

ANTTI UOTILA

Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla



Antti Uotila

Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2014

Liikennevirasto
Helsinki 2014

Kannen kuva: Antti Uotila

Verkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-255-421-5

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 029 534 3000

Antti Uotila: Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla. Liikennevirasto, kunnossapito-osasto. Helsinki 2014. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2014. 131 sivua ja 5 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-421-5.

Avainsanat: Ratarakenne, turve, stabiliteetti, palautuva painuma, leikkauskoe

Tiivistelmä

Suomen rataverkko on rakennettu pääosin 1900-luvun alkupuolella. Aikoinaan rautateitä rakennettaessa pyrittiin massatöiden minimointiin, minkä vuoksi radat perustettiin suurilta osin maanvaraisesti luonnontilaiselle maaperälle ja tasamaalle. Soilla tämä tarkoitti ratojen perustamista maanvaraisesti turpeelle. Suomen maapinta-alasta on soita ja soistumia noin 30 %, ja vaikka nykyisin turvetta ei pääsääntöisesti sallita uusien ratojen alla, olemassa olevalla rataverkolla on turpeen varaan rakennettuja rautateitä useita satoja kilometrejä.

Radan kunnossapidosta tehtyjen havaintojen perusteella maanvaraisilla ratapenkeillä turpeen alapuolisen maan laatu vaikuttaa merkittävästi penkereen toimintaan. Etelä- ja Lounais-Suomessa turvekerroksen alla on usein savea tai liejua, jolloin maanvarainen ratapenger ei useimmiten toimi tyydyttävästi. Sen sijaan Pohjanmaalla ja Lapissa suot ovat usein muodostuneet kantavan pohjamaan päälle, jolloin vanhojen ratojen maanvaraiset ratapenkereet voivat toimia täysin kelvöllisesti.

Työtä varten mitattiin radan palautuvia painumia ja otettiin näytteitä radan alla olevasta turpeesta Riipan ja Kannuksen väliseltä rataosalta noin kmv 580+500...580+750. Radan alla olevan turvekerroksen lujuusparametrien selvittämiseen rasialeikkauskoe osoittautui huomattavasti siipikairausta luotettavammaksi menetelmäksi. Leikkauskokeissa turpeessa ei tapahdu murtoa kohtuullisilla leikkausmuodonmuutoksilla, joten suunnittelijan on päätettävä kuinka suurilla leikkauskokeen siirtymillä mitoituksessa käytettävät lujuusparametrit määritetään.

Luotettavin palautuvan painuman määrittäytapa olemassa olevilla radoilla on kahden erisuuruisen raskaan kuormituksen aiheuttaman painuman mittaaminen ja mittaus tulosten perusteella palautuvan painuman suuruuden arviointi mitoituskuormalla. Arvioitaessa olemassa olevan ratapenkereen toimintaa turvepehmeiköllä, on ehdottoman tärkeää selvittää todellinen ratapenkereen korkeus, radan alla olevan tiivistyneen turvekerroksen paksuus ja turpeen alla olevan maan laatu. Tarkempia tutkimuksia varten on tarpeen ottaa ratapenkereen alla olevasta turvekerroksesta häiriintymätömiä näytteitä ja määrittää turpeen geoteknisiä ominaisuuksia laboratorioskokein.

Laskennallisten tarkastelujen perusteella kantavankin pohjamaan päälle muodostuneilla soilla ongelmaksi voi muodostua ratapenkereen pysyvien painumien hallinta. Radan pystygeometrian ennallistaminen tukikerrospaksuutta kasvattamalla voi pahimmillaan johtaa jatkuvaan painuma-tuentakierteeseen. Stabiliteetti on heikoin tilanteissa, joissa paksun turvekerroksen päällä on korkea ratapenger. Radan jäykkyys taas pienenee huomattavasti pengerkorkeuden ollessa alle 2,0 m, mikä ilmenee suurina palautuvina painumina.

Antti Uotila: Funktionalitet av järnvägsbanken på torv grundmark. Trafikverket, drift och underhåll. Helsingfors 2014. Trafikverkets undersökningar och utredningar 10/2014. 131 sidor och 5 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-421-5.

Nyckelord: Järnväg, torv, stabilitet, återhämtbar sättning, skjuvförsök

Sammanfattning

Största delen av det finländska järnvägsnätet har byggts i början av 1900-talet. På den tiden försökte bankonstruktörer minimera markarbeten genom att bygga järnvägar huvudsakligen på marknivå och på så jämn markyta som möjligt. På kärrmark innebar detta byggande av järnvägsbanken direkt på torvunderlag. Omkring 30 procent av Finlands markyta består av kärrmark och därför finns det hundratals kilometer järnvägar på torv, som dock inte är tillåtet idag.

Under av underhållsarbeten järnvägar har man konstaterat att jordkvaliteten under torven har betydande inverkan på funktionaliteten av bankonstruktionen. I södra och sydvästra Finland är jordarten under torvlagret ofta lera eller gyttja, vilket medför vissa funktionella problem i bankonstruktionen. I Österbotten och Lappland har myrar ofta bildats på en fast jordgrund, dvs. morän eller sand. I det fallet fungerar torven under den gamla järnvägsbanken som ett stödande botten och därmed kan vägkonstruktion fungera helt bra.

Under den här undersökningen togs det jordprov från torvlagret under banbanken och bankens återhämtbara sättningar mättes med special utrustning på bansektionen mellan Riippa och Kannus på järnvägs kilometer 580+500...580+750. För undersökning av torvlagrets hållfasthetsparametrar under järnvägsbanken visade sig box skjuvförsöket vara betydligt mer lämplig forskningsmetod än vingsprovning. Vid skjuvförsökning brister torvprovet dock inte när skjuvdeformationer är måttliga. Därför måste geoteknikerna avgöra från vilken mängd av skjuvdeformation hållfasthetsparametrar bestäms.

Den mest pålitliga metoden för värdering av återhämtbara sättningar på existerande järnvägar är banbankens belastning med två olika, tunga laster och efter belastningen mäta återhämtbara sättningar. På grund av mätresultaten kan man sedan utvärdera storleken av återhämtbara sättningar orsakade av den dimensionerande belastningen. Vid bedömning av existerande järnvägsbankens funktionalitet på torvjordgrund är det absolut nödvändigt att ta reda på banbankens höjd, tjockleken av komprimerad torvlager och kvaliteten av grundmarken under torvlagret. Exakta undersökningar kräver ostörda prov från torvlager under järnvägen och laboratorietester för att fastställa torvens geotekniska egenskaper.

På grund av utförda beräkningar kan det förbli problem med kontrollering av banbankens konstanta sättningar även på torvmark som bildats ovanpå fast grundmark. I värsta fall kan återställandet av järnvägsbankens höjd till sin ursprungliga nivå efter sänkning genom att öka tjockleken på ballast leda till en kontinuerlig cirkel mellan renoveringar och sättningar. Järnvägsbankens stabilitet är sämst i den situationen där det finns en hög bank på ett tjockt lager av torv. Järnvägskonstruktionens styvhet blir betydligt sämre när bankens höjd minskar under 2,0 m på ett tjockt torvlager. Denna situation kan förorsaka stora återhämtbara sättningar.

Antti Uotila: The performance of ground-supported railway embankment on peat subsoil. Finnish Transport Agency, Maintenance Department. Helsinki 2014. Research reports of the Finnish Transport Agency 10/2014. 131 pages and 5 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-255-421-5.

Keywords: Railway, peat, stability, recoverable vertical displacement, shear test

Summary

The Finnish railway network has been built mostly in the early 20th century. At that time constructors attempted to minimize the need of earth moving, which is why the railways were founded largely upon the existing ground level and on flat ground. On bogs, this meant establishing track on peat subsoil. About 30 percent of Finland's soil is peat and there are still several hundreds of kilometers of railway embankments on peat subsoil, even nowadays it is mainly not allowed to build new railways on peat soil.

Findings that have been made by maintenance of the railways support the argument that the quality of soil below the peat has significant impact on the functioning of the ground-supported railway embankment. In South and South-West Finland, soil below the peat layer is often clay or sludge and in that case the ground-supported railway embankment does not usually work. In Ostrobothnia and Lapland bogs are often formed on the firm subsoil and peat under the old railway embankment is totally compressed and therefore ground-supported embankment can work completely fine.

For this study reversible settlements of track were measured and samples were taken from the peat layer under the railway embankment between Riippa and Kannus on railway kilometers between 580+500...580+750. To solve strength parameters of peat layer under the railway embankment box shear test proved to be significantly more suitable research method than vane shear test. At the shear test peat sample does not break when shear deformations are moderate. Therefore the engineer must decide from which shear deformation level the design load parameters are determined.

The most reliable method for determining the recoverable vertical displacement on existing railways is to measure displacements caused by two different sizes heavy load. Then one can evaluate magnitude of recoverable displacements caused by design load based on the measuring results. When assessing performance of existing railway embankment on peat subsoil, it is absolutely essential to find out the actual height of the railway embankment, the thickness of compacted peat layer under the railway and quality of soil under the peat layer. More specific examinations require undisturbed samples from peat layer under the railway and laboratory tests to determine the geotechnical properties of peat.

Based on the strength of computational considerations, even if bog is formed on firm subsoil, controlling of settlements can be serious problem. In the worst case, restoration of the railway's longitudinal level by increasing thickness of ballast may lead to continuous loop of restorations and settlements. Stability is the weakest in the situation where there is a high railway embankment on a thick layer of peat. The stiffness of railway significantly reduces when the embankment height is less than 2.0 m, and that causes large recoverable vertical displacements.

Esipuhe

Tämän tutkimuksen on tehnyt Antti Uotila Tampereen teknillisen yliopiston rakennustekniikan koulutusohjelmaan kuuluvana diplomityönä. Työ tehtiin Destia Oy:n asiantuntijapalvelut-tulosyksikössä. Työn tilaajana oli Liikennevirasto ja rahoittajina Liikennevirasto ja Destia Oy.

Työn tarkastajana toimi professori Antti Nurmikolu. Hänen lisäksi työn ohjausryhmään kuuluivat Erkki Mäkelä ja Panu Tolla (Liikennevirasto), Jaakko Heikkilä (Arcus Oy) sekä Jorma Immonen ja Aarno Valkeisenmäki (Destia Oy).

Helsingissä helmikuussa 2014

Liikennevirasto
Kunnossapito-osasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	9
1.1	Tutkimusongelma.....	9
1.2	Tavoitteet ja rajaus	10
1.3	Tutkimusmenetelmät ja työn sisältö	10
2	RATARAKENNE JA RADAN TOIMINNALLISET KRITTEERIT	12
2.1	Radanpidon ohjeistus.....	12
2.2	Ratarakenne.....	14
2.3	Stabiliteetti.....	15
2.3.1	Kuormat	16
2.3.2	Maan lujuus ja murtuminen.....	16
2.3.3	Radan stabiliteetin mitoitus.....	18
2.4	Pysyvä painuma	20
2.4.1	Painumalajit ja sekundaaripainuman laskeminen	20
2.4.2	Pysyvien painumien mitoitus.....	22
2.5	Palautuva painuma ja radan jäykkyys	23
2.5.1	Palautuvan painuman arviointi mittausten perusteella.....	23
2.5.2	Palautuvan painuman laskennallinen määrittäminen.....	26
2.5.3	Palautuva painuma mitoituskriteerinä.....	30
2.6	Routivuus.....	32
2.6.1	Roudan syntyminen	32
2.6.2	Routuminen	33
2.6.3	Maalajien routivuus	34
2.6.4	Roudan syvyys	36
2.6.5	Ratojen routamitoitus	37
2.7	Värähtely ja värähtely	38
2.7.1	Ratapenkereen värähtely	39
2.7.2	Ympäristövärähtely.....	41
2.7.3	Värähtelyn ja värähtelyn raja-arvot	43
3	TURPEEN OMINAISUUDET	45
3.1	Syntytyyppi ja luokittelu	45
3.1.1	Kasvitieteellinen luokitus	46
3.1.2	Luokittelu turpeen olomuodon mukaan.....	46
3.2	Turpeikot Suomessa	48
3.3	Turpeen fysikaaliset ominaisuudet.....	52
3.4	Turpeen geotekniset ominaisuudet	56
3.4.1	Painumaominaisuudet	56
3.4.2	Lujuusominaisuudet	58
3.4.3	Routivuus.....	59
4	OLEMASSA OLEVAT RATAPENKEREET TURVEPOHJAMAALLA.....	61
4.1	Rautatiet turvepohjamaalla	61
4.1.1	Rakentamishistoria ja käytetyt menetelmät	62
4.1.2	Nykyiset menetelmät ja rakennusratkaisut.....	63
4.1.3	Kokemuksia turpeen päälle rakennetuista rautateistä	65
4.2	Turpeen lujittuminen	69
4.3	Tutkimusmenetelmät.....	71
4.3.1	Siipikairaus	71
4.3.2	Maatutkaus.....	72

4.3.3	Näytteenotto.....	74
4.3.4	Laboratoriokokeet	74
5	RADAN ALLA OLEVAN TURVEKERROKSEN OMINAISUUDET	79
5.1	Koekohde Riippa–Kannus	79
5.2	Siipikairaukset ja näytteenotto	80
5.3	Laboratoriokokeet.....	83
5.3.1	Perusmääritykset.....	84
5.3.2	Portaittaiset ödometrikokeet	87
5.3.3	Leikkauskokeet	89
5.3.4	Sykliset kolmiaksaalikokeet.....	93
5.4	Maatutkaus	96
5.5	Palautuvan painuman mittaus	98
6	TURPEEN PÄÄLLE RAKENNETUN RAUTATIEPENKEREEN TOIMIVUUS.....	102
6.1	Laskentapoikkileikkaukset.....	102
6.2	Stabiliteetti	103
6.3	Pysyvät painumat	106
6.4	Radan palautuva painuma	109
6.4.1	Arviointi mittausten perusteella.....	109
6.4.2	Laskenta Boussinesqin jännitys jakauman perusteella	112
6.4.3	Palautuvan painuman laskenta Plaxis-ohjelmalla	115
7	TULOSTEN TARKASTELU	116
7.1	Turvekerroksen paksuus ja perusmääritykset.....	116
7.2	Turpeen geotekniset ominaisuudet.....	117
7.3	Turvepohjamaalla olevan ratapenkereen toiminta.....	119
7.4	Palautuvan painuman määrittäminen mitoitustuormitukselle	120
8	JOHTOPÄÄTÖKSET.....	124
8.1	Turpeen tutkimusmenetelmistä ja geoteknisistä ominaisuuksista.....	124
8.2	Maanvaraisesti turvepohjamaalle perustetut ratapenkereen toiminta	125
8.3	Jatkotutkimustarve	126
	LÄHTEET	127
	LIITTEET	
Liite 1	SFS-EN 15528 mukaiset kuormakaaviot	
Liite 2	Suomen maaperä	
Liite 3	Kmv 580+500...580+750 tehdyt siipikairaukset	
Liite 4	Stabiliteettilaskentapoikkileikkaukset	
Liite 5	Laskentapoikkileikkausten sekundaaripainuma	

1 Johdanto

Rautatiet ovat tärkeä osa Suomen liikenne- ja kuljetusjärjestelmää. Suomen rautatieverkko on rakennettu 1850-luvulta alkaen ja pääosin nykyisen laajuuden rataverkko on saavuttanut 1960–70-luvulla. Liikennöintinopeuksien noustessa radan tasaisuusvaatimukset ovat tiukentuneet ja raiteen asemassa sallittavat muutokset ovat yhä pienempiä. Akselipainon nousun myötä myös olemassa olevien ratojen stabiliteetti ja radan jäykkyyssominaisuudet eivät ole kaikilta osin riittäviä nykyisille vaatimuksille. Nykyisellä rataverkolla sallitut akselipainot ovat 200...250 kN, tavoitteena on nostaa akselipainoja suurimmalla osalla rataverkkoa 250 kN:iin.

Aikoinaan rautateitä rakennettaessa pyrittiin massatöiden minimointiin, minkä vuoksi radat perustettiin suurilta osin olemassa olevan maanpinnan varaan ja tasamaalle. Stabiliteettiin, painumiin ja routimiseen vaikuttavat pohjasuhteet eivät olleet määräviä nykyistä alhaisemmista liikennöintinopeuksista ja akselipainoista johtuen, jolloin pystyttiin rakentamaan suoraan pehmeiköille ja silti ne toimivat vähintään tyydyttävästi rakentamisajan liikenteellisillä vaatimuksilla. Erityisesti Pohjanmaalla rakennettiin paljon maanvaraisia ratapenkereitä suoraan turvepohjamaalle. Vanhat ratkaisut aiheuttavat suuria haasteita radanpidolle nykyään.

1.1 Tutkimusongelma

Yli 0,3 m paksuja turvekerroksia esiintyy Suomessa lähinnä soilla ja soistumilla, joita on maamme maapinta-alasta noin 30 %. Turve on eloperäinen maalaji, jonka geotekniset ominaisuudet ovat epäsuotuisia radan pohjamaana. Turve on hyvin painumaltis kuormituksen alla ja leikkauslujuudeltaan melko heikko materiaali. Nykyisin turvetta ei pääsääntöisesti sallita uusien ratojen alla, mutta rataverkolla on paljon rataosia, joilla rautatie on aikoinaan rakennettu maanvaraisesti turpeen varaan. Turve tiivistyy ja painuu ratapenkereen alla, jolloin myös turvemaalle rakennettu rata voi nykyään toimia tyydyttävästi erityisesti, mikäli pehmeikön pohjaolosuhteet ovat muuten rakennusgeologisesti suotuisia. Parannettaessa rautateitä harkitaan tapauskohtaisesti, mitä nykyisen radan alla olevalle turpeelle tehdään. Yleinen ratkaisu on turpeen poistaminen tekemällä massanvaihto. Tämä on kuitenkin kallista ja aikaa vievää, jolloin turhan massanvaihdon tekemisestä aiheutuu sekä rakentamis- että liikennöintikustannuksia.

Ratojen kunnostaminen on useimmiten rahan puutteen tai liikenteellisten reunaehtoien vuoksi hyvin haastavaa, joten aikanaan turpeen päälle rakennettuja ratoja on parannettu lähinnä korjaamalla turpeen kokoonpuristumisen aiheuttamia vaurioita. Itse haittojen aiheuttajaan eli radan alla olevaan turpeeseen ei niinkään ole puututtu. Toisaalta ohuet turvekerrokset eivät välttämättä aiheuta ongelmia ratarakenteen alla, vaan parhaimmillaan ne voivat olla jopa ominaisuuksiltaan radan toimintaa parantavia toimien routaeristeen tapaan.

Turpeelle rautateitä on rakennettu erityisen paljon Pohjanmaalla. Pohjanmaan ratana tunnetaan Seinäjoen ja Oulun välinen 335 km pituinen rataosa, joka on rakennettu 1880-luvulla. Radalla on ollut toistuvia ja pahoja routaongelmia, minkä lisäksi radan liikennemäärät ovat nykyiselle, pääosin yksiraiteiselle radalle, hyvin suuria. Seinäjoki–Oulu rataosuudella on käynnissä laaja parannushanke, johon kuuluu mm. kaksoisraiteen rakentamista osalle rataosuutta, tasoristeyksien poistoja, alus- ja päälly-

rakenteen parantamista ja liikennepaikkamuutoksia. Hanke on alkanut vuonna 2007 ja arvioitu valmistumisvuosi on 2017. Hankkeen yhteydessä on jouduttu pohtimaan, mitä tehdä nykyisen radan alla oleville turvekerroksille, mutta kattavaa selvitystä aiheesta ei ole tehty.

Turpeen geoteknisistä ominaisuuksista on melko vähän Suomen oloihin soveltuvaa tutkimustietoa. Erityisesti turpeen konsolidaatiokäyttäytymisestä pitkäaikaisen kuormituksen alaisena ei ole juuri luotettavaa tietoa. Tiedon puutteen vuoksi turpeen varaan perustettujen ratapenkereiden geotekniset tarkastelut perustuvat lähinnä kokemusperäisiin parametreihin.

1.2 Tavoitteet ja rajaus

Tavoitteena on paneutua maanvaraisesti turvepohjamaalle perustettujen ratapenkereiden tekniseen toimivuuteen. Turpeen, ja yleensäkin heikkolaatuisen pohjamaan, poistaminen tai lujittaminen olemassa olevan rautatien alta on sekä työtekniisesti että taloudellisesti erittäin haastava tehtävä. Tämän vuoksi on tärkeitä selvittää, milloin turpeen varaan perustettu ratapenger täyttää suunnitteluohjeissa asetetut radan toiminnalliset vaatimukset. Jotta voidaan varmistua radan toiminnallisten kriteerien toteutumisesta turvepohjamaalla, on oltava hyvä käsitys käyttökelpoisista tutkimus- ja laskentamenetelmistä.

Tutkimus rajataan koskemaan olemassa olevia rautatiepenkereitä. Työssä ei oteta kantaa ratkaisujen taloudellisuuteen, vaan tutkimusongelmaa lähestytään puhtaasti rautateille asetettujen teknisten kriteerien toteutumisen ehdoilla. Ratapenkereen värähtely ja junaliikenteen aiheuttama tärinä turvepohjamaalla käsitellään lyhyesti teoriaosuudessa, mutta jätetään laskennallisen tarkastelun ulkopuolelle.

Turpeen geoteknisiä ominaisuuksia tutkitaan kokeellisesti yhdessä case-tyyppisessä esimerkkikohteessa. Laskennalliset tarkastelut tehdään kokeellisesti määritetyillä parametreilla tai soveltuvilla kirjallisuuden perusteella arvioituilla ominaisuuksilla. Laskelmat tehdään teoreettisilla laskentapoikkileikkauksilla, joissa oletuksena on turvekerroksen sijaitseminen kantavan moreenin päällä. Jokialueilla ja Etelä-Suomessa tyypilliset lieju- tai savipohjaiset suot jätetään laskennallisen tarkastelun ulkopuolelle. Laskennallinen osuus perustuu pääasiassa klassisiin geoteknisiin teorioihin.

1.3 Tutkimusmenetelmät ja työn sisältö

Tutkimus tehdään sekä kirjallisuustutkimuksena että kokeellisena tutkimuksena. Työn alussa perehdytään kirjallisuuden avulla ratarakenteeseen, radanpidon ohjeistukseen sekä radan toiminnallisten kriteerien taustalla olevaan geoteknisiin teorioihin. Tämän lisäksi käsitellään turpeiden syntytapaa, luokittelua, esiintymiä Suomessa sekä fysikaalisia ja geoteknisiä ominaisuuksia.

Neljäs luku sisältää kirjallisuuden ja rataverkon kunnossapidosta saatujen kokemusten perusteella katsauksen Suomen rautateihin turvepohjamaalla. Luvussa esitellään ratojen rakentamishistoriaa siltä osin kuin se liittyy maanvaraisten ratojen toimintaan turvepohjamaalla, nykyisin käytössä olevia rakenneratkaisuja ja kunnossapitäjien kokemuksia turpeen päälle rakennetuista rautateistä. Luvussa käsitellään myös soveltuvia tutkimusmenetelmiä arvioitaessa turpeen päälle rakennettujen ratapenkereiden

toimintaa ja turpeen geoteknisiä ominaisuuksia, sekä kuinka nykyisten suunniteluohjeiden perusteella turpeen lujittuminen ratapenkereen alla voidaan ottaa huomioon.

Kokeellisessa osuudessa kohteena on Riippa–Kannus rataosalla sijaitsevat turvepehmeiköt. Viidennessä luvussa esitellään koekohde, tehdyt maasto- ja laboratorio-tutkimukset sekä tutkimusten tulokset. Laskennallisessa osiossa tarkastellaan turpeen päälle rakennetun rautatiepenkereen toimivuutta niin sanotuilla kovapohjaisilla soilla. Turvekerroksen materiaalit valitaan soveltuvin osin kokeellisen osuuden tulosten tai kirjallisuuslähteiden perusteella. Laskenta tehdään kuitenkin yleisellä tasolla kuvitteellisille poikkileikkauksille. Erityisesti perehdytään palautuvan painuman laskennalliseen tarkasteluun.

Työn lopuksi analysoidaan työssä saadut tulokset soveltuvista tutkimusmenetelmistä, turpeen geoteknisistä ominaisuuksista, turvepohjamaalla olevan ratapenkereen toiminnasta ja palautuvan painuman määrittämiseen mitoituskuormitukselle. Tutkimuksen tavoitteena on antaa suositus käyttökelpoisista tutkimus- ja laskentamenetelmistä, joiden perusteella voidaan luotettavasti arvioida maanvaraisesti turpeelle perustetun olemassa olevan rautatiepenkereen toimintaa. Lisäksi tutkimuksen tuotoksena saadaan käsitys rautateiden alla olevan turpeen geoteknisistä ominaisuuksista.

2 Ratarakenne ja radan toiminnalliset kriteerit

Suomen valtion omistaman rautatieverkon pituus oli 5944 km vuonna 2011. Esimerkiksi satamien ja tehtaiden hallinnoimia yksityisraiteita on lisäksi noin 1000 km. Henkilöliikennesuorite rautateilla on kasvanut vuosina 2002–2011 noin 17 %. Samana aikavälillä tavaraliikenteen suorite tonnikielometreinä mitattuna on hieman pienentynyt, ollen pienimmillään vuonna 2009. Vuosina 2009–2011 on ollut jälleen pientä kasvua. On odotettavissa, että rautatieliikenteen suoritelmäärät jatkavat kasvuaan ja täten rautateiden vahva asema Suomen liikennejärjestelmän osana tulee säilymään. Liikennöintiä Suomen rautateilla hoitaa tällä hetkellä ainoana operaattorina Suomen valtion kokonaan omistama osakeyhtiö VR Group, rautateitä rakenteineen hallinnoi Liikennevirasto. (Liikenneviraston tilastoja 4/2012.)

Maanvaraisesti perustetun ratapenkereen toiminnallisista kriteereistä tässä työssä tarkastellaan stabiliteettiä, pysyvä painuma, palautuvat painumat, routivuus sekä värähtely ja tärinä. Aluksi esitellään radanpidon ohjeistusta Suomessa sekä käytössä olevia ratarakenteen malleja ja termejä. Eri toiminnallisille kriteereille asetetut raja-arvot ja toleranssit on esitetty kunkin kriteerin tarkastelun yhteydessä.

2.1 Radanpidon ohjeistus

Radanpito on rautatien ja siihen liittyvän kiinteän omaisuuden suunnittelua, hankintaa, rakentamista, hallintaa ja kunnossapitoa sekä olemassa olevan rautatien parantamista. Radanpitoa säädellään useilla eri lailla, Eurooppalaisilla direktiiveillä ja teknisillä määrittelyillä kuten YTE (yhteentoimivuuden tekniset eritelmät) sekä kansallisilla ohjeilla ja määräyksillä. Suomen rautateiden liikennesäännöt määrää Liikenteen turvallisuusvirasto Trafi määräyksillään, joista keskeisimmät ovat Liikennöinti ja rata-työ rautatiejärjestelmässä, Rautatiejärjestelmän opasteista, opastimista ja liikennöintiin liittyvistä merkeistä ja Viestintä rautatiejärjestelmässä. (Hölttä 2011.)

Liikennevirasto toimii Suomessa rataverkon haltijana ja ylläpitäjänä. Liikennevirasto julkaisee ja ylläpitää moniosaista julkaisusarjaa Ratatekniset ohjeet (RATO). RATO sisältää radan suunnittelua, rakentamista, kunnossapitoa ja tarkastusta koskevat keskeiset ohjeet. Ratateknisiä ohjeita on noudatettava kaikkialla valtion rataverkolla. (Hölttä 2011.) Taulukossa 1 on lueteltu kaikki tällä hetkellä voimassa olevat RATOT voimaantulovuosiin.

Taulukko 1. Ratatekniset ohjeet (Rautateiden rakennuttaminen ja rakentamisen laadunvalvonta [WWW]).

Osa	Nimi	Voimaantulovuosi
1	Yleiset perusteet	1995
2	Radan geometria	2010
3	Radan rakenne	2008
4	Vaihteet	2013
5	Sähköistetty rata	2013
6	Turvalaitteet	2012
7	Rautatieliikennepaikat	2011
8	Rautatiesillat	2013
9	Tasoristeykset	2004
10	Junien kulunvalvonta JKV	2012
11	Radan päällysrakenne	2002
12	Päällysrakennehitsaus	1998
13	Radan tarkastus	2004
14	Vaihteiden tarkastus ja kunnossapito	2013
15	Radan kunnossapito	2000
16	Väylät ja laiturit	2009
17	Radan merkit	2009
18	Rautatietunnelit	2008
19	Jatkuvakiskoraiteet ja -vaihteet	1998
20	Ympäristö ja rautatiealueet	2013
21	Liikkuva kalusto	2013

Kuten taulukosta 1 nähdään, on ratateknisiä ohjeita uusittu melko runsaasti viime vuosina. RATO:n osia uusitaan tarpeen vaatiessa teknisen tietämyksen lisääntyessä, teknisten laitteiden ja työmenetelmien kehittyessä sekä lainsäädännön ja eurooppalaisen rautatiejärjestelmän yhtenäistämisen uusien vaatimusten vuoksi. Mikäli RATO:n osien välillä on ristiriitoja, on noudatettava uusimman osan ohjetta. (Hölttä 2011.) Ratateknisten ohjeiden radan rakennetta käsittelevä osa 3 on parhaillaan uusittavana. Uusittu ohje piti julkaista vuonna 2011 (Salo 2011), mutta julkaisu on myöhästynyt. Heikkilän (2013) mukaan kuitenkin tämän hetkinen luonnosversio on asiasisällöltään yhtenäinen lopullisen ohjeen kanssa. Tässä työssä on käytetty pääosin uutta, vielä julkaisematonta, ohjetta.

Merkittävä ero uuden ja vanhan RATO 3:n välillä on uuden ohjeen entistä selkeämpi jako uusien ja vanhojen ratojen välillä. Mitoitusmenetelmän, kuormien ja varmuuskertoimien valinta riippuu suurelta osin siitä, luetaanko suunniteltava kohde kuuluvaksi uusiin vai vanhoihin ratoihin. Peruseriaate on, että uusi rata syntyy, kun rakennetaan junareitti paikkaan, jossa ei sellaista ole ennestään. Vanhalla radalla tarkoitetaan rataa, joka ei edellä esitetyn määritelmän mukaan ole uusi rata. Määritelmän mukaisesti esimerkiksi kaksoisraiteen tai ohitusradan rakentaminen ovat vanhan radan parantamista eivätkä uuden radan rakentamista. Poikkeuksena edellä mainittuun on, että korvattaessa vanha rakenne kokonaisuudessaan uudella rakenteella, tulee se

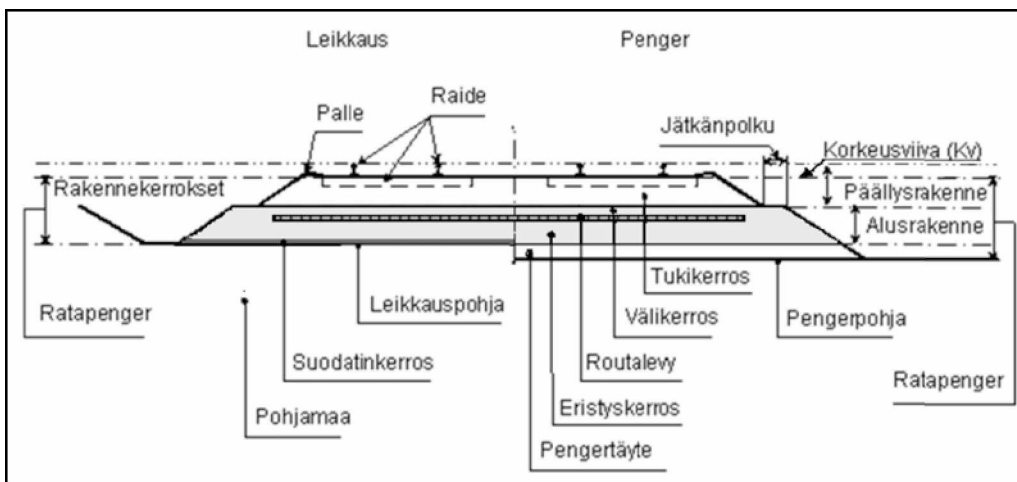
mitoittaa uuden radan vaatimusten mukaisesti, esimerkiksi rakennettaessa uusi silta tai paalulaatta vanhalle radalle. (RATO 3 2013.)

Tässä työssä käsitellään maanvaraisten ratapenkereiden toimintaa turvepohjamaalla, jolloin olemassa olevaa ratapengertä tarkastellaan vanhan radan vaatimusten mukaisesti. Mikäli tarkastelun lopputuloksena päädytään korvaamaan rakenne kokonaan uudella (massanvaihto tai paalulaatta) mitoitetaan nämä uuden radan vaatimusten mukaisesti. Jos taas päädytään vahvistamaan nykyistä rakennetta, esimerkiksi stabioloimalla pohjamaata tai lisäämällä vastapenkereitä, käsitellään rakennetta edelleen vanhana ratana.

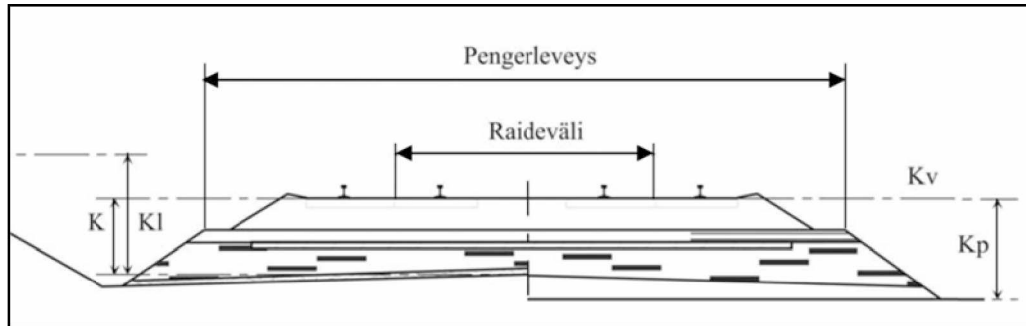
2.2 Ratarakenne

Rautatierakenteen samoin kuin mahdollisten vahvistus- ja pohjarakenteiden suunnittelu on tehtävä siten, että sekä pohjamaan samoin kuin niiden varassa olevien rakenteiden painumat ja siirtymät ovat radan turvallisen liikennöinnin kannalta riittävän pienet. Lisäksi pitää varmistautua siitä, että maapohjan ja rakenteiden varmuus sortumista, murtumista, eroosiota ja halkeilua vastaan on riittävän suuri. (RATO 3 2013.)

Rautatien rakennekerrokset jaetaan päällys- alusrakenteeseen, jotka yhdessä mahdollisen pengertäytteen kanssa muodostavat ratapenkereen. Ratapenger perustetaan joko routivan tai routimattoman pohjamaan varaan. Uuden radan alusrakenteen käyttöikävaatimus on 100 vuotta ja routalevyjen 40 vuotta. Radan rakenteeseen ja dimensioihin liittyviä nimityksiä on esitetty kuvissa 1 ja 2. (RATO 3 2013.)



Kuva 1. Radan rakenneseisiin liittyviä nimityksiä (RATO 3 2013).



Kuva 2. Radan dimensioihin liittyviä nimityksiä (RATO 3 2013).

Alusrakenteen mitoituksen kannalta radat jaetaan viiteen alusrakenneluokkaan taulukon 2 mukaisesti. Alusrakenneluokan määrää tällöin joko henkilöliikenne tai tavaraliikenne riippuen siitä, kumman vaatimustaso on korkeampi. Jatkuvakiskoraiteisen radan alusrakenteen on oltava aina vähintään alusrakenneluokan 1 mukainen. (RATO 3 2013.)

Taulukko 2. Alusrakenneluokat (RATO 3 2013).

Alusrakenneluokka	Henkilöliikenteen suurin sallittu nopeus, V [km/h]	Tavaraliikenteen suurin sallittu nopeus 225 kN akselipainolla, V [km/h]	Tavaraliikenteen suurin sallittu nopeus 250 kN akselipainolla, V [km/h]
0	≤ 50	≤ 40	≤ 40
1	≤ 120	≤ 100	≤ 60
2	≤ 200	≤ 100	≤ 80
3	≤ 250	≤ 120	≤ 100
4	> 250	> 120	> 100

Alusrakenteeseen kuuluvat välikerros, eristyskerros sekä mahdolliset routalevy ja suodatinkerros. Alusrakenteen tarkoitus on tarjota tasainen ja kantava alusta päällysrakenteelle sekä estää rautatierakenteen routiminen. Päällysrakenne sisältää tukikerroksen ja raiteet. Tukikerros pitää raiteen geometrisesti oikeassa asemassa ja asennossa, jakaa kuormia alusrakenteelle ja muodostaa raiteelle tasaisen ja kantavan alustan. Rakennekerrokset rakennetaan routimattomista materiaaleista. (RATO 3 2013.)

2.3 Stabiliateetti

Stabiliateetilla eli maan vakavuudella tarkoitetaan maan varmuutta murtumisesta vastaan. Ratapenkerettä tarkastellessa mahdollinen maan murtuma voi tapahtua joko ratapenkereessä tai pohjamaassa. Yleisin stabiliateettitarkastelu on pohjamaan murtuminen maassa vaikuttavien jännitysten ylittäessä maan leikkauslujuuden.

Pohjamaan jännityksiä ratapenkereen alla lisäävät luonnontilaiseen tilanteeseen verrattuna ratapenkereen paino ja liikenne- eli junakuorma. Vaaditut varmuustasot sekä varmuuden laskentamenetelmät on määritetty ohjeissa sekä määräyksissä.

2.3.1 Kuormat

Pohjamaalle kuormaa aiheuttavat ratapenkereen paino ja junakuorma. Penkereen paino otetaan huomioon pysyvänä kuormana tai mallinnetaan maarakenteena. Penkereen ominaisuudet määräytyvät pengertäytyessä ja rakennekerroksissa käytettyjen materiaalien perusteella. Materiaalien ominaisuudet määritetään tutkimusten perusteella tai kokemuseräisesti. Yleensä ratapenkereen lujuusominaisuuksilla ei ole merkittävää vaikutusta radan kokonaisstabiliteettiin, koska stabiliteetin kannalta vaarallisissa tilanteissa on pohjamaan lujuus yleensä huomattavasti ratapengertä heikompi.

Rautatieliikenteen alkaessa Suomessa 1800-luvun loppupuolella junien massat olivat merkittävästi pienempiä kuin nykyään ja ratojen mitoitus tämän mukaista. Ensimmäisten höyryveturien massa oli noin 30 tonnia, kun yleisimmät nykyään käytössä olevat dieselveturit painavat hieman yli 60 tonnia ja sähköveturit hieman yli 80 tonnia. Junien akselimassojen kasvu on ollut vielä veturien massan kasvua suurempaa: ensimmäisten junien akselimassat olivat suurimmillaankin vain reilut viisi tonnia, kun nykyään sallitaan osalla rataverkkoa maksimissaan noin 25 tonnin akselimassa. (Hölttä 2011.)

2.3.2 Maan lujuus ja murtuminen

Maan leikkauslujuus muodostuu kahdesta päätekijästä: sisäisestä kitkasta ja koheesiosta. Sisäinen kitka aiheutuu maakeiden välisestä hankauksesta ja se muodostuu kitkapinnassa vaikuttavan tehokkaan normaalijännityksen ja kitkakertoimen tulona. Maan sisäisen kitkakulman suuruuteen vaikuttavat merkittävimmin maan rakekoostumus, rakeiden muoto ja pyöristyneisyys sekä maan tiiviys. Koheesio aiheutuu maahiukkasten välisistä kiinnevoimista ja sähköstaattisista voimista. Koheesio suuruuteen vaikuttavat eniten maan rakeisuus ja vesipitoisuus. Maan leikkauslujuus muodostuu eräillä maalajeilla yksinomaan sisäisestä kitkasta (kitkamaalajit), toisilla taas pelkästään koheesiosta (koheesiomaalajit). Useissa tapauksissa kuitenkin molemmat tekijät vaikuttavat leikkauslujuuteen samanaikaisesti, tällöin puhutaan välimuotomaalajeista. Maan leikkauslujuus voidaan määrittää yhtälön 1 mukaisella Coulombin kaavalla. (Rantamäki et al. 1979.)

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (1)$$

missä

τ	on leikkauslujuus
c'	on tehokas koheesio
φ'	on tehokas kitkakulma
σ'	on leikkauspinnassa vaikuttava tehokas normaalijännitys

Kitkamaalajeja ovat karkearakeiset maalajit: sora ja hiekka sekä karkearakeiset moreenit. Koheesiomaalajeja ovat savi, lieju ja maatunut turve. Välimuotomaalajeina voidaan pitää silttiä, kuivakuorisavea ja runsaasti hienoainesta sisältäviä moreeneja. Yleistäen maan lujuutena voidaan käyttää joko tehokasta kitkakulmaa (+ mahdollinen koheesio) ja maahan muodostuvia tehokkaita jännityksiä tai suljettua leikkauslujuutta S_u ja kokonaisjännityksiä. Maan leikkauslujuuteen vaikuttaa myös kuormitusnopeus. Pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa huokosveden ylipaine u purkautuu myös koheesiomaalajeissa, jolloin myös niillä tulee vakavuus laskea tehokkaita lu-

juusparametreja käyttäen. Myös lyhytaikaisessa tilanteessa voidaan hienorakeisilla maalajeilla maan leikkauslujuus laskea tehokkaita lujuusparametreja käyttäen, mutta tällöin pitää maassa vaikuttava huokosveden ylipaine ottaa huomioon. Yhteenvedo stabiliteettilaskennassa käytettävistä maan lujuusparametreista on esitetty taulukossa 3. (Länsivaara 2010b.)

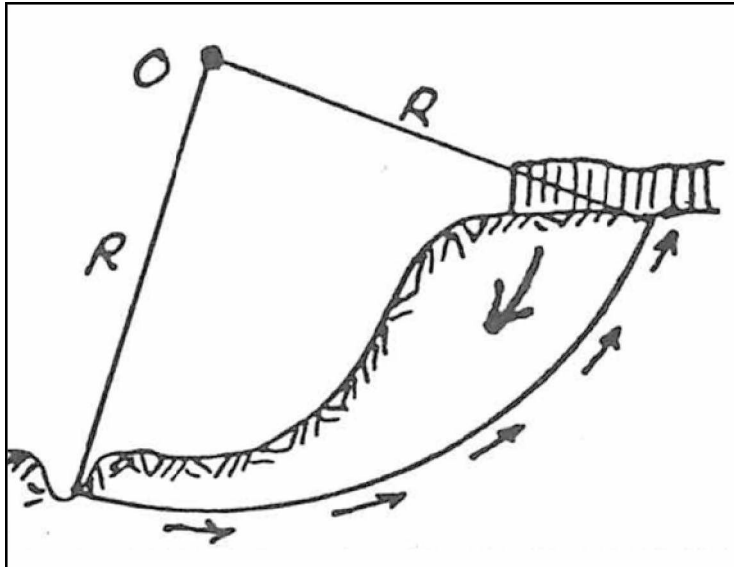
Taulukko 3. Stabiliteettilaskennassa käytettävät lujuusparametrit (Länsivaara 2010b).

	Lyhytaikainen tilanne	Pitkäaikainen tilanne
Karkearakeinen maa	$c'-\phi'$ + tehokkaat jännitykset	$c'-\phi'$ + tehokkaat jännitykset
Hienorakeinen maa	S_u + kokonaisjännitykset ($c'-\phi'$ + tehokkaat jännitykset, $u = ?$)	$c'-\phi'$ + tehokkaat jännitykset

Maanvaraisesti perustetuilla rautatiepenkereillä stabiliteetin kannalta vaarallisin tilanne useimmiten syntyy hienorakeiselle pohjamaalle perustetulla radalla junan ylittäessä tarkasteltavan kohdan tai pysähtyessä sille. Molemmissa tapauksissa on kyse lyhytaikaisesta kuormitustilanteesta, koska melko pitkäänkin pysähdyksissä olleen junan aiheuttama huokosveden ylipaine ei ehdi poistua hienorakeisesta pohjamaasta. Radan stabiliteetti lasketaan käyttäen tehokkaita lujuusparametreja, kun pohjamaa on silttiä tai laihaa savea. Tällöin pitää ottaa huomioon myös maahan syntyvä huokospaine. Suljettua leikkauslujuutta käytetään, kun pohjamaa on savea, savista silttiä jonka savipitoisuus on yli 25 % tai turvetta. (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15.)

Maan murtuminen tapahtuu, kun yllä olevan maan painosta ja maanpinnalla vaikuttavista kuormista johtuvat maassa vaikuttavat leikkausjännitykset ylittävät maan leikkauslujuuden. Maan murtuminen oletetaan yleensä tapahtuvan klassisen plastisuusteorian mukaisesti. Tällöin otaksutaan koko murtuvaan maakappaleeseen syntyvän liukupinnan olevan murtotilassa. Toisin sanoen murtumisen otaksutaan tapahtuvan yhtäaikaaisesti kaikille murtopinnan osilla. (Länsivaara 2010b.)

Liukupintamenetelmässä oletetaan tietty liukupinta, jota pitkin murtuma tapahtuu. Oletetun liukupinnan yläpuolelle jäävään maakappaleeseen kohdistuvia voimia ja niiden momentteja tutkimalla voidaan laskea maakappaleen vakavuus. Kuvassa 3 on esitetty periaate liukupinta-analyysistä. (Rantamäki et al. 1979.)



Kuva 3. Periaate liukupinta-analyysistä (Rantamäki et al. 1979).

Tarkasteltavan kohdan vakavuus voidaan selvittää laskemalla maamassan paino ja sen päällä olevan kuorman momentti (aktiivimomentti) sekä leikkausjännitysten aiheuttamien, liukupinnan suuntaisten leikkausvoimien momentti (passiivimomentti) pyörähdyskeskipisteen suhteen. Aktiivimomenttia pienentää liukupinnan passiivipuolen maanpainosta syntyvä negatiivinen momentti. Aktiivi- ja passiivimomenttia toisiinsa vertaamalla saadaan maakappaleen vakavuus eli stabiliteetti. Tarkasteltava maakappale on murtotilassa kun aktiivimomentti ylittää passiivimomentin. (Rantamäki et al. 1979.)

