1996.

Heath, D.L., Shenton, M.J, Sparrow, R.W. & Waters, J.M. (1972). Design of conventional rail track foundations, Proc.Inst. Civ. Eng. 52, pp.251-267.

Huang, Y. H., Lin, C., Deng, X., and Rose, J., (1984) KENTRACK, A Computer Program for Hot-Mix Asphalt and Conventional Ballast Railway Trackbeds, Asphalt Institute (Publication RR-84-1) and National Asphalt Pavement Association (Publication QIP-105), 164 s.

Hwang, D. and Witczak, M. (1978). Program DAMA (Chevron) User's Manual, Department of Civil Engineering, University of Maryland, September, s. 9-11.

Hyslip, J. (2009). Trackbed Structural Design. Presentation: BCRRA 2009 Conference, Champaign, Illinois, USA. June 29, 2009. Saatavilla:
http://www.engr.uky.edu/~jrose/papers/BCR2A%20Workshop_Hyslip.pdf. Viitattu: 26.10.2013.

Indraratna, B., Salim, W. & Rujikiatkamjorn, C. (2011). Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track. CRC Press, The Netherlands. 414 p.

International Union of Railways, UIC. (2008). Earthworks and track bed for railway lines, UIC Code 719 R. 117 p.

International Union of Railways, UIC. (2009). Under Sleeper Pads – Summarising Report. Wien 2009. 40 p.

Iwnicki, S. (2006) Handbook of Railway Vehicle Dynamics. 2006, CRC Press. 535 p.

Jeffs, T. & Tew, G.P. (1991) A review of track design procedures, Vol. 2, Sleepers and Ballast, Railways of Australia. 1991.

Jouve, P., Martinez, J. Paute, J.L., and Ragneau, E. (1987). Rational Model for the Flexible Pavement Deformations. Proceedings of 6th International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, Ann Arbor, Michigan, USA. pp. 50-64.

Kalliainen, A. (2008). Uusien käsittelyaineiden vaikutus kosteustilaherkkien tierakennusmateriaalien mekaanisiin ominaisuuksiin. Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan laitos. Tampere 2008.

Kalliainen, A. & Kolisoja, P. (2013). Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus. Loppuraportti. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013. 85 s. + liitt. 16 s.

Kennedy, J. & Prause, R. (1978). Development of Multilayer Analysis Model for Tie-Ballast Track Structures. Transportation Research Record, Vol.1131, Performance of Aggregates in Railroads and Other Track Performance Issues, pp.35-44.

Kerokoski, O., Rantala, T., Köliö, A. & nurmikolu, A. (2013). Betoniratapölkyn rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismi. Ratapölkyn mekaanisen toiminnan ja rapautumisen kokeellinen ja laskennallinen arviointi. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 37/2013. 248 s + liitt. 39 s.

Kolisoja, P. (1993). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Tielaitoksen selvityksiä 38/1993, Helsinki 1993.

Kolisoja, P. (1993 b). Sitomattomien kerrosten kiviainesten muodonmuutosominaisuudet. Tielaitoksen selvityksiä 39/1993. Helsinki 1993.

Kolisoja, P. (1997). Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials. Ph.D. Thesis, Laboratory of Foundations and Earth Structures, Tampere University of Technology, Tampere, Finland.

Kolisoja, P., Järvenpää, I., Mäkelä, E. (2000) Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisu A5/2000. Helsinki 2000. 99 s. + liitt.

Kolisoja, P., Vuorimies, N. & Saarenketo, T. (2004). Assessment of the Effect of Seasonal Variations on the Unbound Granular Materials of Low Volume Roads by Laboratory Testing. 6th International Symposium on Pavements Unbound, Nottingham, England, UK.

Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). Soil mechanics, SI version. Wiley, New York. 553 p.

Lashine, A.K., Brown, S.F., and Pell, P.S. (1971). Dynamic Properties of Soils. Report No. 2 Submitted to Koninklijke/Shell Laboratorium, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.

Lentz, R.W. & Baladi, G.Y. (1981). Constitutive Equation for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading. Transportation Research Record, No. 810, pp- 50-54.

LePen, L. (2008). Track Behaviour: The Importance of the Sleeper to Ballast Interface. PhD Thesis, Faculty of Engineering, Science and Mathematics, School of Civil Engineering and the Environment. University of Southampton, UK.

Li, D. & Selig, E.T. (1995). Evaluation of railway subgrade problems, Transportation Research Record 1489, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., pp. 17-25.

Li, D., Sussman, T.R. & Selig, E.T. (1996). Procedure for railway track granular layer thickness determination, Report No. R-898, Association of American Railroads, Transportation Technology Center, Pueblo, Colorado, USA.