Niin sanottu lamellimenetelmä on vakiintunut liukupintalaskentamenetelmä. Lamellimenetelmässä liukupinnan yläpuolinen osa jaetaan pystysuoriksi lamelleiksi, joiden tasapainoa tutkitaan voima- ja momenttitasapainoehtojen avulla. Lamellimenetelmän yleinen tapaus, jossa tarkastellaan vapaamuotoista liukupintaa ja otetaan huomioon kaikki lamelleihin vaikuttavat voimat, on staattisesti määräämätön. Laskennassa joudutaankin tekemään joitakin yksinkertaisia oletuksia, jotta tuntemattomia muuttujia saadaan vähennettyä. Eri lamellimenetelmään perustuvat laskentamenetelmät eroavat juuri siinä, mitä oletuksia laskennassa on tehty tuntemattomien muuttujien vähentämiseksi. Eräitä paljon käytettyjä laskentamenetelmiä ovat esimerkiksi Bishobin yksinkertainen menetelmä, Janbun yksinkertainen tai yleinen menetelmä ja Morgenstern-Price menetelmä. (Länsivaara 2011.)

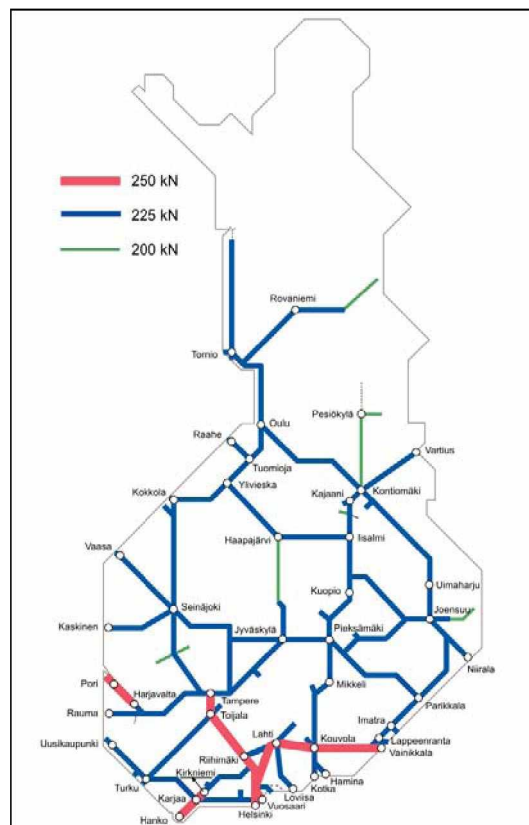
2.3.3 Radan stabiliteetin mitoitus

Vanhojen ratojen rakenteet on suunniteltava kestämään SFS-EN 15528 mukaiset junakuormat. Junakuormat määritetään liitteessä 1 esitettyjen kuormakaavioiden mukaisesti. Edellä esitettyjen kuormakaavioiden käyttö edellyttää 3D-tarkastelua. Käytännön mitoituksessa stabiliteetti lasketaan yleisimmin 2D-laskentana, jolloin käytetään taulukossa 4 esitettyjä nauhakuormia. (RATO 3 2013.)

Taulukko 4. SFS-EN 15528 mukaisten EN-rataluokkien ja suurimpien sallittujen akselipainojen mukaiset 2D-stabiliteetilaskennassa käytettävät nauha-kuormat (RATO 3 2013).

EN-rataluokka	Suurin sallittu akselipaino [kN]	Stabiliteetilaskennan nauha-kuorma [kN/m]
C2	200	83
C3		
C4		
D2	225	92
D3		
D4		
D4xL	250	101
E4		
E5		

Stabiliteetilaskennassa käytettävä nauha-kuorma määritetään siis rataosalla suurimman sallitun akselipainon perusteella. Nykyisin Suomen rataverkolla on käytössä taulukossa 4 esitetyt akselipainot. Akselipainoista käytetään usein eri yhteyksissä eri yksiköitä, vaikka tarkoitetaan samaa asiaa. Esimerkiksi akselipainosta 250 kN voidaan puhua 25 tonnina, vaikka todellisuudessa 250 kN vastaa noin 25,5 tonnin massaa. Massaa kuitenkin käytetään akselipainon yksikkönä sen ollessa suurelle osalle ihmisiä tutumpi käsite kuin paino. Todellisuudessa siis sallitut akselimassat ovat hieman suurempia kuin usein ilmoitetut 20, 22,5 tai 25 tonnia. (Kiuru 2007.) Suurimmat sallitut akselipainot rataverkolla on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Suurimmat sallitut akselipainot (Rataverkon suurimmat sallitut akselipainot [WWW]).

Radanparannushankkeissa tavoitteena on usein korottaa akselipainoa. Tällöin uutta rakennetta mitoitettaessa käytetään tulevan liikenteen akselipainoa vastaavaa nauhakuormaa. Työnaikaista tilannetta tarkastellessa voidaan käyttää nykyistä akselipainoa vastaavaa nauhakuormaa.

Vanhan ratarakenteen stabiliteetti voidaan laskea joko kokonaisvarmuusmenetelmällä, jolloin käytetään kuormien ja maan lujuusparametrien ominaisarvoja, tai käyttämällä eurokoodin mukaisia osavarmuuskertoimia. Eurokoodin mukainen mitoitusmenetelmä on kuvattu eurokoodin soveltamisohjeen Geotekninen suunnittelu – NCCI 7 luvussa 5.5 Luiskat ja maanvaraiset penkereet. Ensimmäisenä stabiliteetti lasketaan kuitenkin aina ominaisarvoilla, jolloin saadaan käsitys kokonaisvakavuuden suuruusluokasta ja murtopinnan paikasta. Varsinainen mitoitus tehdään murto- ja käyttörajatiloissa käyttäen kuormien ja maaparametrien osavarmuuslukuina määrättyjä kertoimia. Murto ja käyttörajatilatarkastelussa vaadittava ylimitoituserroin ODF on vähintään 1,0. (Liikenneviraston ohjeita 12/2011.)

Ratapenkereen stabiliteettia mitoittaessa kokonaisvarmuusmenetelmällä on kokonaisvarmuuserroin F oltava tavanomaisilla vanhoilla ratapenkereillä ja vastapenkereillä vähintään 1,5. Mikäli ratapenkereen läheisyydessä on esimerkiksi paalutettuja tai muita siirtymille herkkiä rakenteita, on kokonaisvarmuuskertoimen oltava vähintään 1,8. Tarkastelu tehdään tällöin ilman junakuormaa. Siirtymille herkkien rakenteiden kohdalla vaaditaan lisäksi ehdon $F \geq 1,5$ toteutumista normaalilla junakuormalla. Mikäli olemassa olevalla radalla kokonaisvarmuus $F = 1,3 \dots 1,5$, voidaan stabiliteetin parantamisen sijaan asettaa seurantamittaus. Radan stabiliteetti ei saa missään tilanteessa alittaa arvoa $F = 1,3$, vaan tällöin on ryhdyttävä stabiliteettia parantaviin toimenpiteisiin. (RATO 3 2013.)

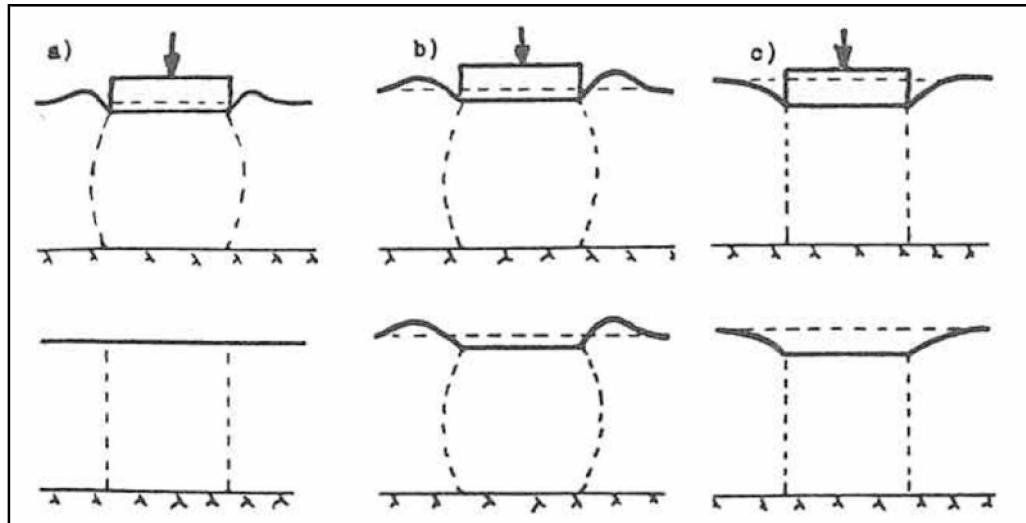
2.4 Pysyvä painuma

Maapohjaa kuormitettaessa tapahtuu maaperässä aina jonkinasteisia muodonmuutoksia. Maakerrosten laatu, kuormituksen suuruus sekä maakerrosten paksuus kuormitetun alueen laajuuteen verrattuna vaikuttavat kulloinkin esiintyvän kokoonpuristuman lajiin ja suuruuteen. Eri lähteissä on käytetty hieman eri nimityksiä painumalajeille ja painumia on luokiteltu hieman eri tavoin.

Nopea junaliikenne asettaa tiukat ehdot radan pystygeometrialle. Ratojen kunnossapidossa lähtökohtana on pitää radan pystygeometria muuttumattomana. Radan pysyviä painumia voidaan kuitenkin usein korjata tuennalla, jolloin voi olla taloudellisempaa hyväksyä kohtalaiset painumat ja korjata geometriamuutokset tehostetulla kunnossapidolla kuin kunnostaa rata painumattomaksi.

2.4.1 Painumalajit ja sekundaaripainuman laskeminen

Rantamäki et al. (1979) mukaan maakerrosten kokoonpuristumisessa voidaan erottaa kolme päälajia: kimmainen kokoonpuristuminen, plastinen kokoonpuristuminen ja konsolidaation aiheuttama kokoonpuristuminen. Kokoonpuristumisen lajit on jaottelu sen mukaan, miten tarkasteltavan maakappaleen tilavuus muuttuu ja onko painuma palautuvaa vai pysyvää. Kuvassa 5 on esitetty maakerroksen kokoonpuristumisen lajit.



Kuva 5. Maakerrosten kokoonpuristumisen lajit. a) kimmoinen kokoonpuristuminen, b) plastinen kokoonpuristuminen, c) konsolidaation aiheuttama kokoonpuristuminen (Rantamäki et al. 1979).

Kuvassa 5 on yllä esitetty kuormitettu tilanne ja alla tilanne kuormituksen jälkeen. Kimmoinen kokoonpuristuminen aiheuttaa maamassan pullistumista sivulle ja kuormitetun alueen reunalla myös ylöspäin. Tarkasteltavan maakappaleen kokonaistilavuus ei kuitenkaan muutu. Kimmoinen kokoonpuristuminen on yleensä vähäistä ja tapahtuu käytännössä rakennustyön kuluessa, joten useimmiten kimmoisten painumien vaikutus pysyviin painumiin on vähäinen. (Rantamäki et al. 1979.) Kimmoista kokoonpuristumista käsitellään tarkemmin luvussa 2.5 Palautuva painuma ja radan jäykkyys.

Plastisessa kokoonpuristumisessa maamassa laajenee sivuille ja ylöspäin ja muodonmuutokset ovat kimmoiseen kokoonpuristumiseen verrattuna huomattavasti suurempia. Maakappaleen muodonmuutokset eivät palaudu kuormituksen poistuttua. Plastisen muodonmuutoksen edellytyksenä on suuri kuormitus maan kantokykyyn nähden. Käytännössä rataympäristössä varsinkaan olemassa olevia rautateitä tarkastellessa ei plastisia muodonmuutoksia tapahdu. (Rantamäki et al. 1979.)

Konsolidaatiopainuma on merkittävin painumalaji huonosti vettäläpäisevissä maalajeissa kuten savessa. Kun vedellä kyllästettyä maakerrosta kuormitetaan, siirtyy kuormitus aluksi maarakeita ympäröivään huokosvedeen ja vasta vähitellen huokosveden poistuttua itse maarakeisiin. Huokosveden poistumisesta aiheutuvaa tilavuuden pienenemistä kutsutaan konsolidaatioksi ja vastaavaa rakenteiden painumaa primaariseksi konsolidaatiopainumaksi. Primaarinen konsolidaatiopainuma jatkuu, kunnes huokosveden ylipaine on kokonaan purkautunut. Kokoonpuristuvuuden nopeus riippuu veden virtaussuhteista eli kuivatusolosuhteista, maakerrosten konsolidaatiotilasta ja ennen kaikkea maalajin vedenläpäisevyydestä. Primaarisen painuman nopeuden laskennassa käytetään yleisemmin Terzaghin tai Janbun konsolidaatioteoriaa. (Rantamäki et al. 1979.)

Länsivaaran (2010b) mukaan maan painuminen jatkuu myös primaarisen konsolidaatiopainumisen jälkeen. Sekundaaripainuma tapahtuu olosuhteissa, joissa huokosveden ylipaine on nolla. Sekundaaripainuma on maan "raerungon" hitaasti tapahtuvaa "hiipumista" (creep). Sekundaaripainuma on merkittävä painumalaji lähinnä tur-

peilla ja runsaasti humusta sisältävissä liejukerroksissa. Lisäksi painumaa voi tapahtua hitaasti leikkausjännitysten johdosta.

Turpeen painumakäyttäytyminen eroaa huomattavasti ei-eloperäisten maalajien painumakäyttäytymisestä. Normaalisti turpeen konsolidaatiossa voidaan havaita kolme vaihetta: välitön painuma (instantaneous strain), primaarinen konsolidaatio (primary strain) ja sekundaaripainuma (secondary strain). Joissakin lähteissä on myös mainittu neljäs vaihe: tertiaarinen painuma (tertiary strain), jota ei kuitenkaan yleensä tarkastella geoteknisessä suunnittelussa. (Munro et al. Roadex E-learning.)

Vanhoilla turpeen päälle rakennetuilla ratapenkereillä voidaan olettaa primaarinen painuma tapahtuneeksi. Tällöin mahdollinen edelleen jatkuva painuma on sekundaaripainumaa. Sekundaaripainuman suuruutta voidaan arvioida kokemusperäisellä yhtälöllä 2 (Länsivaara 2010a).

$$S_s = H C_\alpha \log\left(\frac{t}{t_p}\right) \quad (2)$$

missä

S_s	on sekundaaripainuma hetkellä t
H	on kerroksen paksuus
C_α	on sekundaaripainuman aikakerroin
t	on tarkasteltava hetki
t_p	on primaarisen konsolidaation tapahtumiseen kuluva aika

Sekundaaripainuman aikakerroin määritetään pitkäaikaisella ödometrikokeella. Turpeesta tehtävät laboratoriokokeet on esitelty luvussa 4.3.4.

2.4.2 Pysyvien painumien mitoitus

RATO 3:ssa (2013) ei ole erikseen määritetty pysyvien painumien raja-arvoja vanhoille ja uusille radoille. Ohjeessa ei myöskään oteta kantaa, miten tarkastella olemassa olevaa ratapengertä. Rata on suunniteltava niin, etteivät taulukossa 5 esitetyt raja-arvot ylity radan liikenteelle oton jälkeen. Vaihtoehtoisella sovelletaan aina alusrakenneluokan 4 raja-arvoja.

Taulukko 5. Tasaisen kokonaispainuman sekä pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutoksen enimmäisarvot (RATO 3 2013).

Radan alusrakenneluokka	Tasainen kokonaispainuma [mm]	Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]	Pituuskaltevuuden muutos [%]	Sivuttaiskaltevuuden muutos [%]
	Painuma-aika 100 vuotta	Painuma-aika 0...2 vuotta		Painuma-aika 2...9 vuotta	
0	800	0,4	0,8	0,4	0,8
1	800	0,3	0,6	0,3	0,6
2	500	0,2	0,4	0,2	0,4
3	300	0,15	0,3	0,15	0,3
4	100	0,1	0,2	0,1	0,2

Ohjeistus on ymmärrettävissä siten, että rakennettaessa uutta rataa on ratarakenteet ja mahdolliset pohjanvahvistukset suunniteltava siten, etteivät taulukon 5 raja-arvot ylity. Samoja raja-arvoja käytetään myös suunniteltaessa radan parantamishankkeen yhteydessä kunnostustoimenpiteitä olemassa olevalle radalle.

Sen sijaan samoja raja-arvoja ei tule suoraan ymmärtää toimenpiderajoiksi tarkasteltaessa olemassa olevaa rautatiepengertä. Tämä on selitettävissä sillä, että mikäli radan stabiliteetti toteuttaa luvussa 2.3.3 esitetyt kriteerit, tapahtuvat pysyvät painumat yleensä melko hitaasti ja tasaisella nopeudella eivätkä siten yleensä aiheuta äkillisiä vaaratilanteita junaliikenteelle tai ympäristölle. Hitaasti tapahtuvat raidegeometrian muutokset voidaan useimmiten korjata raiteen tuennalla, jolloin vältetään kalliit, yleensä pohjamaahan ulottuvat, kunnostustoimenpiteet (Poussu 2012). Toisaalta painumien jatkuessa pitkään ja painumisen ollessa voimakasta, voi myös radan perusteellinen kunnostaminen olla tarpeen.

Luvussa 6.3 tehtävässä pysyvän painuman laskennan tulosten tulokinnassa on käytetty RATO 3:n mukaisia taulukossa 5 esitettyjä raja-arvoja, vaikkei ohjeistus edellytä kyseisten arvojen käyttämistä olemassa olevan radan tarkasteluun. Olemassa olevilla radoilla edelleen tapahtuvat pysyvät painumat edellyttävät kuitenkin painumia ehkäiseviä toimenpiteitä, mikäli on taloudellisempaa kunnostaa rata painumattomaksi kuin korjata painumia rataa tukemalla.

2.5 Palautuva painuma ja radan jäykkyys

Rautateiden suunnitteluohjeissa mitoitettavana kriteerinä on ratapölkyn palautuva painuma ratapölkystä mitattuna mitoitussuuren kuormituksen vaikutuksesta. Olemassa olevan radan palautuvan painuman suuruus on muista esitellyistä radan toiminnallisista kriteereistä poiketen suhteellisen yksinkertaisesti arvioitavissa mittaustulosten perusteella. Toisaalta mittaamalla pystytään lähinnä todentamaan radan nykyistä toimintaa ja mahdollisten radan kunnostustoimenpiteiden vaikutusta radan palautuvaan painumaan on vaikea arvioida. Kuitenkin pohjamaan ollessa ylivoimaisesti merkittävin radan jäykkyyteen ja palautuviin painumiin vaikuttava asia, voidaan mittaustuloksia pitää suhteellisen pätevinä myös kunnostettavalla radalla, mikäli kunnostustoimenpiteillä ei vaikuteta pohjamaan ominaisuuksiin.

Palautuvassa painumassa on kyse ratarakenteiden ja pohjamaan elastisesta painumasta junan kuormittaessa tarkasteltavaa kohdetta, yleensä ratapölkkyä. Elastisen painuman voi olettaa tapahtuvan suljetussa tilassa eli kuormitetun maan tilavuus ei muutu kuormituksen vaikutuksen aikana. Tällöin palautuvaa painumaa voi laskennallisesti arvioida suljetun tilan kimmomoduulin E avulla. (Länsivaara 2010a.)

2.5.1 Palautuvan painuman arviointi mittausten perusteella

Radan pystysuuntaista kokonaisjäykkyyttä kuvataan yleisesti joko radan jäykkyydellä, joka määritetään kuormituksen ja sen aiheuttaman taipuman suhteena tai ratamoduulilla. Ratamoduuli kuvaa Winklerin alustan muodostamaa kiskon liikettä vastustavaa voimaa radan pituussuuntaista millimetriä kohden kun kisko taipuu yhden millimetrin. Suunnittelukriteerin ollessa määritetty pölkyn palautuvan painuman perusteella, on radan jäykkyys (yksittäisestä ratapölkystä mitattu radan jäykkyys) ratamoduulia käyttökelpoisempi jäykkyyden mittari. (Peltokangas et al. 2013.)

Ehdottomasti tärkein radan jäykkyyteen vaikuttava tekijä on pohjamaa ja sen ominaisuudet. Kohtalainen merkittävä vaikutus on myös joustavilla elementeillä, kuten väli-levyillä ja mahdollisella pohjaimella sekä karkearakeisten maamateriaalien rakennekerrospaksuuksilla. Myös ratapölkkyjen tukeutumistilalla on huomattava merkitys laskennalliseen jäykkyyteen. (Peltokangas et al. 2013.)

Palautuvan painuman aiheuttaa ratarakenteiden ja pohjamaan elastinen painuma junan kuormittaessa tarkasteltavaa kohdetta. Radan jäykkyyden määrittelyn perusteella ratapölkyn palautuva painuma on suoraan verrannollinen yksittäisestä ratapölkystä mitattuun radan jäykkyyteen. Yksittäisestä ratapölkystä mitattu radan jäykkyys määritetään yhtälön 3 mukaisesti.

$$K_{rp} = \frac{(0,5 \cdot Q_{akseli}) \cdot 1,1}{y_{rp}} \quad (3)$$

missä

K_{rp} on yksittäisestä ratapölkystä mitattu radan jäykkyys
 Q_{akseli} on staattinen akselipaino taulukon 6 mukaisesti
 y_{rp} on mitattu ratapölkyn palautuva painuma

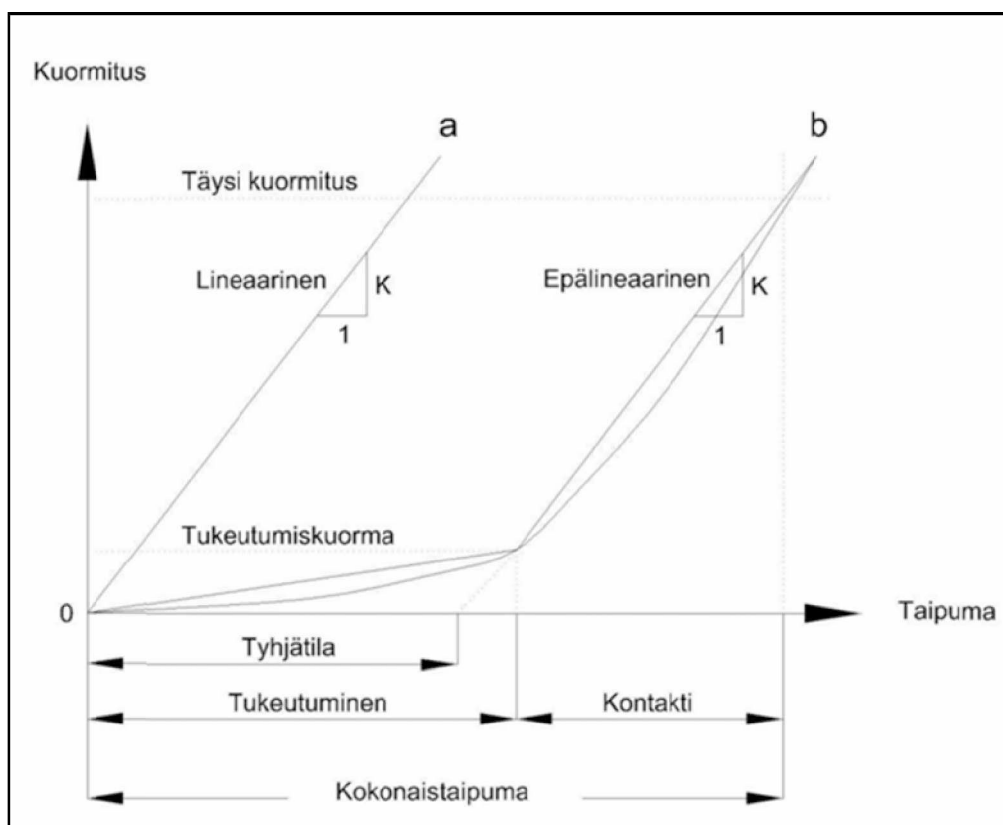
Radan palautuva painuma voidaan olemassa olevalla radalla mitata sopivalla menetelmällä esimerkiksi kiihtyvyy- tai siirtymäantureilla. Palautuvat painumat on mitattava kesäkauden aikana (kesä–syyskuu), koska talvella ratapenkereen jäykkyys on huomattavasti suurempi ratapenkereen routautumisesta johtuen. Palautuva painuma mitataan ratapölkyn keskeltä viidestä ratapölkystä viiden pölkyn välein. Määräävä palautuva painuma lasketaan kolmen keskimmäisen painuman keskiarvona. (RATO 3 2013.)

Käytännössä palautuvien painumien mittauksessa käytetään kuormituksena normaalia radalla aikataulujen mukaan liikkuva kalustoa. Radan jäykkyys voidaan laskea kun tunnetaan mittaustilanteessa ylittävän kaluston akselipaino. Akselipainojen tarkka selvittäminen edellyttäisi kaluston akselipainojen mittaamista. Peltokangas et al. (2013) on arvioinut eri kalustotyyppien keskimääräisiä akselipainoja Samppalan (2011) diplomityössään tekemän pyörävoimailmaisimien mittaustietojen analysoinnin avulla. Taulukossa 6 on pyörävoimailmaisimien mittaustietojen saadut staattisten akselipainojen keskiarvot eräillä kalustotyypeille.

Taulukko 6. Pyörävoimailmaisimilla mitattujen staattisten akselipainojen keskiarvo kalustotyypeittäin (Peltokangas et al. 2013).

Kalustotyyppi	Staattisen akselipainon keskiarvo [kN]
Sr 1, raskas sähköveturi	214
Sr 2, raskas sähköveturi	209
Dv12, väliraskas dieselveturi	162
Dm12, dieselmoottorivaunu	134
Sm3 (Pendolino), sähkömoottorijuna	142

Mitoituskuormalla tapahtuvaa palautuvan painuman suuruutta arvioitaessa mitattujen arvojen perusteella on huomioitava painuman luonne. Yhtälön 3 mukaan palautuva painuma kasvaa lineaarisesti kuormituksen kasvaessa. Ideaalitapauksessa, eli kun rata on erinomaisessa kunnossa, radan kuormitus-taipuma-käyttäytyminen onkin lähes lineaarista. Käytännössä ratapölkkyjen alaisesta tyhjätilasta ja radan rakenneosien epälineaarista kuormituskäyttäytymisestä johtuvan tukeutumisen seurauksena radan painumat kasvavat kuormituksen kasvaessa epälineaarisesti. (Peltokangas et al. 2013.) Tukeutumisella tarkoitetaan tässä työssä ratapölkyn ja tukikerroksen välisen täyden kontaktin syntymistä, joka yleensä edellyttää hieman pölkyn alaisen tyhjätilaa suurempia ratapölkyn pystysuuntaisia liikkeitä. Kuvassa 6 on esitetty havainnekuva radan kuormitus-taipuma-käyttäytymisestä.



Kuva 6. Radan tyypillinen kuormitus-taipuma-käyttäytyminen (Peltokangas et al. 2013).

Kuvassa 6 radan lineaarista käyttäytymistä kuvaa käyrä a ja epälineaarista käyttäytymistä käyrä b. Mikäli radan jäykkyys mitataan vain yhdellä kuormitustasolla ja määritetään radan jäykkyys yhtälöllä 3, ei pystytä ottamaan huomioon tukeutumisen vaikutusta. Tällöin arvioitaessa radan taipuman eli palautuvan painuman suuruutta mitaustilanteesta poikkeavalla kuormalla tulos on virheellinen, koska suhteellisen pienellä kuormituksella tapahtuvaa tukeutumista ei oteta huomioon. Tätä virhettä voidaan vähentää mittaamalla palautuva painuma kahdella eri tukeutumiskuormaa suuremmalla kuormitustasolla ja valitsemalla kuormitusväliksi lineaarisen, tukeutumiskuormaa suuremman välin. Myöskään radan kuormitus ei tarkalleen ole yhtälön 3 mukaisesti tarkasteltava akselipaino, vaan myös kuormitustapauksissa erot akseleiden välisissä etäisyyksissä ja akseleiden lukumäärissä tulee ottaa huomioon. (Peltokangas et al. 2013.) Radan tukeutumisen ja kuormitustapausten erojen vaikutusta arvioituihin palautuvien painumien suuruuteen mitoitusakselipainolla on tarkasteltu tarkemmin mittaustulosten käsittelyn yhteydessä luvussa 6.4.1.

2.5.2 Palautuvan painuman laskennallinen määrittäminen

Esimerkiksi ratapölkyn pystysiirtymänä ilmenevä radan palautuvan painuman voi laskennallisessa tarkastelussa olettaa tapahtuvan suurimmalta osin väli- ja eristyskerroksessa sekä pohjamaassa. Koska raidesepeli on karkearakeista ja hyvin kuormitusta välittävää materiaalia, kuvan 6 mukaisen tukeutumiskuorman ylityttyä eivät tukikerroksen muodonmuutokset ole merkittäviä alempien kerrosten muodonmuutoksiin verrattuna.

Palautuvan painumaa laskettaessa kuormitusaika on hyvin lyhyt, jolloin huokosvesi ei ehdi poistua kuormitetuista maakerroksista kuormituksen aikana. Tällöin maan voi olettaa käyttäytyvän lineaarisesti ja kimmoisesti. Maan elastista muodonmuutosta käytettäessä suljetussa tilassa kuvataan kimmomoduulilla yhtälön 4 mukaisesti. (Länsivaara 2010a.)

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon} \quad (4)$$

missä

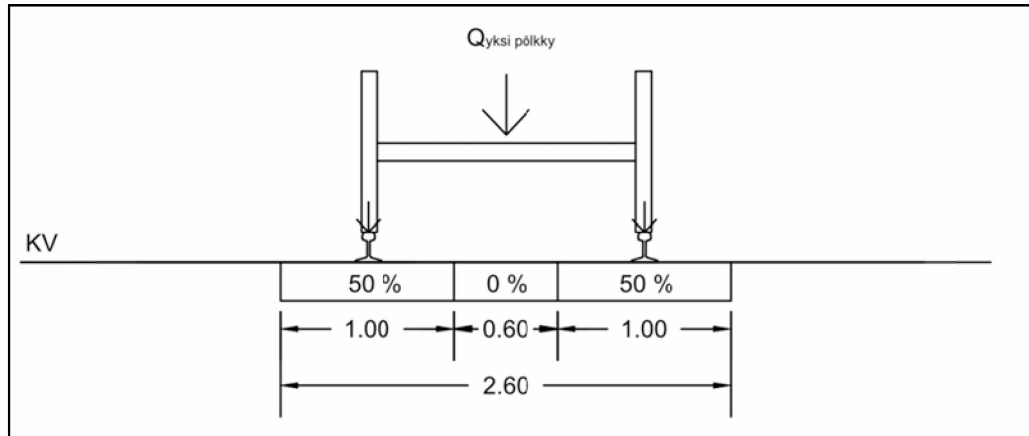
E	on suljetun tilan kimmomoduuli
$\Delta\sigma$	on aksiaalinen jännityslisäys
ε	on aksiaalinen muodonmuutos

Suljetun tilan kimmomoduuli voidaan määrittää suljetun tilan kolmiakselikokeella (TIEH 2100057-08). Rantamäki et al. (1979) esittämiä arvioita maan kimmomoduuleiksi kimmoisen kokoonpuristumisen laskemiseksi on esitetty taulukossa 7. Arvot on määritetty luonnontilaiselle maalle, joten olemassa olevalla radalla pohjamaan arvot voivat lujittumisen myötä olla suurempia.

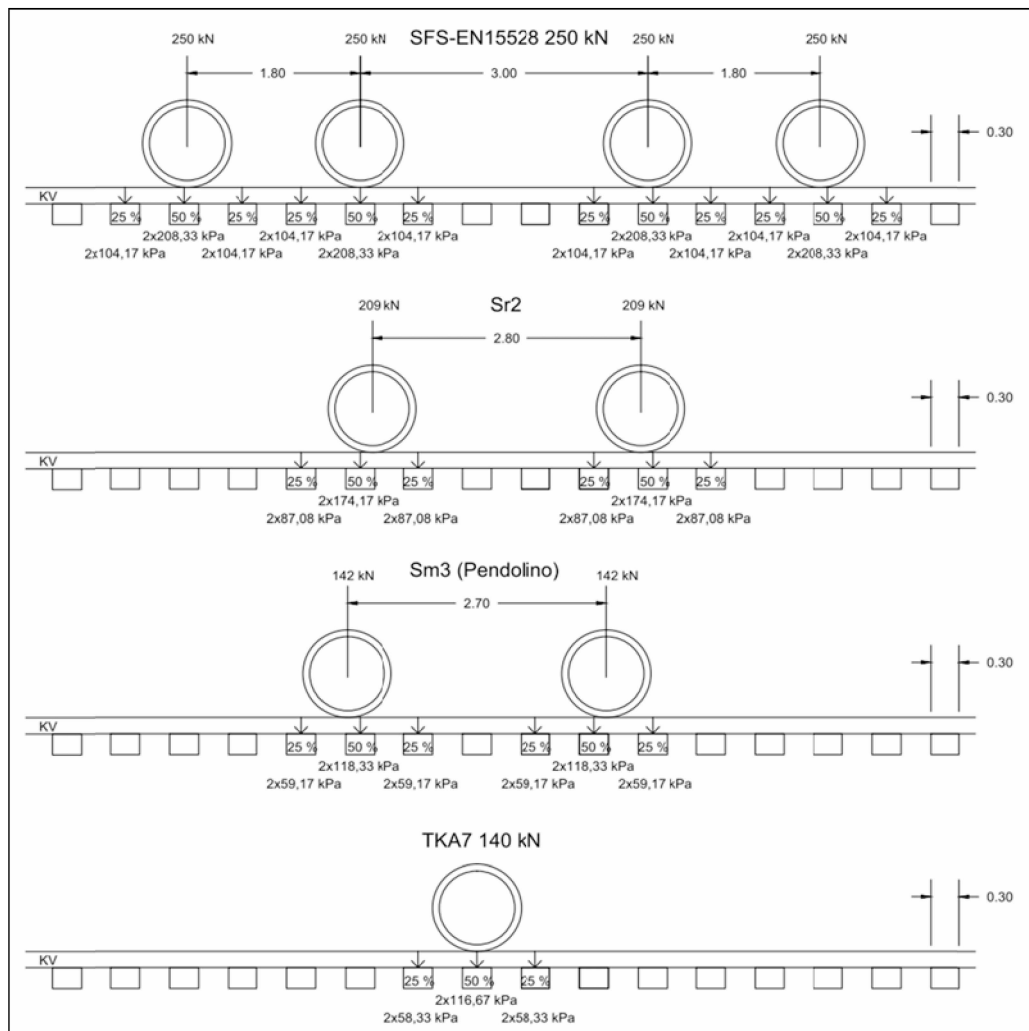
Taulukko 7. Maalajien kimmomoduuleita (Rantamäki et al. 1979).

Maalaji	Kimmomoduuli, E [MPa]
Hyvin pehmeä savi	0,5...1,5
Pehmeä savi	1,5...3
Sitkeä savi	3...10
Kova ja hyvin kova savi	10...15
Silttinen savi	10...20
Löyhä hiekka	10...30
Tiivis hiekka	40...80
Tiivis sora	100...200

Akselin ylityksen ratarakenteisiin ja pohjamaahan aiheuttama jännitys ei ole vakio, vaan vaihtelee tarkastelusyvyiden lisäksi sekä radan pituus- että poikkitaissuunnassa. Usein käytetty yksinkertaistus on, että akselin ylittäessä tarkasteltavan pölkyn 50 % akselipainosta tulee tarkasteltavalle pölkylle ja 25 % kummallekin viereiselle pölkylle. Radan poikkisuunnassa kuorman voidaan olettaa keskittyvän kolmasosalle pölkyn kumpaakin päähän. Kuvassa 7 on esitetty kuorman jakautuminen ratapölkyltä tukikerroksen yläpintaan radan poikkisuunnassa ja kuvassa 8 eräiden yleisimpien junakaluston aiheuttamia kuormituksia ja kuormakaavion SFS-EN 15528 mukainen tilanne radan pituussuunnassa. (RATO 3 2013.)



Kuva 7. Oletus Junakuorman jakautumisesta tukikerroksen yläpinnalle radan poikkisuunnassa.

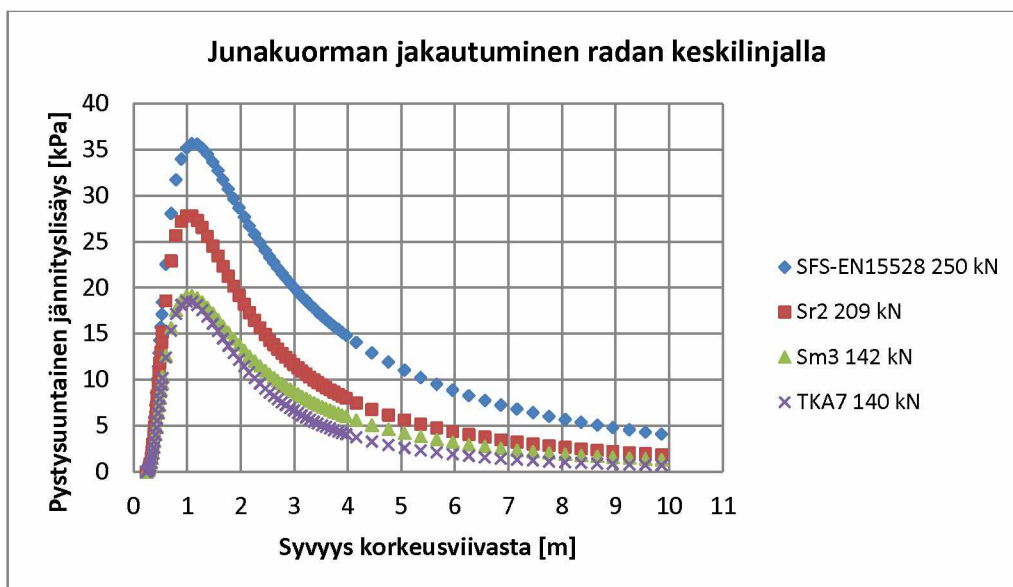


Kuva 8. Oletus yleisimpien junakaluston ja kuormakaavion SFS-EN 15528 aiheuttamien kuormien jakautumisesta tukikerroksen yläpinnalle radan pituussuunnassa.

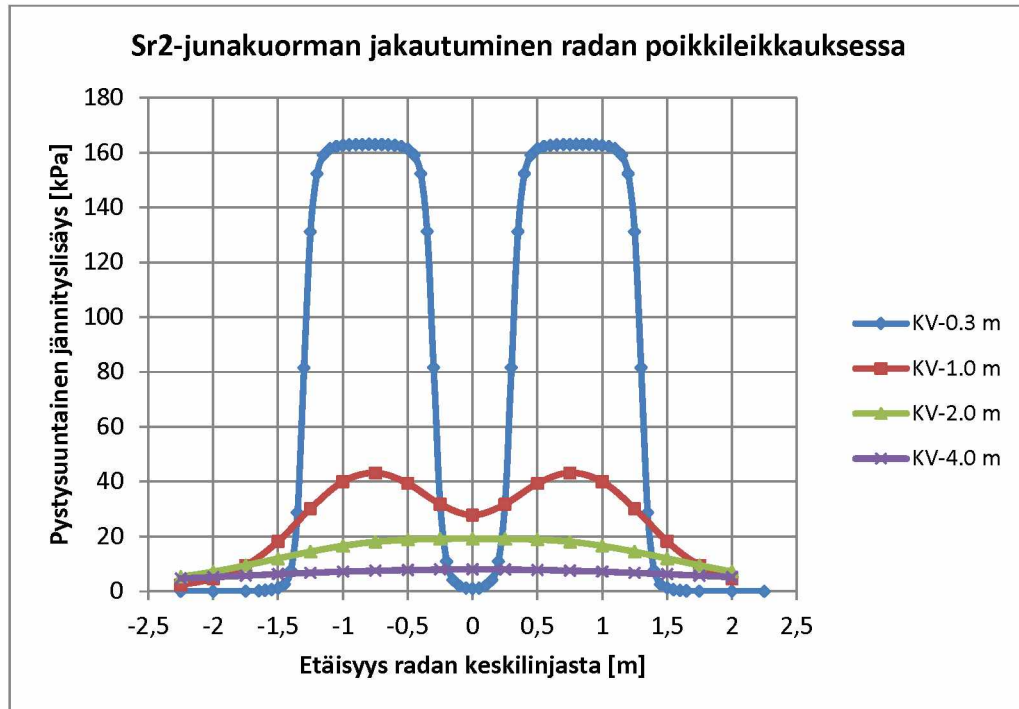
Junan aiheuttaman pystysuuntaisen lisäjännityksen suuruus riippuu paitsi akselipainosta myös akselien välisistä etäisyyksistä. Lineaarielastisessa mallissa samalla kuormakaaviolla laskennallisten jännityslisäysten suuruus on suoraan verrannollinen akselipainoon. Kuvien 7 ja 8 mukaisesti on Novapoint GeoCalc 2.4 -ohjelmalla laskettu junakuorman aiheuttaman pystysuuntaisen jännityslisäyksen suuruus ratapölkyn keskellä. Syvyyden nollassa on käytetty ratapölkyn yläpinnan tasoa, mikä vastaa suoralla radalla radan korkeusviivaa.

Laskelmat on tehty kuvan 8 kuormitustapauksille. Sr2- ja Sm3-kuormilla on tarkasteltu yhden telin aiheuttamaa kuormitusta, koska etäisyys seuraavaan teliin on niin suuri, ettei toisen telin ottaminen mukaan tarkasteluun aiheuta lisäjännityksiä. Samoin TKA7:n suuresta akselivälistä johtuen riittää vain yhden akselin aiheuttaman kuormituksen tarkastelu. Kuormakaaviossa SFS-EN 15528 telien välinen etäisyys on vain 3,0 m, jolloin tarkasteluun on otettava teliparin aiheuttama kuormitus.

Laskennassa oletuksena on käytetty betonisen ratapölkyn nimellismittoja: pituus 2600 mm, leveys 300 mm ja korkeus 220 mm. Ratapölkkyväli on 610 mm. Tukikerroksen paksuus on betonisilla ratapölkkyillä varustetulla radalla vaadittava 550 m. (RATO 3 2013.) Junakuorman oletetaan välittyvän junan akseleilta kiskoon ja edelleen ratapölkkyjen päiden alueelle kuvien 7 ja 8 mukaisesti. Kuormat on mallinnettu tasaisina kuormina, joiden leveys on 1,0 m ja pituus radan suunnassa on pölkyn leveys eli 0,3 m. Junan ylityksen seurauksena ratapölkyn keskiosan alapuoliseen maahan ei edellä mainittujen yksinkertaistuksien mukaisissa kuormitustilanteissa välittömästi pölkyn alapinnan tasolla (KV – 0,22 m) synny jännityslisäyksiä. Junakuorman aiheuttama pystysuora jännityslisäys neljässä eri kuormitustapauksessa ratapölkyn alapuolella radan keskilinjalla on esitetty kuvassa 9 ja Sr2-veturin aiheuttaman kuormituksen jakautuminen radan poikkileikkauksessa kuvassa 10.



Kuva 9. Junakuorman jakautuminen radan keskilinjalla.



Kuva 10. Sr2-junakuorman jakautuminen radan poikkileikkauksessa.

Kuvasta 10 havaitaan, että 0,3 m syvyydellä korkeusviivasta junakuorma keskittyy hyvin voimakkaasti ratapölkyn päiden alueelle. Radan keskilinjalla pystysuuntainen jännitysliisäys on lähes nolla. Metrini syvyydellä kuormituksen maksimiarvot ovat pienentyneet merkittävästi ja jännitysliisäys on jakaantunut tasaisemmin, mutta edelleen jännitysliisäys on selvästi suurempi ratapölkyn päiden alueella kuin radan keskilinjalla. Noin 1,5...2,0 metrin syvyydestä lähtien, eli käytännössä olemassa olevilla radoilla alusrakenteen alapinnasta, on pystysuuntainen jännitysliisäys suurin radan keskilinjalla. Syvemmillä pohjamaassa jännitysliisäys pienenee edelleen ja on käytännössä tasainen radan poikkileikkauksen suunnassa. On kuitenkin huomattava, että esitetyt jännitysliisäykäumat perustuvat kuormitustilanteen merkittävään yksinkertaistamiseen, jolloin todelliset jännitysliisäykäumat voivat erityisesti tukikerroksessa ja radan alusrakenteen yläosassa poiketa huomattavasti esitetyistä.

RATO 3 (2013) asettaa kriteerit ratapölkyn keskiosan palautuvalle painumalle. Palautuvan painuman mittaaminen radan keskilinjalta on perusteltua, koska pölkyn päiden liikkeet voivat osaltaan olla seurausta pölkkyjen heikosta tuennasta. Kuvan 10 mukaisesti ei tehtyjen oletusten mukaisesti tukikerroksessa radan keskilinjalla juurikaan junakuorman vaikutuksesta synny jännitysliisäyksiä. Mahdollisten tukikerroksen muodonmuutosten oletetaan olevan seurausta ratapölkyn tukeutumisesta ja täyden kontaktin kehittymisestä pölkyn ja tukikerroksen välillä. Tällöin maan kimmomoduuliin perustuvissa laskennallisissa tarkasteluissa keskittyä tukikerroksen alapuolisiin maakerroksiin eli radan alusrakenteeseen ja pohjamaahan. Kun maakerroksen kimmomoduuli ja kuorman maakerrokseen aiheuttama lisäjännitys tunnetaan, saadaan maakerroksen muodonmuutos ratkaistua yhtälöllä 5.

$$\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E} \quad (5)$$

Muodonmuutos ε on yksikötön suure, joka kertoo maakerroksen suhteellisen muodonmuutoksen. Tällöin maakerroksen i kimmainen kokoonpuristuminen saadaan lasketta yhtälöllä 6.

$$S_{ki} = H_i \varepsilon_i \quad (6)$$

missä

S_{ki} on tarkasteltavan maakerroksen kokoonpuristuminen
 H_i on tarkasteltavan maakerroksen paksuus

Koska maakerrokseen syntyvät lisäjännitykset eivät pienene lineaarisesti syvyyden suhteen, tarvitsee tarkasteltavan ratapölkyn alapuolinen maa jakaa sopivan paksuusiin osiin. Painumalaskennassa käytetään maan jännityslisäyksenä osan keskellä vaikuttavaa kuvan 9 perusteella määritettyä jännitystä. Laskemalla yhteen maakerrosten kokoonpuristumat saadaan selville koko pölkyn alapuolisen maan kimmainen kokoonpuristuminen ja siten myös pölkyn palautuva painuma yhtälön 7 mukaisesti.

$$S_k = \sum_{i=1}^n S_i \quad (7)$$

missä

S_k on ratapölkyn palautuva painuma

Esitetty laskentamalli yksinkertaistaa huomattavasti todellista junan ylityksen aiheuttamaa jännityslisäyksen jakautumista ratarakenteessa ja pohjamaassa. Kuvien 9 ja 10 mukaisissa jännitysjaakauksissa on oletettu junakuorman jakautuvan staattista tilaa vastaavasti. Todellisuudessa palautuvan painuman aiheuttama junakuormitus on tyypiltään hyvin lyhytkestoinen ja dynaaminen, jolloin kuormitusta vastustavat maan kimmoisuuden lisäksi erilaiset hitaus- ja vaimennusvoimat. (RIL 253-2010.)

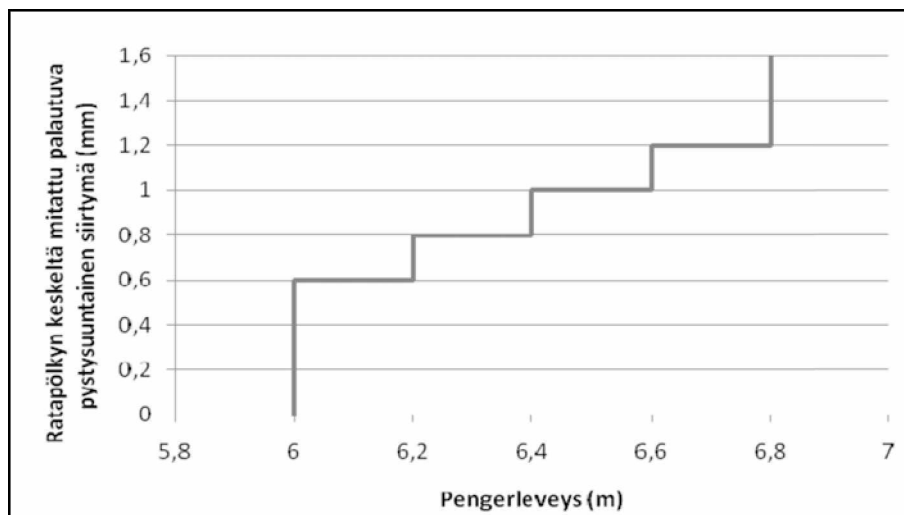
Kun maahan, tässä tapauksessa radan tukikerrokseen, kohdistuu dynaaminen kuormitus, syntyy maahan energiaa siirtäviä aaltoja. Energia välittyy maassa pitkittäisinä P-aaltoina ja poikittaisin leikkausaaltoina (S-aalto). Aaltojen vaimeneminen maaperässä muodostuu pääosin geometrisen ja materiaalivaimennuksen yhteysvaikutuksesta. Geometrisessa vaimennuksessa aaltoenergia leviää etäisyyden kasvaessa laajentuvalla pinta-alalla. Geometrinen vaimennus voidaan mallintaa esimerkiksi Bousinesqin jännitysjaakauksen perusteella, kuten tässä työssä on tehty. Materiaalivaimennuksessa energiaa kuluu rakeiden välisten liikkeiden aiheuttamaan kitkaan. Etäisyyden kasvaessa dynaamisen kuormituksen syntylähteestä aaltoliikkeitä vaimentaa myös aaltojen dispersio. Dispersiossa energia hajoaa laajemmalle alueelle aallon etenemisen suunnassa, kun eri taajuuksisäältäiset aallot kulkevat eri nopeuksissa. (RIL 253-2010.)

2.5.3 Palautuva painuma mitoituskriteerinä

Radan jäykkyyttä kuvaavalle palautuvalle ratapölkystä mitatulle painumalle RATO 3 (2013) määrittelee raja-arvot erikseen olemassa oleville ja uusille maanvaraisille radoille. Uusilla radoilla on määritelty palautuvalle painumalle sekä ala- että yläraja, olemassa olevilla radoilla on määritelty ainoastaan suurin sallittu palautuva painuma. Palautuvan painuman kriteerejä on päivitetty edellisestä RATO 3 (2008) ohjeesta merkittävästi, tässä on noudatettu uuden ohjeen mukaisia määräyksiä.

Olemassa olevilla maanvaraisesti perustetuilla radoilla ratapölkystä mitattu radan palautuva pystysuuntainen painuma saa mitoitusakselipainon (liite 1) suuruisen kuormituksen vaikutuksesta olla enintään 8 mm pohjamaan ollessa turvetta ja muissa tapauksissa 4 mm. Uudella maanvaraisesti perustettavalla radalla palautuvan painuman on radan mitoitusakselipainoa vastaavalla kuormituksella oltava vähintään 0,3 mm ja enintään 3 mm. Lisäksi radan jäykkyyden muutoskohtiin (esimerkiksi siltujen tulopenkereet, kallioleikkausten rajakohdat) on määritetty omat palautuvan painuman raja-arvot. (RATO 3 2013.)

Radan palautuvalla painumalla on myös vaikutusta kunnostettavan radan pengerlevyden mitoitukseen. Alusrakenneluokissa 2 ja 3 vaadittu ratapenkereen vähimmäisleveys käytettäessä luiskakaltevuutta 1:1,5 määräytyy ratapölkystä mitatun palautuvan painuman perusteella kuvan 11 mukaisesti. (RATO 3 2013.)



Kuva 11. Ratapenkereen vähimmäisleveys alusrakenneluokissa 2 ja 3 radan pystysuuntaisen palautuvan siirtymän perusteella (RATO 3 2013).

Kuvan 11 mukainen pengerleveys koskee pengerleveyttä suoralla. Kaarteissa, joissa kaaren säde on pienempi kuin 3000 m, pengerleveyteen tehdään 0,4 m kaarrelevitys. Pengerleveyden mitoituksen voi tulkita tehtäväksi niin, että mikäli mittauksin todetaan radan pystysuuntaisen palautuvan siirtymän olevan alle 1,2 mm, voidaan pengerleveyttä kaventaa normaalitapauksen 6,8 metristä. Mikäli palautuva painuma on yli 1,2 mm tai palautuvaa painumaa ei mitata, käytettävä pengerleveys on 6,8 m. Lisäraiteen rakentamisen yhteydessä toimitaan kuten olemassa olevilla radoilla siten, että ratapölkyn siirtymämittaukset tehdään olemassa olevalta raiteelta. (RATO 3 2013.)

Kuvan 11 mukainen pengerleveys koskee pengerleveyttä suoralla. Kaarteissa, joissa kaaren säde on pienempi kuin 3000 m, pengerleveyteen tehdään 0,4 m kaarrelevitys. Pengerleveyden mitoituksen voi tulkita tehtäväksi niin, että mikäli mittauksin todetaan radan pystysuuntaisen palautuvan siirtymän olevan alle 1,2 mm, voidaan pengerleveyttä kaventaa normaalitapauksen 6,8 metristä. Mikäli palautuva painuma on yli 1,2 mm tai palautuvaa painumaa ei mitata, käytettävä pengerleveys on 6,8 m. Lisäraiteen rakentamisen yhteydessä toimitaan kuten olemassa olevilla radoilla siten, että ratapölkyn siirtymämittaukset tehdään olemassa olevalta raiteelta. (RATO 3 2013.)

2.6 Routivuus

Suomessa ja muissa pohjoisissa maissa routa on jokavuotinen ilmiö, jonka vaikutukset rakentamiseen ja rakennettuun ympäristöön ovat merkittäviä. Routa tarkoittaa maassa olevan veden jäätyneen johdosta kovettunutta maakerrosta. Routaantumalla tarkoitetaan maan jäätymistä ja roudan etenemistä maassa tai maarakenteessa. Routa sinällään ei ole haitallinen ilmiö, vaan päinvastoin se jopa lisää maan lujuutta ja kasvattaa näin maan kantavuutta. Huomion arvoista on myös se, että kaikki maalajit routaantuvat, mutta kaikki maalajit eivät roudi.

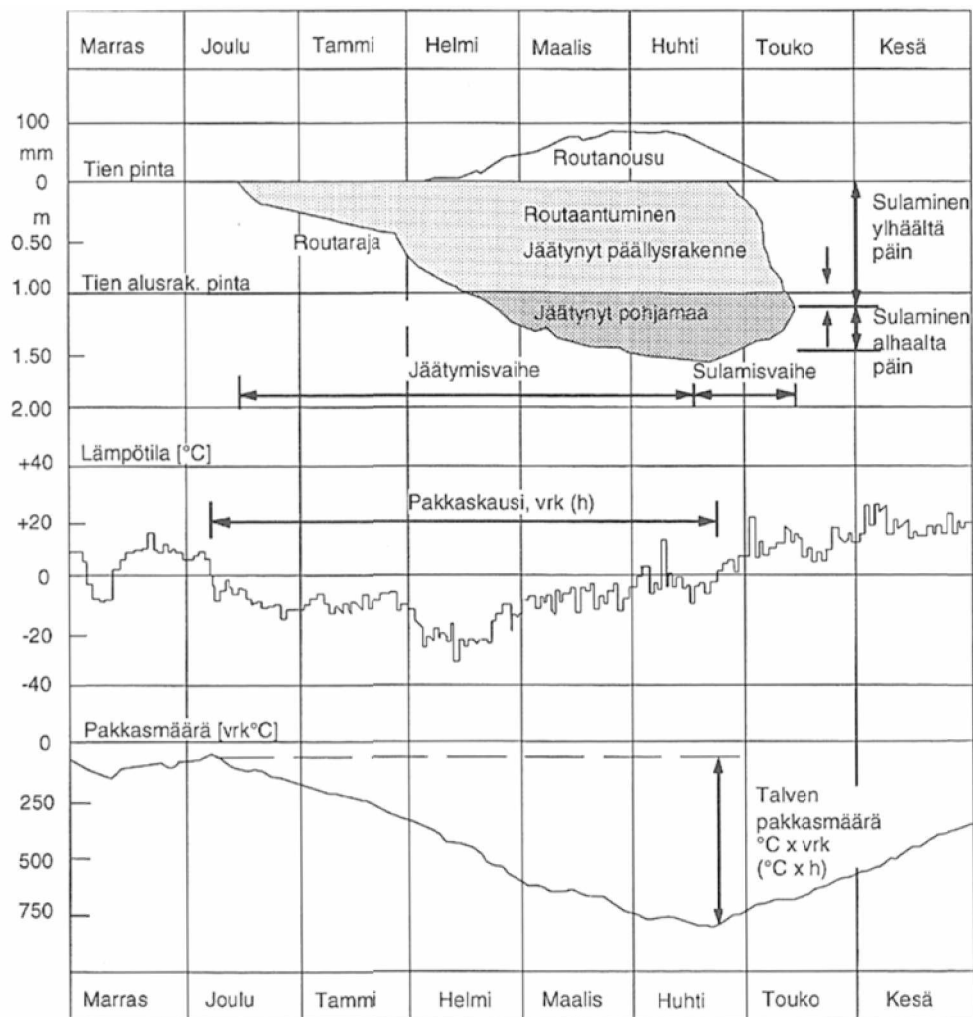
Erilaisia roudan esiintymismuotoja ovat: pintarouta eli rouste, onkalorouta, massiivinen routa ja kerrosrouta. Pintaroutaa ja onkaloroutaa esiintyy maan pinnalla ja maassa olevien onkaloiden seinämällä ohuina jääneulasina. Pintaroudalla ja onkaloroudalla ei ole juuri rakennusteknistä merkitystä. Massiivinen routa on yleensä karkearakeisessa maassa ja luonnontilaisessa turpeessa ilmenevää routaa, jonka syntyminen yhteydessä maan tilavuus ei muutu. Kerrosrouta on routamuodostuma jossa maahan syntyy paksuudeltaan vaihtelevia jäälinssiä. Kerrosroudan yhteydessä maan tilavuus kasvaa ja syntyy routanousuja. (Rantamäki et al. 1979.)

Ongelmalliseksi maassa olevan veden jäätyminen muodostuu silloin, kun maaperään syntyvän kerrosroudan seurauksena maan vesipitoisuus ja tilavuus kasvaa ja syntyy maan pinnan kohoilua eli routanousua. Tällöin puhutaan maan routimisesta. Routiviksi maalajeiksi kutsutaan maa-aineksia, joissa esiintyy routimista. Routimattomiksi maalajeiksi kutsutaan maa-aineksia, joissa esiintyy massiivista routaa. Routiminen aiheuttaa liikenneväylillä ongelmia routanousujen muodossa, mutta myös roudan sulaminen keväällä on ongelmallista. Roudan sulaessa routimisen seurauksena tilavuudeltaan kasvanut maa vajoaa epätasaisesti samalla kun maan vesipitoisuus kasvaa, jolloin maan lujuusominaisuudet heikkenevät. (Rantamäki et al. 1979.)

2.6.1 Roudan syntyminen

Roudan syntyminen edellyttää maan lämpötilan laskemista alle $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, jolloin maassa oleva vesi alkaa jäätyä. Routarajalla tarkoitetaan jäätyneen maakerroksen alarajaa tarkasteltavana ajanhetkenä. Roudan sulaminen edellyttää vastaavasti maan lämpötilan nousemista $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ yläpuolelle, jolloin jäätyneet maakerros alkaa ohentua. Roudan sulaminen tapahtuu pääosin maan tai maarakenteen pinnasta alkaen, mutta maalämmön vaikutuksesta roudan sulaminen etenee myös routarajalta ylöspäin. (Ehrola 1996.)

Roudan eteneminen alkaa kun ilman lämpötila laskee syksyllä pysyvästi pakkaselle ja jatkuu pakkaskauden ajan kevääseen. Roudan etenemistä nimitetään jäätymisvaiheeksi ja sulamista sulamisvaiheeksi. Routa etenee maanpinnasta alkaen syvemmälle maahan. Pakkasmäärä on merkittävä roudan syvyyteen vaikuttava tekijä. Pakkasmäärällä tarkoitetaan sen ajan vuorokausien keskilämpötilojen summaa, jolloin vuorokausien keskilämpötila on alle $0\text{ }^{\circ}\text{C}$. Pakkasmäärän laatuna käytetään useimmiten $\text{vrk}^{\circ}\text{C}$ tai h°C . Routaan liittyviä käsitteitä on esitetty kuvassa 12. (Ehrola 1996.)



Kuva 12. Routaan ja routimiseen liittyviä käsitteitä (Ehrola 1996).

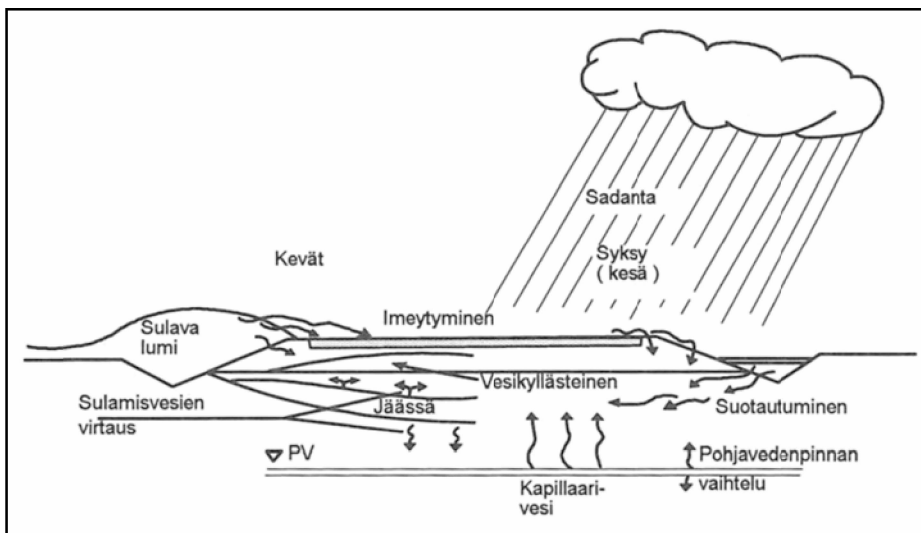
Roudan syntyminen ei edellytä maahan virtaavaa vettä pakkaskauden aikana. Massiivisen roudan syntymisen yhteydessä maassa oleva vesi jäätyy ja lisää näin maan lujuutta kasvattamatta maan tilavuutta. Maan huokosissa oleva vesi laajenee jäätyessään noin 9 %, mutta jäätyminen tapahtuu niin hitaasti, että liika vesi väistyy routimattomissa maalajeissa jäätyvän ja tilavuudeltaan kasvavan veden puristamana sivulle ja alaspäin jolloin maan kokonaistilavuus ei kasva. (Rantamäki et al. 1979.)

2.6.2 Routiminen

Kun maassa olevan veden jäätyessä syntyy kerrosroutaa ja maan tilavuus kasvaa aiheuttaen routanousuja, puhutaan routimisesta. Routiminen on liikenneväylien ja muiden maarakenteiden sekä routivan maan varaan perustettujen rakenteiden kannalta erittäin merkittävä haittatekijä. Routanousujen seurauksena liikenneväylien tasoisuus kärsii haitaten näin liikennöintiä routivalla osuudella. Erityisesti alempi-luokkaisilla päällystämättömillä teillä, mutta myös rautatierakenteen alusrakenteessa, roudan sulamisen yhteydessä esiintyvä routapehmeneminen aiheuttaa ongelmia. Tällöin sulanut maakerros muuttuu vedellä kyllästyneeksi ja sen kantavuus heikkenee. (Helaja 2010.)

Routimisilmiön edellytyksiä ovat vedellä kyllästyneen maan jäätyminen, siten että maan pieni vedenläpäisevyys estää jäätyneen ja laajentuneen veden aiheuttaman paineen purkautumisen sivuille ja alaspäin. Jotta routiminen pääsisi etenemään, tarvitsee jäätyvään maahan virrata uutta vettä. Kun jäätyvään maakerrokseen imeytyy jatkuvasti lisää vettä, maan vesipitoisuus kasvaa jäätymiskauden aikana huomattavasti suuremmaksi kuin syksyllä ja jäätynyt vesi paisuttaa routivan maan tilavuutta. (Rantamäki et al. 1979.)

Vesi voi tulla jäätyvään maakerrokseen pohjavedestä kapillaarisesti, sadannasta tai sulavan lumen aiheuttamista sulamisvesistä. Veden lähteet vaihtelevat vuodenajan mukaan: sadannan vaikutus on suuri syksyllä ja luonnollisesti lumen sulamisesta tapahtuu lähinnä keväisin. Veden kulkeutumista tierakenteeseen on esitetty kuvassa 13 (Ehrola 1996.). Veden kulkeutuminen ratarakenteeseen noudattaa samoja periaatteita kuin tierakenteeseenkin.

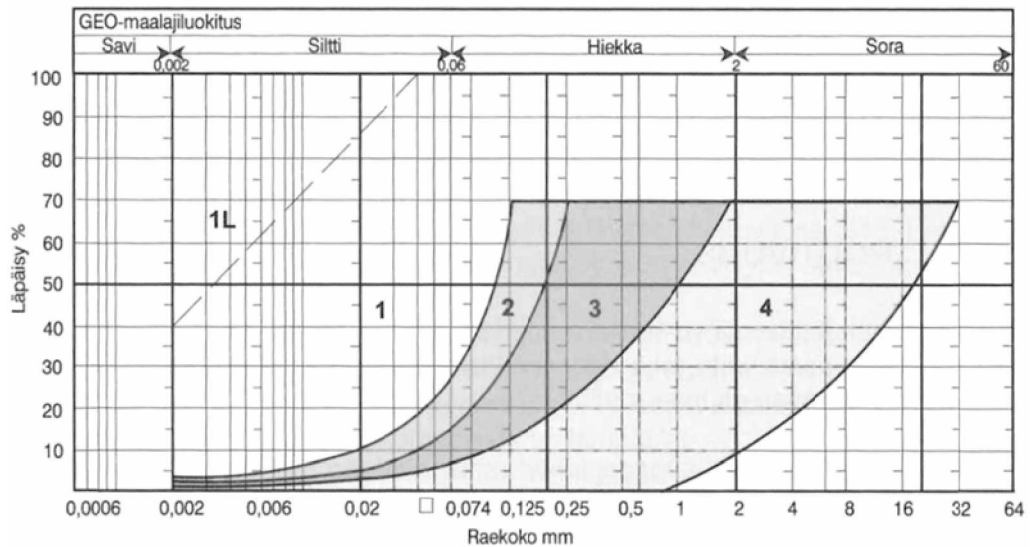


Kuva 13. Tietä ja rautatietä kuormittavan veden alkulähteet (Ehrola 1996).

Routimisen edellytykset ovat siis maan lämpötilan laskeminen alle $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, veden saatavuus jäätymisvyöhykkeeseen ja routiva maalaji. Mikäli kaikki nämä ehdot eivät toteudu, ei routimistakaan tapahdu. Routimista pyritään maa- ja pohjarakentamisessa ehkäisemään eliminoimalla yksi tai useampi routimisen edellytyksistä. (Rantamäki et al. 1979.)

2.6.3 Maalajien routivuus

Yksi maan routimisen edellytyksistä on veden kapillaarinen imeytyminen jäätyvään maakerrokseen. Tästä seuraa, että routivilla maalajeilla on suuri kapillaarinen nousukorkeus. Routivan maalajin kapillaarinen nousukorkeus on yleensä suurempi tai yhtä suuri kuin 1 metri, joten maalajin hienoainespitoisuus tulee olla melko suuri. Maalajien routivuutta arvioidaan yleisesti maalajin rakeisuuskäyrän perusteella kuvan 14 mukaisesti. (Rantamäki et al. 1979.)



Kuva 14. Routivuuden määrittäminen rakeisuuden perusteella (RIL 261-2013).

Rakeisuuteen perustuvassa menetelmässä kaikki maalajit alueella 1 ovat routivia, kuitenkin siten että alueella 1L olevat maalajit ovat vain lievästi routivia. Maalajit, joiden rakeisuuskäyrät ovat alueilla 2, 3 ja 4 ovat routimattomia, edellyttäen ettei niiden rakeisuuskäyrä leikkaa alueen rajan vasenta reunaa. (Jääskeläinen 2009.)

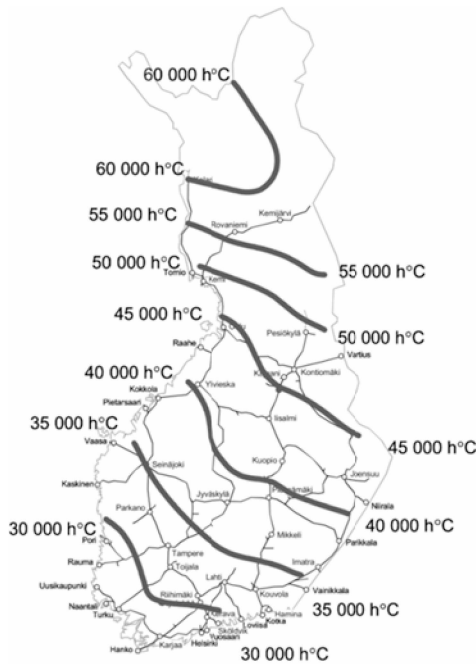
Kuvasta 14 havaitaan, että hienoainespitoisuuden lisäksi myös raekokojakauman muoto vaikuttaa voimakkaasti maalajin routivuuteen. Mikäli maalaji on hyvin suhteistunutta, pienet rakeet täyttävät isompien rakeiden väliset tilat, jolloin maalajin kapillaarisuus kasvaa ja tällöin myös maalajin routivuus voimistuu. Rakeisuuskäyrätulkinnan mukaan Suomen maaperästä valtaosan voidaan arvioida olevan routivaa, koska noin puolet Suomen maaperästä on moreenia, joka pääsääntöisesti on routivaa. Lisäksi routivia ovat savikot, silttiset alueet ja hienot hiekat. (Jääskeläinen 2009.)

Raekokojakauman lisäksi maalajin routivuuteen vaikuttavat esimerkiksi maan ominaispinta-ala, konsistenssiominaisuudet, vedenpidätyskyky, maassa tietyssä lämpötilassa alle 0 °C jäätyttömänä pysyvän veden määrä ja maan vedenläpäisevyys. Kuitenkin monilla näistä ominaisuuksista on yhteys maan kapillaarisuuteen ja raekokojakaumaan, joten kuvan 14 mukaista maalajien routivuuden arviointia voi pitää melko yleispätevänä. (Ehrola 1996.)

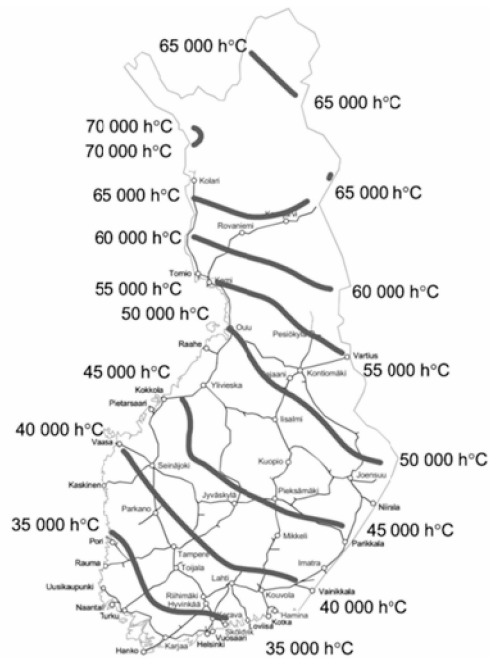
Turpeelle ei sen mineraalimaalajeista poikkeavan rakenteen vuoksi voida määrittää vastaavaa raekokojakaumaa, joten kuvan 14 mukainen routivuuden arviointi ei onnistu. Korhosen & Helenelundin (1964) mukaan turvetta voidaan pitää routimattomana. Toisaalta tiestöllä tehtyjen kenttähavaintojen perusteella turve on luokiteltu routivaksi pohjamaaksi (Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 22/1991). Turpeen tiivistyessä esimerkiksi tie- tai ratarakenteen painon vaikutuksesta sen vesipitoisuus, huokoisuus ja vedenläpäisevyys pienenevät merkittävästi. Onkin todennäköistä, että turpeen konsolidoituminen vaikuttaa oleellisesti sen routimiskäyttäytymiseen. Turpeen routivuutta ratojen pohjamaana on käsitelty tarkemmin luvussa 3.4.3.

2.6.4 Roudan syvyys

Roudan syvyyteen vaikuttavat pakkasmäärä, maalaji, suojaava lumi- ja kasvipeite ja maaperän kosteusominaisuudet. Pakkasmäärä on voimakkain roudan syvyyteen vaikuttava tekijä. Roudan syvyyden on todettu olevan verrannollinen pakkasmäärän neliöjuureen. (Jääskeläinen 2009). Kuvissa 15 ja 16 on esitetty kerran 20 ja kerran 50 vuodessa toistuva suurin pakkasmäärä kauden 1978–2007 ilman lämpötilahavaintojen perusteella.



Kuva 15. Kerran 20 vuodessa toistuva suurin pakkasmäärä (RATO 3 2013).



Kuva 16. Kerran 50 vuodessa toistuva suurin pakkasmäärä (RATO 3 2013).

Maalajin vaikutus roudan syvyyteen on seurausta maalajien erilaisista lämmönjohtavuuksista. Mitä enemmän maa-aineessa on huokostilaa ja mitä painavampaa se on, sitä paremmin maalaji johtaa lämpöä, jolloin routa tunkeutuu syvemmälle kuin huonommin lämpöä johtavassa maassa. Täten routa tunkeutuu kaikkein nopeimmin ja syvimmälle karkearakeisessa maassa ja kalliassa. (Rantamäki et al. 1979.) Taulukossa 8 on esitetty roudan syvyyden laskennassa käytetyt muuntokertoimet olettaen siltin kertoimeksi 1,0.

Taulukko 8. Roudan syvyyden muuntokertoimet (RIL 261-2013).

Maalaji	Roudan syvyyden muuntokerroin
Louhe	1,5
Hiekka, sora ja moreeni	1,15
Siltti	1,0
Savi	0,85
Turve	0,6

Lumi- ja kasvipeite muodostavat eristävän kerroksen maarakenteen päälle. Ongelmana on lumi- ja kasvipeitteen paksuuden voimakas alueellinen ja ajallinen vaihtelu, joten niiden eristävän vaikutuksen hyödyntäminen rakenteiden routamitoituksessa on hankalaa. Maaperän kosteusolosuhteilla voi olla paikallisesti voimakas vaikutus routan syvyyteen. Esimerkiksi lähellä maanpintaa olevat voimakkaat pohjavesivirtaukset voivat pitää routarajan lähellä maanpintaa. (Jääskeläinen 2009.)

2.6.5 Ratojen routamitoitus

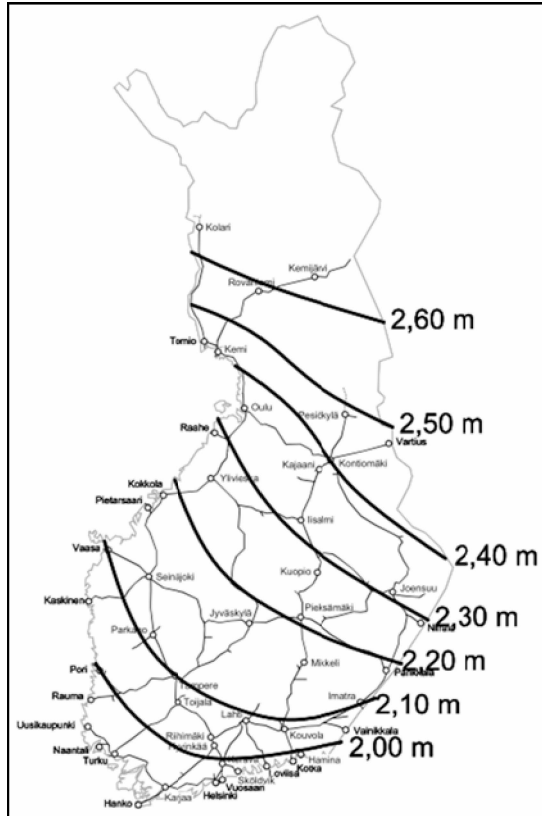
Ratojen suurten tasaisuusvaatimusten takia ratarakenteissa ei lähtökohtaisesti sallita routanousun syntymistä. Lähtökohtana ratarakenteiden routamitoituksessa on rakentaa rakennekerrokset routimattomista materiaaleista riittävän paksuiksi, jottei routiva pohjamaa pääse jäätyämään mitoittavan talven pakkasmäärällä. (Nurmikolu 2011a.) Mitoitustalven toistumisjakso radan alusrakenneluokan mukaan on esitetty taulukossa 9.

Taulukko 9. Routamitoituksessa käytettävän pakkasmäärän toistumisjakson valinta radan alusrakenneluokan perusteella (RATO 3 2013).

Radan alusrakenneluokka	Mitoituspakkasmäärän toistumisjakso [vuotta]	
	Ratalinja	Vaihdealue
0	5	20
1	20	50
2	50	50
3	50	50
4	50	50

Uusilla radoilla, rataoikaisuilla ja lisäraiteilla rakenteen kokonaisrakennepaksuus määräytyy alusrakenneluokilla 2, 3 ja 4 kuvan 18 mukaan. Alusrakenneluokan 1 radoilla routimattomien rakennekerrosten paksuus saa olla 0,2 metriä ja alusrakenneluokan 0 radoilla 0,6 metriä kuvan 18 mukaisia arvoja pienempi. Jos radan väli- ja eristyskerroksen materiaalina käytetään murskattua kiviainesta, on routimattoman radan rakennepaksuuksia kasvatettava 15 %. (RATO 3 2013.)

Pohjamaa luokitellaan joko routivaksi tai routimattomaksi. Routivuuden arviointi tehdään julkaisun Ratojen routasuojaustarpeen selvittäminen, tutkimusohje (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 8) mukaisesti. Routalevyjen käyttö uusien ratojen, lisäraiteiden ja rataoikaisujen routasuojauksessa edellyttää aina Liikenneviraston lupaa. Routimattomalla pohjamaalla olevia ratoja ei routasuojata. (RATO 3 2013.)



Kuva 17. Routimattoman radan rakennekerrosten kokonaispaksuus alusrakenneluokilla 2, 3 ja 4 (RATO 3 2013).

Parannettavilla ja uudistettavilla radoilla pohjamaa luokitellaan samaan tapaan routivaksi tai routimattomaksi kuin uusilla radoilla. Parannettavilla radoilla routasuojauksen parantaminen toteutetaan ensisijaisesti siten, että routivat materiaalit vaihdetaan routimattomiin tai toissijaisesti rakenne routasuojataan routalevyjä käyttäen. Eristämättömän rakenteen rakennekerrospaksuus on sama kuin kuvassa 18 esitetty uusien ratojen rakennekerrospaksuus.

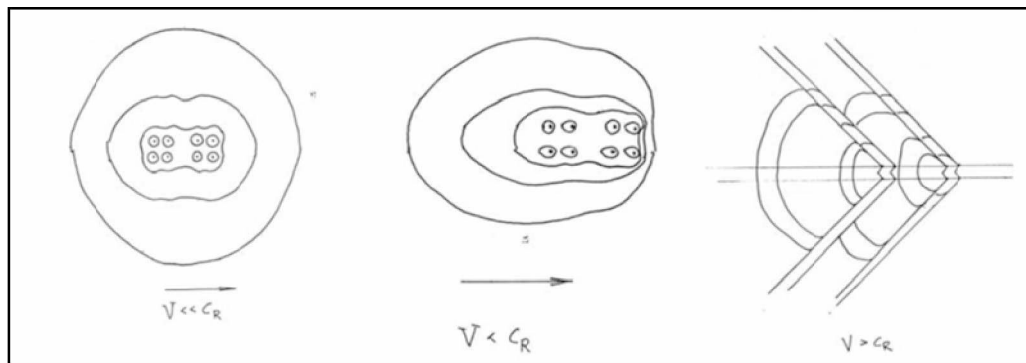
Routalevyjen käyttö myös radan parantamishankkeissa edellyttää Liikenneviraston lupaa. Vanhan routalevyn poisto tai paikalleen jättäminen määritetään suunnittelu-perusteissa. Routaeristetty rakenne mitoitetetaan RATO 3:n (2013) liitteen 1 mukaisten routamitoituskäyrästöjen sekä pakkasmäärä- ja keskilämpötilakarttojen perusteella. (RATO 3 2013.)

2.7 Värähtely ja tärinä

Ratapenkereen värähtelyä ja junaliikenteen aiheuttamaa ympäristötärinää käsitellään tässä työssä esittelemällä ilmiöiden teoreettista taustaa ja aiheeseen liittyviä ongelmia yleisesti, sekä pohtimalla mitä ongelmia voi turvepohjamailla esiintyä. Varsinaista laskennallista tarkastelua värähtely- ja tärinäongelmien suhteen ei tässä diplomityössä tehdä aiheen laajuuden vuoksi.

2.7.1 Ratapenkereen värähtely

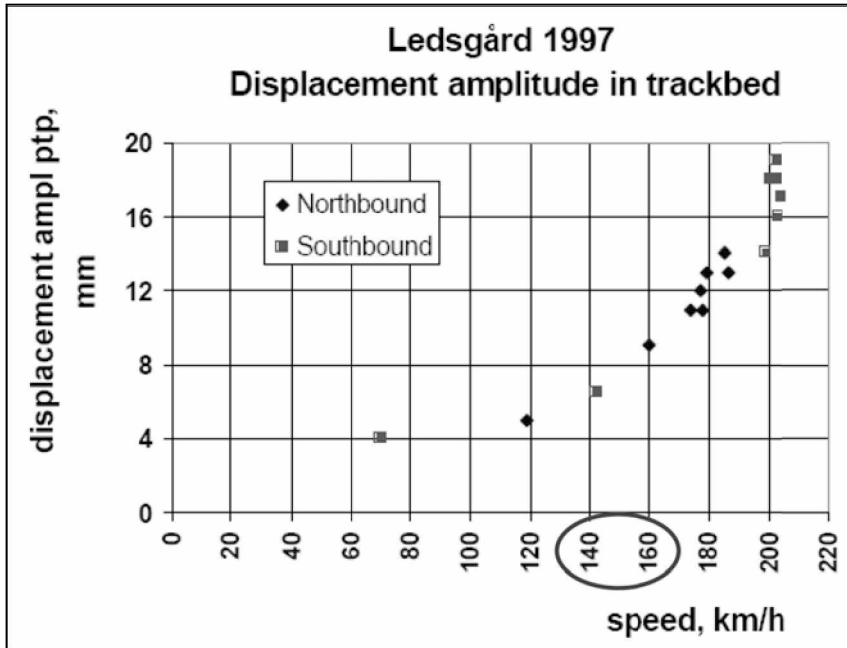
Junan nopeuden ylittäessä maassa liikkuvan kriittisen aallonpituuden, junan aiheuttama kuormitus maassa poikkeaa merkittävästi staattisesta tilanteesta ja jännitykset maassa keskittyvät junan ja radan alle kuvan 18 mukaisesti. Tämä voi aiheuttaa ratapenkereen voimakasta värähtelyä, jonka värähtelyamplitudi voi olla yli 10 mm. Voimakas värähtely aiheuttaa välittömiä ongelmia radan sähköpylväiden heiluessa. Usein toistuessaan ratapenkereen värähtelyn mahdollisia pitkäaikaisia vaikutuksia ovat raideseppelin jauhautuminen, ratapenkereen plastiset muodonmuutokset, kuormituksen aiheuttama huokosvedenpaineen nousu ja sen vaikutukset stabiliteettiin ja siirtymiin. (Hakulinen 2006.)



Kuva 18. Junan aiheuttama jännityskenttä ylhäältäpäin katsottuna (Hakulinen 2006).

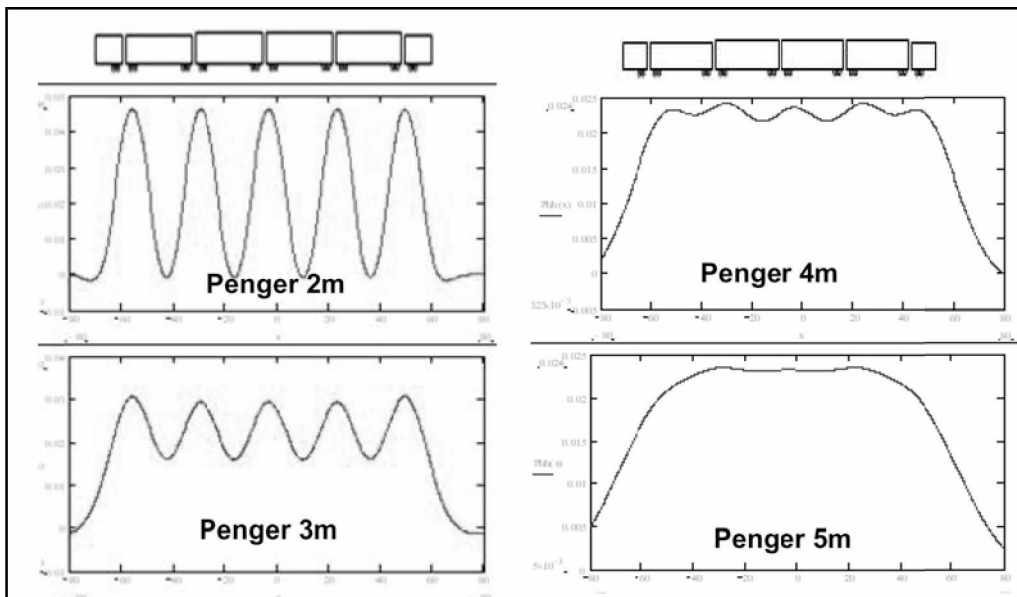
Ensimmäisessä kuvassa juna on paikallaan, jolloin junan nopeus V on huomattavasti pinta-aallon nopeutta c_R pienempi. Toisessa kuvassa junan nopeus on lähes yhtä suuri kuin pinta-aallon nopeus. Viimeisessä kuvassa junan nopeus ylittää pinta-aallon nopeuden. Kriittiseen aallonnopeuteen vaikuttavat pääasiassa maalaji ja maan jännitystila, jolloin myös pehmeän kerroksen yläpuolella olevan ratapenkereen painolla ja paksuudella on merkitystä. (Hakulinen 2006.)

RATO 3:n (2013) mukaan leikkausaallon nopeuden tulee olla vähintään 1,4-kertainen verrattuna henkilöjunan suurimpaan nopeuteen raiteella. Värähtelytutkimuksissa on todettu, että junan nopeuden ylittäessä 160 km/h ja ratapenkereen ollessa pehmeällä turve-, lieju- tai savipohjamaalla kasvavat ratapenkereen siirtymät huomattavasti (Törnqvist 2011). Kuvassa 19 on esitetty ratapenkereen värähtely junan nopeuden funktiona ruotsalaisen tutkimuksen mukaan.



Kuva 19. Ruotsissa Ledsgårdissa mitatut junan aiheuttamat tärinäamplitudit (Törnqvist 2011).

Penkereen paksuudella on suuri merkitys kuorman jakautumisesta pohjamaahan ja siten värähtelyriskin suuruuteen. Paksummilla penkereillä junakuorma jakaantuu tasaisemmin pohjamaahan, jolloin värähtelyriski pienenee. (Törnqvist 2011.) Kuvassa 20 on esitetty periaate junakuorman jakautumisesta pohjamaahan eri pengerpaksuuksilla.



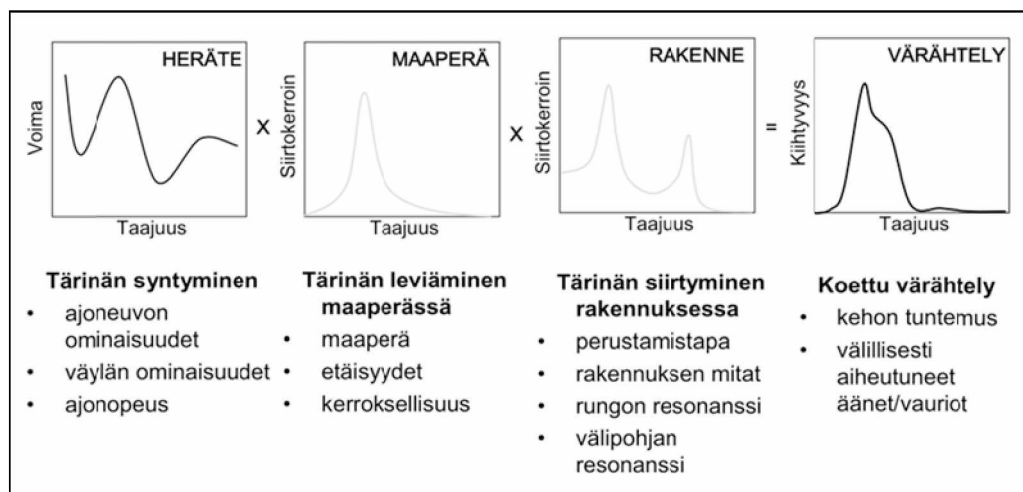
Kuva 20. Junakuorman jakautuminen pohjamaahan eri pengerpaksuuksilla (Törnqvist 2011).

Yleisesti ratapenkereen värähtelyriskistä voidaan todeta Hakulisen (2006) mukaan, ettei alle kolmen metrin pehmeiköillä yleensä ole merkittävää ratapenkereen värähtelyvaaraa. Pehmeiköllä olevan ratapenkereen ollessa yli kolme tai neljä metriä paksu on värähtelyriski pieni. Pehmeikön paksuuden kasvaminen suurentaa värähtelyriskiä aina 10 m asti, jonka jälkeen riski pienenee vähäisesti pehmeikön paksuuden edelleen kasvaessa. Ratapenkereen alle jätetty kuivakuorikerros vähentää merkittävästi penkereen värähtelyriskiä.

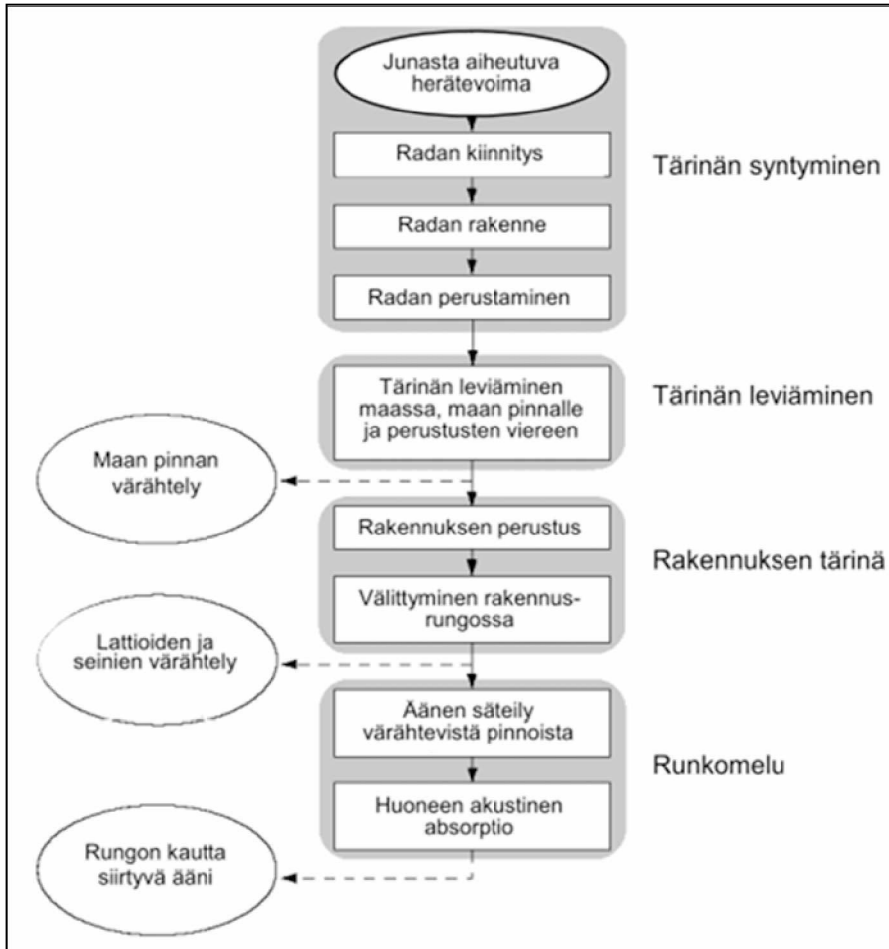
2.7.2 Ympäristötärinä

Tärinä rinnastetaan ympäristönsuojelussa meluun. Liikennemelun ja -tärinän huomioon ottamisessa lainsäädäntö pyrkii siihen, että riskialueilla sekä rakennusten että liikenneväylien sijoituksessa otetaan etukäteen huomioon niistä mahdollisesti aiheutuvat haitat. Jälkikäteen tärinähaittojen vähentäminen on teknisesti vaikeaa ja kallista. Rautateiden aiheuttama tärinä on merkittävä lähinnä asuinmukavuuden kannalta, tärinän raja-arvot rakenteiden vaurioitumiselle ovat yleensä huomattavasti suurempia kuin asuinmukavuuden kannalta annetut raja-arvot. (Törnqvist & Talja 2006.)