Liikennevirasto. (2012). Tien geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 10/2012. Helsinki 2012.

Mansikkamäki, J. (2009). Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Ratahallintokeskuksen julkaisu A9/2009. Helsinki 2009.

Mayhew, H.C. (1983). Resilient Properties of Unbound Road Base under Repeated Tri-axial Loading. Laboratory Report 1088, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, UK.

Morgan, J.R. (1966). The Response of Granular Material to Repeated Loading. Proceedings of 3rd Australian Road Board Conference, Sydney, Australia. pp1178-1192.

Mäkelä, E. (2002). Raiteen, ratapenkereen ja -rummun yhteistoiminta. Lisensiaatin-tutkimus. Tampere 2002. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Pohja- ja maarakenteiden laboratorio. 162 s. + liitt. 7 s.

Mäkelä, H (2000). Rakennratkaisujen valintaperusteita. TPPT työraportti RA 18.

Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. (2001). XPS-routalevyeristeet ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot. Helsinki 2001. Ratahallintokeskuksen julkaisu A 2/2001. 97 s. + liitt. 17 s.

Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. (2010). Sepelinpuhdistuksen vaikutukset raideseppelin ominaisuuksiin. Helsinki 2010. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 11/2010. 64 s. + liitt. 3 s.

Outinen, H., Salmi, T. & Koski, J. (2003). Lujuusopin perusteet. Tampere, Pressus Oy. 447 s.

O'Reilly, M.P. 1985. Mechanical properties of granular materials for use in thermal energy stores. Ph.D thesis, University of Nottingham, UK.

Pappin, J.W. (1979). Characteristics of a Granular Material for Pavement Analysis. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.

Pappin, J.W. and Brown, S.F. (1980). Resilient Stress-Strain Behaviour of a Crushed Rock. Proceedings of International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Wales, UK. Vol. 1, pp. 169-177.

Paute, J.L., Hornych, P., & Benaben, J.P. (1993). Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées. Flexible Pavements. Edited by A.G. Correia. Proceedings of European Symposium on Flexible Pavements, Euroflex. pp. 53-64.

Peltokangas, O. 2012. Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen pistemäinen mittaaminen. Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto. 189 s + 12 liites.

Peltokangas, O., Luomala, H. & Nurmikolu, A. (2013). Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen mittaaminen. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 6/2013, Helsinki 2013.

Pérez Gállego, S. (2009). Mechanical Modelling of Railway Track Superstructure. M.Sc. Thesis. Tampere university of Technology. 106 p. + 11 app.

Pienimäki, M. (2004). APAS-ohjelman tilanne ja käyttö. Tie- ja geotekniikan teemapäivät 29.3.-30.3.2004. Esitelmä. Saatavilla:
<http://alk.tiehallinto.fi/tiejageo/pdf/mpienimakiapas2.pdf> Viitattu 19.1.2013.

Rantala, T (2011). Betoniratapölkyn vaurioitumismekanismit. Diplomityö. Tampere 2011. Tampereen teknillinen yliopisto, Rakennustekniikan koulutusohjelma. 88 s. + liitt. 36 s.

Rantala, T., Kerokoski, O. & Nurmikolu, A. (2013). Betoniratapölkyn rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismit. Kirjallisuusselvitys. Helsinki 2013. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 36/2013. 156 s + liitt. 13s.

Ratahallintokeskus. (2002). Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO), osa 11, radan päällysrakenne. Helsinki. 87 s. + liitt. 26 s.

Ratahallintokeskus. (2008 a). Ratatekniset ohjeet (RATO), osa 3, radan rakenne. Helsinki 2008. 50 s. + liitt. 35 s.

Ratahallintokeskus. (2008 b). Esijännitetyt betoniratapölkkyt: Betoniratapölkkyjen tekniset toimitusehdot. 21 s.

Riessberger, K. (1998). Track Part of the system 'railway'. Lecture material, Nordic railway seminar 1998. 46 p. Julkaisematon.

Robnett, Q.L., Thompsom, M.R., Knutson, R.M. & Tayabji, S.D. (1975). Development of a structural model and materials evaluation procedures. Ballast and Foundation Materials Research Program, University of Illinois, report to FRA of US/DOT, Report No. DOT-FR.30038, May.

Rose, J.G. & Konduri, K. C. (2006). KENTRACK – A Railway Trackbed Structural Design Program. Article offered for publication and presentation at the American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2006 Annual Conference and Exposition, Sept. 17-20, 2006, Louisville, Kentucky. Viitattu 30.10.2012. Saatavissa : <http://www.engr.uky.edu/~jrose/papers/Kentrack2006-paper.pdf>

Rose, J.G., Agarwal, N.K., Brown, J.D. & Ilavala, N. (2010). KENTRACK, a Performance-based Layered Linear elastic Railway Trackbed Structural Design and Analysis Procedure – a Tutorial. Proceedings of the 2010 Joint Rail Conference, April 27-29, 2010, Urbana, Illinois, USA.