Liikenneväylillä tärinän aiheuttaa väylän epätasaisuus tai väylän pintaan ajoneuvosta aiheutuvat muodonmuutokset. Väylällä kulkevan liikennevälineen, väylän ominaisuuksien ja väylän alla olevan maaperän vuorovaikutuksen vuoksi maaperä joutuu värähtelyyn, jota kutsutaan yleisesti liikennetärinäksi. Rakennusten kohdalla maaperän värähtely siirtyy edelleen rakennuksen perustukseen, minkä värähtely johtaa edelleen rakennuksen muiden rakenteiden värähtelyyn. Lopulta värähtely aistitaan rakennuksessa koettuna värähtelynä. Kuvassa 21 on esitetty koettuun värähtelyyn vaikuttavat tekijät ja kuvassa 22 periaate junaliikenteen aiheuttaman tärinän välittymisestä rakennuksessa koettavaksi värähtelyksi. (Törnqvist & Talja 2006.)



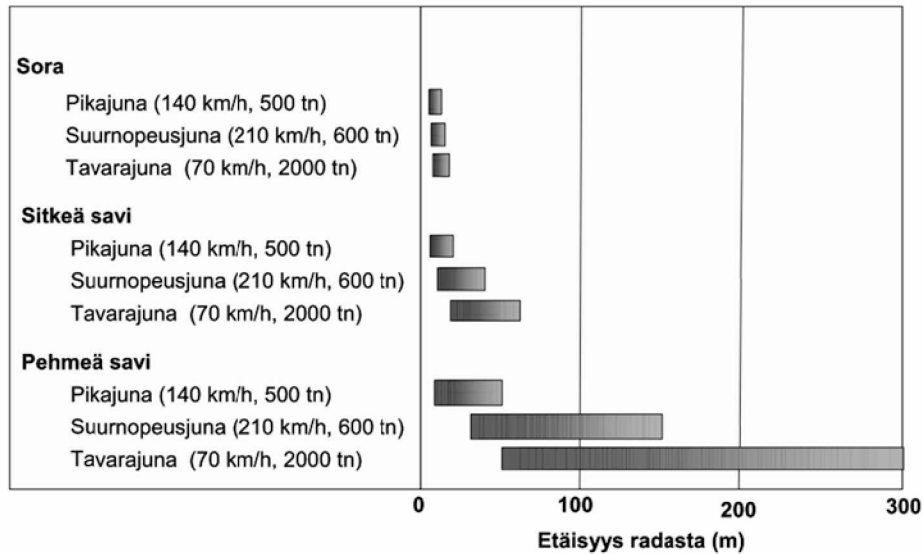
Kuva 21. Rakennuksen sisällä koettuun värähtelyyn vaikuttavat tekijät (Mäkelä et al. 2008).



Kuva 22. Junaliikenteen aiheuttaman tärinän syntyminen ja siirtyminen asukkaan havaitsemaksi tärinäksi (Törnqvist & Talja 2006).

Junaliikenteen aiheuttaman ympäristötärinän voimakkuus ja vaikutusalue on varsin hankalasti arvioitavissa oleva. Kuorman välittyminen kiskoihin ja ratapölkkyjen kautta radan päällysrakenteeseen, penkereeseen ja pohjamaan sisältää monia vaikeasti arvioitavia tärinän suuruuteen ja taajuuteen vaikuttavia tekijöitä. Olennaisimmat kalustosta ja liikennöinnistä riippuvat tärinän vaikuttavat tekijät ovat kuormituksen suuruus eli akseli ja telipainot, junanopeus ja teliväli. Myös junan kokonaismassalla on merkittävä vaikutus laaja-alaisilla, paksuilla pehmeiköillä. Kiskon tasaisuus ja rata-rakenteen kunto vaikuttavat osaltaan tärinän syntymiseen ja välittymiseen pohjamaahan. (Törnqvist & Talja 2006.)

Merkittävin ympäristöön leviävän tärinän suuruuteen ja vaikutusalueen laajuuteen vaikuttavista tekijöistä on maapohjan laatu, niin radan alla, sen vierellä kuin tarkasteltavalla alueellakin. Kauimmaksi ja voimakkaimmin liikennetärinä välittyy hienorakeisissa hyvin pehmeissä tai pehmeissä kivennäismaalajeissa (savi, siltti) sekä pehmeissä eloperäisissä maalajeissa (turve, lieju). Pienin liikennetärinän vaikutusalue ja voimakkuus on karkearakeisilla pohjamailla (hiekkä, sora, moreenit) ja kalliolla. Kuvassa 23 on esitetty arvio etäisyyksistä eri pohjamailla, joilla junista aiheutuva tärinä voi olla haitallinen. (Törnqvist & Talja 2006.)



Kuva 23. Suuntaa-antava arvio etäisyydestä eri maalajeilla, jolloin junista aiheutuva värähtely voi olla haitallinen (Talja 2004).

Yleensä rautatieliikenteen ongelmat ovat pehmeät savimaat ja raskaat tavarajunat. Karkeasti voidaan arvioida, että rautatieliikenteellä radan ympäröivän maan värähtelyn puolittuminen tapahtuu, kun etäisyys radasta kasvaa soramailla noin 1,5-kertaiseksi, sitkeillä savimailla noin 3-kertaiseksi ja pehmeillä savimailla noin 6-kertaiseksi. Turvepohjamaat voidaan rinnastaa turpeen ollessa maatonutusta pehmeään saveen ja keskimaatuneella tai raakaturpeella sitkeään saveen.

Rautateiden aiheuttamia värähtelyhaittoja voidaan vähentää pienentämällä värähtelyn syntymistä ja pyrkimällä estämään värähtelyn välittyminen maapohjaan esimerkiksi lisäämällä ratarakenteen pystyjäykkyyttä, rakentamalla vaimentimia ratarakenteeseen ja poistamalla rakenteen epäjatkuvuuskohtia. Värähtelyn siirtotiehen ratarakenteelta tarkastettavaan rakennukseen voidaan vaikuttaa erilaisilla värähtelyvaimennusseinillä jotka voivat olla joko maata pehmeämpiä tai jäykempiä, ojilla tai uudiskohteissa etäisyyttä kasvattamalla. Värähtelyn välittymistä maapohjasta rakennuksen rakenteisiin voi vähentää perustuksia jäykistämällä, käyttämällä vaimentimia tai irrottamalla perustukset maakontaktista. (Mäkelä et al. 2008.)

2.7.3 Värähtelyn ja värähtelyn raja-arvot

Tässä yhteydessä värähtelyllä tarkoitetaan junaliikenteelle haitallista ratapenkereen värähtelyä. Värähtelyllä taas tarkoitetaan junaliikenteen aiheuttamaa ympäristölle haitallista pohjamaan värähtelyä. (Mäkelä et al. 2008.)

Mikäli henkilöjunien nopeus tarkasteltavalla rataosalla voi olla suurempi kuin 160 km/h, saattaa olla tarpeen tarkastella penkereen värähtelyriskiä. Tarkastelu on tarpeen, mikäli penkereen paksuus on alle 2,5 m ja penkereen alla on pehmeä, vähintään 1,0 m paksu turve- tai liejukerros tai yli 2,0 m paksu pehmeä savikerros. Jos värähtelyriski on edellä mainittujen ehtojen perusteella mahdollinen, värähtelyriskiä voidaan arvioida tarkemmin määrittämällä raiteen alapuolisen maakerroksen leikkausaallon etenemisnopeus. Leikkausaallon nopeuden tulee olla vähintään 1,4-kertainen verrattuna henkilöjunan suurimpaan nopeuteen raiteella. (RATO 3 2013.)

Rautateiden suunnittelussa ja rakentamisessa on liikennetärinästä aiheutuvat ympäristöhaitat otettava huomioon siten, ettei tärinästä aiheudu vaurioita rakennuksille tai kohtuutonta häiriötä rakennuksissa oleville ihmisille. Uusilla radoilla tai radoilla joilla nostetaan liikennenopeutta tai akselipainoja sovelletaan tärinän tunnusluvun luokkaa C, jolloin keskimäärin 15 % asukkaista pitää värähtelyitä häiritsevinä ja voi valittaa häiriöistä. Vanhoilla radoilla sovelletaan luokkaa D, jolloin keskimäärin 25 % asukkaista pitää värähtelyitä häiritsevinä ja voi valittaa häiriöistä. (RATO 3 2013, Talja 2004.)

3 Turpeen ominaisuudet

Tässä luvussa perehdytään eri turvetyyppeihin, turpeen syntytapaan ja luokitteluun, missä laajuudessa turpeikkoja esiintyy Suomessa ja mitkä ovat Suomalaisten soiden tyypillisiä maaperägeologisia ominaisuuksia. Lisäksi käsitellään turpeen fysikaalisia ja geoteknisiä ominaisuuksiin.

Suomessa yleisesti käytettävässä geoteknisessä maalajiluokituksessa maalajiryhmät ovat: eloperäiset maalajit, hienorakeiset maalajit, karkearakeiset maalajit ja moreenimaalajit. Pintamaalajina käsitetään maapeitteen ylimmän metrin vallitsevaa maalajia. Suomessa yleisimmät pinta-maalajit ovat moreenit ja turpeet. Savikerrostumia esiintyy runsaasti Etelä- ja Lounais-Suomessa sekä Pohjanmaan rannikon jokialueilla. Avokallioita tai alle 1,0 m paksuja maapeitteitä on lähinnä Suomenlahden ja eteläisen Selkämeren rannikkoalueilla, Pirkanmaan itäosissa, Salpausselkien pohjoispuolella ja Pohjois-Lapissa. (Kujansuu & Niemelä 1984.) Liitteessä 2 on esitetty Suomen maaperä-kartta.

Eloperäisiä maalajeja ovat turve ja lieju. Geoteknisessä maalajiluokituksessa turpeena pidetään maata, mikä on muodostunut maatumisasteeltaan vaihtelevista kasvien ja kasviryhmien jätteistä. Geologista muodostumaa tai kerrostumaa, minkä pääasiallinen maalaji on turve, kutsutaan suoksi. (Korhonen et al. 1974.) Laine & Vasander (1986) mukaan turve on epätäydellisesti hajonneista kasvien jäännöksistä muodostunut organogeeninen maalaji, joka on kerrostunut muodostumispaikalleen. Orgaanisen aineksen osuus kuivapainosta on yleensä yli 90 % ja turpeeksi luokiteltavalta ainekselta edellytetään yleisesti vähintään 75 %:n orgaanisen aineksen pitoisuutta. Muita eloperäisiä maalajeja ovat lieju, detriuslieju ja muta.

3.1 Syntytapaa ja luokittelu

Turve on eloperäinen maalaji, joka koostuu maatuivista kasvinosista ja niiden välitilan täyttävästä vedestä. Turvetta alkaa muodostua maan soistumisen seurauksena. Turve muodostuu suokasvikerrosten lahotessa pohjaosastaan aikojen kuluessa. Tätä lahoamisprosessia kutsutaan maatumiseksi. (Laine & Vasander 1986.)

Maan soistumisen edellytyksenä on riittävä kosteus, joka tekee mahdolliseksi suokasviyhteiskuntien syntymisen. Soistumista tapahtuu vesistöjen umpeenkasvamisena sekä tulvamaiden, merenrantojen ja metsämaiden soistumisena. Metsämaan soistuminen on tavallisin suon syntytapaa Suomessa. Soistumisessa vesi estää märkien maiden kasvillisuuden alaosan mätänemisen. Näin kasvijätteiden muodostama kerros vahvenee ja syntyy turvetta. (Rantamäki et al. 1979.)

Maatumisella ymmärretään niitä kemiallis-fysikaalisia ilmiöitä, joiden vaikutuksesta lähinnä selluloosasta, hemiselluloosasta ja ligniinistä muodostuva kasvinrakenne hajoaa humusaineeksi. Maatuminen on pääasiassa pieneliöstön aikaansaamaa kasviaineksen hajautumista eli kemiallista maatumista. Pieneliöstö käyttää kasviaineksen hiiltä energian lähteenään muodostaessaan hajautuvasta kasviaineksestä uutta pieneliömassaa. Kemiallisen maatumisen lisäksi kasvien jäännökset voivat pilkkoutua mekaanisesti kasvien lehtien irrotessa varsista ja varsien katkeillessa. Lisäksi maaveden jäätyminen ja sulaminen sekä maaperäeläimistö aiheuttavat mekaanista maatumista. Kasviaineksen mekaaninen pilkkoutuminen onkin rinnastettavissa kiven fysi-

kaaliseen rapautumiseen. Turpeen rakenteen kannalta lopputulos on käytännössä hyvin samankaltainen riippumatta siitä, onko kasviaineksen pilkkoutuminen tapahtunut kemiallisena hajautumisena vai mekaanisena hienonemisenä. (Päivänen 1982.)

Turve muotoutuu hitaasti, 1 cm turvekerroksen muodostuminen kestää noin 10 vuotta. Turpeen syntyminen edellyttää riittävää jatkuvaa veden saantia kasvavaan turvekerrokseen. Turvekerroksen säilymiseksi hengissä on tulevan veden määrän oltava suurempi kuin haihtuvan tai pois valuvan veden määrä. (Munro et al. Roadex E-learning.)

Laine & Vasander (1986) mukaan turpeiden luokitteluperusteita ovat: syntymispaikan suhde vedenpintaan, kerrostumistapa, ravinteisuus 1. trofia, luokittelu turvetta synnyttäneen kasviyhdyksunnan perusteella ja luokittelu turpeen kasvijäännöskoostumuksen perusteella.

3.1.1 Kasvitieteellinen luokitus

Suomessa käytetty turpeiden kasvitieteellinen luokitteluperuste on luokittelu turpeen kasvijäännöskoostumuksen perusteella. Luokittelu perustuu turvetekijöiden muodostamiin turvelajeihin. Turvetekijät on pyritty muodostamaan siten, että niihin kuuluvat kasvilajit ovat ekologisilta vaatimuksiltaan mahdollisimman samankaltaisia ja muodostavat tuntomerkeiltään homogeenisiä ryhmiä. Tärkeimmät turvetekijät ovat: rahkaturvetekijä ja eutrofinen rahkaturvetekijä sekä ruskosammal-, tupasvilla-, sara-, puu-, varpu- ja ruohoturvetekijä. Tarvittaessa turvetekijöitä voidaan muodostaa lajitasolla saakka, esimerkiksi järvikaisla tai siniheinä. (Laine & Vasander 1986.)

Turvelajit muodostuvat yhdestä tai useammasta turvetekijästä. Turvelajit nimetään siten, että vallitseva turvetekijä mainitaan viimeisenä ja määrältään vähäisemmät sen edellä pienenevässä järjestyksessä. Pääryhmiä on kaksi: rahkaturpeet ja saraturpeet. Yleisimmät rahkaturvelajit ovat tavallinen rahkaturve, sararahkaturve ja puunjätteitä sisältävä metsärahkaturve. Saraturvelajeja ovat tavallinen saraturve, rahkasaraturve, metsäsaraturve ja ruskosammalsaraturve. (Laine & Vasander 1986.)

Rahkaturpeet sisältävät rahkasammalien lehtien ja varsien lisäksi yleisesti varpujen ja tupasvillan jäännöksiä. Heikosti maatunut rahkaturve on helposti tunnistettavissa rahkasammalien lehtien sekä tupasvillan tyvituppien perusteella. Rahkaturvetta syntyy pääasiallisesti rahkarämeillä ja -nevoilla. Saraturpeet koostuvat pääasiallisesti sarojen juurista, juurakoista ja tyvitupista. Maatuneessa saraturpeessa tupasvillan tyvituppikuidut näkyvät murtopinnassa suorina, pitkinä karvoina. Saraturvetta esiintyy vesinevoilla ja ruohoisilla rimpinevoilla. (Laine & Vasander 1986.)

3.1.2 Luokittelu turpeen olomuodon mukaan

Turve voidaan luokitella olomuodon mukaan joko maatuneisuuden tai turpeen rakenteen mukaan. Rakenteen mukaan turpeet luokitellaan niin sanotun kanadalaisen turpeen rakennusgeologisen luokituksen (Radforth'in luokitus) mukaan. Maatuneisuusluokituksista yleisimmät ovat kymmenluokkainen von Postin luokitus ja Pjajtshenkon maatumisprosenttiin perustuva luokitus. (Kauranne et al. 1972, Päivänen 1982.)

Suomessa rakennusteknistä käyttötarkoitusta varten käytetyin menetelmä on von Postin maatuneisuusluokitus. Turpeen maatuneisuudella ymmärretään maatumisprosessin tilaa tai vaihetta. Maatuneisuus osoittaa, kuinka suuri osuus kasviraakenteesta

on muuttunut tunnistamattomaksi amorfiseksi massaksi, jonka solurakenne on hävinnyt. Maatumisasteen määrittäminen perustuu turpeen silmämääräiseen tarkasteluun. Tuoretta turvenäytettä puristetaan kädessä ja turpeen maatumisaste arvioidaan näytteestä erkanevan veden värin, sormien lomitse pursuavan amorfisen massan ja puristajäännösten kimmoisuuden perusteella. (Päivänen 1982.) Taulukossa 10 on esitetty von Postin maatumisasteen määrittäminen.

Taulukko 10. Turpeiden luokittelu maatumisasteen perusteella (Päivänen 1982).

Geotekninen maalajiluokitus	Maatumisaste	Sormien lomitse puristuvan veden laatu	Sormien lomitse puristuva osa turvemassasta
Raakaturve	H1: Täysin maatumaton	Kirkas ja väritön	Ei yhtään
	H2: Melkein maatumaton	Lähes kirkas, kellanruskea	Ei yhtään
	H3: Hyvin heikosti maatonut	Samea, ruskea	Ei yhtään
Keskinkertaisesti maatonut turve	H4: Heikosti maatonut	Mutaisen ruskea	Ei yhtään
	H5: Jonkin verran maatonut	Erittäin mutainen, sisältää hiukan turvelietettä	Erittäin vähän
	H6: Kohtalaisesti maatonut	Tumma, sisältää runsaasti turvelietettä	1/3
	H7: Vahvanlaisesti maatonut	Erittäin tummaa, paksua	1/2
Maatonut turve	H8: Vahvasti maatonut	Erittäin paksua	2/3
	H9: Melkein maatonut	Ei vapaata vettä	Lähes kaikki
	H10: Täysin maatonut	Ei vapaata vettä	Kaikki

Maatumisaste *H* ilmaistaan 10-asteikolla: H1 tarkoittaa täysin maatumatonta turvetta ja H10 täysin maatonut turvetta. Geoteknisessä maalajiluokituksessa turpeet luokitellaan kolmeen luokkaan taulukon 10 mukaisesti. Luokat ja niitä vastaavat von Postin maatumisasteet ovat: Raakaturve (H1...H3), keskinkertaisesti maatonut turve (H4...H7) ja maatonut turve (H8...H10). (Korhonen et al. 1974.)

Raakaturve sisältää pääasiassa maatumattomia kasvinosia, jotka ovat osaksi eläviä, sitkeitä ja kimmoisia. Tuoretta raakaturvetta puristettaessa siitä erkanee kirkasta tai sameaa vettä. Keskinkertaisesti maatumisasteessa turpeessa kasvinosat ovat vain osaksi tunnistettavissa, koska kasvujätteet ovat tummuneet. Puristettaessa turve hajoaa osittain puuromaiseksi massaksi, josta noin 1/3 työntyy ulos sormien välistä. Maatumisasteessa turpeessa kasvirakenne on epäselvä ja turve on tummaa, puuromaista massaa.

Puristettaessa näyte pursuu suurimmaksi osaksi sormien välistä. (Korhonen et al. 1974.)

Pjajtshenkon maatumisprosenttiin perustuva luokitus perustuu turpeen maatuneisuuden ja laboratoriossa mitatun tiheyden väliseen riippuvuuteen. Mitä maatuneempaa turve on, sitä suurempi on tiheys. (Päivänen 1982.) Koska Pjajtshenkon maatumisprosentin suora määrittäminen on melko työlästä, voidaan maatumisprosentti tarvittaessa arvioida von Postin maatumisasteen perusteella taulukon 11 mukaisesti (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006).

Taulukko 11. Von Postin maatumisasteen ja Pjajtshenkon maatumisprosentin vastaavuus (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006).

	H (von Post)	R % (Pjajtshenko)
Raakaturve: R = 8H	1	8
	2	16
	3	24
Keskinkertaisesti maatonut turve: R = 20 + 3H	4	32
	5	35
	6	38
	7	41
Maatonut turve: R = 6H	8	48
	9	54
	10	60

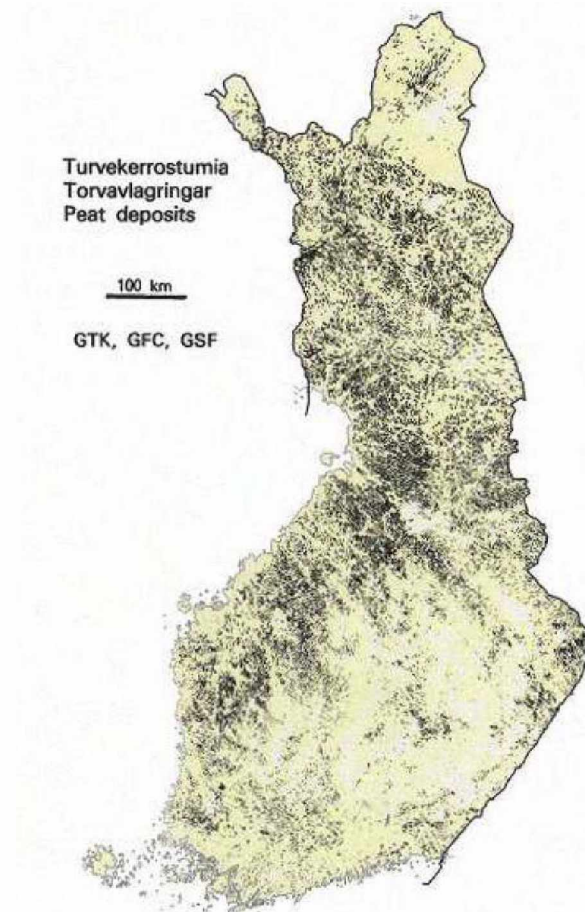
Sarasto (1960) on vertaillut von Postin maatumisastetta ja Pjajtshenkon maatumisprosenttia ja päätynt vastaavilla maatumisasteilla hieman taulukossa 11 esitettyjä pienempiin maatumisprosentteihin. Saraston mukaan on ilmeistä, että Suomen luonnontilaisten soiden turpeissa von Postin maatumisasteikon laajuus ulottuu suunnilleen puoliväliin sitä teoreettista asteikkoa, jossa turve muuttuu täysin humukseksi (R = 100). Tutkimuksen perusteella Pjajtshenkon menetelmä tarjoaa erinomaisen keinon enemmän tai vähemmän subjektiivisen von Postin maatuneisuusluokituksen tarkistukseen.

Radforth'in luokituksessa määräävinä tekijöinä ovat kasvikuitujen tai turvemassan laatu, niiden muodostaman verkoston "silma"-koko sekä näiden onteloita täyttävä materiaali. Turpeet luokitellaan kolmeen pääryhmään: karkeakuituiset turpeet, hienokuituiset turpeet ja amorfiset, rakeiset turpeet. Nämä ryhmät jaetaan vielä yhteensä 17 erilliseen alaluokkaan. (Kauranne et al. 1972.)

3.2 Turpeikot Suomessa

Yleisesti suo on nimitys ekosysteemille, jota luonnehtii lähellä maanpintaa oleva vedenpinnan taso, ja jossa osa syntyneestä orgaanisesta aineksesta muodostuu turpeeksi. Kasvitieteellisesti suo on kasvupaikka, jolla vallitsee yleensä turvetta muodostava kasviyhdyskunta. Geologinen suo on turpeesta muodostunut kerrostuma, jonka

paksuus on vähintään 30 cm. Metsätaloudellisesti suo on kasviyhdyksunta, joka muodostaa turvetta. (Työryhmämuistio MMM 2011:1.) Tässä keskitytään turpeen varaan rakennettujen rautateiden käyttäytymisen tutkimiseen, missä yhteydessä geologisen suon määritelmä on toimiva. Kuvassa 24 on esitetty Suomen geologiset turvekerrostumat.

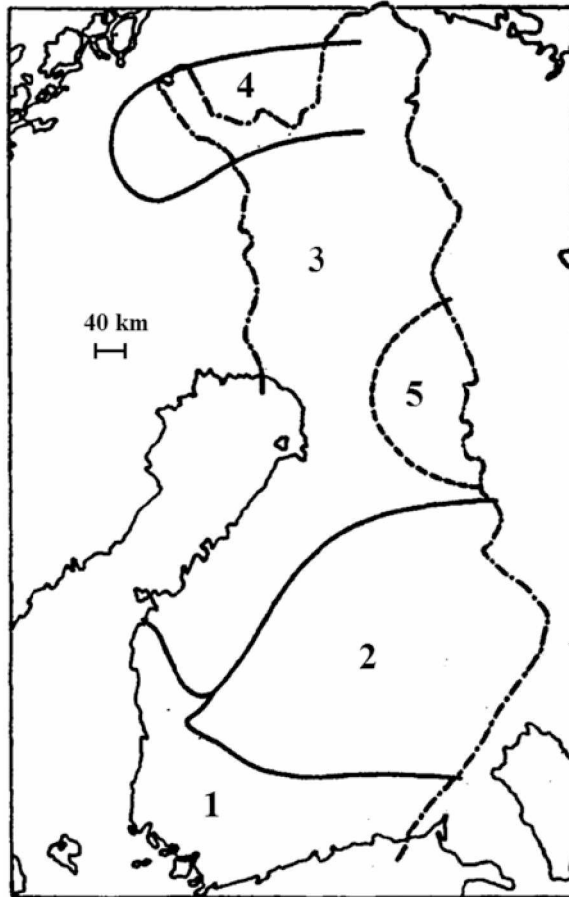


Kuva 24. Turvekerrostumat Suomessa (Kujansuu & Niemelä 1984, yksityiskohta).

Suomessa on ojittamattomien soiden pinta-ala noin 30 % koko maan maapinta-alasta. Soiden jakautuminen maamme eri osien kesken on kuitenkin epätasaista. Alueellisesti soita on eniten Pohjanlahden rannikkoalueella, Kainuussa sekä Lapissa. (Soveri & Kauranne 1975.)

Suomuodostumia ryhmitellään sekä suokasvuston että rakenteen mukaan. Kasvu-alustan ravinteisuus, kosteussuhteet ja happamuus muovaavat erilaisia suokasviyhdyksuntia, joiden perusteella meillä määritellään ns. suotyypit. Suomessa esiintyvät suotyypit ovat: letto, neva, räme ja korpi. Letot ovat aukeita tai niukkapuustoisia soita, joilla kasvaa ruskosammalia ja vaateliaita saroja. Nevat ovat tavallisesti rahkasammalta tai saroja kasvavia, karuja, aukeita ja vetisiä soita. Rämeet ovat pääosin karuja, yleensä paksuturpeisia soita, joiden pääpuulaji on mänty. Korvet ovat enimmäkseen puustoisia, kuusivaltaisia soita. (Työryhmämuistio MMM 2011:1.)

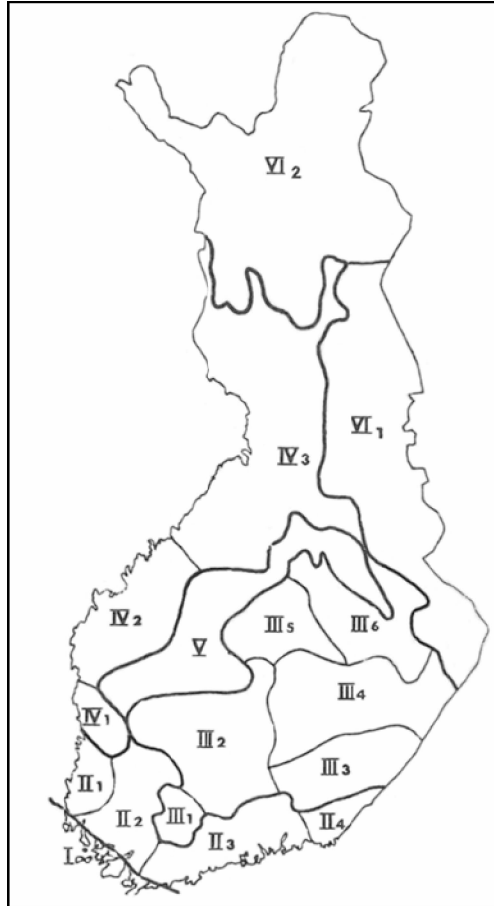
Erilaisten suoyhdistymä- eli suokompleksisyyppien erot soiden pintakasvillisuudessa ja niiden turvekerrostumissa ovat seurausta ilmasto- ja maasto-olosuhteiden maantieteellisestä vaihtelusta. Suoyhdistymien päätyypit Suomessa ovat keidassuot, karjalainen suoyhdistymä, aapasuot, palsasuot ja rannesuot. (Soveri & Kauranne 1975.) Suoyhdistymätyyppien esiintyminen Suomessa on esitetty kuvassa 25.



Kuva 25. Soiden yhdistymätyyppien esiintyminen Suomessa. 1. Keidas- eli kohosuot. 2. Karjalainen suoyhdistymä. 3. Aapasuot. 4. Kumpu- eli palsasuoyhdistymät. 5. Rannesuoyhdistymät (Soveri & Kauranne 1975).

Etelä- ja Lounais-Suomessa suot ovat pääasiassa yksinomaan sadevedestä ravinne- lisänsä saavia keidas- eli kohosoita. Keidassuo syntyy, kun turvekerrostumat tulevat niin paksuiksi, että ne eristävät pintakasvillisuuden pohjaveden ulottumattomiin. Suon keskusta on reunaosia korkeammalla ja sitä ympäröi puita kasvava reunaluisu. Sadevesien lisäksi myös pohjavedestä ja suon ympäristöstä tulevista pintavesistä ravinteita saavien aapasoiden esiintyminen Suomessa pääasiassa Pohjanmaalle ja Lappiin. Aapasuot ovat tavallisesti varsin tasaisia ja niiden reunaosat ovat keskiosaa korkeammalla. Karjalainen suoyhdistymätyypin luonteeseen kuuluu vaihtelevat suotyypit. Suot ovat pääasiassa rämeitä ja nevoja, varsinkin idässä myös korpia. Kuusamon alueella esiintyvät rannesuoyhdistymät ovat maasto-olosuhteiden aiheuttama aapasuoyhtymän muunnos. Rinneyhdistymätyypin soille tyypillisiä ovat ohuturpeiset kaltevat rannesuot. Ikiroudassa olevan ytimen ympärille syntyneitä palsa-soita esiintyy havumetsävyöhykkeen pohjoispuolella Pohjois-Lapissa. (Kauranne et al. 1972.)

Soiden maaperägeologinen rakenne ja turvekerroksen paksuus vaihtelee merkittävästi suoyhdistymätyyppien kesken soiden erilaisten syntytapojen ja Suomen maaperän geologisen monimuotoisuuden vuoksi. Turvekerroksen paksuuden lisäksi myös turpeen alla olevan maan geoteknisillä ominaisuuksilla on suuri merkitys turpeen päälle perustettujen maanvaraisten rakenteiden toimivuuteen. Kuvassa 26 on esitetty Suomen maaperägeologinen aluejako. (Kauranne et al. 1972.)



Kuva 26. Suomen maaperägeologinen aluejako. I. Lounais-Suomen saaristo. II. Etelä-Suomen rannikkoalue. III. Järvi-alue. IV. Pohjanmaan rannikkoalue. V. Vedenjakajan alue eli Suomenselkä. VI. Raja-Karjala ja Lappi (Soveri & Kauranne 1975).

Maaperägeologisen aluejaon mukaisessa Lounais-Suomen saaristossa (alue I) soita ei juuri esiinny alueen ollessa lähinnä kallioita, joiden väliset alueet ovat pääosin savea tai moreenia. Etelä-Suomen rannikkoalueella (II) soita on noin 10 % pinta-alasta ja ne ovat yleensä paksuturpeisia savi- tai liejupohjaisia kohosoita. Järvialueen (III) suot kuuluvat karjalaiseen suoyhdistymätyyppiin. Tyypillistä alueen soille on yksittäisten soiden pienuus ja soiden ryhmittyminen verkostoiksi. Suot ovat syntyneet pääasiassa mineraalimaiden soistumisen johdosta huonosti vettäläpäisevälle ja epätasaiselle moreenipohjamaalle. Yli 5 metrin turvekerrosten esiintyminen on harvinaista. Soita on keskimäärin 10...20 % alueen pinta-alasta. (Soveri & Kauranne 1975.)

Pohjanmaan rannikkoalueella (IV) soita esiintyy runsaasti, 30 prosentista jopa yli 60 prosenttiin pinta-alasta, ja lukuisat joet uurtavat maaperää. Suot ovat pääasiassa aapasoita, joilla turvekerroksen paksuus on alle 3 metriä. Turpeen alapuolinen maa on yleisesti silttistä hiekkaa tai moreenia, joskin jokialueiden turpeikoilla turpeen alla maaperä on useimmiten laihaa savea tai silttiä. Myös vedenjakajan alueella (V) soita

on hyvin runsaasti, noin 50 % pinta-alasta. Suot ovat lähes poikkeuksetta moreenipohjaisia. Raja-Karjalan ja Lapin alueella (VI) soita esiintyy runsaimmin Keski-Lapissa, Pohjois-Karjalassa ja Kainuussa. Alueen suot ovat syntyneet kovan pohjan soistumisen kautta, jolloin turvekerroksen alapuolinen maa on yleensä moreenia. Pohjois-Lapissa esiintyy ikijäässä olevan jääytimen ympärille muodostuneita pallasoita. (Soveri & Kauranne 1975.)

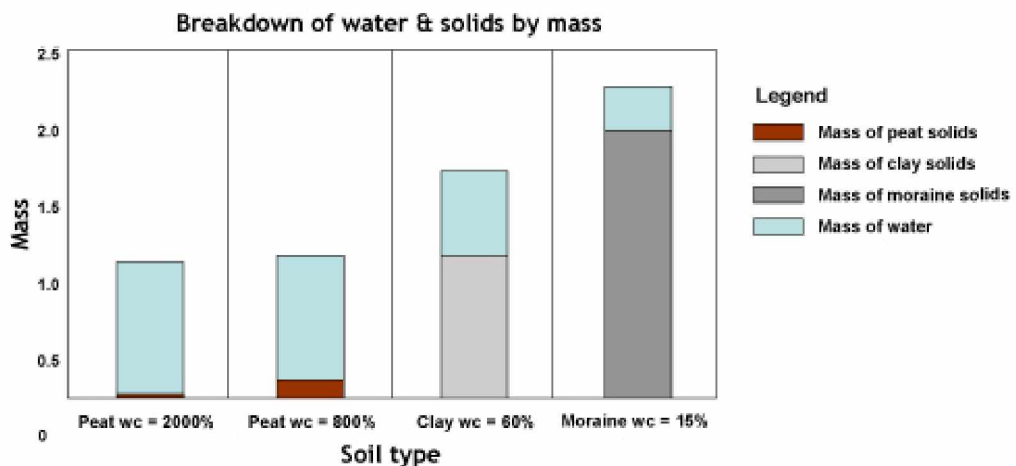
Turvekerroksen paksuus on suomalaisilla soilla yleensä noin 1-3 metriä. Yli 4 metrin paksuiset turvekerrokset ovat melko harvinaisia ja suurimmat turvepaksuudet ovat noin 10 metriä. Paksuimmat turvekerrostumat esiintyvät Etelä- ja Lounais-Suomen kohosoilla. Ohuimmat turvekerrostumat tavataan yleisimmin Lapin aapasoiden alueilla. Järvi-suomen alueella esiintyvät karjalaiset suoyhdistymät edustavat turvekerroksen paksuudelta välimuotoa. Etelä-Suomessa sekä yleensä rannikkoalueilla soiden pohjamaana on etenkin alavilla kohdin savi- tai silttikerroksia. Sisämaassa ja Pohjois-Suomessa turvekerrostumat sijaitsevat useimmiten moreenilla tai myös sora- tai hiekkakerrosten päällä. (Kauranne et al. 1972.)

Tutkimusten, suunnittelun ja rakentamisen kannalta hankalimpia ovat suot, joissa turpeen alapuolella on huonosti kantavaa maata, kuten liejua tai savea. Tällaisia soita on kuitenkin Suomen soista melko pieni osa ja niitä esiintyy lähinnä Etelä- ja Lounais-Suomessa kuvan 25 mukaisen Vaasa-Tampere-Lappeenranta-akselin eteläpuolella sijaitsevalla koho- eli keidassuoalueella. Muualla Suomessa suot ovat pääasiassa kovapohjaisia, tosin joki-, meri- tai järvikerrostumien aluilla voi turpeen alapuolinen maa olla savea tai silttiä kaikkialla Suomessa. (Tielaitoksen selvityksiä 28/1998.)

3.3 Turpeen fysikaaliset ominaisuudet

Turve on ominaisuuksiltaan hyvin vaihteleva materiaali. Turpeen ominaisuudet liittyvät suoraan sen muodostumistapaan. Rakennusteknistä käyttöä varten käyttökelpoisiin turpeiden luokittelumenetelmä on maatuneisuus. Tällöin turve materiaalina on toisessa ääripäässä kuituista täysin maatumatonta kasvien osista koostuvaa ”mattoa”. Toisessa ääripäässä turve on täysin maatumutta, tasaista pehmeää massaa joka ei sisällä lainkaan tunnistettavia kasvinosia. Turvekerrostumissa tämä vaihtelevuus voi ilmetä sekä vaaka- että pystysuunnassa. Maatuneisuuden lisäksi rakennusteknistä käyttöä ajatellen tärkeimmät turpeen ominaisuudet ovat vesipitoisuus, tuhkapitoisuus, in-situ irtotiheys, kuivairtoteheys, ominaispaino, vedenläpäisykyky ja leikkauslujuus. (Munro et al. Roadex E-learning.)

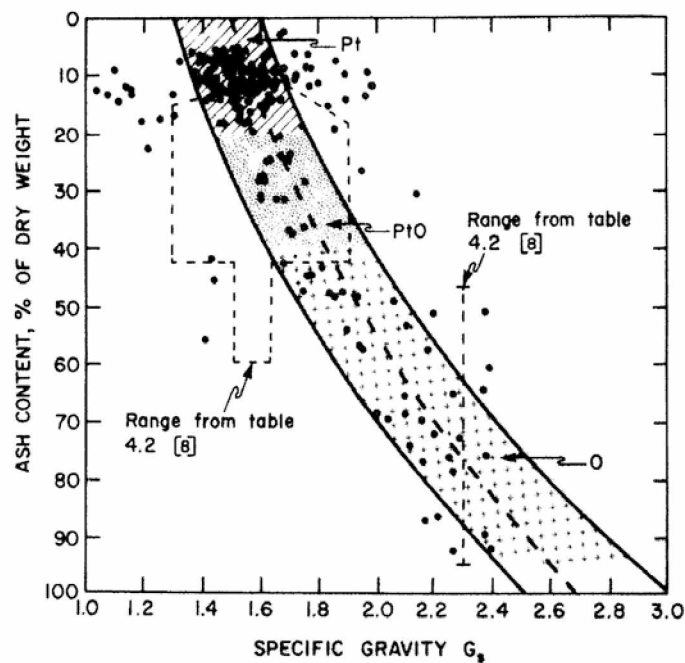
Turpeen tyyppillinen, mineraalimaalajeista erottava, tekijä on sen korkea vesipitoisuus. Vesipitoisuus määritetään turpeesta samoin kuin mineraalimaalajeista prosentteina kuivapainosta. Turpeen sisältämän veden määrä on riippuvainen lähinnä sen maatumisasteesta. Vesipitoisuus on yleensä pienin maatumissa turpeissa ja suurin maatumattomissa turpeissa vaihdellen yleensä noin 500...1500 %:iin turpeen kuivapainosta. Hyvin maatumien turpeen vesipitoisuus saattaa silti olla suuruusluokkaa 300...500 % ja raakaturpeen vesipitoisuus jopa 2500 %. Runsaasti vettä sisältävä turve painuu enemmän kuin pienemmän vesipitoisuuden omaava turve. (Kauranne et al. 1972, Munro et al. Roadex E-learning.) Vertailua turpeen ja mineraalimaalajien vesipitoisuudesta on esitetty kuvassa 27.



Kuva 27. Vesipitoisuuden vertailua turpeen, saven ja moreenin välillä (Munro et al. Roadex E-learning).

Ronkaisen (2012) suomalaisista maaperänäytteistä tekemän tilastollisen selvityksen mukaan turpeen vesipitoisuus on pääasiassa 450...900 %. Keskiarvo on 710 % ja mediaani 673 %. Tutkimus perustui 172 turvenäytteeseen.

Turpeen kiinteä aines koostuu humuksesta ja epäorgaanisesta aineksesta eli mineraaleista. Kiintotiheydellä tarkoitetaan turpeen kiinteän aineksen tiheyttä. Turpeen tuhka- eli mineraalipitoisuudella tarkoitetaan epäorgaanisen aineksen osuutta kuivasta turvemateriaalista. Tuhkapitoisuus voidaan selvittää polttamalla. (Kauranne et al. 1972.) Kuvassa 28 on esitetty turpeen tuhkapitoisuuden ja kiintotiheyden vuorosuhde.

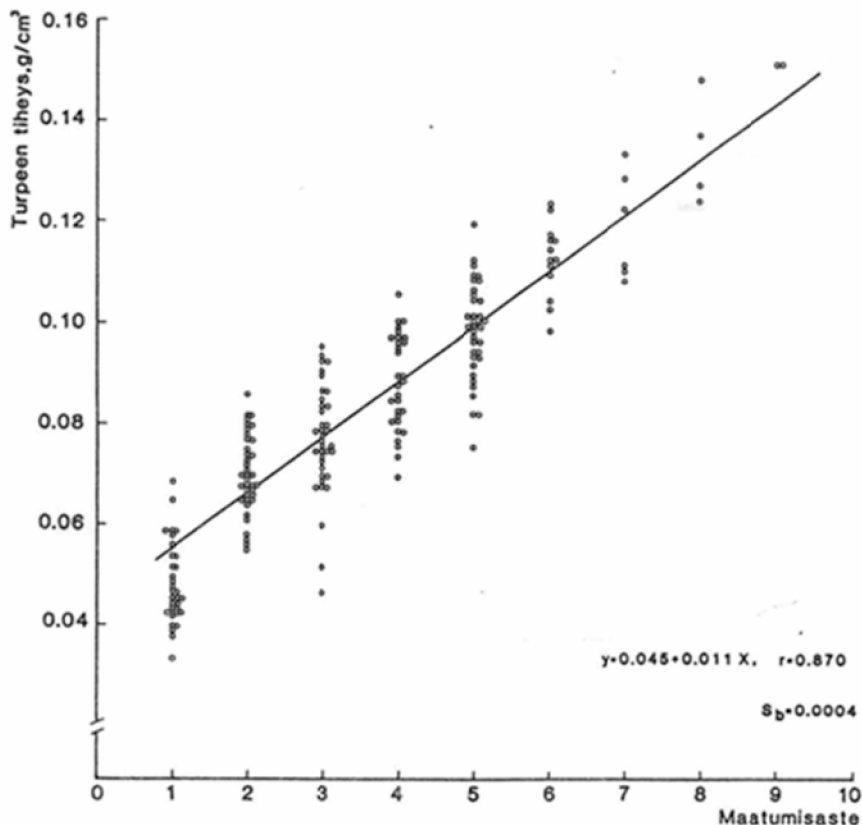


Kuva 28. Turpeen tuhkapitoisuuden ja kiintotiheyden välinen vuorosuhde (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006).

Turpeen tuhkapitoisuus on yleensä noin 2...20 % sen kiintoaineksen painosta. Turpeen suuri mineraalipitoisuus vähentää huomattavasti sen vesipitoisuutta ja kasvattaa kiintotiheyttä. Eloperäisen aineksen kiintotiheys on noin 1250 kg/m³ (tuhkapitoisuus 0 %). Tuhkapitoisuuden lähestyessä 100 %:a lähestyy turpeen kiintotiheys kiviaineksen kiintotiheyttä noin 2700 kg/m³. Yleisimmin suomalaisten turpeiden kiintotiheys on noin 1400...1600 kg/m³.

Turpeen tilavuuspaino ja märkäirtotiheys vaihtelevat huomattavasti riippuen vesipitoisuudesta, turvelajista, maatumisasteesta ja mineraaliaineksen määrästä. Turpeen luonnontilainen märkäirtotiheys riippuu pääasiassa sen vesipitoisuudesta vaihdellen tyypillisesti välillä 900...1100 kg/m³. (Munro et al. Roadex E-learning.) Ronkaisen (2012) mukaan suomalaisten turpeiden keskimääräinen tilavuuspaino on 10,4 kN/m³, joka vastaa noin 1060 kg/m³ märkäirtotiheyttä.

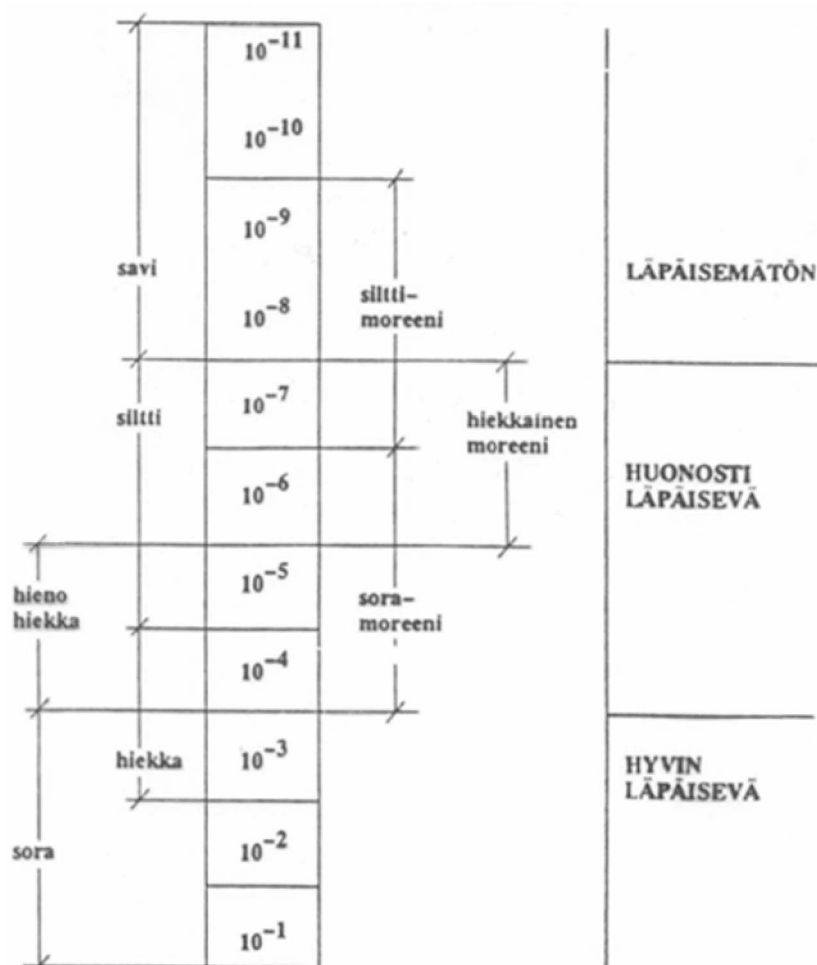
Turpeen kuivatilavuuspainolla ja kuivairtotiheydellä tarkoitetaan turvenäytteen sisältämän kuiva-ainesmassan tai -painon ja saman turvenäytteen luonnontilaisen tilavuuden suhdetta. Turpeen kuivatilavuuspaino korreloi voimakkaasti turpeen maatuneisuuden kanssa. Maatuneisuuden edistyessä turpeessa olevien kasvinjäännösten hiukkaskoko pienenee ja turpeen rakenne tiivistyy eli tiheys kasvaa. Turpeen kuivairtotiheys vaihtelee tavanomaisesti rajoissa 40...200 kg/m³. Savi- ja hiekkamaassa vastaavalla tavalla mitattu tiheys vaihtelee noin välillä 800...1950 kg/m³, joten kuiva turve on huomattavan kevyt materiaali mineraalimaalajeihin verrattuna. (Päivänen 1982.) Kuvassa 29 on esitetty turpeen kuivairtotiheys von Postin maatumisasteen suhteen.



Kuva 29. Turpeen kuivairtotiheyden ja maatumisasteen suhde (Päivänen 1982).

Turpeen vedenläpäisevyys vaihtelee suuresti riippuen lähinnä turpeen mineraaliaineksen määrästä, maatumisasteesta ja erityisesti konsolidoitumisasteesta. Koskemattoman turpeen vedenläpäisevyys voi vaihdella välillä 10^{-4} ... 10^{-7} m/s. Vedenläpäisevyys on etenkin kuituisissa turpeissa vaakasuunnassa suurempi kuin pystysuunnassa. (Kauranne et al. 1972.)

Kuormitettuna turpeen vedenläpäisevyys pienenee huomattavan nopeasti turpeen tiivistyessä primaarisen konsolidaation vaikutuksesta. Vähäinenkin lisäkuormitus, kuten matalan tiepenkereen rakentaminen, pienentää turpeen vedenläpäisevyyden nopeasti arvoon 10^{-8} m/s. Vanhan turpeen päälle rakennetun rautatiepenkereen alla turve on ollut pitkäaikaisen suurehkon kuormituksen alaisena jolloin turpeen vedenläpäisevyys voi olla jopa niinkin pieni kuin 10^{-10} ... 10^{-11} m/s. (Munro et al. Roadex E-learning.) Kuvassa 30 on esitetty mineraalimaalajien tyypillisiä vedenläpäisevyysarvoja.



Kuva 30. Maa-ainesten vedenläpäisevyyden likimääräinen arviointi (Ympäristögeotekniikan perusteet).

Kuvan 30 mukaisesti luonnontilaista turvetta voidaan pitää vedenläpäisevyydeltään hienoa hiekkaa–silttiä vastaavana. Tiivistynyt turve vastaa vedenläpäisevyydeltään savea, ja sitä voidaan pitää lähes vettä läpäisemättömänä. Läpäisemättömyydellä tarkoitetaan tässä käytännön geoteknisissä mitoitustilanteissa esiintyvää veden virtausnopeutta maakerroksessa. Esimerkiksi ympäristögeoteknisissä tarkasteluissa hienorakeisetkaan maalajit eivät todellisuudessa ole riittävän vettä läpäisemättömiä. (Ympäristögeotekniikan perusteet.)

Pohjamaan vedenläpäisevyys on erittäin merkittävä ominaisuus liikenneväylien rakenteiden geoteknisen mitoituksen kannalta. Maalajin vedenläpäisevyys, yhdessä tarkasteltavan kuormitustilanteen keston kanssa, on tärkeimpiä kriteerejä käytetäänkö stabiliteettilaskennassa maan lujuusparametreina tehokkaita lujuusparametreja vai suljettua leikkauslujuutta. Olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turpeen vedenläpäisevyyden oletetaan vastaavan lihavien savien vedenläpäisevyyttä, jolloin stabiliteettilaskennassa junakuorman vaikuttaessa käytetään suljettua leikkauslujuutta ja kokonaisjännityksiä. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15.)

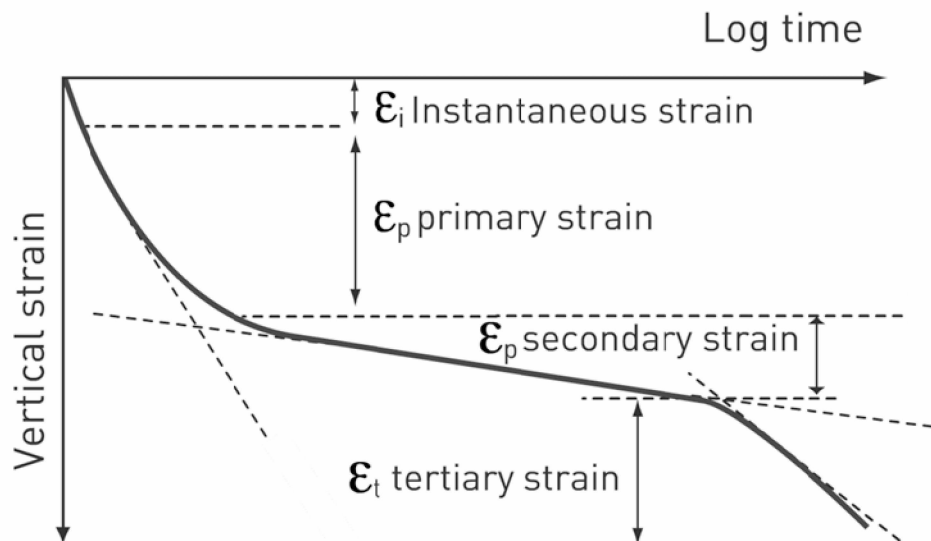
3.4 Turpeen geotekniset ominaisuudet

Turve eroaa syntytapansa ja rakenteensa takia huomattavasti mineraalimaalajeista, jolloin sen geotekninen käyttäytyminen on osiltaan poikkeavaa. Lähinnä maatumkeen turpeen ominaisuudet muistuttavat saven ominaisuuksia, mutta heikosti maatumkeen turpeen lujuusominaisuudet voivat muistuttaa lähinnä kitkamaalajien ominaisuuksia. Tyypillinen turpeen ominaisuus on huomattava kokoonpuristuminen nopeasti kuormituksen vaikutuksesta. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006.)

Verrattaessa turpeen geoteknisiä ominaisuuksia saven vastaaviin ominaisuuksiin voidaan todeta, että turpeella on luonnontilassa (kuormittamattomana) suurempi vedenläpäisevyys, mutta kuormituksen vaikutuksesta vedenläpäisevyys pienenee nopeasti. Tällöin aika-painuma tarkasteluissa käytettävä konsolidaatiokerroin muuttuu jopa satakertaisesti, joten kertoimen arvoa korjattava laskennan aikana. Turpeen tilavuuspaino on tavallisesti merkittävästi mineraalimaalajeja pienempi, suuruusluokaltaan noin $10,5 \text{ kN/m}^3$. Turpeen rakenteessa ja siten myös ominaisuuksissa voi tapahtua maatumisen johdosta edelleen hitaita, mutta selvästi havaittavia muutoksia erityisesti, mikäli tarkasteltavan turvekerroksen kuivatusolosuhteet muuttuvat. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006.)

3.4.1 Painumaominaisuudet

Kuormitetulle turvekerrokselle on tyypillistä nopeasti tapahtuva primaaripainuma ja primaaripainuman jälkeen alkava pitkään kestävä, mineraalimaalajeihin verrattuna voimakas, sekundaaripainuma. Hienokuituiset turpeet kokoonpuristuvat yleensä enemmän kuin karkeita kuituja sisältävät turpeet. Vesipitoisuuden ja maatumisuuden vaikutus on myös merkittävä. Runsaasti vettä sisältä turve painuu enemmän kuin pienemmän vesipitoisuuden omaava turve. Turpeen sisältämä mineraaliaines pienentää kokoonpuristuvuutta. (Kauranne et al. 1972.) Turpeen tyypillinen konsolidaatiokäyttäytyminen kuormituksen alaisena on esitetty kuvassa 31.



Kuva 31. Turpeen konsolidaatiokäyttäytyminen (Munro et al. Roadex E-learning).

Elastinen, välitön painuma muodostuu välittömästi kuormituksen tapahduttua. Koska luonnontilaisen turpeen vedenläpäisevyys on hyvin suuri, tapahtuu myös primaarinen konsolidaatio turpeessa huomattavan nopeasti kuormituksen alettua. Karkeasti arvioituna primaarisen konsolidaation määrä on turpeilla noin 50 % aikojen kuluessa tapahtuvasta kokonaispainumasta. Käytännössä olemassa olevia turpeen päälle rakennettuja ratarakenteita tarkastellessa voidaan olettaa primaarinen konsolidaatio päättyneeksi ja jäljellä oleva mahdollinen painuminen on sekundaaripainumaa tai tertiaarista painumaa. (Munro et al. Roadex E-learning.)

Sekundaaripainuma ja mahdollinen tertiaarinen painuma tapahtuvat hitaasti turvemassan jatkaessa reagoimista lisääntyvään kuormitukseen huokosveden ylipaineen poistuttua. Sekundaaripainuman aikana kuormitetut kasvipalaset liukuvat turvemassassa ja järjestäytyvät uudelleen muodostaen tiheämmän matriisin. Kun kasvipartikelit puristuvat yhteen, huokokset sulkeutuvat ja vastaavasti turpeen vedenläpäisevyys pienenee. Tertiaarisen painuman on ajateltu tapahtuvan turvemassan makro- ja mikrohuokosissa. Yleensä tämä ilmiö jätetään kuitenkin tarkastelematta geoteknisessä suunnittelussa. (Munro et al. Roadex E-learning.)

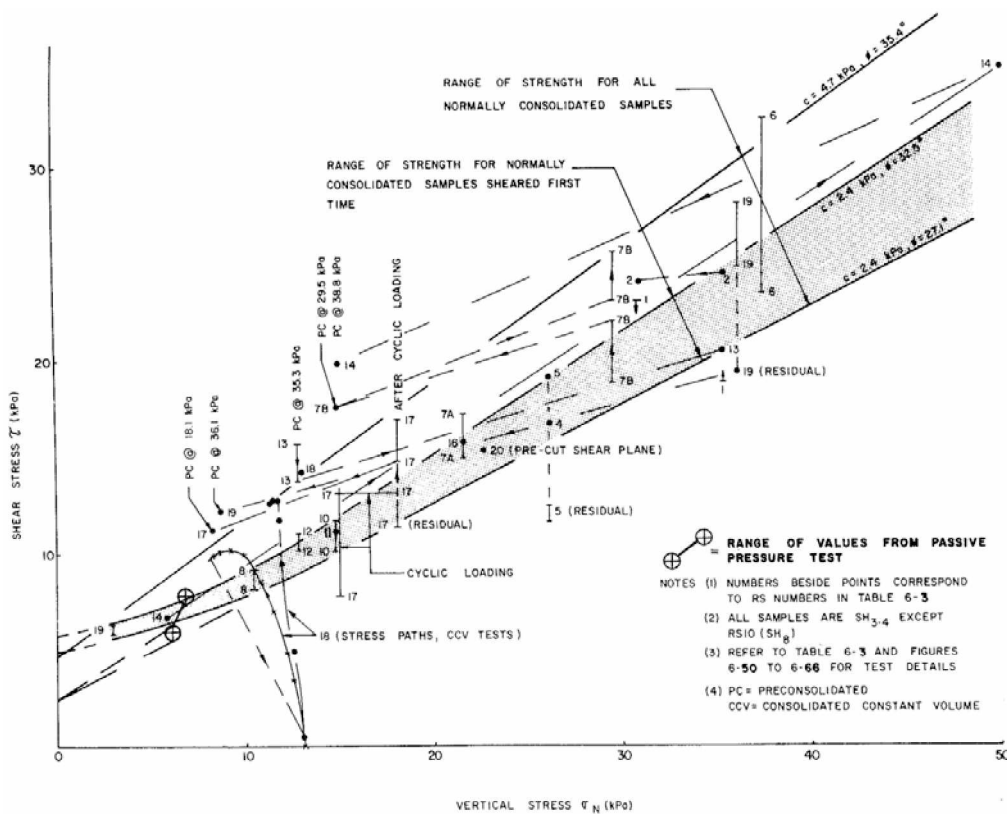
Olemassa olevilla radoilla voi olettaa primaaripainumisen jo toteutuneen, jolloin mahdollisesti staattisen kuorman aiheuttamat pysyvät painumat ovat seurausta sekundaaripainumasta. Ruotsissa tutkittujen turvetyyppien osalta sekundaaripainuman aikakertoimen C_{α} :n arvo on yleensä suurusluokkaa 0,02...0,03. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006.)

Radan palautuvan painuman laskemista varten tarvitaan tieto turpeen suljetun tilan kimmomodulin suuruudesta. Hendry (2011) määrittä radan alla sijaitsevan turpeen kimmomoduliksi (Youngin moduuli) $E = 3,29...4,05$ MPa. Dynaamisen kuormituksen vaikutuksesta pystysuuntainen lisäjännitys σ aiheuttaa turpeeseen painumia. Kimmomoduli kuvaa maan kykyä vastustaa elastisia muodonmuutoksia. Muodonmuutos-jännitysasteikolla kimmomoduli voidaan määrittää muodonmuutuskäyrän kulmakertoimenä.

3.4.2 Lujuusominaisuudet

Turpeen rakenteen ja suuren kokoonpuristuvuuden johdosta on osoittautunut vaikeaksi määrittää luotettavasti sen leikkauslujuutta. Määritettäessä turpeen leikkauslujuutta siipikairalla esiintyy jännitys-muodonmuutoskäyrässä useita huippuarvoja. Tämä osoittaa, että siiven kääntyminen ei aiheuta selvää leikkausmurtumaa kuituisessa turpeessa. Mitattu vääntömomentin maksimiarvo ei täten välttämättä anna todellista kuvaa turpeen leikkauslujuudesta. Turpeen leikkauslujuus on suuresti riippuvainen myös leikkaussuunnasta, vaakasuoraan mitatun lujuuden ollessa yleensä selvästi pienempi kuin pystysuoraan mitattu lujuus. (Kauranne et al. 1972.)

Carlstenin (1988) mukaan normaalikonsolidoituneen keskinkertaisesti maatuneen turpeen tehokkaat lujuusparametrit ovat rengasleikkauskokeiden perusteella noin $c' = 2,4 \text{ kPa}$ ja $\phi' = 27,1^\circ \dots 32,5^\circ$ kuvan 32 mukaisesti.



Kuva 32. Rahkaturpeelle tehtyjen rengasleikkauskokeiden tuloksia (Carlsten 1988).

Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15 esittää, että turpeen suljetulle leikkauslujuudelle voidaan alustavissa tarkasteluissa käyttää turpeen vesipitoisuuteen ja Pjavnshenkon maatumisprosenttina ilmaistuun maatumisasteeseen verrannollista yhtälön 8 mukaista kokemusperäistä yhteyttä.

$$S_u = \frac{140}{w} * (100 - 1,1R) \quad (8)$$

missä

w on vesipitoisuus [%]
 R on Pjajtshenkon maatumisprosentti

Suomalaisen keskinkertaisesti maatuneen turpeen Pjajtshenkon maatumisprosentti on noin 35 ja vesipitoisuus keskimäärin noin 710 % (Ronkainen 2012). Näillä oletuksilla yhtälöllä 8 voidaan luonnontilaisen turpeen suljetuksi leikkauslujuudeksi arvioida 12 kPa. Tyypillisillä oletuksilla turpeiden vesipitoisuudesta ja maatuneisuudesta laskennallinen leikkauslujuus vaihtelee välillä 8...13 kPa.

Rantamäki et al. (1979) esittää turpeen leikkauslujuuden olevan suuruusluokaltaan noin 20 kPa. Tätä voi kuitenkin pitää melko suurena arvona luonnontilaiselle turpeelle, joten todennäköisesti arvolla tarkoitetaan jonkinasteisesti rakenteiden alla konsolidoitunutta turvekerrosta.

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006 suosittelee ratapenkereen juuressa ja ulkopuolella käytettäväksi turpeen suljetuksi leikkauslujuudeksi siipikairalla määritettyä leikkauslujuutta redusoituna kertoimella 0,5. Mikäli siipikairaustuloksia ei ole käytettäväksi, voidaan suljetun leikkauslujuuden arvona käyttää 6 kN/m².

3.4.3 Routivuus

Maatunut ja tiivistynyt turve voi Kujalan (2013) mukaan olla routivaa. Vedenläpäisevyys on pieni, jolloin linssien muodostuminen on mahdollista. Turpeen lämmöneristävyys on suhteellisen suuri, jolloin roudan syvyys turpeessa jää selvästi pienemmäksi kivennäismaalajeihin verrattuna taulukon 8 mukaisesti. Kuitenkaan turpeen routuminen harvoin aiheuttaa rautateillä routanousua, koska turvekerros pääsee jäätymään vain pintaosastaan, jolloin routaturpoaman alapuolelle jää vielä jäätymättöä turvetta. Routalinssien muodostumisesta aiheutuva routapaine pääsee näin purkautumaan roudan alapuoliseen, pehmeään maakerrokseen jolloin maanpinnalla ei tapahdu routanousua. Tätä tukee myös routanousuhavaintojen puuttuminen turveosuuksilta.

Tiestöllä tehtyjen havaintojen perusteella on tutkittu tien pohjamaan ja muiden olosuhteiden vaikutusta tien routavaurioihin. Tutkimuksen johtopäätöksenä saadut teiden pohjamaiden routivuusluokittelu on esitetty taulukossa 12. (Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 22/1991.)

Taulukko 12. Maalajien routivuuden arviointi tiestöllä tehtyjen routanousuhavaintojen perusteella (Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 22/1991).

ROUTIVUUS	MAALAJIRYHMÄ	MÄÄRITYSSÄÄNTÖ LÄPÄISY- %		SUURIN TURPOAMA- %	
		0,074 mm	2 mm	max	kuivissa olosuhteissa
Routimaton	Sr, SrMr	< 8		7	2
Routimaton	Hk	< 8	tai	7	2
		8 - 20	> 70	4	3
Lievästi routiva	SrMr, HkMr	8 - 20	< 70	10	8
Routiva	Hk, HkMr	20 - 35		15	9
	siHk, siHkMr	35 - 50		19(13) ¹⁾	7
	Sa			13	10
	Tv			12	-
Erittäin routiva	Si, SiMr			23	12

Taulukon 12 mukaisesti tierakenteiden pohjamaana märkä turve on routivaa, eli turvekerrokseen muodostuu routivissa olosuhteissa jäälinsskejä joiden seurauksena turpeen tilavuus kasvaa. Turpeen routaturpoama on samaa suuruusluokkaa saven, silttisen hiekan ja silttisen hiekkamoreenin kanssa. Toisaalta turve toimii itsessään alhaisen lämmönjohtokyvyn ansiosta routaeristeen tapaan, jolloin tiepenkereen alainen turvekerros voi ehkäistä turpeen alapuolisen maan routimista ja siten pienentää tien routanousua.

Turpeelle voi olla vaikeaa määritellä routivuutta maalajiominaisuutena, koska turveta esiintyy hyvin vaihtelevissa olomuodoissa. Ehrolan (1996) mukaan maalajin routimisen voimakkuudelle olennaista on veden virtausnopeus jäätymisvyöhykkeeseen. Virtausnopeus jäätymisvyöhykkeeseen riippuu lähinnä kahdesta tekijästä, jäätymisvyöhykkeeseen syntyvästä imuvoimasta ja maan vedenläpäisevyydestä. Mitä suurempi on veden virtausnopeus jäätymisvyöhykkeessä, niin sitä voimakkaammin routivaa maalaji on. Vedenläpäisevyyden pienentyessä maan imuvoima jäätymisvyöhykkeessä kasvaa. Toisaalta vedenläpäisevyyden ollessa hyvin pieni rajoittuu veden virtaus jäätymisvyöhykkeeseen ja routiminen vähenee. Suurin veden virtausnopeus jäätymisvyöhykkeessä, ja siten myös maalajin routivuus, on vedenläpäisevyydeltään noin silttiä vastaavilla maalajeilla.

Selkeä ero kuormitetulla ja kuormittamattomalla turpeella on vedenläpäisevyyden pieneminen turpeen konsolidoituessa. Jäälinssien muodostuminen kuormittamattomaan turpeeseen ei ole todennäköistä suuren vedenjohtavuuden vuoksi, varsinkin jos turve on vain vähän maatonut. Mikäli turve on keskimaatonut tai maatonut sekä turpeeseen on vaikuttanut suuri pystysuuntainen kuormituslisäys, on turpeen vedenläpäisevyys merkittävästi pienempi. Tällöin on mahdollista, että turpeeseen syntyy routanousua aiheuttavia jäälinsskejä. Erittäin voimakkaasti konsolidoituneilla turpeilla voi hyvin pieni vedenläpäisevyys rajoittaa veden virtausnopeutta jäätymisvyöhykkeeseen ja siten pienentää turpeen routivuutta.

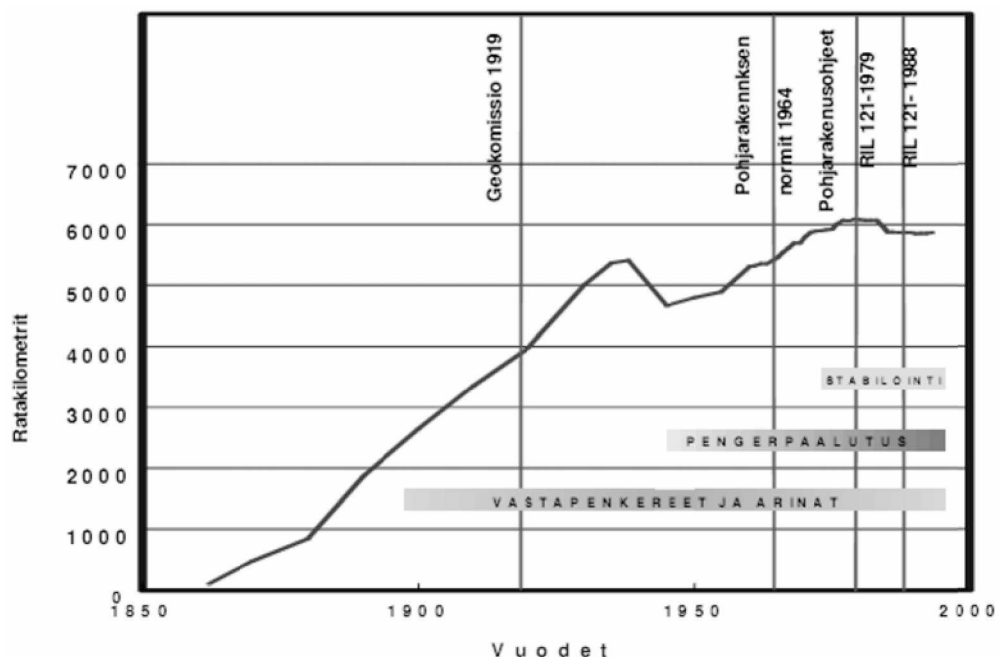
4 Olemassa olevat ratapenkereet turvepohjamaalla

Luvussa esitellään turvepohjamaalla rakennettujen rautateiden historiaa ja nykytilannetta kirjallisuuden ja radan kunnossapitäjien kokemuksen perusteella. Lisäksi käsitellään turpeen lujittumista pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksesta.

Tutkimusmenetelmistä esitellään yleisimmät rataympäristöön soveltuvat menetelmät, joilla voidaan selvittää rautateiden geoteknisessä suunnittelussa tarvittavia turpeen ominaisuuksia. Erityisesti kiinnitetään huomiota siihen, kuinka tutkimusmenetelmät eroavat vastaavista mineraalimaalajeille tehtävistä tutkimuksista.

4.1 Rautatiet turvepohjamaalla

Suomen ensimmäinen rautatie valmistui vuonna 1862 Helsingin ja Hämeenlinnan välille ja suurelta osin rataverkko on rakennettu 1940-luvulle tultaessa. Ensimmäisten rautateiden aikaan akselipainot ja junien nopeudet olivat huomattavasti pienempiä kuin nykyään, jolloin radan kantavuus- ja tasaisuusvaatimukset olivat nykyisiä vaatimuksia kevyempiä. (Saarinen 2008.) Ratakilometrien määrä ja rakentamisen ohjeistus sekä yleisesti käytetyt pohjanvahvistustoimenpiteet on esitetty kuvassa 33.



Kuva 33. Ratakilometrien määrän, rakentamisen ja käytettyjen pohjanvahvistustekniikoiden kehitys (Nurmikolu 2011a).

Radanrakentaminen 1800-luvun lopulla ja 1900-luvun alkupuolella oli hyvin työvoimavaltaista, koska koneita ei juuri ollut käytettävissä. Tämän vuoksi ratojen rakentamisessa 1900-luvun alkupuolella pidettiin tärkeänä massatöiden minimointia. Raitteen geometria suunniteltiin siten, että massansiirtoja sekä kaivu- ja täyttötöitä jouduttiin tekemään mahdollisimman vähän. Radat perustettiin mahdollisuuksien maanvaraisesti luonnontilaiselle maaperälle ja tasamaalle, käytännössä tämä tarkoitti rautateiden rakentamista pelloille ja soiden reuna-alueille. (Saarinen 2008.) Taulukossa

13 on esitetty peruskarttaselvityksen perusteella arvioidut maastotyypit pääradoilla vuodelta 1999.

Taulukko 13. Maastotyypit pääradoilla peruskartta-selvityksen perusteella (Rataverkko 2020 peruskartta-aineisto, Mikkosen 2005 mukaan).

Maastotyyppi	Osuus pääradoista [%]
Metsä	43
Pelto	26
Suo	11
Kallioleikkaus	3
Taajama	11
Maaleikkaus	4
Vesistö	2
Tunneli	1

Peruskarttaselvityksessä tutkittujen pääratojen pituus on ollut noin 2150 km eli noin kolmasosa rataverkosta (Mikkonen 2005). Taulukon 13 mukaan 11 % päärataverkosta on tulkittu olevan soilla, jolloin radan pohjamaa on oletettavasti turvetta. Päärataverkkoon kuuluvat esimerkiksi rataosuudet Parkano–Seinäjoki–Oulu, joilla kuvan 24 mukaan turvekerrostumat ovat yleisiä. On kuitenkin huomattava, että peruskarttatulkinnan mukaan myös maastotyypit metsä ja pelto voivat sisältää turveosuuksia ja toisaalta kaikilla suoalueilla ei välttämättä radan pohjamaa ole turvetta, mikäli osuudelle on tehty joko rakentamiskäytön tai myöhemmin perusparannuksen yhteydessä massanvaihto. Lisäksi joillakin suo-osuuksilla rata voi olla perustettu paaluhatuille tai paalulaatalle. Kokonaisuudessaan voidaan arvioida turpeen päälle rakennettuja rautateitä olevan Suomessa noin 5...15 % rataverkosta eli useita satoja kilometrejä.

4.1.1 Rakentamishistoria ja käytetyt menetelmät

1800-luvun lopulta 1900-luvun puoliväliin saakka rakennettujen ratojen rakenne koostui suoraan pohjamaan päälle rakennetusta paksuudeltaan 0,5...0,8 m raidesoratai -sepelikerroksesta. Uudet normaalipoikkileikkaukset otettiin käyttöön 1960-luvulla, jolloin radan rakenne tuli käsittämään tuki-, väli- ja eristyskerrokset. Tukikerroksen ja alusrakenteen sisältämä rakennekerrospaksuus kasvoi routivalla pohjamaalla entisestä 0,8 m:tä 1,2 m:iin. Ohuet ja siksi myös kevyet ratarakenteet yhdessä nykyistä pienempien akselipainojen ja alhaisempien raiteen tasaisuusvaatimusten kanssa mahdollistivat rautateiden perustamisen 1900-luvun puoliväliin saakka suoraan myös heikosti kantavalle pohjamaalle, kuten turpeelle tai savelle. Tarvittaessa käytettiin erilaisia puuarinoita tai -teloja jakamaan pohjamaalle tulevaa kuormaa ja tasaamaan ratapenkereen painumia. (Saarinen 2008, Mikkonen 2005.)

Puuarinoilla pyrittiin lisäämään maapohjan kantavuutta ja estämään maan vaakasuuntainen muodonmuutos penkereen alapinnan tasossa. Puuarinoita ja -teloja on käytetty kolmea eri päätyyppiä: ristikko- eli näreteloja, telalavoja ja pienpuuteloja eli niin sanottuja risunkimattoja. Telat rakennettiin tavallisesti havupuurungoista. (Mikkonen 2005.) Kuvassa 34 on valokuva puuarinan rakentamisesta turvepohjamaalle järeästä puutavarasta.



Kuva 34. Puuarinan rakentamista turvepohjamaalle (Hendry 2011).

1800-luvun lopulla ja 1900-luvun alkupuolella rakennettuja ratoja perusparannettiin aktiivisesti 1950- ja 1960-luvuilla. Perusparannus kohdistui sekä päällystettä alusrakenteeseen. Yleisenä toimenpiteenä oli tukikerroksen sepelöinti ja radan nosto soralla tai hiekalla. Uusi korkeusviiva suunniteltiin siten, että noston jälkeen routimattomien rakennekerrosten paksuus oli pääradoilla 1,2 m. 1970-luvulta lähtien perusparannuksissa on pyritty vähintään 1,6 m rakennekerrospaksuuteen. (Saarinen 2008.)

Pehmeikköosuuksilla alettiin 1970-luvulla käyttää paaluhatturakenteita. Paaluhatturakenne koostuu yhteen paaluun tukeutuvasta, yleensä teräsbetonista valmistetusta laatasta. Aluksi käytettiin puupaaluja, mutta melko pian siirryttiin käyttämään betonipaaluja. Paaluhatturakenteissa havaittiin monia ongelmia, joten 1990-alusta lähtien on alettu käyttää yhtenäisiä paalulaattarakenteita. (Mikkonen 2005.)

4.1.2 Nykyiset menetelmät ja rakenneratkaisut

Olemassa olevien ratojen peruskorjauksien suunnittelussa yleensä tavoitteena on täyttää samat laadulliset kriteerit kuin uusillakin rautateillä. Keskeisiä ratojen maa- rakennussuunnittelun ongelmia ovat radan stabiliteetin ja kantavuuden varmistaminen, radan routimattomuuden varmistaminen ja radan painumien hallinta. Työnaikaisessa tilanteessa tulee ottaa huomioon myös kaivantojen stabiliteetti ja tuenta. (Fagerholm 2011.)

Kantavuudella tarkoitetaan rautatiesuunnittelussa yleisimmin rakenteen kokonaisjäykkyyttä. Tällöin kantavuus ei kuvaa minkään tietyn rakenneosan ominaisuuksia, vaan se on koko rakenteen keskimääräisen jäykkyyden indikaattori. Etenkin ohuilla rakennekerroksilla myös pohjamaan ominaisuudet vaikuttavat merkittävästi rakenteen jäykkyyteen. Toisessa käyttötarkoituksessa kantavuus-termiä käytetään kuvaamaan perustuksen kantokykyä eli kuormaa minkä maapohja kestää murtumatta. Tierakenteiden suunnittelussa kantavuus on käsite, jota on perinteisesti käytetty kuvaamaan tierakenteen kykyä kestää liikennekuormituksia. (Kalliainen et al. 2011.)

Stabiliteetille, routamitoitukselle ja pysyville painumille on RATO 3:ssa (2013) määritetty luvussa 2 esitetyt kriteerit. Ratarakenteille kuormituskestävyyksimitoitusta ei tehdä tierakenteiden tapaan, koska routimattomuusvaatimusten ja tyyppirakenteiden käytön vuoksi rakenteet ovat luonnostaan paksut ja siten radan kuormituskestävyys on riittävä (Kalliainen et al. 2011). Radan kokonaisjäykkyydelle on kuitenkin annettu olemassa olevilla radoilla vähimmäisarvot ja uusilla radoilla myös maksimiarvot radan pystysuuntaisen palautuvan painuman mitoituskriteerien muodossa.

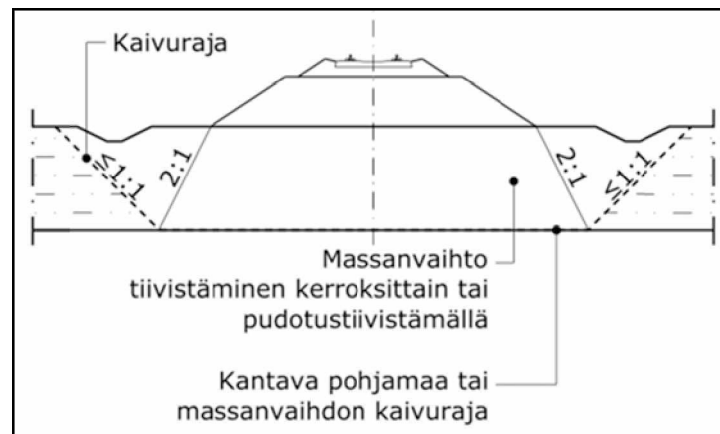
RATO 15 (2002) mukaan pehmeiköillä yleisiä ongelmia ovat muun muassa ratapenkereen ja raiteen siirtyminen sivusuunnassa, ratapenkereen painuminen, ratapenkereeseen syntyvät halkeamat tai pullistumat, maanpenkereen kohoaminen ratapenkereen sivuilla, radan sivuojen täytyminen maalla, pylväiden kallistuminen ja rautatieympäristöön leviävä tärinä. Uusia rautateitä rakentaessa on tarkoituksenmukaista suunnitella mahdollisuuksien mukaan radan linjaus siten, että ongelmalliset pehmeikköosuudet voidaan kiertää. Usein kuitenkin joudutaan rakentamaan rautateitä turve- ja savipehmeiköille tai parantamaan aikanaan pehmeiköille rakennettuja olemassa olevia rautateitä. Mikäli perustamalla rata maanvaraisesti ei päästä RATO 3:n (2013) asettamiin radan toiminnallisiin kriteereihin, täytyy pehmeikköosuuksille suunnitella pohjanvahvistustoimenpiteitä.

Nykyään käytössä olevia radan pohjanvahvistustoimenpiteitä ovat paalulaatat ja paaluhatut, massanvaihto, syvästabilointi sekä dynaaminen syvätiivistys. Painumien nopeuttamistoimenpiteitä ovat pystyjoitus ja esikuormituspenger. Penkereen vahvistusrakenteita ovat puuarinat, teräsvahvisteet ja synteettiset vahvisteet. (RT 14-10878) Radan stabiliteettia voidaan edellä mainittujen pohjanvahvistustoimenpiteiden lisäksi parantaa alentamalla radan korkeusviivaa, vastapenkereillä tai kevennysrakenteilla (Fagerholm 2011).

Turvepohjamaalla olemassa olevilla radoilla on heikon stabiliteetin lisäksi ongelmana yleensä myös suuret painumat ja pieni kantavuus eli radan kokonaisjäykkyys. Tällöin vastapenkereillä ja korkeusviivan alentamisella ei yleensä päästä tyydyttävään lopputulokseen. Myöskään turpeen stabilointi radan alla ei ole suositeltua. Voimassa oleva RATO 3 (2008) yksikäsitteisesti kieltää eloperäisten materiaalien stabiloinnin radan alla. Uudistettu RATO 3 (2013) sen sijaan sallii eloperäisten materiaalien stabiloinnin radan alla, mikäli menetelmän soveltavuus selvitetään seikkaperäisesti. Liikennöitävän raiteen alla ei saa käyttää stabilointia ilman tarkempaa selvitystä koskien lujittumisvaiheen stabiliteettia ja kestoa. Stabilointi soveltuukin yleisesti käytettäväksi lähinnä radan sivussa.

Puuarinoita, teräsvahvisteita, synteettisiä vahvisteita ja kevennysrakenteita käytetään lähinnä rajatuissa erikoistapauksissa. Paaluhatturakenteita ei saa käyttää turve- eikä liejupehmeiköillä, koska eloperäiset maalajit eivät tarjoa riittävää tukeaa paaluhatturakenteelle aiheutuville vaakakuormille (Kujala 2005). Paalulaatat voivat olla taloudellinen ratkaisu paksuilla turvekerrostumilla tai mikäli turpeen alla on heikosti kantavaa maata kuten liejua tai savea, mutta tällaiset turvekerrostumat ovat Suomessa melko harvinaisia Etelä-Suomea lukuun ottamatta (Tielaitoksen selvityksiä 28/1998).

Massanvaihto on käyttökelpoinen pohjanvahvistusmenetelmä heikosti kantavalla tai kokoonpuristuvalla pohjamaalla, kun kovan pohjan syvyys on enintään noin 5 m, joten massanvaihto on useimmissa tapauksissa käyttökelpoisin pohjanvahvistusmenetelmä radan pohjamaan ollessa turvetta. Kuvassa 35 on esitetty massanvaihdon kaivannon kaivurajat rautateillä.



Kuva 35. Ratarakenteiden massanvaihdon kaivannon kaivurajat (RT 14-10878).

Massanvaihto tehdään aina täydellisenä massanvaihtona kaivamalla, jolloin pehmeät maakerrokset poistetaan kantavaan maakerrokseen asti. Massanvaihto voidaan tehdä joko kuivaan kaivantoon tai vedenalaiseen kaivantoon. Kuivassa kaivannossa täyttö tehdään kerroksittain tiivistäen. Täyttömateriaali vastaa pengermateriaalia ja se voi olla hiekkaa, hiekkamoreenia tai näitä karkearakeisempaa maalajia, mursketta tai pienlouhetta, jonka maksimiraekoko on pienempi kuin 300 mm. Vedenalaisessa kaivannossa täyttö tehdään pienlouheesta ja täyttö syvätiivistetään. (RT 14-10878)

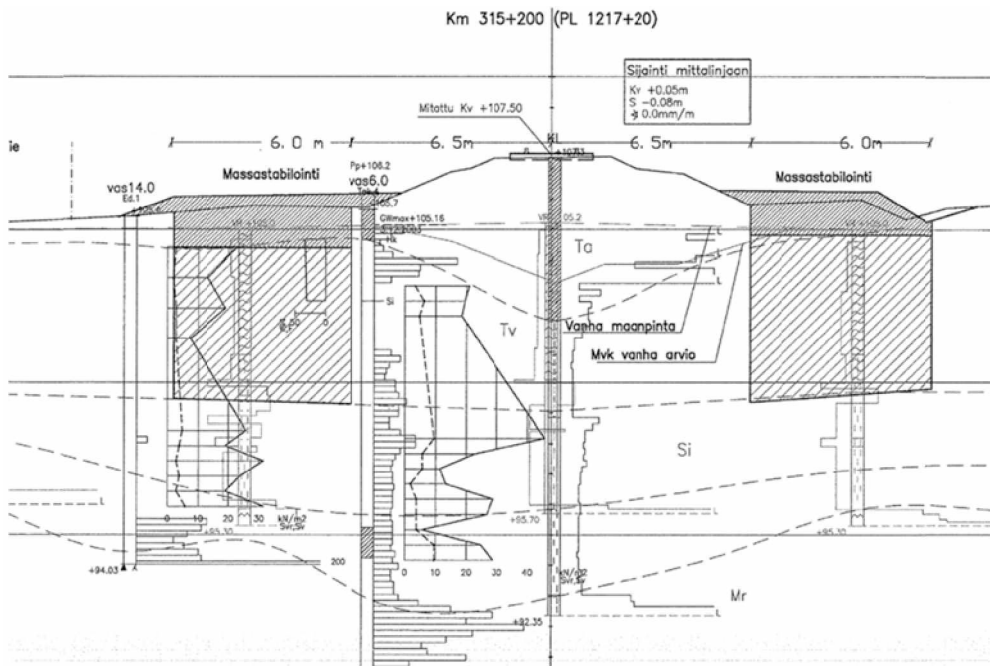
Massanvaihto kaivamalla on perustusmenetelmänä varma ja työtekniisesti suhteellisen yksinkertainen menetelmä. Massanvaihdon kustannuksiin vaikuttaa merkittävästi täyttöön kelpaavien maamateriaalien saatavuus rakentamispaikan läheisyydestä. Olemassa olevilla radoilla massanvaihto edellyttää vanhan ratarakenteen purkamista ja uudelleen rakentamista, jolloin menetelmän käyttöä usein rajoittavat käytössä olevien työrajojen pituudet. (Kujala 2005.)

4.1.3 Kokemuksia turpeen päälle rakennetuista rautateistä

Radan geometrian muutoksia mitataan ratakiskosta säännöllisesti EMMA-mittausvaunuilla. Mittausajojen perusteella laaditaan radasta virhelistaukset. Sallitut virherajat on määritetty ratateknisten ohjeiden osassa 13 Radan tarkastus. Radan geometrian tulee säilyä sallituissa rajoissa, ja raja-arvojen ylittyessä tulee tilanne korjattava kunnossapitotoimin junaturvallisuus, tyydyttävä junan kulku, kohtuulliset kunnossapitokustannukset ja resurssit huomioon ottaen (RATO 13 2004).

Käytännössä radan painumat tai kiskon sivusuuntaiset liikkeet korjataan tukikerroksen tuennalla. Toimenpiteessä raide voidaan siirtää sivusuunnassa ja nostaa suunnitellulle tasolle, minkä jälkeen tukemiskoneen hakuilla työnnetään raidesepeä pölkyn alle. Tukemalla ei kuitenkaan korjata ongelman syytä vaan ainoastaan korjataan seurauksia. Tarpeetonta tukemista tulee välttää, koska tuenta jauhauttaa tukikerroksen raidesepeä, jolloin tukikerros muuttuu hienorakeisemmaksi ja samalla menettää sen toiminnan kannalta välttämättömiä kimmoisuus- ja jousto-ominaisuuksia. Mikäli radan painumia hoidetaan jatkuvasti tukikerrosta tukemalla ja lisäämällä uutta raidesepeä, aikaa myöten tukikerros paksunee jolloin penkereen painon kasvusta johtuen myös pohjamaalle tulevat kuormitukset kasvavat. (Lehto 2013, RATO 15 2002.) Hakala & Akkanen (2013) ovat tutkineet Tampere–Seinäjoki rataosalla sijaitsevia ongelmallisia turvepehmeiköitä, joille on asetettu vuonna 2009 pysyvät nopeusrajoitukset ratapenkereen painumien ja heikon stabiiliteetin vuoksi. Tampere–Seinäjoki rata-

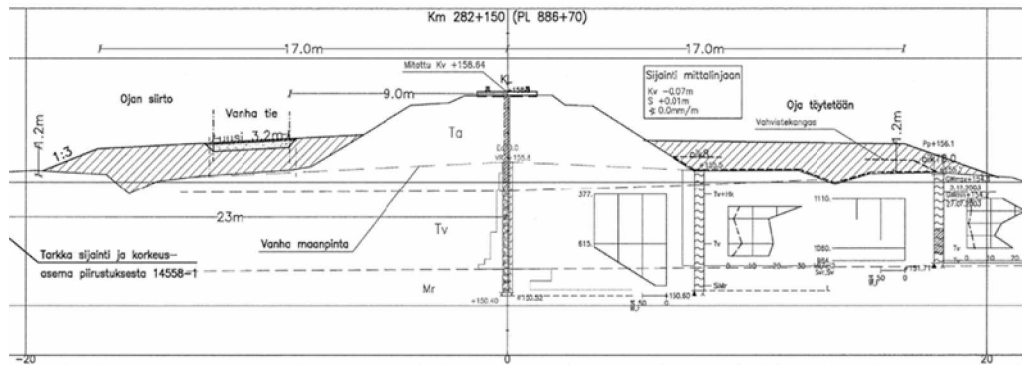
osan suurin sallittu nopeus on 200 km/h. Yhteensä rataosalla on viidellä pehmeiköllä nopeusrajoituksia, joista tässä tarkastellaan tarkemmin kahta erilaista tapausta. Kmv 314+500...315+500 sijaitsevalla pehmeiköllä P82 pohjamaa on noin 3,5...5,0 m paksuudelta turvetta, jonka alla on silttiä ja liejua 1,0...5,0 m ennen moreenia. Kohteen stabiliteettia on 2008 parannettu rakentamalla pehmeikön pahimmalle osuudelle ratapenkereen viereen molemmin puolin turpeen alapintaan ulotettu massastabilointi. Pehmeiköllä on 160 km/h nopeusrajoitus. Kuvassa 36 on esitetty poikkileikkaus kohteen P86 tukimassastabiloinnista.



Kuva 36. Kohteen P86 tukimassanvaihto kmv 314+660...315+290 (Hakala & Akkanen 2013).

Pehmeiköllä P86 on EMMA-mittauksissa esiintyviä virheitä ja kunnossapitotarvetta vuosittain. Sivusiirtymähavainnot osoittavat penkereen jatkuvaa hidasta ”lakoamista” sivullepäin stabiloidun alueen ulkopuolella. Oletettavasti myös stabiloidulla alueella tapahtuu sivusiirtymiä vuosien tai vuosikymmenten ajan, ennen kuin massastabilointi pysäyttää turpeen sivulle tiivistymisen. Ongelmia kohteessa aiheuttaa paksuhko turvekerros ja turpeen alla oleva lieju, eikä ongelmista päästä täysin eroon muuten kuin perustamalla ratapenger paalulaatalle. (Hakala & Akkanen 2013.)

Kmv 282+100...282+320 sijaitsevalla pehmeiköllä P72 pohjamaa on noin 2,5...5,0 m paksuudelta turvetta, jonka alla on moreenia. Kohteen stabiliteettia on 2008 parannettu rakentamalla vastapenkereet. Pehmeiköllä on 160 km/h nopeusrajoitus. Kuvassa 37 on esitetty poikkileikkaus kohteen P72 vastapenkereillä vahvistetusta ratapenkereestä. (Hakala & Akkanen 2013.)



Kuva 37. Kohteen P72 vastapenkereillä vahvistettu ratapenger kmv 282+100... 282+320 (Hakala & Akkanen 2013).