RSSB, Rail Safety & Standards Board. (2005). Review of the effect of track stiffness on track performance. 27 p., 30 app.

Saarenketo T., Kolisoja P., Vuorimies N., Yliheikkilä T. & Ylitapio S. (2000). Kantavan kerroksen murskeen imupaine- ja muodonmuutosominaisuudet: osa I. Tampereen teknillinen korkeakoulu, Geotekniikan laboratorio, julkaisu 51. 71 s. + liitt. 37 s.

Sadeghi, J.M. & Babaei, A.(2006). Structural optimization of B70 railway prestressed concrete sleepers. Iranian Journal of Science and Technology Transaction B Engineering Vol. 30, August, 2006, pp.461-473.

Selig, E. T. and D. Li. 1994. "Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It." In Transportation Research Record 1470. Transportation Research Board, National Research Council, Washington DC, s. 47–54.

Selig, E. T. & Waters, J. M. 1994. Track geotechnology and substructure management. London, Thomas Telford Publications. 407 p.

SFS EN 13481-2. (2002). Kiskoliikenne, rata, kiinnitysjärjestelmien vaatimukset, osa 2: Betonisten ratapölkkyjen kiinnitysjärjestelmät. 10 s. + liitt. 7 s.

SFS EN 15528. (2008). Railway applications – Line categories for managing the interface between load limits of vehicles and infrastructure. 18 s. + liitt. 38 s.

Shenton, M.J. 1975. Deformation of railway ballast under repeated loading conditions. In: Kerr (ed.): Railroad Track Mechanics and Technology. Proceedings of a symposium held at Princeton University. Pp. 387-404.

Skoglund, K. A. (2002). A Study of Some Factors in Mechanistic Railway Track Design. Eng.D Thesis. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Faculty of Engineering and Technology. 160 p., 37 app.

Suiker, A. S. J., Selig, E. T. & Frenkel, R. (2005). Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast. J. Geotech. Geoenviron. Engng ASCE 131, No. 6, 771–782.

Sweere, G.T.H. (1990). Unbound Granular Bases for Roads. Ph.D. Thesis, University of Delft, Delft, The Netherlands.

Sweere, G.T.H., Penning, A. & Vos, E. (1987). Development of a Structural Design Procedure for Asphalt Pavements with Crushed Rubble Base Courses. Proceedings of 6th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, 1987. pp. 290-304.

Tammirinne, M. (2002). Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus, TPPT-suunnitelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002, Helsinki 2002.

Tiehallinto (2004). Tierakenteen suunnittelu. Helsinki 2004.

Tiehallinto (2005). Tietoa tien suunnitteluun 71d. Helsinki 2005.

Thom, N.H. (1988). Design of Road Foundations. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, Nottingham, UK.

TTCI (2010). Vertical and Lateral Dynamics. 2010, Transportation Technology Center, Inc., a subsidiary of the Association of American Railroads. Railway Derailment Course. 167

Ullidtz, P. (1998). Modelling flexible pavement response and performance. Denmark, Polyteknisk Forlag. 205 p.

Uzan, J. (1985). Characterization of Granular Materials. Transportation Research Record, No. 1022, pp. 52-59.

Uzan, J., Witczak, M.W., Scullion, T., and Lytton, R.L. (1992). Development and Validation of Realistic Pavement Response Models. Proceedings of 7th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle, Washington, USA.

Veverka, V. (1979). Raming Van de Spoordiepte Bij Wagen met een Bitumineuze Verharding. De Wegentechniek, Vol. XXIV, No. 3, pp. 25-45.

Vossloh Fastening Systems. 2012. Yrityksen verkkosivut. http://www.vossloh-fastening-systems.com/en/produkte_2010/betonschwellen/w_14/w_14.html. Viitattu 10.1.2012.

Vuorimies N., Kolisoja P., Saarenketo T. & Peltoniemi H. (2004). Väylämateriaalien vuodenaikaiskäyttötymistutkimusten 2001-2003 koetulokset. Tampereen teknillinen yliopisto, Pohja- ja maarakenteet, julkaisu 56. 64 s. + liitt. 10 s.

Wolff, H. and Visser, A.T. (1994). Incorporating Elasto-Plasticity in Granular Layer Pavement Design. Proceedings of Instn. Civil Engineers Transp., No. 105. pp. 259-272

Wu, T. X. & Thompson, D. J. (1999). The effects of local preload on the foundation stiffness and vertical vibration of railway track. Journal of Sound and Vibration. Vol. 219. No. 5. pp. 881-904.