Pehmeiköllä P72 EMMA-mittauksissa havaitut virheet ja tuentatarve on kohdistunut tasaisesti koko pehmeikölle. Tuentatarve ei kuitenkaan ole ollut vuosittaista. EMMA-virheet ja kunnossapitotarve eivät kuitenkaan poikkea lähistön kunnosta. Voidaan olettaa, että koska turvekerroksen alla on kantavaa maata, saadaan vastapenkereillä vakautettua turpeen päälle rakennettu ratapenger. Vastapenkereiden rakentaminen lisää jännityksiä turvekerroksessa radan sivuilla ja osittain myös radan alla, jolloin vastapenkereiden rakentamisen jälkeen turpeessa tapahtuu primaarista konsolidaatiota. Turpeessa primaarinen konsolidaatio tapahtuu kuitenkin suhteellisen nopeasti, minkä jälkeen ratapenger saavuttaa tasapainotilan. (Hakala & Akkanen 2013.)

Turvekerrostumissa tapahtuvilla vedenpinnan tason muutoksilla on vaikutusta siihen, miten jännitykset jakautuvat turpeessa. Pohjaveden tason alentaminen laskee turpeen huokosvedenpainetta ja aiheuttaa tehokkaiden jännitysten kasvua, minkä seurauksena turpeessa tapahtuu merkittävää konsolidaatiota. Tämän vuoksi on tärkeää, että rakentamisen jälkeen turvekerrostuman hydrologia säilytetään mahdollisimman muuttumattomana tai hydrologian muutosten seurauksena tapahtuviin painumiin tulee varautua. Mikäli radan kuivatusta parannetaan turvepohjamaalla tai esimerkiksi kaksoisraiteen rakentamisen seurauksena pohjavedenpinta alenee vanhan raiteen alla, on seurauksena nopeita ja suuria painumia jotka tullessaan yllätyksenä voivat aiheuttaa suuria ongelmia. (Munro et al. Roadex E-learning.)

Pohjanmaalla on tyypillistä, että rautatiet on rakennettu aikoinaan suoraan suhteellisen ohuen turvekerroksen päälle. Turpeen alla on useimmiten kantavaa pohjamaata, kuten hiekkaa tai moreenia. Turvepehmeiköt esiintyvät painanteina paremmin kantavien hiekka- tai moreeniosuuksien välissä. Rautatiepenger ja penkereen alla oleva turvekerros ovat tasapainotilassa, jolloin pysyvät painumat ovat tapahtuneet tai tapahtuvat hyvin hitaasti. Kun radalla tehdään kunnossapito- tai tasonparannustoimenpiteitä joiden johdosta ratapenkereen paino kasvaa, on seurauksena penkereen painumia. Kuvassa 38 on Kokkola-Ylivieska rataosalla kmv 580+500...580+750 sijaitseva turvepehmeikkö pienenevään ratakilometrilukuun päin kuvattuna. (Lehto 2013.)



Kuva 38. Turvepehmeikkö Kokkola–Ylivieska kmv 580+500...580+750.

Kuvan 38 pehmeiköllä on havaittavissa selviä pysyviä painumia, jotka ovat todennäköisesti seurausta tukikerrospaksuuden tai pengerleveyden kasvattamisesta, jolloin ratapenkereen pohjamaalle aiheuttamat kuormat ovat kasvaneet. Tyypillistä kyseiselle ja vastaavan kaltaisille pehmeikölle on, että painumat ovat laaja-alaisia ja siten ratageometrian muutokset ovat loivia, joten radantarkastusmittauksissa ei välttämättä havaita painumista aiheuttuvia virheitä. Mikäli tarpeellista, painumien korjaaminen toteutetaan useimmiten tukikerrospaksuutta kasvattamalla, jolloin ratapenkereen paino edelleen kasvaa ja näin voidaan pahimmillaan ajautua jatkuvaan kunnossapitotuenta-painumakierteeseen. Käytännössä rautateillä korjataan painumien aiheuttamien ratageometrian muutoksia silloin, jos EMMA-mittauksissa havaitaan sallittujen virherajojen ylityksiä. Kuvan 38 pehmeikön sisältävällä rataosalla ei ole tehty kunnossapitotuentoja vuosina 2006–2007 tehdyn rataosan läpituennan jälkeen. Painumien voi olettaa tapahtuneen melko pian viimeisimmän tuennan jälkeen, ja myöhemmin ratageometria on pysynyt pääasiassa muuttumattomana. (Lehto 2013.)

Routaongelmia ei ole havaittu turvepohjamaalle perustetuilla rataosilla roudanhallintaraporttien ja pehmeikköjen tutkimisen perusteella Kokkola–Ylivieska välillä. Routaongelmat keskittyvät radan osille, joissa pohjamaa on silttiä, savea tai moreenia. (Roudan hallintaraportti 2013.) Vaikka tiivistynyt turve on mahdollisesti routiva maalaji ja olemassa olevalla radalla rakennekerrospaksuus ei ole riittävä estämään roudan tunkeutumista pohjamaahan sekä vedensaanti routivaan maakerrokseen on yleensä riittävä, pääsee jäälinsien aiheuttama routapaine purkautumaan alapuoliseen sulaan turvekerrokseen eikä näin aiheuta routanousuja ratarakenteelle.

Turvepohjamaalla olevan ratapenkereen toimintaan vaikuttaa merkittävästi suon maaperägeologia. Oleellista on turvekerroksen paksuuden lisäksi turpeen alla olevan pohjamaan laatu. Selvästi haastavimpia ovat paksut turvepehmeiköt joiden alapuolinen maa on heikosti kantavaa, kuten liejua, savea tai löyhää silttiä. Näissä tapauksissa nykyisin tavoiteltavilla junien nopeuksilla ja akselipainoilla eivät maanvaraisesti turpeen päälle perustetut ratapenkereen yleensä toimi kelvollisesti. Sen sijaan mikäli suo on ”kovapohjainen” eli turpeen alla on moreenia, hiekkaa tai soraa, voivat vanhat turpeelle maanvaraisesti perustetut ratapenkereet toimia täysin tyydyttävästi. On-

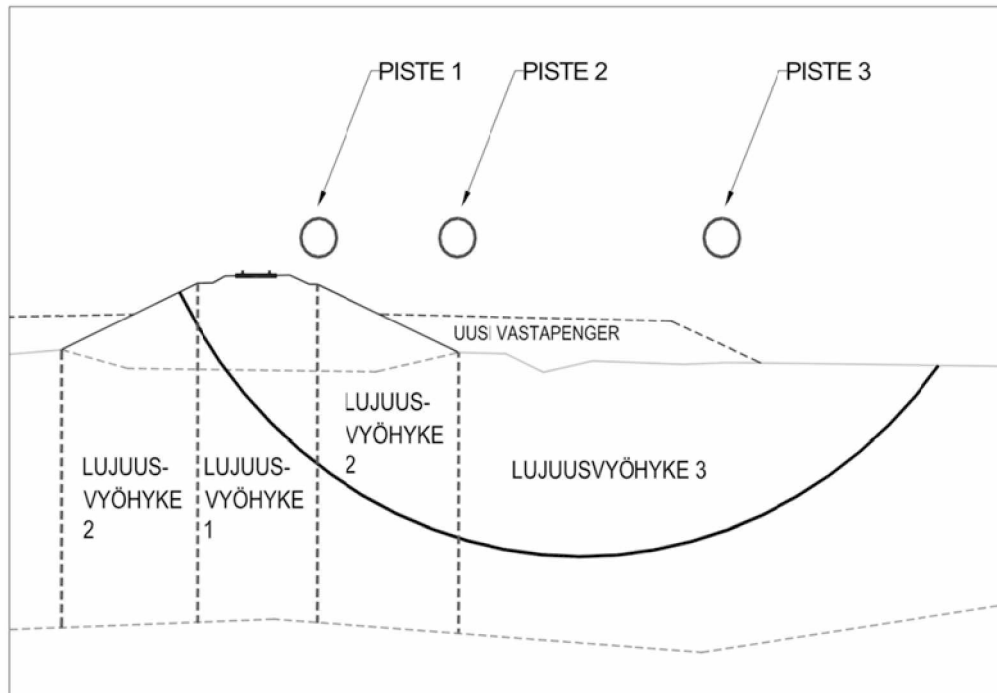
gelmia syntyy yleensä silloin, kun nostetaan sallittuja akselipainoja, liikennemäärät kasvavat huomattavasti tai rautatiealueella tehdään muutostöitä.

Mikäli radalla ei ole havaittu ongelmia, kuten suuria painumia tai merkittävästi kohonnutta tuentaturvetta, ja liikennöinnissä ei ole tapahtumassa radan kuormitusta kasvattavia muutoksia, ei radan alla olevasta turvekerroksesta todennäköisesti ole jatkossakaan haittaa ratapenkereen toimivuudelle. Turpeen poistaminen radan alta edellyttää massanvaihtoa. Massanvaihto on työteknisesti melko yksinkertainen toimenpide luonnontilaisessa maassa, mutta olemassa olevalla radalla massanvaihto edellyttää ensin radan purkamista ja radan rakentamista uudelleen. Rakentamisen aikana joudutaan kunnostettavalla rataosalla junaliikenne keskeyttämään, jolloin syntyy liikennehäiriökustannuksia. Kaksoisraideosuudella voidaan kunnostustyö usein tehdä raide kerrallaan, jolloin häiriökustannukset jäävät yksiraiteista rataosaa pienemmäksi. (Lehto 2013.)

4.2 Turpeen lujittuminen

Turve lujittuu huomattavasti ratapenkereen painon tai muun pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksesta. Kuormitettuna turpeessa tapahtuu ensin primaaripainumaa, jolloin turpeen vesipitoisuus pienenee huokosveden ylipaineen poistuessa turvekerroksen huokostilasta. Kuormituksen säilyessä edelleen, alkaa turpeessa tapahtua sekundaaripainumaa, jolloin turpeen raerungon viruman seurauksena turpeen huokosluku ja vesipitoisuus edelleen pienenevät vaikka tehokas jännitys turpeessa ei kasvakaan. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006.)

Lujittuminen on voimakkainta siellä, missä ratapenkereen pohjamaalle aiheuttama pysyvä kuormitus on suurinta. Käytännössä turve olemassa olevan ratapenkereen alla on eniten lujittunutta suurimman pengerkorkeuden kohdalla. Pengerluiskien juuressa turpeen lujittuminen on vähäisempää ja penkereen ulkopuolella turve on luonnontilaisessa, kuormittamattomassa tilassa. Lujittuminen otetaan stabiliteettilaskennoissa huomioon määrittämällä laskentapoikkileikkauksessa pehmeälle maakerrokselle kolme lujuusvyöhykettä kuvan 39 mukaisesti. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15.)



Kuva 39. Maapohjan jako vyöhykkeisiin käytettäessä suljettua leikkauslujuutta (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15).

Vyöhykkeen 1 lujuutena käytetään pisteestä 1 mitattua tai laskennallisesti määritettyä lujittunutta suljettua leikkauslujuutta. Lujuus vyöhykkeessä 2 on vyöhykkeessä 1 käytetyn suljetun leikkauslujuuden ja pisteessä 2 mitatun suljetun leikkauslujuuden keskiarvo. Vyöhykkeen 3 lujuutena käytetään pisteessä 3 mitattua suljettua leikkauslujuutta. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15.)

Olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turvepohjamaan lujuus mitataan joko siipikairalla penkereen alta, määritetään ratapenkereen alta otetuista häiriintymättömistä näytteistä tai lasketaan penkereen alla vallitsevan konsolidaatio-tilan avulla. Lujuus kasvaa luonnontilaiseen tilanteeseen verrattuna penkereen alla vain, kun penkereen aiheuttama lisäjännitys ylittää esikonsolidaatiojännityksen. Olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turvepohjamaan lujuus voidaan arvioida yhtälöllä 9. (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15.)

$$S_u = 0,4 * \sigma_c \quad (9)$$

missä

σ_c on konsolidaatiojännitys ratapenkereen alla

Konsolidaatiojännityksen ratapenkereen alla olevassa turpeessa voi olettaa olevan yleisesti ratapenkereen tehokas tilavuuspaino ja penkereen paksuuden tulo. Alkuperäinen, ennen ratapenkereen rakentamista turvekerroksessa vallinnut tehokas jännitys on yleensä lähellä nollaa, koska pohjaveden pinta on turvealueilla lähellä maanpintaa ja turpeen in-situ irtotiheys on lähellä veden tilavuuspainoa (Munro et al. Roadex E-learning).

Suositteluvampaa on määrittää lujuus suoralla mittauksella eli penkereen läpi tehdyillä siipikairauksilla tai näytteistä tehtävillä laboratorionkokeilla. Suoralla mittauksilla tai näytteistä tehdyillä laboratorionkokeilla määritetyt lujuusarvot ovat luotettavampia ja antavat yleensä suurempia lujuuksia kuin yhtälöllä 9 määritetty laskennallinen arvo. (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15.)

Penkereen alla konsolidoituneen turpeen suljettua leikkauslujuutta voi arvioida myös luvussa 3.4.2 esitettyllä yhtälöllä 8. Tämä kuitenkin edellyttää lujittuneen turpeen vesipitoisuuden arvioimista. Luotettava vesipitoisuuden määrittäminen edellyttää häiriintymättömien näytteiden ottamista ratapenkereen alta, jolloin näytteistä voidaan määrittää myös leikkauslujuus suoralla leikkauskokeella.

4.3 Tutkimusmenetelmät

Turpe poikkeaa mineraalimaalajeista suuren vesipitoisuuden ja eloperäisen aineksen sekä kuituisen rakenteen vuoksi. Olemassa olevien rautatiepenkereiden pohjamaana tärkeää on selvittää tiivistyneen turpeen geoteknisten ominaisuuksien lisäksi rautatien alla olevan turvekerroksen todellinen paksuus. Usein rautatiepenger on painunut turpeeseen pohjamaan konsolidoituessa, jolloin radan alla olevan tiivistyneen turvekerroksen paksuus voi olla huomattavasti ohuempi kuin radan sivussa olevan luonnontilaisen turvekerroksen.

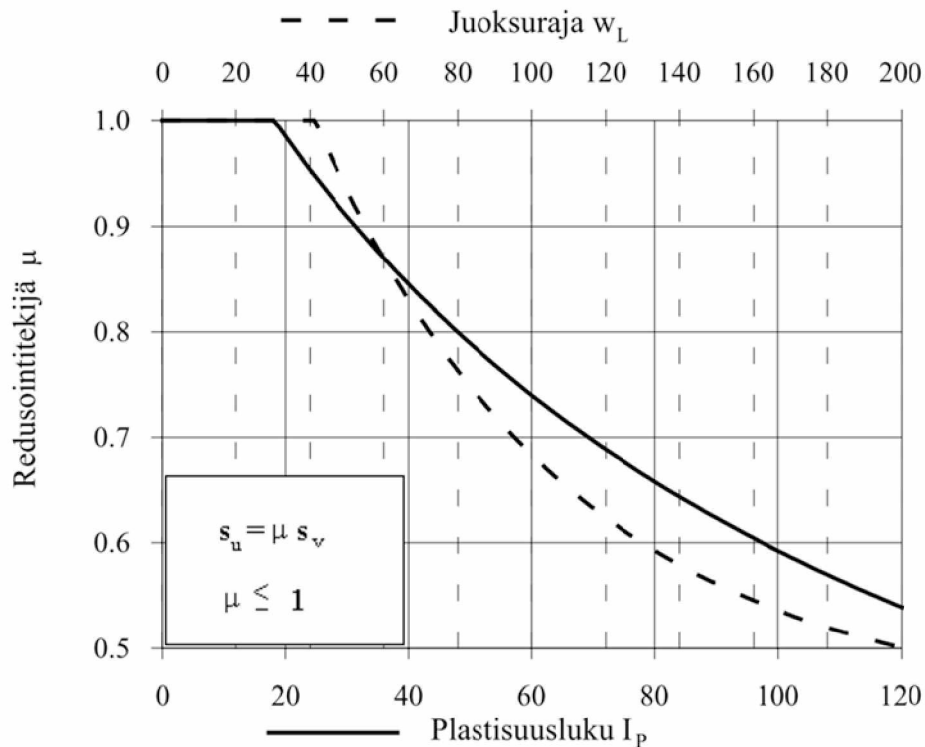
Tutkimusmenetelmistä esitellään turpeen ominaisuuksien määrittämiseen soveltuvat yleisesti käytössä olevat tutkimusmenetelmät. In-situ pohjatutkimuksilla tarkoitetaan tässä radan rakennekerrosten ja turvekerrosten paksuuden sekä turvekerroksen ominaisuuksien selvittämiseksi maastossa tehtäviä kokeita. Näytteenotto käsitellään sillä osin kuin näytteenotto turpeesta edellyttää toimintatavoissa poikkeamia esimerkiksi verrattuna näytteenottoon savesta tai muista mineraalimaalajeista. Laboratorionkokeista esitellään lyhyesti käyttökelpoiset menetelmät turpeen ominaisuuksien selvittämiseksi.

4.3.1 Siipikairaus

Siipikairaus on ainoa yleisesti käytetty maan leikkauslujuuden määrittäminen, jossa määrittäminen voi tapahtua suoraan kenttätutkimuksena maanäytteitä ottamatta. Siipikairauksessa upotetaan maahan tutkittavaan maakerrokseen kairatankojen ja niitä ympäröivien putkien avulla siiveke. Tutkimussyvytydessä siiveke työnnetään ulos suojakotelostaan ja siivekettä aletaan vääntää akselinsa ympäri. Vääntämiseen tarvittavaa vääntömomenttia mitataan, jolloin saadaan selville maan leikkautumista vastustava sylinterimäisen maakappaleen vaippa- ja päätypinnoilla vaikuttava leikkausjännitys. Kun siipikairan siivekkeen mitat tunnetaan, voidaan murtohetkellä vallitsevan suurimman vääntömomentin ja siivekkeen mittojen perusteella laskea maan leikkauslujuus. (Rantamäki et al. 1979.)

Kairausopas II (1995) mukaan siipikaira soveltuu leikkauslujuuden määrittämiseen ensisijaisesti savissa, liejusavissa, liejuissa, maatuneissa turpeissa sekä hieno- ja keskisiltissä. Maatumattomasta turpeesta ja karkeasiltistä voidaan määrittää suuntaa-antavia lujuusarvoja, joita ei yleensä voida sellaisenaan soveltaa kantavuus ja vakavuuslaskelmissa, mutta arvojen avulla on mahdollista saada käsitys esimerkiksi lujuuden paikallisista vaihteluista.

Kokemusperäisesti on todettu, että suuren plastisuusluvun omaavissa savissa siipikairausleikkauslujuutena määritetty suljettu leikkauslujuus on liian suuri käytettäväksi esimerkiksi stabiliteettilaskelmissa. Tämä johtuu muun muassa siipikairauksella aikaansaadun maan leikkautumisen ja liukupinnassa tapahtuvan leikkautumisen nopeuksien eroista. Savissa siipikairausleikkauslujuutta redusoidaan plastisuusluvun tai juoksurajan avulla kuvan 40 mukaisesti. (Kairausopas II 1995.)



Kuva 40. Siipikairausleikkauslujuuden redusointi plastisuusluvun tai juoksurajan avulla (Kairausopas II 1995).

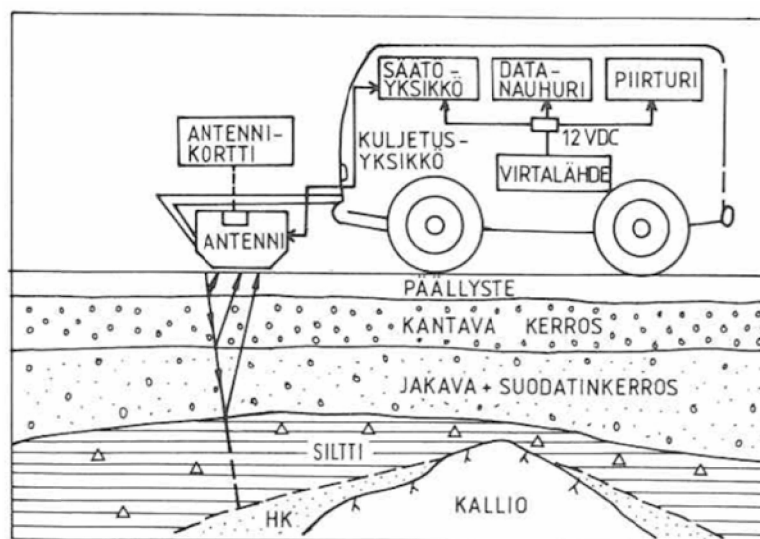
Turpeesta tehtävillä siipikairauksilla on saatavilla melko luotettavia tuloksia turpeen ollessa maatonut ja vähäkuituista. Kuituisessa, vähän tai keskimaatuneessa turpeessa murtuminen ei välttämättä tapahdu siiven reunassa, vaan hieman siiven reunan ulkopuolella kuitujen repivän vaikutuksen johdosta. Siipikairaus on kuitenkin useimmiten paras ja käytännön suunnittelutehtävissä ainoa keino mitata turpeen insitu leikkauslujuutta. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 2006, Munro et al. Roadex E-learning.)

Kauranne et al. (1972) mukaan turpeen todellinen leikkauslujuus on noin 30...50 % siipikairalla määritetystä lujuudesta. Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15 ohjeistaa käyttämään turpeelle siipikairauksella mitatulle suljetulle leikkauslujuudelle redusointikerroimen arvoa 0,5.

4.3.2 Maatutkaus

Maatutkaluotaus on geofysikaalinen maanpintaa rikkomaton tutkimusmenetelmä, jossa maahan lähetetään lyhytkestoisia korkeataajuisia sähkömagneettisia radioaaltoja. Radioaaltojen osuessa maassa sähköisten ominaisuuksien rajapintaan osa energiasta heijastuu ylöspäin osan energiasta jatkaessa kulkuaan alempiin maakerroksiin. Heijastuneiden osien amplitudit ja heijastukseen kulunut aika rekisteröidään ja tallennetaan digitaalisesti maatutkalaitteistolla. Aaltojen heijastus on sitä suurem-

pi, mitä suuremmat erot eri kerrosten sähköisissä ominaisuuksissa on. Tyypillisesti liikenneväylien tutkimuksissa tutkauskalusto on liitetty ajoneuvoon. Tutkan liikkessa pyyhkäisyt piirretään tiheästi peräkkäin, jolloin tuloksena saadaan jatkuva maanperän jatkuva profiili. Tutkasignaalin ja antennien valinnalla on vaikutusta luotauksen syvyyssulottuvuuteen ja erottelukykyn. Ohuet kerrokset erottuvat tarkasti korkeilla mittaustaajuuksilla, mutta tällöin syvyyssulottuvuus jää pieneksi. Vastaavasti matalataajuisilla antennilla syvyyssulottuvuus on huomattavasti parempi kuin korkeampia taajuuksia käytettäessä, mutta erottelukyky on heikompi. (Maatutkaluotaus 1991.) Kuvassa 41 on esitetty periaate maatutkauskalustosta ja mittaustapahtumasta.



Kuva 41. Maatutkaluotaukskalusto ja mittaustapahtuma (Maatutkaluotaus 1991).

Maatutkausta voidaan käyttää suopehmeiköillä turvekerrosten paksuuden selvittämiseen sekä olemassa olevien teiden ja ratojen rakennekerrospaksuuden tutkimiseen (Tielaitoksen selvityksiä 28/1998). Rautateillä tehtävän maatutkaluotauksen hyviä puolia ovat suuri mittaussnopeus, kustannustehokkuus sekä suhteellisen hyvä tunkeutuvuus ja tuloksena saatava ratarakenteen jatkuva profiili. Rataympäristössä on myös huomattava etu, että mittaukset voidaan tehdä liikkuvalla kalustolla rakennetta rikkomatta jolloin muulle raideliikenteelle aiheutuvat häiriöt jäävät vähäisiksi. Maatutkaluotauksista käytettäessä on huomioitava, että datan analysointi edellyttää ammattitaitoa ja syvyyshavaintojen kalibrointi vaatii tuekseen jonkin verran referenssikairauksia. (Maatutkaluotaus 1991, Nurmikolu 2011b.)

Turvepohjamaalla rataympäristössä maatutkaluotaus soveltuu parhaiten radan rakennekerroksen paksuuden arviointiin. Tällöin voidaan arvioida muun muassa sitä, kuinka paljon ratarakenne on painunut ja turve tiivistynyt ratapenkereen alla. Soveltuvilla matalataajuisantenneilla voidaan myös arvioida radan alla olevan turvekerroksen paksuutta. Radan alaisen turvekerroksen paksuus voidaan selvittää myös ensin määrittämällä radan vieressä olevan turvekerroksen paksuus esimerkiksi koekuopasta tai paino- ja puristinkairauksilla. Mikäli turvekerroksen alla oleva maa on kantavaa ja vähän puristuvaa, on radan alla turvekerroksen alapinta samalla tasolla kuin radan vieressä. Tämän jälkeen voidaan maatutkausten perusteella arvioida ratapenkereen paksuus, jolloin voidaan laskea radan alla olevan tiivistyneen turvekerroksen paksuus.

4.3.3 Näytteenotto

Turpeesta näytteitä otettaessa haastavinta on saada edustava häiriintymätön näyte. Turpeen epähomogeenisesta luonteesta johtuen tulisi näytteen olla riittävän suuri ja turve materiaalin koostumuksesta johtuen häiriintyy herkästi näytteenotinta turpeeseen työnnettäessä. Erinomainen turpeen päälle rakennettujen olemassa olevien ratapenkereiden tutkimusmenetelmä on mahdollisimman lähelle radan keskilinjaa kaivettu riittävän syvä koekuoppa. Koekuopasta voidaan luotettavasti tehdä havaintoja maan kerrosrakenteesta ja turpeen olomuodosta. Myös laadukkaiden näytteiden ottaminen onnistuu luotettavasti koekuopasta. Koekuopasta huono puoli on, että varsinkin liikennöidyllä raiteella on hyvin hankalaa saada kaivettua kuoppaa kovin lähelle radan keskilinjaa missä turve on kaikkein eniten konsolidoitunutta. Myös kuopan täyttymiseen vedellä tulee varautua. Mikäli koekuopan kaivaminen ei ole mahdollista, soveltuvin näytteenotin on terävällä leikkuuterällä varustettu putkinäytteenotin, mikä upotetaan turpeeseen kevyesti täryttämällä. (Munro et al. Roadex E-learning.)

Ratapenkereen kuormittaessa turvepohjamaata useiden vuosikymmenten ajan, turvekerroksessa tapahtuu sekundaarisen konsolidaation aiheuttamia muodonmuutoksia. Tällöin turpeen huokosluku ja vesipitoisuus pienenee, vaikka tehokas jännitys ei kasva. Tämän vuoksi penkereen alta otetuista näytteistä mitattu suljettu leikkauslujuus on usein selvästi suurempi kuin penkereen vierestä otettujen ja penkereen painoa vastaavaan jännitystilaan konsolidoiduista näytteistä määritetty suljettu leikkauslujuus. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006.)

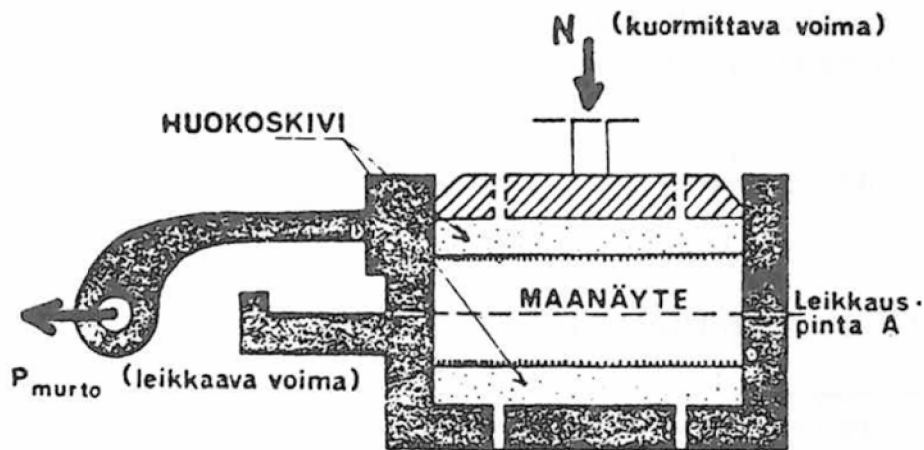
Häiriintyneitä näytteitä turpeen luokitusominaisuuksien selvittämiseksi voidaan ottaa esimerkiksi Auger näytteenottimella. Vesipitoisuuden ja tilavuuspainon tarkka määrittäminen edellyttää kuitenkin häiriintymättömien näytteiden ottoa. Lujuus- ja painumaparametrien määrittäminen laboratoriossa edellyttää niin ikään häiriintymättömiä ja riittävän suurikokoisia näytteitä. Luonnontilaisesta turpeesta otettavien häiriintymättömien näytteiden halkaisijaksi suositellaan vähintään 100 mm. Penkereen alla voidaan käyttää näytteenotinta, jonka halkaisija vähintään 50 mm. (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15.)

4.3.4 Laboratoriokokeet

Turpeesta määritetään aina turvetyyppi, maatumisaste ja vesipitoisuus. Tarvittaessa määritetään leikkauslujuus ja painumaominaisuudet (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15). Turpeen laboratoriossa määritettäviä perusominaisuuksia ovat muun muassa vesipitoisuus, maatumisuus, märkätilavuuspaino, kuivatilavuuspaino ja tuhkapitoisuus. Nämä määritetään alalla yleisesti käytössä olevien menetelmien mukaisesti.

Vanhan ratapenkereen toimintaa tarkastellessa halutaan selvittää pysyvät painumat, stabiliteetti ja palautuva painuma. Pysyviä painumia (sekundaaripainuma) varten tarvitaan sekundaaripainuman aikakerroin. Tämä saadaan selville pitkäaikaisella, portaittaisella ödometrikokeella. Stabiliteettilaskentaa varten tarvitaan tieto radan alla olevan ja luonnontilaisen turpeen leikkauslujuudesta. Leikkauslujuutta voidaan arvioida laskennallisesti luvussa 4.2 esitetyllä tavalla, siipikairausten perusteella tai laboratoriomäärittäyksillä. Luotettavien siipikairausten tekeminen turpeesta on haastavaa. Eriyisen haasteellista siipikairausten tekeminen ja kairaustulosten tulkitseminen on ratapenkereen alla olevasta turvekerroksesta. Luotettavimmin radan alla olevan turpeen leikkauslujuus voidaan määrittää häiriintymättömistä näytteistä tehtävillä laboratoriokokeilla. (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15.)

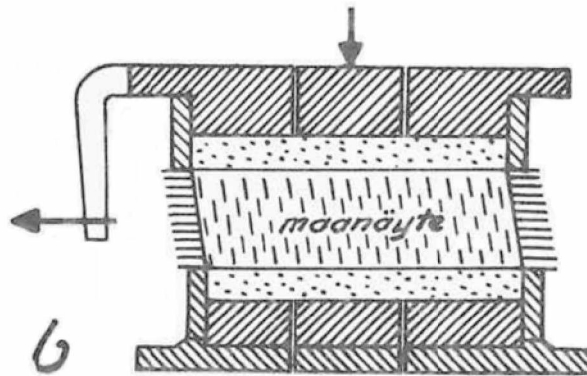
Keskinkertaisesti maatuneen ja maatuneen turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen suositellaan suoraa leikkauskoeetta (Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15). Suomalaisen käytännön mukaan suora leikkauskoe tehdään niin sanotulla rasialeikkauskojeella, jossa on kiinteä alaosa ja sivusuunnassa liikkuva yläosa. Tutkittava maanäyte asetetaan kojeeseen ja kuormitetaan määrättyä normaalijännitystä vastaavalla kuormalla. Tämän jälkeen tehdään leikkaus siten, että kojeen yläosa siirretään sivulle samalla kun mittakellosta havaitaan kojeen yläosan vaakasiirtymä. Leikkausvoimaa lisätään kunnes maanäyte murtuu vaakasuoraa murtopintaa pitkin. (Helenelund 1981.) Periaatekuva jäykkäseinäisestä rasialeikkauskokeesta on esitetty kuvassa 42.



Kuva 42. Rasialeikkauskoe (Rantamäki et al. 1979).

Leikkaava voima synnyttää näytteeseen vaakasuoran leikkausjännityksen, jonka suuruus on leikkaava voima jaettuna näytteen vaakasuoralla poikkipinta-alalla. Leikkaavan voiman kasvaessa tapahtuu näytteen halkileikkautuminen vaakasuorassa tasossa ja tässä tilanteessa vallitseva leikkausjännitys on samalla maan leikkauslujuus. Koe toistetaan usealla erisuuruisella normaalijännityksellä, jolloin saadaan koetulosten perusteella piirrettyä murtosuora yhtälön 1 mukaisesti ja täten määritettyä lujuusparametreit koheesio ja kitkakulma. (Rantamäki et al. 1979.)

Turpeessa ei useinkaan leikkauskokeessa tapahdu selvää murtoa kohtuullisilla vaakasiirtymillä, vaan turve käyttäytyy leikkauskokeessa myötölujuuttuvan materiaalin tavoin leikkauslujuuden kasvaessa muodonmuutosten kasvaessa. Ratarakenteissa ei lähtökohtaisesti sallita kuin hyvin pieniä muodonmuutoksia, joten rautateiden pohjamaalle lujuusparametreja määritettäessä on leikkauskokeen tuloksista määritettävä lujuus suhteellisen pienillä siirtymillä. Ruotsissa on tutkittu rautateiden alla olevan turvekerroksen lujuusominaisuuksia kuvan 43 mukaisella joustavaseinäisellä kompressometrileikkauskokeella.



Kuva 43. Kompressometrileikkauskoe (Helenelund 1981).

Tehtyjen kokeiden perusteella turve murtuu myös kompressometrileikkauskokeessa vasta huomattavan suuren muodonmuutoksen jälkeen, jolloin on selvää, ettei rata-penkereen vakavuuslaskelmissa tule käyttää kokeessa saavutettua maksimileikkauslujuutta. Mikäli maksimileikkauslujuutta ei saavuteta 0,35 radiaanin kulmamutosta vastaavilla muodonmuutoksilla, tulee murtorajatilan vakavuustarkastelut tehdä 0,35 radiaanin kulmamutosta vastaavilla leikkauslujuuksilla. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006.)

Jäykkäseinäisessä leikkauskokeen perusteella voidaan määrittää tutkittavan maalajin leikkauslujuus halutuilla absoluuttisen vaakasiirtymän arvoilla. Suunnitteluohjeissa ei ole määritetty, millä siirtymillä murtorajatilassa tarkastelut tulee tehdä. Myöskään käytettävien lujuusparametrien valinta ei siis ole yksikäsitteistä. Arviona voidaan käyttää RATO 3:ssa (2013) määritettyjä palautuvan painuman raja-arvoja 8 mm turvepohjamaalla ja 4 mm muilla pohjamailla. Muun muassa Peltokangas et al. (2013) ja Kalliainen & Kolisoja (2013) mukaan junakuorman aiheuttama ratarakenteen palautuva painuma on pehmeällä pohjamaalla lähes kokonaan seurausta pohjamaan muodonmuutoksista. Tällöin voidaan arvioida, ettei junan ylityksen aiheuttamalla sallituilla palautuvan painuman mukaisilla siirtymillä pohjamaa voi olla vielä murtotilassa. Varovainen arvio on, että jäykkäseinäisellä leikkauskokeella tehdyillä kokeilla voidaan käyttää 4 mm vaakasiirtymällä määritettyjä leikkauslujuuksia, mikäli maksimileikkauslujuutta ei saavuta pienemmillä siirtymillä. Turpeen tapauksessa jopa suurempien siirtymien käyttäminen voisi olla perusteltua.

Leikkauskokeen tekeminen turpeesta onnistuu luotettavimmin avoimessa tilassa hitaalla leikkausnopeudella. Tällöin saadut lujuusparametrit ovat tehokas koheesio ja tehokas kitkakulma. Turvepohjamaalla radan stabiliteettilaskenta murtotilassa tulee kuitenkin tehdä suljetussa tilassa. Suljetun tilan kuormitusta vastaava lujuus voidaan määrittää tehokkaista lujuusparametreista yhtälöllä 10. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006.)

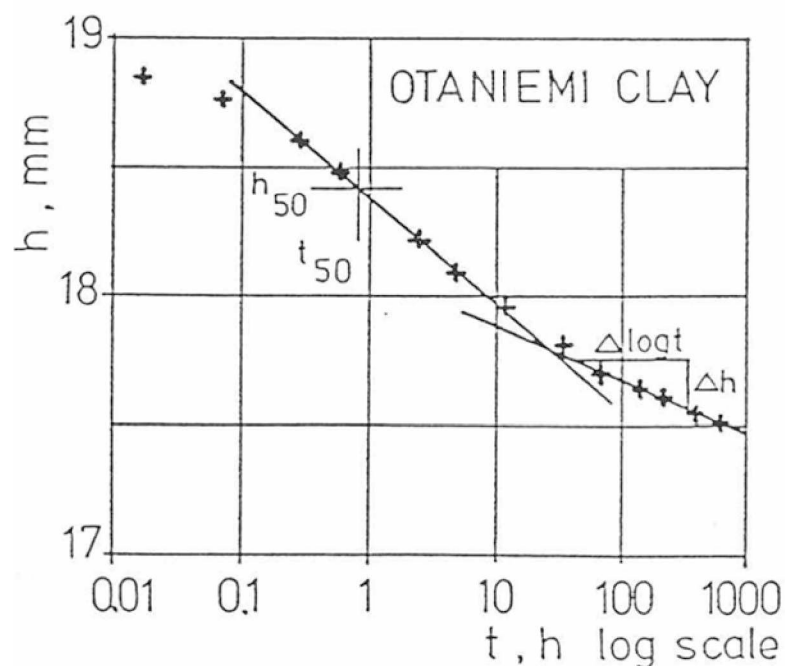
$$S_u = c' + \sigma'(1 - \sin\varphi')\tan\varphi' \quad (10)$$

Palautuvien painumien laskentaa varten tarvitaan tieto pohjamaan suljetun tilan kimmomoduulista. Suljetun tilan kimmomoduuli voidaan määrittää syklistä kolmiaksaalikokeella suljetussa tilassa. Näyte konsolidoidaan radan alapuolisessa pohjamaassa vallitsevaa jännitystilaa vastaavalla sellipaineella. Koekappaleeseen aiheutetaan lyhytkestoinen pystyjännityslisäys $\Delta\sigma$, jonka aiheuttama pystysuuntainen

muodonmuutos ε mitataan. Tällöin voidaan määrittää suljetun tilan kimmomoduuli E yhtälöllä 4. On kuitenkin huomattava, ettei kimmomoduuli ole pelkästään maalajivakio vaan riippuu myös maakerroksen jännitystilasta ja tiiveydestä sekä jännityslisäyksen suuruudesta. (Länsivaara 2010a.)

Kolmiaksaalikokeella kimmomoduuli tulee määrittää useilla aksiaalisilla jännityslisäyksillä sekä sellipaineilla. Koejärjestelyillä on pyrittävä simuloimaan mahdollisimman tarkkaan radan alla olevan turvekerroksen jännitystilaa. Tällöin sellipaine valitaan vastaamaan turvekerroksessa vallitsevaa tehokasta jännitystä ja jännityslisäys tarkasteltavan junakuorman aiheuttamaa pystysuuntaista jännityslisäystä.

Vanhojen turpeen päälle rakennettujen rautateiden painumalaskenta perustuu oletukseen, että primaarinen painuma on tapahtunut suhteellisen nopeasti ratapenkeeseen rakentamisen tai korottamisen jälkeen, jolloin edelleen tapahtuva painuma on käytännössä sekundaaripainumaa. Sekundaaripainuma on ajasta riippuva ja sen suuruutta ja nopeutta voidaan arvioida portaittaisella ödometrikokeella määritettävän sekundaaripainuman aikakertoimen C_{α} perusteella kuvan 44 mukaisesti. (Korhonen et al. 1993.)



Kuva 44. Sekundaaripainuman aikakertoimen määrittäminen portaittaisen ödometrikokeen tuloksista (Korhonen et al. 1993).

Sekundaaripainuman oletetaan Buismanin teorian mukaan tapahtuvan primaaripainuman päättymisen jälkeen lineaarisesti puolilogaritmisella asteikolla. Sekundaaripainuman aikakerroin voidaan määrittää kullekin kuormitusportaalle painuman aika-painuma-kuvaajan "hännästä" kuvan 44 ja yhtälön 11 mukaisesti. (Korhonen et al. 1993.)

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta h/h_0}{\Delta \log t} \quad (11)$$

missä

h_0 on näytteen korkeus kokeen (kuormitusportaan) alussa
 Δh on korkeuden muutos tarkasteltavalta sekundaaripainuman alueelta
 $\Delta \log t$ on korkeuden muutosta vastaava painuma-ajan logaritmi

Turpeen vedenläpäisevyyden perusteella voidaan arvioida esimerkiksi turpeen käyttäytymistä syklisen kuormituksen alaisena. Vedenläpäisevyyden määrittämiseen soveltuu parhaiten joustavaseinämainen mittalaitteisto. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006.)

5 Radan alla olevan turvekerroksen ominaisuudet

Työn kokeellisessa osuudessa tutkitaan olemassa olevan radan alla olevan turvekerroksen paksuutta ja ominaisuuksia yhden esimerkkikohteen perusteella. Luvussa esitellään koekohteena oleva ratahanke, tehdyt maasto- ja laboratoriotutkimukset sekä kokeiden tulokset.

Tutkimustyötä varten tarvittiin lisäpohjatutkimuksia turpeen ominaisuuksien selvittämiseksi erityisesti ratapenkereen alapuolisesta maasta. Siipikairauksilla pyrittiin määrittämään turpeen suljettu leikkauslujuus. Laboratoriokokeilla määritetään stabiiliteetti- ja painumalaskuissa tarvittavat turpeen parametrit. Laboratoriomäärittämiä varten otettiin koekohteesta tarvittava määrä näytteitä. Siipikairausten perusteella määritettiin turvekerroksen lujuusvyöhykkeiden suljetun leikkauslujuudet. Lisäpohjatutkimukset tehtiin kmv 580+500...580+750 sijaitsevalta turvepehmeiköltä.

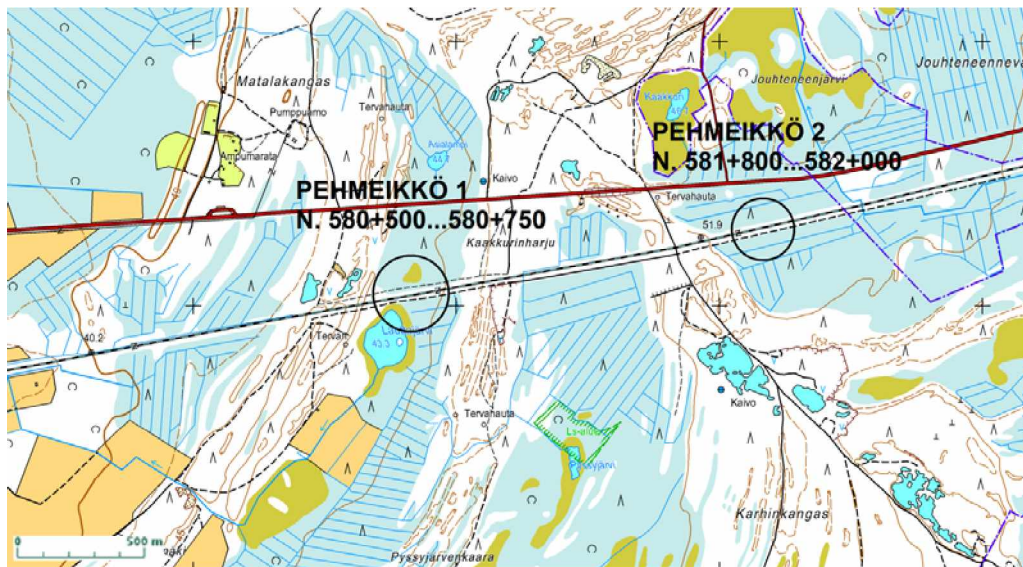
Maatutkaluotausta on tutkimusalueella suoritettu vuosina 2004 ja 2012. Molempina kertoina mitattu väli on ollut Kokkola–Ylivieska, eli noin ratakilometriviäli 551...630. Maatutkaluotaukset suoritti Roadscanners Oy. Syyskuussa 2013 Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen Maa- ja pohjarakenteiden yksikkö mittasi radan palautuvia painumia kahdessa kohteessa pistemäisesti ja pidemmällä välillä jatkuvalla mittausmenetelmällä.

5.1 Koekohde Riippa–Kannus

Seinäjoen ja Oulun välinen 335 kilometriä pitkä rata on yksi Suomen tiheimmin liikennöidyistä yksiraiteisista rataosista. Rataosuus on kokonaisuudessaan otettu käyttöön vuonna 1886 ja perusparannettu 1960- ja 1970-luvuilla. Rataa käyttää valtaosa Etelä- ja Keski-Suomen välisestä rautatieliikenteestä ja se on osa Euroopan laajuista rautatieverkkoa (TEN). Seinäjoki–Oulu ratahankkeen keskeinen tavoite on parantaa rautatieliikenteen toimintaedellytyksiä, turvallisuutta ja sujuvuutta. Hankkeen myötä suurin sallittu junakaluston akselipaino korotetaan 22,5 tonnista 25 tonniin ja henkilöjunien suurin sallittu nopeus tulee olemaan hankkeen valmistuttua junakalustosta riippuen 160...200 km/h nykyisen 140 km/h sijaan. Hanke alkoi vuonna 2007 ja arvioitu valmistumisvuosi on 2017. (Matkaneva–Ylivieska yleissuunnitelma.)

Kokkola–Ylivieska-rataosalle rakennetaan kaksoisraide osana Seinäjoki–Oulu-ratahanketta. Maaperäkartojen ja alueella tehtyjen pohjatutkimusten perusteella maasto Kokkola–Ylivieska välillä on melko tasaista, maaperän ollessa pääasiassa moreenia tai hiekkaa. Pehmeikköosuudet ovat melko lyhyitä turve- tai silttikerrostumia. Turve- ja muodostumat ovat tyypiltään pääasiassa aapasoiita, turvekerroksen paksuuden ollessa tyypillisesti noin 2–3 m. Turpeen alapuolinen kerros on lähes poikkeuksetta kantavaa hiekkaa tai moreenia.

Koekohteeksi turpeen päällä olevan rautatien käyttäytymisen tutkimiseen ja radan alla olevan turpeen ominaisuuksien tutkimiseen valittiin Riipan ja Kannuksen liikennepaikkojen välistä kaksi pehmeikköä. Valituilla pehmeiköillä mitattiin radan palautuvia painumia ja tehtiin täydentäviä pohjatutkimuksia. Tutkimuskohteiden sijainnit on esitetty kuvassa 45.

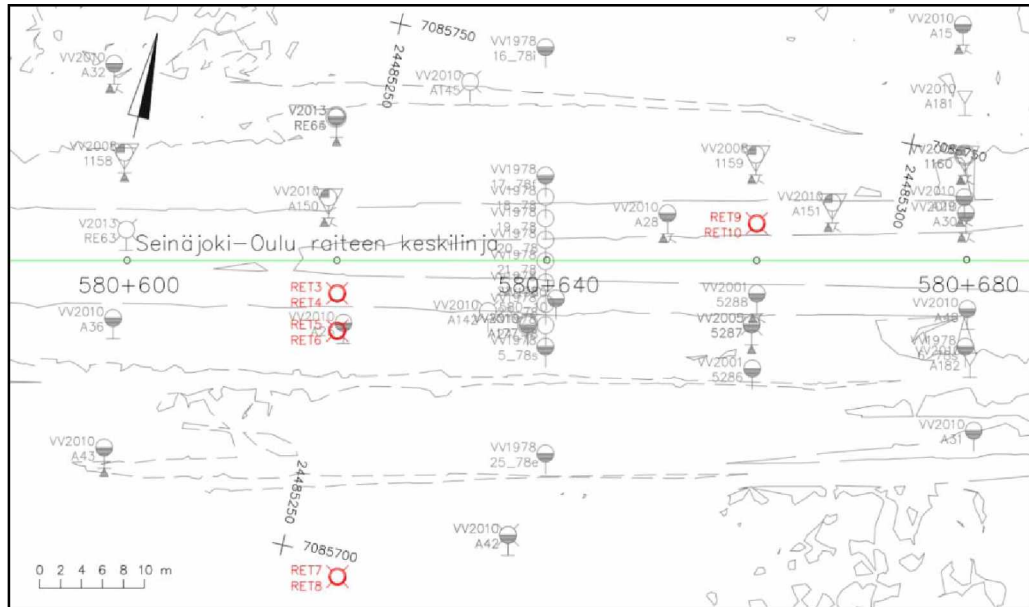


Kuva 45. Koekohteiden sijainnit (pohjakartta: Maastotietokanta 12/2013).

Tutkimuskohteina olevilta pehmeiköiltä on aikaisempien suunnittelu- ja rakennusvaiheissa tehty paino-, heijari- ja siipikairauksia sekä otettu häiriintyneitä näytteitä. Tutkimusten perusteella pehmeiköllä 1 nykyisen radan rakennekerrosten paksuus on noin 2,5 metriä ja radan alla olevan tiivistyneen turvekerroksen paksuus noin 1,5 metriä. Turpeen alla on keskitiivistä hiekkaa. Pehmeiköllä 2 radan rakennekerrosten paksuus on noin 1,8 metriä ja radan alla olevan turvekerroksen paksuus noin 1,0 metriä. Turpeen alla on keskitiivistä hiekkaa tai löyhää moreenia. Mainittujen pehmeikköjen lisäksi tarkastellaan koko Riippa–Kannus-rataväliä eli noin ratakilometriväliä 578+000... 591+000.

5.2 Siipikairaukset ja näytteenotto

Siipikairaukset ja näytteenotto ohjelmoitiin samoihin pisteisiin. Käytännössä siipikairaukset tehtiin ohjelmoidusta pisteestä ja näytteet otettiin hieman kairauspisteen vierestä. Kuvassa 46 on pohjatutkimuskartta pehmeiköllä 1 tehdyistä pohjatutkimuksista.



Kuva 46. Pohjatutkimuskartta kmv 580+500...580+750 pehmeikölle.

Kuvassa 46 punaisella esitetyt pisteet RET3...RET10 ovat tätä tutkimustyötä varten tehdyt pohjatutkimukset. RET3/4 ja RET9/10 tehtiin nykyisen radan jätkänpolulta, RET5/6 radan pengerluiskan juuresta ja RET7/8 luonnontilaisesta turpeesta 30 m radan keskilinjasta. Harmaalla on merkitty tutkittavalta alueelta olemassa olevat vanhat pohjatutkimuspisteet.

Turpeen suljetun leikkauslujuuden määrittämiseksi teetettiin siipikairauksia tutkimuskohteesta. Tavoitteena oli myös arvioida siipikairauksen soveltuvuutta menetelmänä turpeen ominaisuuksien arvioimiseen. Siipikairauksia tehtiin 580+500...580+750 pehmeiköllä 2 kpl kuvan 40 pistettä 1 vastaavasta kohdasta jätkänpolun kohdalta, 1 kpl luiskan juuresta ja 1 kpl luonnontilaisesta turpeesta radan sivusta. Kohteesta oli olemassa lisäksi viidestä pisteestä aikaisemmin tehtyjen siipikairausten tulokset. Yhteensä kuvan 46 kartan alueelta on tehty yhdeksän siipikairausta. Ratapenkereen lävitse jätkänpolun kohdalta, luiskan juuresta ja radan sivusta kustakin on tehty kolme kairaus. Siipikairausten tulosdiagrammit on esitetty liitteessä 3.

Kairausdiagrammien perusteella turpeen leikkauslujuus vaihtelee paljon syvyyden mukaan. Pisteissä RE63 ja 5287 kairaus ei ole onnistunut kunnolla, joten näiden pisteiden tuloksia ei oteta mukaan tarkasteluun. Pisteessä A142 on saatu verrattain suuri leikkauslujuus, johon on suhtauduttava varauksella. Redusoimattomat leikkauslujuudet ovat siipikairausten perusteella radan alla noin 70 kPa, luiskan juuressa 30 kPa ja luonnontilaisessa turpeessa 14 kPa. Ratahallintokeskuksen julkaisu B 15 mukaan turpeen leikkauslujuus redusoidaan kertoimella 0,5, jolloin vastaavat suljetut leikkauslujuudet ovat 35 kPa, 15 kPa ja 7 kPa.

Parhaiten siipikairaukset onnistuivat radan sivusta luonnontilaisesta turpeesta tehtynä. Ratapenkereen luiskan juuresta ja penkereen lävitse jätkänpolun kohdalta mitatut lujuudet sen sijaan vaihtelevat suuresti sekä pisteiden välillä että samassa pisteessä turvekerroksessa, jolloin leikkauslujuuden luotettava arviointi on hyvin hankalaa.

Destia Oy otti häiriintymättömiä näytteitä turpeesta kahdesta pisteestä ratapenkereen alta jätkänpolun kohdalta, yhdestä pisteestä luiskan juuresta ja yhdestä pisteestä luonnontilaisesta turpeesta. Näytteenottoon käytettiin sisähalkaisijaltaan 70 mm putkinäytteenotinta, joka oli varustettu terävällä leikkuuterällä. Kairauskalustona oli keskiraskas monitoimikaira GM100. Näytteenotin työnnettiin turpeeseen painamalla ja tarvittaessa kevyesti täryttämällä. Otettaessa näytteitä radan alla olevista kerroksista, penkereen lävitse porattiin ensin suojaputki arvioituun turvekerroksen yläpintaan saakka. Suojaputki huuhdeltiin paineilmalla ja näytteenotto suoritettiin suojaputken lävitse. Näytteenottotapahtuma on esitetty kuvassa 47.



Kuva 47. Näytteenottoa ratapenkereen lävitse 12.10.2013. Kuvassa Tero Kortelainen (vas.) ja Jarmo Hosiaislainen (oik.).

Näytteitä otettaessa ongelmaksi muodostui turpeen painuminen kasaan näytteenotinta maahan työnnettäessä terävästä leikkuuterästä huolimatta. Erityisesti luonnontilaisesta turpeesta radan sivusta pisteestä RET8 turvenäytteen sai otettua vain näytteenotinta täryttämällä. Ratapenkereen lävitse näytteitä otettaessa haasteita tuotti väli- ja eristyskerroksen hiekka sekä turvekerroksen sijainnin ja paksuuden arviointi.

Yhdestä pisteestä otettiin yksi tai kaksi metrin pituista näytettä turvekerroksen paksuudesta riippuen. Kupariset näyteputket sinetöitiin näytteenoton jälkeen parafiinilla. Lopuksi näyteputket numeroitiin ja putkien päät suljettiin ilmastointiteipillä. Taulukossa 14 on esitetty näyteluettelo otetuista turvenäytteistä.

Taulukko 14. Näyteluettelo turvenäytteistä.

Nro	Piste	Paalu	Sivumitta	Syvyys	X	Y	Z
1	RET8	580+620	+30,0	0,5...1,5	7085698,3	24485255,7	45,0
2	RET8	580+620	+30,0	1,5...2,5	7085698,3	24485255,7	45,0
3	RET4	580+620	+3,5	1,5...2,5	7085724,1	24485249,7	46,2
4	RET4	580+620	+3,5	2,5...3,2	7085724,1	24485249,7	46,2
5	RET6	580+620	+7,0	1,0...2,0	7085720,7	24485250,5	45,4
6	RET6	580+620	+7,0	2,0...3,0	7085720,7	24485250,5	45,4
7	RET10	580+660	-3,0	1,9...2,9	7085739,4	24485287,2	46,5

Näytteenoton jälkeen näyteputkia säilytettiin viileässä. Näytteet toimitettiin Tampereen teknillisen yliopiston laboratorioon kahden vuorokauden kuluttua näytteenottohetkestä. Laboratoriossa näytteet säilytettiin kylmiössä ja näyteputket avattiin vasta ennen koekappaleiden muotoilua.

5.3 Laboratoriokokeet

Turvenäytteet tutkittiin Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen Maa- ja pohjarakenteiden yksikön laboratoriossa. Näyteputkista otettiin kuhunkin kokeeseen riittävän suuri näytekappale. Tarvittaessa koekappaleet muotoiltiin sopivan kokoisiksi ja muotoisiksi.

Kaikista näytteistä määritettiin perusominaisuudet: vesipitoisuus, tilavuuspaino ja kuivatilavuuspaino. Lisäksi osasta näytteistä määritettiin sekundaaripainumaominaisuuksia portaittaisilla ödometrikokeilla, leikkauslujuus jäykkäseinäisillä rasialeikkauksilla ja suljetun tilan kimmomoduuli syklisillä kolmiaksaalikoikeilla. Kahdesta radan alta otetusta näytteestä määritettiin lisäksi vedenläpäisevyys ja tuhkapitoisuus. Taulukossa 15 on esitetty näytteistä tehdyt määritykset.

Taulukko 15. Turvenäytteistä tehtyt laboratorikokeet.

Piste	Syvyys [m]	Syklinen 3-aks.koe	Leikkauskoe (0,006 mm/min)	Leikkaus-koe (0,09 mm/min)	Ödometrikoe	Vedenläpäisevyys	Tuhkapitoisuus
RET4	1,6	X				X	
	1,7...1,9			X			
	2				X		
	2,4	X					
	2,5...2,7		X				
	2,8				X		X
RET10	2,25...2,4		X				
	2,5	X				X	
	2,6				X		X
	2,65...2,85			X			
	2,9	X					
RET6	1,7...2,2		X				
RET8	1,8...2,0		X				
	Yht.	4	4	2	3	2	2

Leikkauskokeet tehtiin näytteillä RET4 1,7...1,9, RET10 2,25...2,4, RET10 2,65...2,85 ja RET6 1,7...2,2 kolmella normaalijännityksellä: 20, 40 ja 60 kPa. Näytteistä RET4 2,5...2,7 ja RET8 1,8...2,0 tehtiin yksi leikkaus 60 kPa:n normaalijännityksellä.

5.3.1 Perusmääritykset

Turvenäytteet olivat maatumisuuden suhteen tasalaatuisia kaikissa pisteissä. Maatumisuus oli von Postin asteikolla H₄, joka vastaa geoteknisessä maalajiluokituksessa keskinkertaisesti maatumutta turvetta. Vesipitoisuus, tilavuuspaino ja kuiva-tilavuuspaino määritettiin tavanomaisin menetelmin. Perusmääritysten tulokset tutkittujen näytteiden osalta on esitetty taulukossa 16.

Taulukko 16. Turvenäytteiden perusmäärittysten tulokset.

	Piste	Syvyys [m]	Vesipitoisuus [%]	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Kuivatilavuuspaino [kN/m ³]
Radan alta otetut näytteet	RET4	1,6	380	8,9	2,0
		1,7...1,9	395	8,9	1,8
		2	460	8,1	1,4
		2,4	400	8,4	1,6
		2,5...2,7	452	8,5	1,5
		2,8	558	8,3	1,3
	RET10	2,25...2,4	480	9,1	1,6
		2,5	360	8,4	1,8
		2,6	528	9,4	1,5
		2,65...2,85	509	8,9	1,5
	2,9	460	8,7	1,5	
Luiskan juuresta	RET6	1,7...2,2	666	9,1	1,2
Radan ulkopuolelta	RET8	1,8...2,0	676	9,1	1,2

Huomionarvoista näytteissä on melko pieni tilavuuspaino. Suomalaisen turpeen kiintotiheyden ollessa yleisesti noin 1400...1600 kg/m³ eivät täysin vedellä kyllästyneiden turvenäytteiden alle 10 kN/m³ märkätilavuuspainot ole uskottavia. Selityksenä melko pienille mitatuille tilavuuspainoille lienee näytteiden löyhtyminen näytteitä otettaessa ja koekappaleita muotoillessa, jolloin koekappaleet eivät ole olleet täysin vedellä kyllästyneitä vaan turpeen huokostilassa on todellista tilannetta enemmän tyhjätilaa.

Tuhkapitoisuus määritettiin kahdesta näytteestä. Kuivat näytteet poltettiin ensin 550 °C, minkä jälkeen määritettiin hehkutushäviö. Tämän jälkeen samat näytteet poltettiin vielä 820 °C. Jälkimmäisessä hehkutuksessa hehkutushäviö kasvoi vielä noin 15 prosenttiyksikköä, mikä viittaa siihen, että matalammassa lämpötilassa tehty hehkutus ei vielä polta kaikkea eloperäistä ainesta. 820 °C:ssa tehdystä hehkutuksesta poistuneen kideveden osuus lienee noin 1...2 prosenttiyksikköä. Vedenläpäisevyys määritettiin pehmeäseinämaisellä muuttuvan paineen menetelmällä kolmiaksaalikoeksellissä kahdesta näytteestä, joille oli ensin tehty syklinen kolmiaksaalikoete. Tuhkapitoisuuden ja vedenläpäisevyyden koetulokset on esitetty taulukossa 17.

Taulukko 17. Turvenäytteiden tuhkapitoisuus ja vedenläpäisevyyskerroin.

Piste	Syvyys [m]	Tuhkapitoisuus [%]	Vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
RET4	1,6		2,5*10 ⁻⁹
RET4	2,8	5,0	
RET10	2,5		1,4*10 ⁻⁹
RET10	2,6	7,0	

Radan alta otettujen turvenäytteiden vedenläpäisevyyskerroin vastaa kuvan 30 mukaisesti savea tai huonosti vettäläpäisevää silttimoreenia. Mikäli oletetaan kuormittamattoman keskimaatuneen turpeen vedenläpäisevyyskerroimeksi 10^{-6} m/s, on tutkituissa tapauksissa ratapenkereen alla konsolidoituneen turpeen vedenläpäisevyys noin 1/1000 kuormittamattoman turpeen vedenläpäisevyydestä.

Turpeen kiintotiheys voidaan arvioida tuhkapitoisuuden perusteella kuvan 28 mukaisesti. Tuhkapitoisuuden ollessa noin 5...7 %, on turpeen kiintotiheys arviolta 1450 kg/m^3 . Kun turpeen kiintotiheys tunnetaan, voidaan laskea koekappaleiden kyllästysaste ja näin arvioida näytekappaleiden häiriintymistä. Turpeen sijaitessa tutkituissa pisteissä pohjavedenpinnan alapuolella, on kyllästysaste todellisuudessa turvekerroksessa 100 %. Edelleen tulosten perusteella voidaan redusoida turvekerroksen todellista olomuotoa vastaavat tilavuuspaino, kuivatilavuuspaino ja huokosluku. Taulukossa 18 on esitetty testattujen turvenäytteiden keskimääräiset ominaisuudet näytepisteittäin ja taulukossa 19 100 % kyllästysastetta vastaamaan redusoidut arvot.

Taulukko 18. Turpeen keskimääräiset perusominaisuudet laboratoriokokeiden perusteella näytepisteittäin.

	Piste	Vesipitoisuus [%]	Tilavuuspaino [kN/m^3]	Kuivatilavuuspaino [kN/m^3]	Kiintotiheys [kg/m^3]	Huokosluku	Huokoisuus [%]	Kyllästysaste [%]
Radan alta otettut näytteet	RET4	441	8,52	1,60	1450	7,9	88,8	79,5
	RET10	467	8,90	1,58	1450	8,0	88,9	83,9
Luiskan juuresta	RET6	666	9,10	1,20	1450	11,0	91,6	88,0
Radan ulkop.	RET8	676	9,10	1,20	1450	11,1	91,8	88,1

Taulukko 19. Turpeen keskimääräiset perusominaisuudet näytepisteittäin redusoituna 100 % kyllästysasteelle.

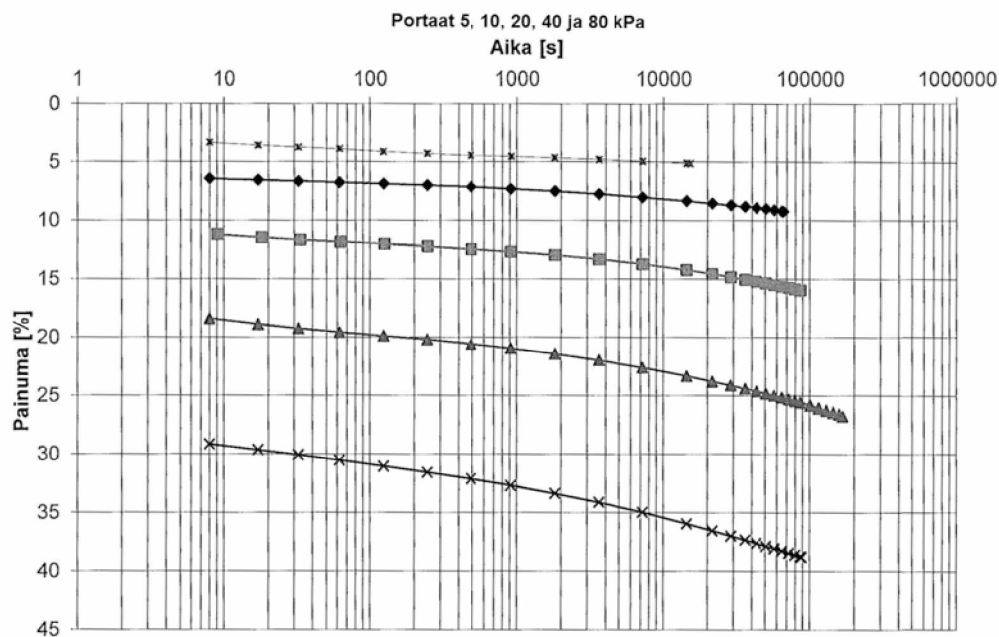
	Piste	Vesipitoisuus [%]	Tilavuuspaino [kN/m ³]	Kuivatilavuuspaino [kN/m ³]	Kiintotiheys [kg/m ³]	Huokosluku	Huokoisuus [%]	Kyllästysaste [%]
Radan alta otetut näytteet	RET4	441	10,62	1,99	1450	6,3	86,2	100,0
	RET10	467	10,58	1,88	1450	6,7	87,0	100,0
Luiskan juuresta	RET6	666	10,42	1,36	1450	9,7	90,6	100,0
Radan ulkop.	RET8	676	10,42	1,34	1450	9,8	90,7	100,0

Taulukon 19 mukaiset pisteiden RET6 ja RET8 arvot ovat melko tyypillisiä luonnontilaisen turpeen ominaisuuksiksi. Turpeen tiivistyessä ratapenkereen alla vesipitoisuus pienenee, tilavuuspaino kasvaa hieman, kuivatilavuuspaino kasvaa huomattavasti sekä huokosluku ja huokoisuus pienenevät. Huomattava havainto on myös, että vaikka koekohteessa ratapenkereen stabiliteettia on vahvistettu matalin vastapenkeroin, ei luiskan juuresta vastapenkereen alta otettujen turvenäytteiden perusominaisuudet juuri eroa luonnontilaisen turpeen ominaisuuksista.

5.3.2 Portaittaiset ödometrikokeet

Sekundaaripainumaominaisuuksien selvittämiseksi tehtiin kolmesta näytteestä pitkäaikaiset portaittaiset ödometrikokeet. Kokeet tehtiin pisteestä RET10 syvyydeltä 2,6 m ja pisteestä RET4 2,0 ja 2,8 m syvyyksiltä otetuista näytteistä. Käytetyt kuormitusportaat olivat 5, 10, 20, 40 ja 80 kPa. Kuormitusportaiden kestot vaihtelivat noin 5 tunnista (20000 s) 2 vuorokauteen (200000 s).

Näytteiden korkeus kokeen alussa oli 20 mm. Näytteiden konsolidaatiojännitykset olivat noin 40 kPa, joka vastaa turvekerroksen päällä olevan ratapenkereen painoa. Kuvassa 48 on yhteenveto näytteen RET4 2,8 m ödometrikokeen tuloksista puolilogaritmisella asteikolla.



Kuva 48. Näytteen RET4 2,8 m portaittaisen ödometrikokeen tulokset.

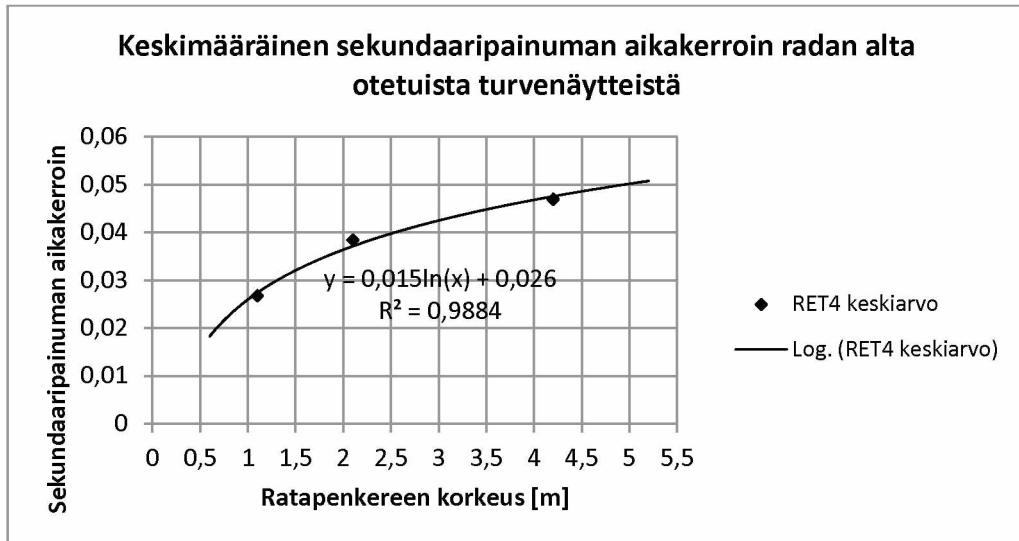
Mielenkiintoisimpia tuloksia ovat sekundaaripainuman aikakertoimet 20, 40 ja 80 kPa:n kuormitusportailta, jotka vastaavat noin 1, 2 ja 4 metrin korkeiden rata-penkereiden aiheuttamaa jännitystä turvekerroksessa. Taulukossa 20 on ödometrikokeiden tuloksista yhtälöllä 11 määritetyt sekundaaripainuman aikakertoimet 20, 40 ja 80 kPa:n kuormitusportailta.

Taulukko 20. Sekundaaripainuman aikakerroin radan alta otetuista turvenäytteistä tehtyjen portaittasten ödometrikokeiden perusteella.

Piste	Syvyys	Kuormitus		
		20 kPa	40 kPa	80 kPa
		Sekundaaripainuman aikakerroin C_α		
RET10	2,6 m	0,007	0,003	0,018
RET4	2,0 m	0,028	0,044	0,054
RET4	2,8 m	0,025	0,033	0,040

Pisteestä RET10 otetuista näytteistä tehtyjen kokeiden tulokset poikkeavat selvästi pisteen RET4 tuloksista. Pisteestä RET10 määritetyt sekundaaripainuman aikakertoimet eivät käytäyty loogisesti kuormituksen kasvun suhteen ja kuormitusportaiden aika-painuma-kuvaajista on vaikea määrittää sekundaaripainuman aluetta. Ruotsissa radan alta tutkittujen turvetyyppien osalta sekundaaripainuman aikakerroin on yleensä suuruusluokkaa 0,02...0,03, johon verrattuna pisteen RET10 tulokset ovat epäuskottavan pieniä (Ratahallintokeskuksen julkaisu A 10/2006). Pisteen RET10 tulokset on jätetty pois tarkastelusta.

Pisteestä RET4 määritettyjen sekundaaripainuman aikakerroin kasvaa kuormituksen kasvaessa ollen testatuilla kuormitusportailta noin 0,03...0,05. Kokeiden tulosten perusteella määritetty approksimaatio radan alla olevan turpeen sekundaaripainuman aikakerroimesta ratapenkereen korkeuden funktiona on esitetty kuvassa 49.



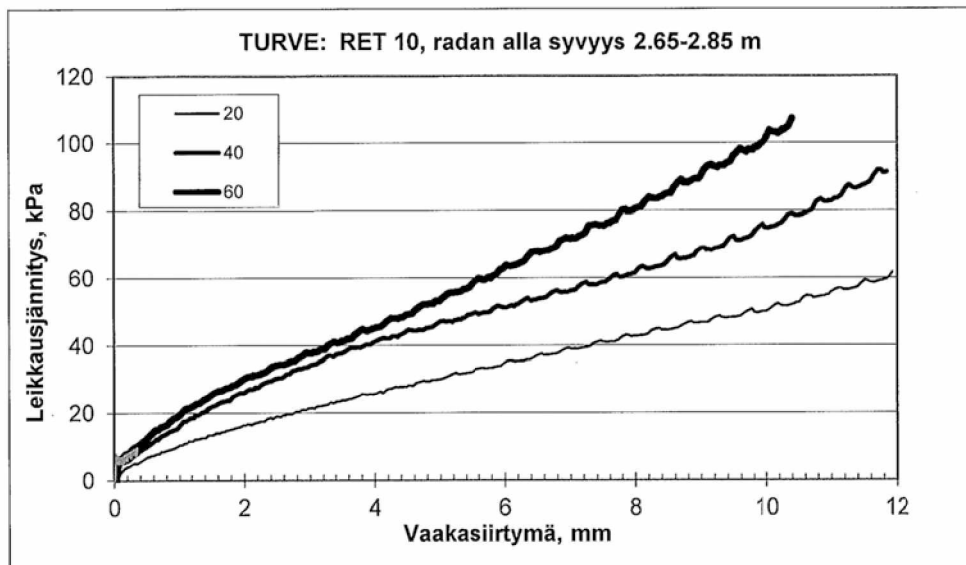
Kuva 49. Turpeen keskimääräinen sekundaaripainuman aikakerroin.

Sekundaaripainuman aikakertoimen suuruuteen vaikuttaa erityisesti turpeen konsolidaatiohistoria. Mitä pidemmän aikaa turve on ollut ratapenkereen kuormittama ja mitä suurempi ratapenkereen paino on ollut, niin sitä pienempi kerroin todennäköisesti on. Tarkalleen ottaen määritetty kerroin pätee vain tutkittujen näytteiden konsolidaatiojännitykselle noin 40 kPa, mutta saatuja tuloksia voitaneen kuitenkin käyttää varovaiseen sekundaaripainuman arvioimiseen turpeen päälle rakennetuilla rautatiepenkereillä yleensäkin.

5.3.3 Leikkauskokeet

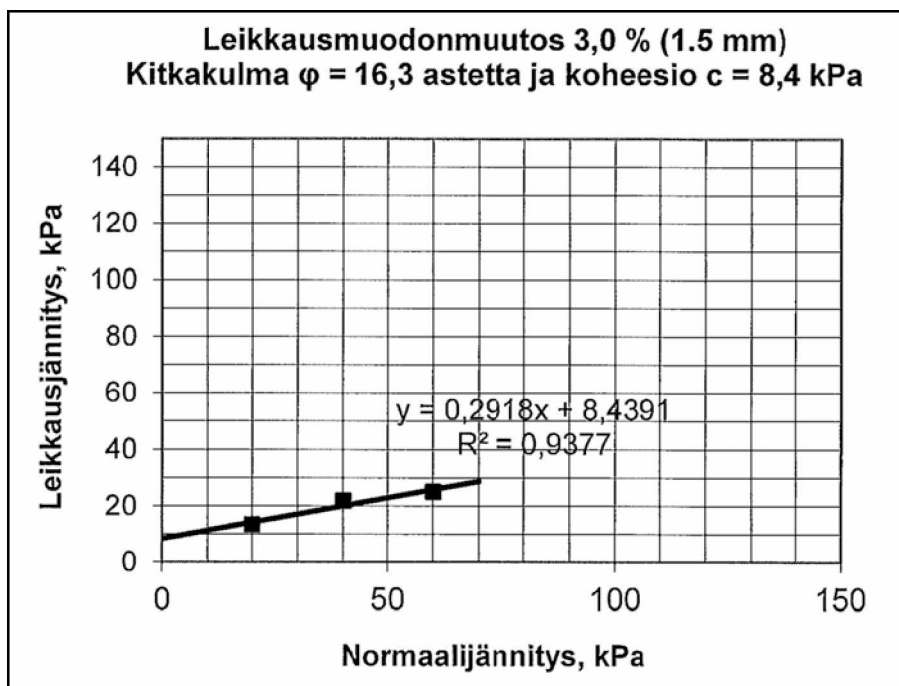
Radan alta otetuista turvenäytteistä selvitettiin leikkauslujuus Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15 suosittamalla suoralla leikkauskokeella. Koe tehtiin jäykkäseinäisellä rasialeikkauslaitteistolla avoimessa tilassa kolmella eri konsolidaatiojännityksellä: 20, 40 ja 80 kPa. Käytetyt leikkausnopeudet olivat ”nopea” 0,09 mm/min ja ”hidas” 0,006 mm/min.

Leikkauslujuus riippuu hyvin suuresti sallituista vaakasiirtymistä. Turpeessa ei tapahtunut murtoa yhdelläkään näytteellä 12 mm vaakasiirtymään mennessä, mikä vastaa noin neljännestä koko näytekappaleen halkaisijasta. Kuvassa 50 on esitetty pisteestä RET10 syvyydeltä 2,65...2,85 m otetun näytteen 0,09 mm/min leikkausnopeudella tehdyn leikkauskokeen tulokset.

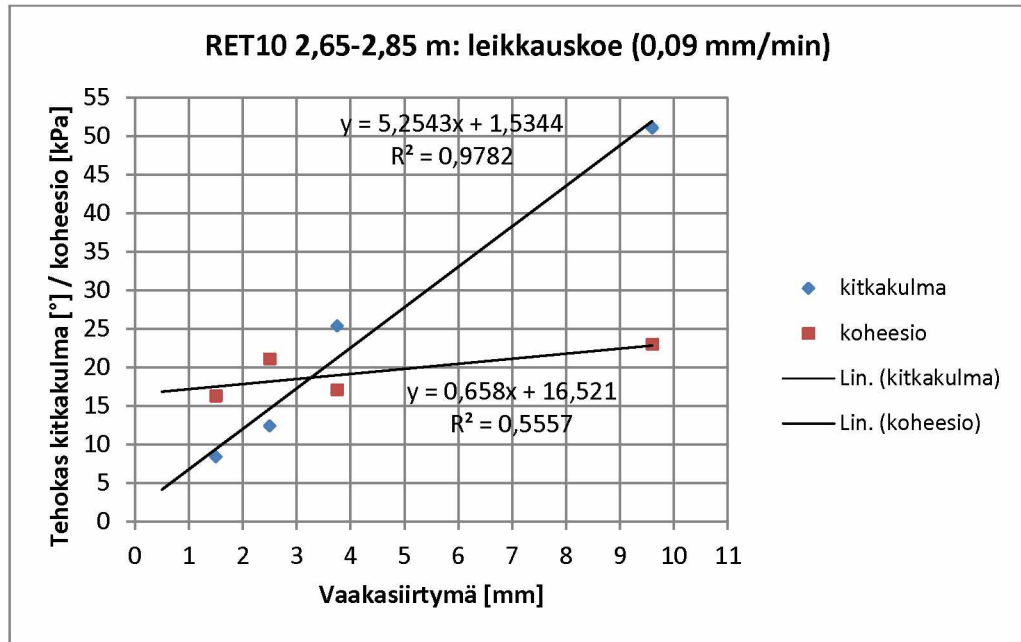


Kuva 50. RET10 2,65...2,85 rasialeikkauskoe.

Tehtäessä kokeet usealla konsolidaatiojännityksellä, voidaan tulosten perusteella määrittää tehokas kitkakulma ja koheesio tietyllä leikkausmuodonmuutoksella. Kuvassa 51 on esitetty näytteen RET10 2,65...2,85 tehokkaat lujuusparametrit 1,5 mm vaakasiirtymällä, joka vastaa 3,0 % muodonmuutosta näytekappaleen halkaisijasta. Kuvassa 52 on saman näytteen lujuusparametrien kehittyminen vaakasiirtymien suhteen.

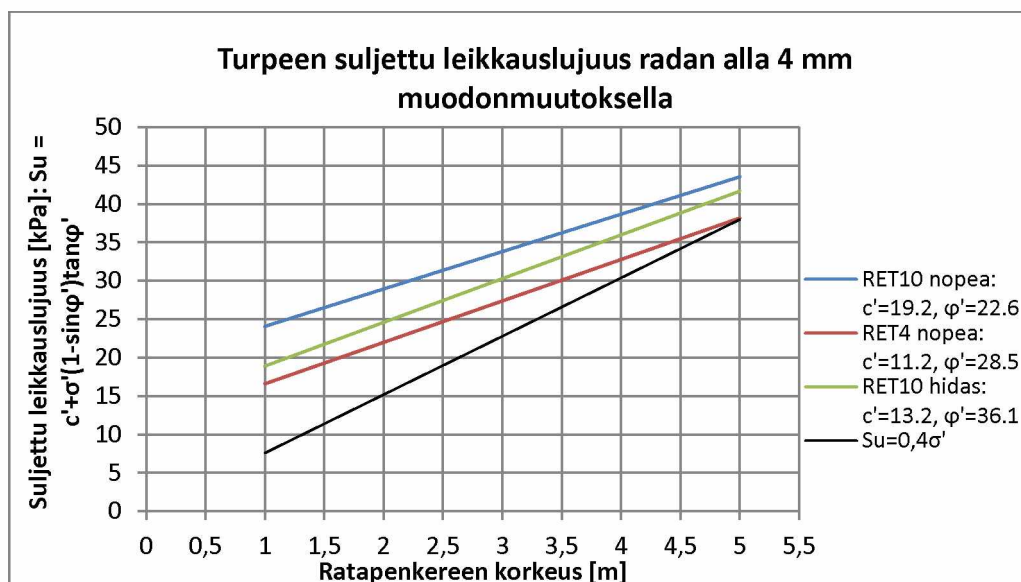


Kuva 51. RET10 2,65...2,85 tehokkaat lujuusparametrit rasialeikkauskokeen 1,5 mm leikkausmuodonmuutoksella.



Kuva 52. RET10 2,65...2,85 tehokkaat lujuusparametrit vaakasiirtymän funktiona.

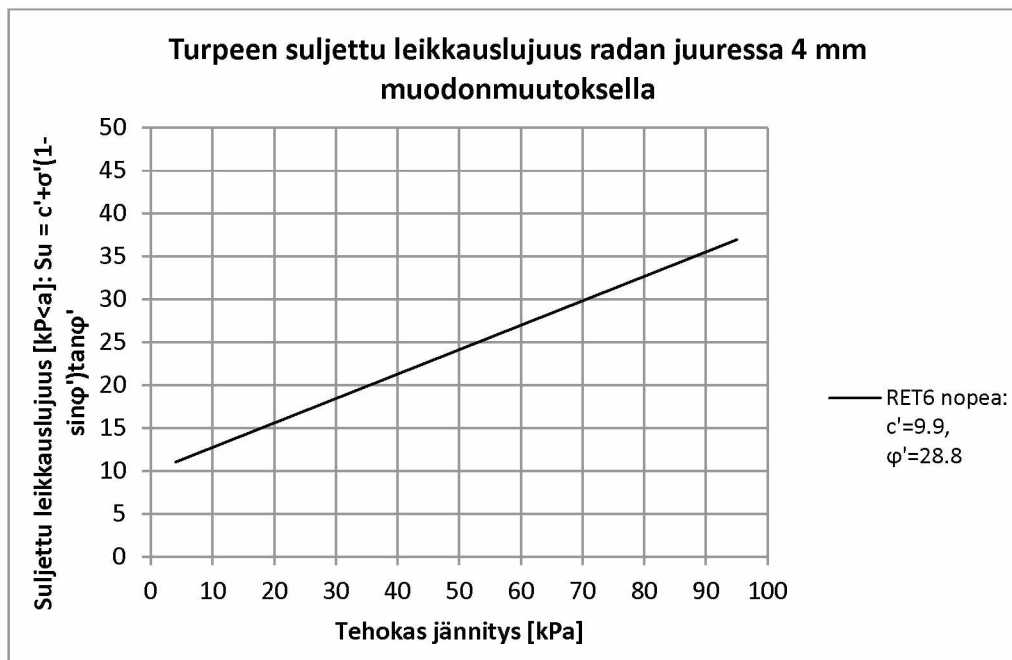
Suljettu leikkauslujuus määritetään tehokkaista lujuusparametreista yhtälöllä 10. Varovainen arvio murtotilan leikkauslujuudesta saadaan käyttämällä 4 mm vaakasiirtymällä saatuja lujuusparametreja. Kuvassa 53 on esitetty kaikkien radan alta otettujen näytteiden leikkauskokeiden tulosten perusteella lasketut suljetun tilan leikkauslujuudet 4 mm leikkausmuodonmuutoksella. Kuviossa on esitetty mitattujen arvojen lisäksi vertailun vuoksi Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15 esittämä yhtälön 9 mukainen arvio turpeen suljetulle leikkauslujuudelle olemassa olevan ratapenkereen alla.



Kuva 53. Radan alta otetuista näytteistä rasialeikkauskokeiden perusteella määritetyt suljetut leikkauslujuudet 4 mm vaakasiirtymällä.

Erot näytteiden ja leikkausnopeuksien välillä vaikuttavat olevan suhteellisen pieniä. 1,5 m korkuisen vanhan ratapenkereen alla olevan turpeen suljetun tilan leikkauslujuudeksi voidaan stabiliteettilaskelmissa käyttää arvoja 18...27 kPa ja 3,0 m korkuisen penkereen alla 27...34 kPa. Yhtälön 9 mukainen arvio turpeen suljetusta leikkauslujuudesta vaikuttaisi olevan hyvin varovainen, erityisesti pengerkorkeuden ollessa alle 3,0 m.

Vastaavalla tavalla tehtiin leikkauskokeet radan juuresta matalan vastapenkereen alta pisteestä RET6 otetulle näytesarjalle. Näytepisteessä turvekerroksessa vallinnut konsolidaatiojännitys on noin 10 kPa. Pisteestä RET6 määritetyt turvekerroksen suljettu leikkauslujuus tehokkaiden jännitysten suhteen on esitetty kuvassa 54.



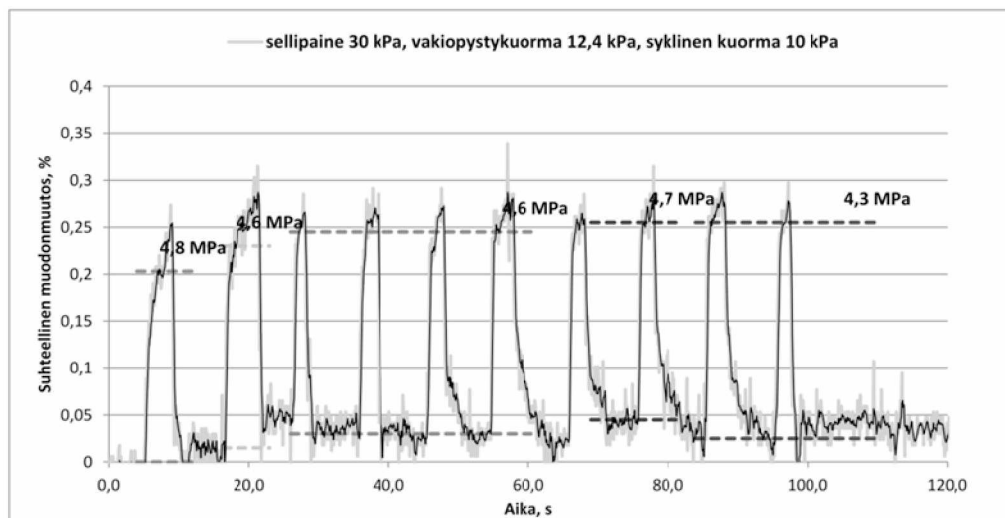
Kuva 54. Ratapenkereen juuresta pisteestä RET6 otetuista näytteistä rasialeikkauskokeiden perusteella määritetyt suljetut leikkauslujuudet 4 mm vaakasiirtymällä.

Tuloksista havaitaan, että vaikka radan vierestä otettu turvenäyte konsolidoidaan ratapenkereen alla vallitsevaan jännitystilaan, ei leikkauslujuudessa saavuteta näytteiden kesken samaa suuruusluokkaa olevia arvoja. Tarkasteltavasta jännitystilasta riippuen on radan vierestä otetusta näytteestä määritetty suljettu leikkauslujuus 10...20 % pienempi kuin radan alta otetuista näytteistä määritetty leikkauslujuus. Tämä tukee näkemystä, että turpeessa tapahtuvasta merkittävän suuresta sekundaaripainumasta johtuen, ei laboratorioissa näytteille tehtävällä konsolidoinnilla saavuteta samaa vaikutusta kuin ratapenkereen pitkäaikaisella painolla. Määritettäessä radan alla olevan turpeen leikkauslujuutta tuleekin näytteet aina ottaa radan alta.

5.3.4 Sykliset kolmiaksaalikokeet

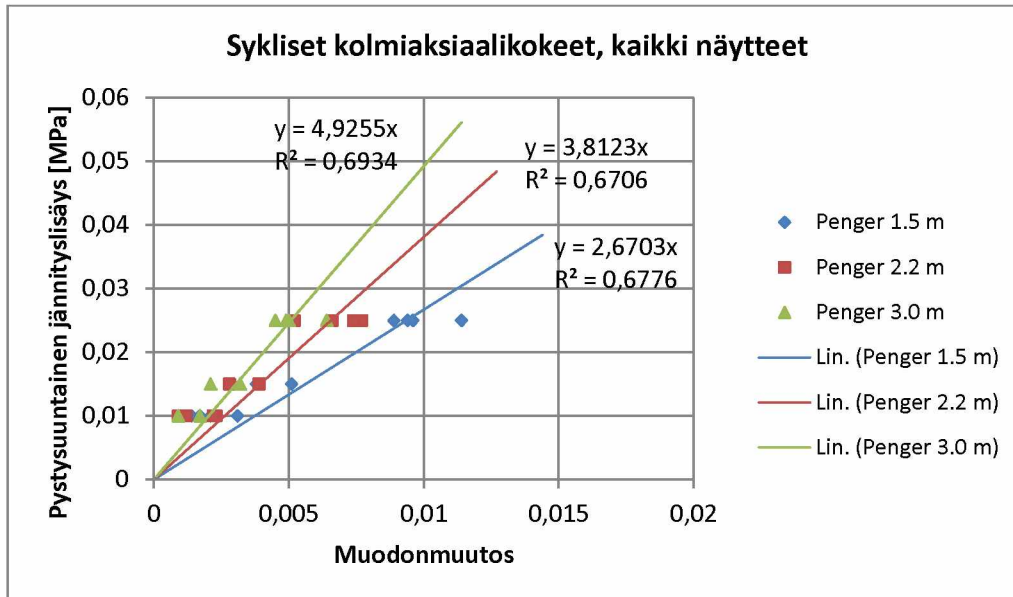
Palautuvan painuman laskentaa varten tarvittava turpeen suljetun tilan kimmomoduuli määritettiin kolmiaksaalikoelaitteistolla. Koekappaleeseen aiheutettiin lyhytkestoinen pystyjännitysliisäys, jonka aiheuttama pystysiirtymä mitattiin. Kuormitus toistettiin useita kertoja peräkkäin. Kimmomoduuli määritettiin neljästä radan alta otetusta turvenäytteestä tehdystä koekappaleesta. Kokeet tehtiin kolmella eri sellipaineella: 20, 30 ja 40 kPa, jotka vastasivat noin 1,5, 2,2 ja 3,0 m ratapenkereen aiheuttamaa jännitystilaa.

Kokeet tehtiin pisteistä RET4 ja RET10 syvyyksiltä 1,5...2,85 m otetuista näytteistä. Koekappaleiden korkeus oli noin 100 mm. Syklisen jännitysliisäyksen suuruus valittiin vastaamaan kuvassa 9 esitettyjä junakuorman aiheuttamia laskennallisia jännitysliisäyksiä pohjamaassa. Kahdelle näytteelle kuormitukset tehtiin 10 ja 25 kPa:n jännitysliisäyksellä ja kahdelle näytteelle 10, 15 ja 25 kPa:n jännitysliisäyksellä. Kuvassa 55 on esitetty pisteestä RET10 2,8 m syvyydeltä otetulle näytteelle tehty kuormitussarja.



Kuva 55. RET10 2,8 m syklinen kolmiaksaalikoe 30 kPa sellipaine, 10 kPa syklinen kuorma.

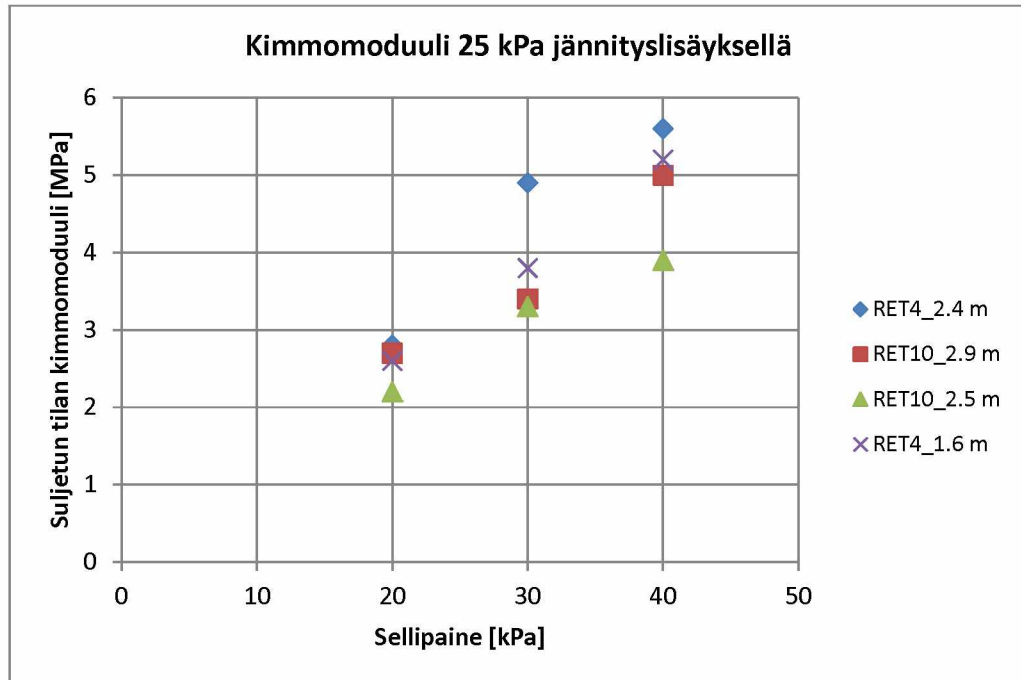
Kimmomoduuli määritettiin koekappaleen suhteellisen muodonmuutoksen perusteella yhtälön 4 mukaisesti. Syklisen kuormituksen kesto oli noin 2 sekuntia, mutta kuvasta 55 voi havaita, että suurin osa muodonmuutoksesta tapahtuu välittömästi kuormituksen alettua. Kuormitussarjan aikana muodonmuutos vakiintui tietylle tasolle. Jokainen kuormitussarja tehtiin kahdesti. Kimmomoduuli määritettiin keskimääräisestä muodonmuutoksen perusteella. Kuvassa 56 on esitetty kaikkien neljän koekappaleelle tehtyjen syklisen kolmiaksaalikokeiden tuloksista määritetty jännitys-muodonmuutos-käyttäytyminen.



Kuva 56. Turvenäytteiden jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen syklisessä kolmiaksaalikokeessa.

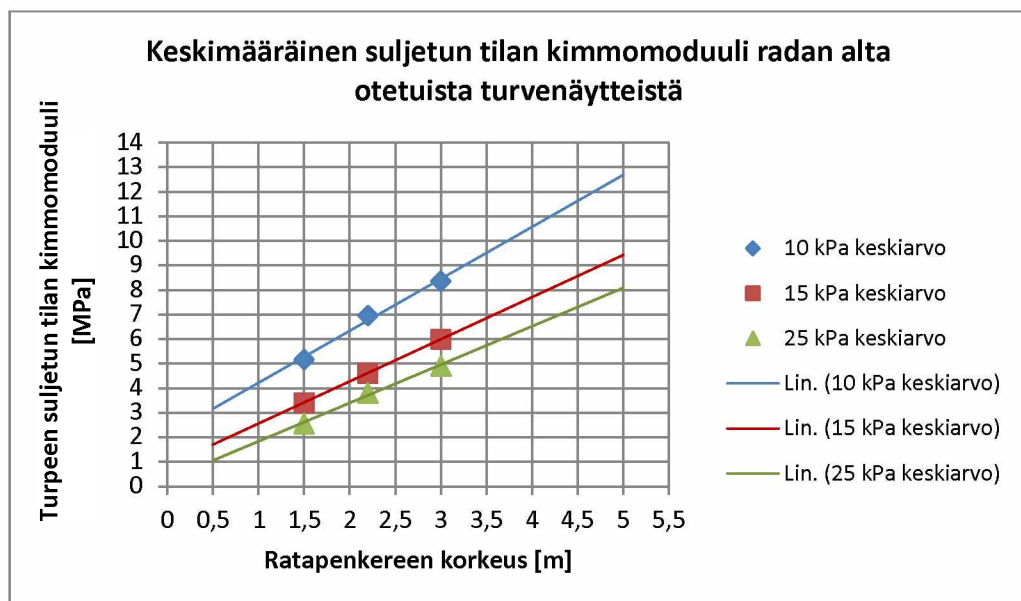
Jännitys-muodonmuutoskuvaajasta voidaan havaita, ettei turve käyttäydy täysin lineaarielastisesti. Kuvaajassa on esitetty lineaarinen trendiviiva kullekin pengerkorkeudelle. Lineaarisen sovituksen kulmakertoimen on kyseiselle pengerkorkeudelle määritetty keskimääräinen kimmomoduuli [MPa]. Keskimääräiset kimmomoduulien arvot vaihtelevat noin 2,7...4,9 MPa selitysasteen ollessa noin 0,68. Kaikilla koesarjoilla on kuitenkin havaittavissa, että pienemmillä jännityslisäyksillä tapahtuu suhteellisesti pienempi muodonmuutos kuin suuremmilla jännityslisäyksillä. Tulosten perusteella ei yhden vakiomoduulin määrittäminen turpeelle vaikuta järkevältä, vaan palautuvan painuman laskelmissa käytettävä kimmomoduuli tulee valita junakuorman aiheuttaman jännityslisäyksen suuruuden perusteella.

Hajonta eri näytteistä määritetyistä kimmomoduuleista oli suhteellisen suurta. Kuitenkin keskimääräisesti suuremmilla sellipaineilla saatiin selvästi suurempia moduulien arvoja, kun taas syklisen jännityslisäyksen suuruuden kasvattaminen pienensi moduulia. Kuvassa 57 on esitetty 25 kPa syklisellä jännityslisäyksellä määritetyt suljetun tilan kimmomoduulit.



Kuva 57. Syklisellä kolmiaksaalikokeella määritetyt neljän koekappaleen suljetun tilan kimmomoduulit 25 kPa:n syklisellä jännityslisäyksellä.

Eri näytteiden koetuloksista määritettiin turpeen keskimääräisten ominaisuuksien selvittämiseksi keskiarvo. Kuvassa 58 on keskimääräinen suljetun tilan kimmomoduuli kolmella eri jännityslisäyksellä ratapenkereen korkeuden funktiona.



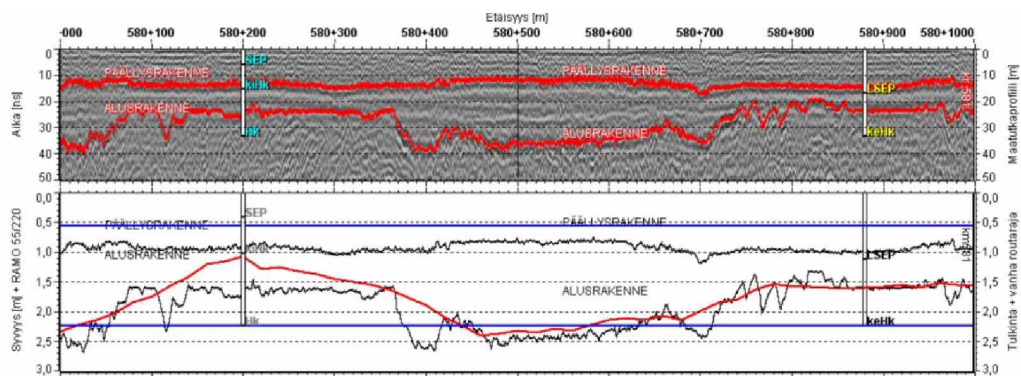
Kuva 58. Turpeen keskimääräinen suljetun tilan kimmomoduuli.

Sr2 veturi aiheuttaa 1,5 m ratapenkereen alla olevaan turvekerrokseen noin 20...25 kPa:n suuruisen pystyjännityslisäyksen. Kuormakaavio SFS-EN 15528 250 kN:n akselipainolla taas aiheuttaa vastaavasti 30...35 kPa:n jännityslisäyksen. Tällöin laboratoriokokeiden perusteella suljetun tilan kimmomoduuli on noin 2...3 MPa. Mikäli ratapenger on 3,0 m korkea, on vastaavien jännityslisäysten suuruus noin 10...20 kPa ja turpeen suljetun tilan kimmomoduuli noin 5...7 MPa.

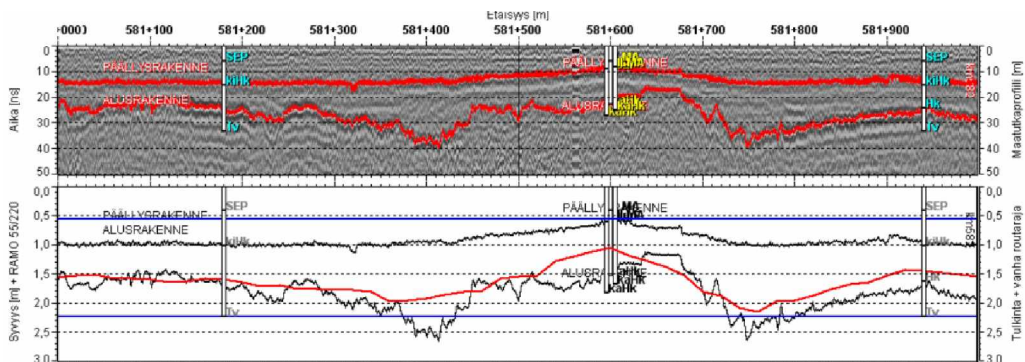
Koetulosten perusteella radan rakennekerrospaksuuden kasvattaminen suurentaa radan alla olevan turvekerroksen suljetun tilan kimmomoduulia kahdella tavalla. Mitä paksumpi on turpeen päällä oleva ratapenger, niin sitä suurempi on penkereen painon turvekerrokseen aiheuttama hydrostaattinen jännitys, jolloin maan kyky vastustaa syklisen kuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia on suurempi. Toisaalta mitä paksummat radan rakennekerrokset ovat, niin sitä pienempiä on junakuorman aiheuttamat jännityslisäykset. Turpeen kyky vastustaa muodonmuutoksia on suhteellisesti suurempi pienemmillä jännityslisäyksillä.

5.4 Maatutkaus

Vuonna 2004 Roadscanners Oy suoritti maatutkauksen Kokkola–Ylivieska-rataosalle kmv 551...631. Käytetystä kalustosta tai mittausajankohdasta ei ole tarkempaa tietoa. Päällysrakenteen ja alusrakenteen kerrospaksuudet on tulkittu referenssikairausten perusteella. Tulosteissa on lisäksi esitetty punaisella viivalla vanhoista rataprofiileista maatutkatulkinnan yhteydessä kerätty arvio routivan maan syvyydestä. Kuvassa 59 ja 60 on tulosteet vuoden 2004 maatutkatulkinnosta kmv 580+000...581+000 ja 581+000...582+000.



Kuva 59. Vuoden 2004 maatutkatulkinnat kmv 580+000...581+000.

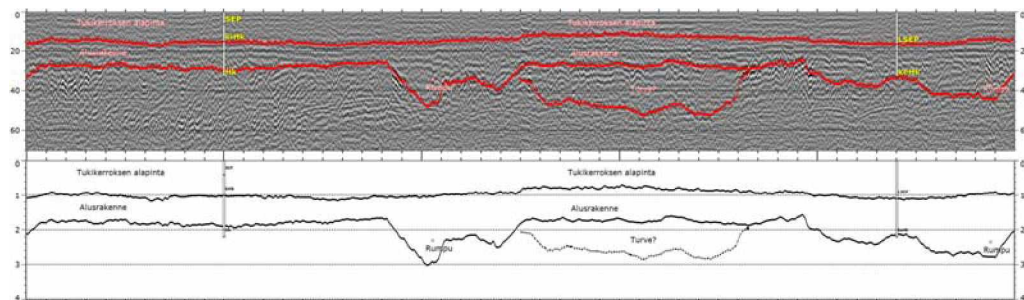


Kuva 60. Vuoden 2004 maatutkatulkinnat kmv 581+000...582+000.

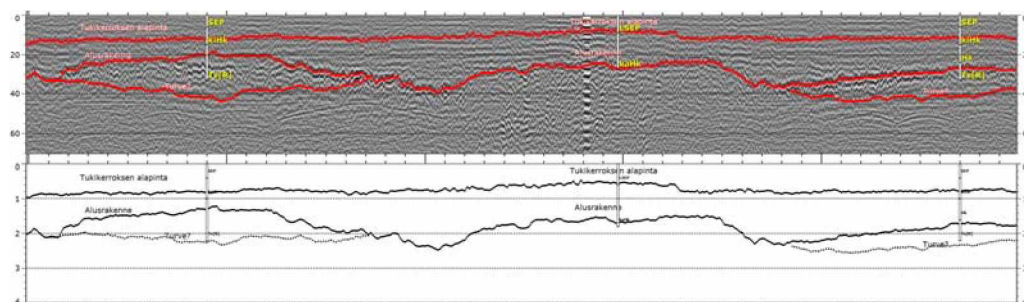
Pehmeiköllä 1 kmv 580+500...580+750 on vuoden 2004 maatutkausten perusteella arvioitu radan alusrakenteen olevan noin 2,5...2,0 m syvyydellä korkeusviivasta. Punaisella viivalla esitetty tulkinta vanhojen rataprofiilien perusteella on suunnilleen samalla tasolla. Rakennekerrospaksuus pienenee 1,5 metriin nopeasti pehmeikön päättyttyä.

Tarkasteltavien pehmeikköjen välisellä rataosuudella kmv 580+750...581+800 radan rakennekerrospaksuus on noin 1,5 m lukuun ottamatta kmv 581+200...581+500 ja 581+700...581+800, joilla rakennekerrospaksuus on pääasiassa 2,0 metristä 2,5 metriin. Paikoin maatutkatulkinta ja profiilien perusteella tulkitut alusrakenteen alapinnan tasot poikkeavat toisistaan selvästi. Pehmeiköllä 2 kmv 581+800...582+000 alusrakenteen alapinta on tulkittu olevan noin 2,0...1,7 m syvyydellä korkeusviivasta. Vanhojen profiilien perusteella taas alusrakenteen alapinta on arvioitu noin 0,3 m ylempälle tasolle. Pehmeikön päätyttyä rakennekerrospaksuus kasvaa nopeasti noin 2,5 metriin.

Vuoden 2012 maatutkaluotaukset tehtiin 23.3.2012. Mittauskalustona oli GSSI SIR-20 + 270/400 MHz antennit, Camlink ratavideointilaitteisto ja GPS-järjestelmä. Aineiston analyysi tehtiin Railway Doctor -ohjelmistolla. Maatutkaprofiilista on tulkittu rakennerajapinnat sekä pyritty havaitsemaan turvepehmeiköitä. Vuoden 2012 maatutkatulkinnnoissa on käytetty samoja referenssikairauksia kuin vuoden 2004 tulkinnnoissa. Kuvissa 61 ja 62 on tulosteet vuoden 2012 maatutkatulkinnnoista kmv 580+000 ja 581+000...582+000.



Kuva 61. Vuoden 2012 maatutkatulkinnat kmv 580+000...581+000.



Kuva 62. Vuoden 2012 maatutkatulkinnat kmv 581+000...582+000.

Pehmeiköllä 1 kmv 580+500...580+750 on vuoden 2012 maatutkausten perusteella arvioitu radan alusrakenteen olevan noin 1,8 m syvyydellä korkeusviivasta eli huomattavasti korkeammalla kuin vuoden 2014 mittauksissa. Radan alusrakennekerrosten alapuolella on arvioitu olevan turvetta noin 2,8 m syvyydelle saakka. Pehmeiköllä tehtyjen pohjatutkimusten perusteella rakennekerrospaksuus on kohdassa noin 2,5 m ja turvekerroksen alapinta on noin 4,0 m syvyydellä korkeusviivasta. Kyseisessä kohdassa voidaan vuoden 2012 maatutkatulkintaa pitää radan rakennekerrospaksuuden osalta suorastaan virheellisenä, vuoden 2004 tulkintojen vastaten paremmin todellista tilannetta. On kuitenkin huomattava, että maatutkatulkinnassa lähimmät pehmeiköä sijaitsevat referenssikairauspisteet sijaitsevat km 580+200 ja 580+880, joten turpeen ja alusrakenteen erottaminen toisistaan perustuu tarkasteltavalla turvepehmeiköllä täysin tutkaustulosten tulkitsijan näkemykseen.

Vuoden 2012 maatutkatulkinnan mukaan rakennekerrospaksuus alkaa kasvaa noin km 580+800 alkaen, ollen km 581+000 saakka noin 2,5 m. 581+000...581+360 on tulkittu olevan turvepehmeikkö, jolla radan rakennekerrospaksuus on ohuimmillaan noin 1,4 m. Turvekerros on tulkittu ulottuvan 2,2 m syvyydelle. Pohjatutkimusten perusteella radan alusrakenteen alapinta on noin 1,8 m syvyydellä korkeusviivasta ja alusrakenteen alapuolella on noin 3,0 m syvyydelle turvetta. Välillä 581+400...581+700 rakennekerrospaksuus on tulkittu olevan 1,6...2,0 m.

Pehmeiköllä 2 km 582+000 saakka alusrakenteen alapinta on tulkittu olevan noin 2,0...1,7 m syvyydellä korkeusviivasta, turvekerroksen alapinnan ollessa 2,5 m syvyydellä. Rakennekerrospaksuustulkinta on melko yhtenevä vuoden 2004 tulkintojen ja pehmeiköllä tehtyjen pohjatutkimusten kanssa. Pehmeikön päätyttyä rakennekerrospaksuus kasvaa nopeasti noin 2,5 metriin, kuten 2004 tehdyissä tulkinnoissakin.

5.5 Palautuvan painuman mittaus

Tampereen teknillinen yliopisto mittasi radan palautuvia painumia 27. ja 28.9.2013 Riippa–Kannus välillä. Radan palautuvaa painumaa mitattiin jatkuvatoimisella mittausmenetelmällä noin 11,5 kilometrin matkalta kmv 579+217...590+702. Jatkuva radan palautuva painuma mitattiin TTY:llä kehitetyllä mittalaitteprototyypillä, joka mittaa reiteen pystysuuntaista tasaisuuspoikkeamaa kuormitettuna ja ilman kuormaa. Palautuva painuma lasketaan näiden kahden mittauksen erotuksena. Kuormana käytetään TKA7 ratakuorma-auton 140 kN:n painoista akselia. Mittalaitteisto on esitetty kuvassa 63.

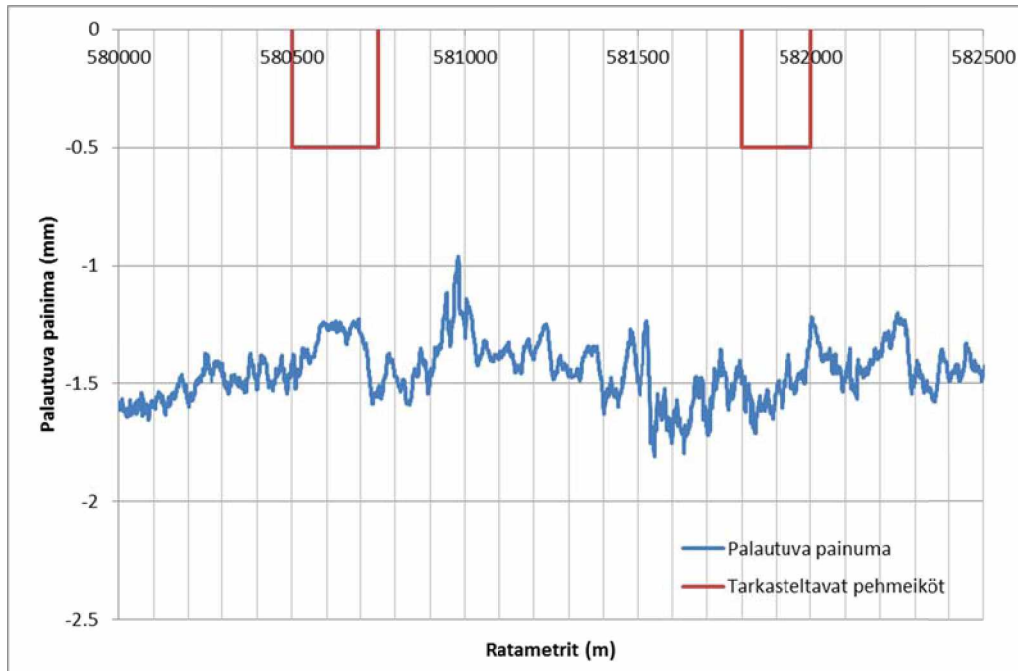


Kuva 63. Tampereen teknillisen yliopiston palautuvan painuman jatkuvatoiminen mittalaitteisto.

Jatkuvatoiminen mittalaitteisto mittaa siis kiskon palautuvaa painumaa. Tällöin mitaustulokseen vaikuttaa radan rakennekerrosten ja pohjamaan ominaisuuksien lisäksi kiskon ja betonisen ratapölkyn välissä käytettävä joustava välilevy sekä mahdollinen ratapölkkyjen päiden epätäydellinen tukeutuminen tukikerrokseen. Lisäksi on huomattava, että mittalaitteistolla mitattu TKA7:n akselipaino on melko pieni suhteessa radalla liikennöivään raskaaseen kalustoon ja radan rakenteiden mitoituksessa käytettäviin kuormakaavioihin. Akselipainon lisäksi radalla liikkuvan kaluston ratarakenteeseen ja varsinkin pohjamaan aiheuttamien jännityslisäysten ja siten myös palautuvien painumien suuruuteen vaikuttaa kaluston raskaiden akseleiden etäisyys toisistaan. TKA7:ssä on kaksi akselia, joiden välinen etäisyys on 6,3 m. Yleisimmin liikennöitävissä vetureissa sekä tavaravaunuissa akselisto koostuu telipareista, jolloin akseleiden välinen etäisyys on tyypillisesti alle 3 metriä. Uusien ratojen mitoituksessa käytettävä kuormakaavio LM71 koostuu neljästä 1,5 m välein olevasta akselikuormasta. Mitä suurempi on akselipaino ja mitä lähempänä akselit ovat toisiaan, niin sitä suurempia jännityksiä aiheutuu kalustosta ratarakenteisiin ja pohjamaahan ja tällöin myös palautuvat painumat kasvavat.

TKA7:n akselin aiheuttamat jännitykset ovat kuvan 9 mukaisesti pohjamaassa noin 1/3 vanhojen ratojen mitoituksessa käytettävän SFS-EN 15528 kuormakaavion 250 kN:n akselipainolla aiheuttamista jännityksistä. Tämän vuoksi jatkuvatoimisen mittalaitteen tuloksien perusteella mitoittavan palautuvan painuman laskeminen on hyvin haastavaa. Parhaiten jatkuva mittausmenetelmä soveltuneekin radan jatkuvan jäykkyysoikeuden selvittämiseen. On kuitenkin huomattava, että TKA7:n pohjamaalle aiheuttamien suhteellisten pienten jännityslisäysten vuoksi mitoituskuormakaaviolla ja -akselipainolla myös radan jatkuvat jäykkyyserot lienevät huomattavasti suurempia.

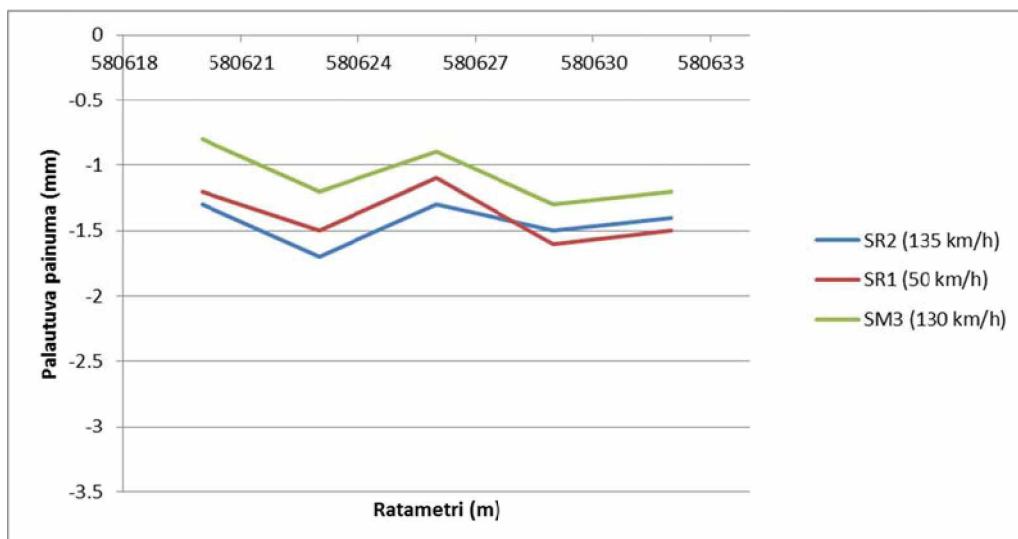
Jatkuvatoiminen mittalaitteisto mittaa kiskon painuman noin 200 kertaa sekunnissa, jolloin 30 km/h ajonopeudella saadaan radan palautuva painuma noin 4 cm välein. Tarkastellessa radan jatkuvaa jäykkyysoikeuden profiilia, on palautuvan painuman 20 metrin liuku keskiarvo käyttökelpoinen tulosten esitysmuoto. Kuvassa 64 on esitetty jatkuvatoimisen mittalaitteen tulokset 20 metrin liukuvana keskiarvona kilometriväliltä 580+000... 582+500.



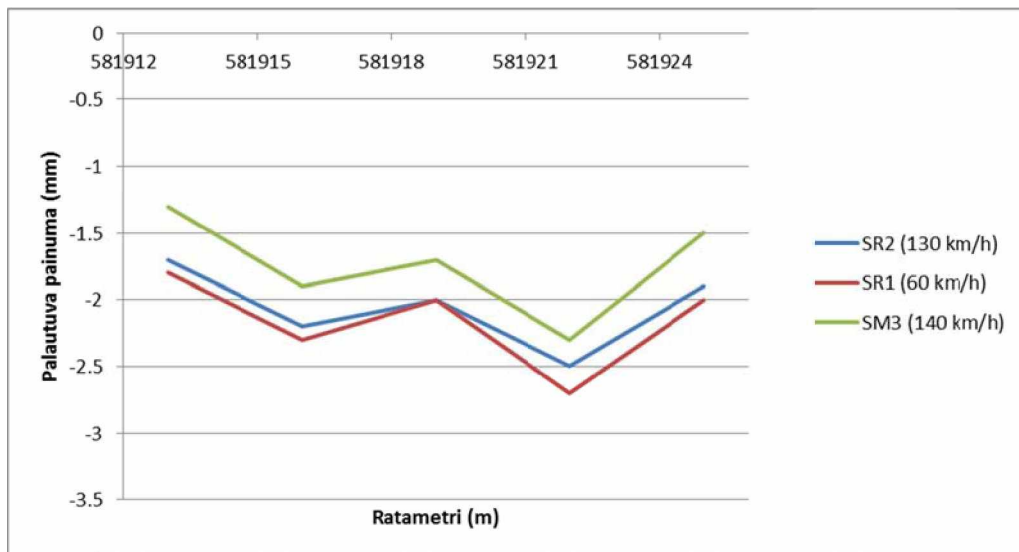
Kuva 64. TKA7:n aiheuttama kiskosta mitattu palautuva painuma 20 metrin keskiarvona kmv 580+000...582+250.

Jatkuvatoimisen mittauksen lisäksi radan palautuvaa painumaa mitattiin myös pistemäisesti suoraan kiskoista ja ratapölkkyistä kahdesta poikkileikkauksesta. Mittauspisteet valittiin tässä työssä tarkasteltavilta pehmeiköiltä. Pehmeiköllä 1 palautuvat painumat mitattiin km 580+620 ja pehmeiköllä 2 km 581+920. Tarkasteluun on otettu RATO 3:n (2013) vaatimusten mukaisesti ratapölkyn keskeltä mitatut tulokset.

Pistemäisissä mittauksissa mitattiin liikenteessä olevien junien aiheuttamat radan palautuvat painumat. Mitattavat junat olivat Sr2, Sr1 ja Sm3. Kiihtyvyyssantureilla mitattiin radan palautuva painuma viidestä pölkystä, siten että mitattavien pölkkyjen välille jää neljä pölkkyä. Tuloksissa on otettu huomioon veturin aiheuttama palautuva painuma, koska veturien akselipainot ovat tunnetut toisin kuin vaunujen. Kuvassa 65 on esitetty pölkkyjen keskeltä mitatut palautuvat painumat pehmeiköltä 1 km 580+620 ja kuvassa 66 pehmeiköltä 2 km 981+920.



Kuva 65. Radan palautuva painuma pehmeiköllä 1 mitattuna raiteen keskeltä ratapölkystä kiihtyvyyssantureilla.



Kuva 66. Radan palautuva painuma pehmeiköllä 2 mitattuna raiteen keskeltä ratapölkystä kiihtyvyyssantureilla.

Jatkuvatoimisella mittalaitteella mitatut palautuvat painumat ovat läpi mittausosuuden melko pieniä. Välillä 580+000...582+250 TKA7:n aiheuttamat kiskosta mitatut palautuvat painumat vaihtelevat noin 1 millimetristä 1,8 millimetriin. Pehmeiköllä 1 kmv 580+530...580+700 jatkuvatoimisella mittauksella on mitattu 1,25 mm palautuva painuma ja vastaavasta kohtaa kiihtyvyyssantureilla on ratapölkyn keskeltä mitattu Sr2-veturin aiheuttamana noin 1,5 mm painuma. Sr2 aiheuttaa ratapölkyn keskellä mitattuna noin 20 % jatkuvatoimisella mittalaitteella mitattua palautuvaa painumaa suuremman painuman.

Pehmeiköllä 2 kmv 581+800...582+000 jatkuvatoimisen mittauksen mukaan radan palautuva painuma vaihtelee 1,7 millimetristä 1,3 millimetriin siten, että palautuva painuma on suurimmillaan pehmeikön alussa ja pienenee kasvavan kilometriluvun suuntaan. Km 581+920 jatkuvatoimisella mittauksella on mitattu 1,5 mm palautuva painuma ja vastaavasta kohtaa kiihtyvyyssantureilla on ratapölkyn keskeltä mitattu Sr2-veturin aiheuttamana noin 2,2 mm painuma. Sr2 aiheuttaa ratapölkyn keskellä mitattuna noin 47 % jatkuvatoimisella mittalaitteella mitattua palautuvaa painumaa suuremman painuman.

Palautuvan painuman suhteellisen eron jatkuvatoimisen mittauksen ja pistemäisesti pölkyn keskeltä Sr2-veturin aiheuttamalla kuormalla mitatun painuman kesken vaihtelun voi selittää vaihtelevilla pohjaolosuhteilla sekä mahdollisesti hieman erilaisella ratapölkkyjen päiden tuentatilanteella. TKA7:n aiheuttamat jännityslisäykset pohjamaan ovat huomattavasti Sr2-veturin aiheuttamia jännityslisäyksiä pienempiä. Tällöin erityisesti radan rakennekerrosten paksuudella on vaikutusta siihen, kuinka paljon pehmeälle pohjamaalle välittyy jännityksiä eri kuormitustilanteissa ja siten myös miten suuria ovat palautuvat painumat.

6 Turpeen päälle rakennetun rautatiepenkereen toimivuus

Maanvaraisen ratapenkereen toimivuutta turvepohjamaalla tarkastellaan laskennallisesti usealla laskentapoikkileikkauksella. Ratapenkereen luiskakaltevuudet ja dimensiot valitaan vastaamaan tyypillistä ratapoikkileikkausta nykyisellä rataverkolla.

Laskennassa käytettävät turpeen parametrit on valittu vastaamaan luvussa 5 kokeellisesti määritettyjä arvoja. Radan rakennekerrosten ja turvekerroksen alapuolella olevan moreenin parametrit on valittu vastaamaan tyypillisiä kyseisten maalajien ominaisuuksia. Laskennallinen tarkastelu tehdään ratapenkereen stabiliteetille, pysyville painumille ja palautuville painumille. Akselipainona käytetään parannettavalla rataverkolla yleisesti tavoiteltavaa 250 kN:a. Stabiliteettilaskennan nauhakuormaksi valitaan taulukon 4 mukaisesti 250 kN:n akselipainoa vastaava 101 kN/m, joka 2,5 m leveydelle jaettuna on 40,4 kPa:n tasainen kuorma.

6.1 Laskentapoikkileikkaukset

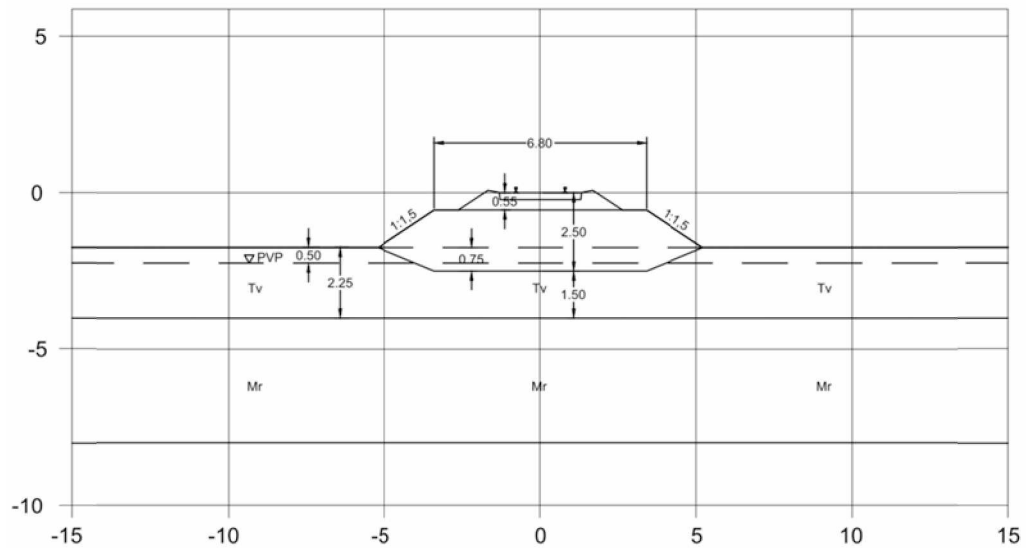
Laskennallinen tarkastelu tehdään kuvitteellisille tapauksille, joissa tarkastellaan olemassa olevan turpeen päälle rakennetun ratapenkereen toimivuutta. Tarkastelulla pyritään selvittämään täyttääkö ratapenger RATO3:ssa (2013) asetetut kriteerit 250 kN:n akselipainolle. Alusrakenneluokaksi oletetaan 3.

Laskentaan on valittu yhdeksän poikkileikkausta: kolme eri tiivistyneen turvekerroksen paksuutta ja kolme pengerkorkeutta. Lisäksi on tarkasteltu km 580+920 vastaavaa poikkileikkausta kahdella eri turvekerroksen paksuudella. Taulukossa 21 on esitetty laskentapoikkileikkausten mitat.

Taulukko 21. Laskentapoikkileikkaukset.

Poikkileikkaus	Ratapenkereen korkeus [m]	Tiivistyneen tv. kerroksen paksuus [m]
1	1,5	0,5
2	1,5	1,5
3	1,5	3,0
4	2,5	0,5
5	2,5	1,5
6	2,5	3,0
7	4,5	0,5
8	4,5	1,5
9	4,5	3,0
10	1,8	1,0
11	1,8	2,0

Ratapenkereen on oletettu painuneen poikkileikkauksesta riippuen 0,3...1,3 metriä luonnontilaista maanpintaa alemmaksi, joten luonnontilainen turvekerros ratapenkereen sivuilla on painuneen osuuden verran radanalaista tiivistynyttä turvekerrosta paksumpi. Pohjavedenpinta on 0,5 metrin syvyydellä maanpinnasta tai painuneen ratapenkereen alapinnan tasolla mikäli pengerrus on vähemmän kuin 0,5 metriä painuneena turvekerrokseen. Luiskakaltevuus on tyypillinen 1:1,5 ja pengerrusleveys 6,8 metriä. Tukikerroksen paksuus on 0,55 metriä. Kuvassa 67 on esitetty laskentapoikkileikkaus 5, jossa tiivistyneen turvekerroksen paksuus on 1,5 m ja ratapenkereen paksuus 2,5 m.



Kuva 67. Laskentapoikkileikkaus 5: ratapenger 2,5 m ja tiivistynyt turvekerros 1,5 m.

Ratapenger on rakennettu suoraan turpeen päälle. Myöhemmin pengertä on mahdollisesti korotettu, mutta rata on säilytetty maanvaraisena. Radan alla olevan turpeen primaaripainuma oletetaan päättyneeksi 20 vuotta sitten, mutta sekundaaripainuma jatkuu turvekerroksessa edelleen. Turpeen alla oleva maakerros on kantavaa ja painumatonta moreenia.

6.2 Stabiliateetti

Turve vanhan ratapenkereen alla on normaalikonsolidoitunutta ja veden kyllästämää. Maa käyttäytyy lyhytaikaisen junakuorman alla suljetun tilan mukaisesti. Huokospaine ratapenkereen alla olevassa turpeessa kasvaa junan kulkiessa yli, vastaten likimäärin junasta aiheutuvaa pystysuoraa jännitystä. Tällöin tehokkaat jännitykset eivät kasva, joten maan lujuus pysyy konsolidaatiojännitystä vastaavassa arvossa. (Ratahallintokeskuksen julkaisu A/2006.)

Radan alta otetuista turvenäytteistä määritettiin tehokkaat lujuusparametrit jäykkäseinäisellä rasialeikkauksella. Parametrit riippuvat sallittujen muodonmuutosten suuruudesta. Laskentapoikkileikkausten stabiliateetti laskettiin leikkaukseen 4 mm vaakasiirtymää vastaavilla lujuusarvoilla. Tehokkaista lujuusparametreista on määritetty suljetun tilan kuormitusta vastaava leikkauslujuus yhtälöllä 10.

Stabiliteettilaskennassa käytetään kuvan 39 mukaista lujuusvyöhykemallia, jossa olemassa olevan ratapenkereen alla oleva pehmeä maakerros jaetaan kolmeen lujuusvyöhykkeeseen. Turpeen suljettu leikkauslujuus on suurin lujuusvyöhykkeessä 1, joka sijaitsee paksuimman ratapenkereen kohdalla. Luvun 5.3.3 kuvassa 53 esitettyjen kokeellisten tulosten perusteella on määritetty kokeellinen yhtälö 12 radan alla olevan turvekerroksen keskimääräiselle suljetulle leikkauslujuudelle pengerkorkeuden funktiona.

$$S_{u1} = 5,3a + 14,5 \quad (12)$$

missä

S_{u1} on turpeen suljettu leikkauslujuus lujuusvyöhykkeessä 1 [kPa]
 a on ratapenkereen korkeus [m]

Lujuusvyöhykkeessä 2 käytettävä suljettu leikkauslujuus on Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15 mukaan lujuusvyöhykkeessä 1 käytetyn lujuuden ja luiskan juuresta (kuva 39, piste 2) mitatun suljetun leikkauslujuuden keskiarvo. Koekohteessa ratapenkereen stabiliteettia oli parannettu matalilla vastapenkereillä, jolloin vastaavat luiskan juuresta siipikairauksella tai näytteistä laboratorioskokeilla määritetyt leikkauslujuudet, noin 15 kPa, ovat turpeen lujittumisen myötä epäuskottavan suuria käytettäväksi yleisen tilanteen laskelmissa jossa vastapenkereitä ei ole. Piste 2 lujuudeksi käytetään varovaista arviota 10 kPa, jolloin lujuusvyöhykkeessä 2 käytettävä suljettu leikkauslujuus määritetään yhtälöllä 13.

$$S_{u2} = \frac{S_{u1} + 10}{2} \quad (13)$$

missä

S_{u2} on turpeen suljettu leikkauslujuus lujuusvyöhykkeessä 2 [kPa]

Rataluiskan ulkopuolinen lujuusvyöhyke 3 on luonnontilaista, kuormittamatonta turvetta. Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15 ohjeistaa käyttämään suljettuna leikkauslujuutena noin 10...20 m penkereen sivulta (kuva 39, piste 3) määritettyä leikkauslujuutta. Koekohteessa luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus siipikairauksen perusteella redusointikertoimella 0,5 on noin 7 kPa. Tämä vastaa melko tarkkaan Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006 esitettyä arviota turpeen suljetulle leikkauslujuudelle 6 kPa penkereen juuresta ja ulkopuolella, mikäli siipikairauksia ei ole käytettäväksi. Laskelmissa käytetään varovaisella puolella olevaa lujuutta 6 kPa.

Turvekerrokselle oletetaan vakiolujuus koko turvekerroksen paksuudelle. Luonnontilaisella turpeella leikkauslujuus riippuu todellisuudessa vain harvoin syvyydestä (Munro et al. Roadex E-learning). Kuormitetulla turpeella sen sijaan lujuuden kasvu voi olla voimakkainta turvekerroksen yläosasta ja heikentyä syvemmällä turvekerroksessa (Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006). Toisaalta koekohteessa ratapenkereen lävitse tehdyt siipikairaukset ja näytteistä tehdyt leikkauskokeet eivät anna aihetta olettaa tiivistyneen turvekerroksen leikkauslujuuden merkittäviin vaihteluihin, joten myös lujuusvyöhykkeillä 1 ja 2 on käytetty syvyyssuunnassa vakioleikkauslujuutta. Taulukossa 22 on esitetty laskentapoikki-leikkauksissa käytettävät turvekerroksen lujuusparametrit.

Taulukko 22. Stabiliateetilaskuissa käytetyt turvekerroksen suljetut leikkauslujuudet.

Ratapenkereen korkeus [m]	Laskentapoikkileikkaukset	Suljettu leikkauslujuus [kPa]		
		Lujuusvyöhyke 1	Lujuusvyöhyke 2	Lujuusvyöhyke 3
1,5	1, 2 ja 3	22	16	6
2,5	4, 5 ja 6	28	19	6
4,5	7, 8 ja 9	38	24	6
1,8	10 ja 11	24	17	6

Radan rakennekerrokset on mallinnettu yhtenä kerroksena. Rakennekerrosten parametrit on valittu vastaamaan keskitiiviin karkean hiekan tai soran ominaisuuksia. Tilavuuspainona on käytetty pohjavedenpinnan yläpuolella 19,0 kN/m³, pohjavedenpinnan alapuolella 21,0 kN/m³ ja kitkakulmana 35,0° (Anderson-Berlin 2012). Turvekerroksen alla on oletettu olevan keskitiivistä moreenia, jonka tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella on 19,5 kN/m³, tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella 22,0 kN/m³ ja kitkakulma 38°.

Stabiliateetti laskettiin ensin kokonaisvarmuusmenetelmällä, jolloin käytetään kuormien ja lujuusparametrien ominaisarvoja. Lisäksi stabiliateetti laskettiin eurokoodin mukaisilla osavarmuuskertoimilla murtorajatilassa. Salokankaan (2008) mukaan klassiseen geotekniikkaan perustuvat lamellimenetelmät ovat tehokkaita ja käytännön suunnittelutehtävissä riittävän tarkkoja laskentamenetelmiä, joten laskentapoikkileikkausten stabiliateetti laskettiin Novapoint GeoCalc 2.4 ohjelmalla käyttäen Bishopin yksinkertaistettua menetelmää ympyränmuotoisella liukupinnalla. Ratapenger oletetaan riittävän pitkäksi ja pohjaolosuhteet tasaisiksi, jolloin penkereen stabiliateetti voidaan laskea 2-ulotteisessa tilanteessa ilman päätyvaikutusta. Bishopin yksinkertaistettu menetelmä on paljon käytetty menetelmä, joka soveltuu hyvin ratapenkereen stabiliateetin laskentaan kaksikulotteisessa tilanteessa ympyräliukupinnalla. (Anderson-Berlin 2012, Salokangas 2008.)

Radan läheisyydessä ei ole siirtymälle herkkiä rakenteita, joten kokonaisvarmuusmenetelmällä vaadittava kokonaisvarmuuskerroin F junakuorman vaikuttaessa on 1,5. Eurokoodin mukaisessa murtorajatilatarkastelussa vaadittava ylimitoituserroin ODF on vähintään 1,0. Murtorajatilassa junakuorman osavarmuusluku 1,25, leikkauskestävyyskulman (kitkakulma) 1,25 ja suljetun leikkauslujuuden 1,4. Stabiliateetilaskennan tulokset on esitetty taulukossa 23 ja laskentapoikkileikkaukset liitteessä 4.

Taulukko 23. Laskentapoikkileikkausten 1–9 stabiliateetilaskennan tulokset.

Ratapenkereen korkeus [m]	Kokonaisvarmuuskerroin F / Ylimitoituserroin ODF		
	Tiivistyneen turvekerroksen paksuus [m]		
	0,5	1,5	3,0
1,5	1,70 / 1,19	1,48 / 0,97	1,50 / 0,95
2,5	1,61 / 1,15	1,49 / 1,01	1,40 / 0,92
4,5	1,46 / 1,09	1,29 / 0,92	1,22 / 0,85

Taulukossa 23 on esitetty stabiliteettilaskennan tuloksena saatu ominaisarvoilla laskettu kokonaisvarmuuskerroin F ja osavarmuusluvulla laskettu ylityökerroin ODF . Vihreällä värillä on merkitty vaadittavan varmuustason ylittäneet laskentatulokset, keltaisella hyvin lähellä riittävää varmuutta olevat tulokset ja punaisella selvästi riittävän varmuustason alittavat tulokset. Laskentapoikkileikkauksessa 10 stabiliteettilaskennan tuloksena saadut varmuusluvut ovat vastaavasti 1,58 / 1,09 ja laskentapoikkileikkauksessa 11 1,44 / 0,95.

Tulosten perusteella voidaan arvioida, että koska 1,5 m pengerkorkeudella stabiliteetti on lähes riittävä kaikissa laskentatapauksissa, niin mikäli tiivistynyt turvekerros on alle 1,0 metriä paksu, ei korkeillakaan ratapenkereille stabiliteetti todennäköisesti muodostu ongelmaksi. Paksummilla turvepehmeiköillä stabiliteetti voi olla riittämätön, mikäli pengerkorkeus on yli 2,0 m. Tarkastelluilla poikkileikkauksilla ei saavutettavassa varmuustasossa ole merkittävää eroa, lasketaanko stabiliteetti ominaisarvoilla tai eurokoodin mukaisilla osavarmuusluvulla. Tarkastelluista poikkileikkauksista korkean ratapenkereen ja paksun turvekerroksen yhdistelmät ovat hieman teoreettisia, koska olemassa olevalla rataverkolla on pehmeikköosuuksilla luiskakaltevuus usein loivempi kuin tässä oletettu 1:1,5. Lisäksi stabiliteetiltaan heikkoihin kohtiin on voitu rakentaa vastapenkereitä tai tehty muita stabiliteettia parantavia toimenpiteitä.

6.3 Pysyvät painumat

Pysyvien painumien laskenta Buismannin yhtälöllä ei todennäköisesti anna oikeata kuvaa turpeen päälle rakennettujen rautateiden todellisista pysyvistä muodonmuutoksista. Buismannin yhtälössä oletuksena on, että turvekerrosta kuormittaa tasainen kuormitus. Tällöin junaliikenteen aiheuttaa syklistä kuormitusta ei oteta huomioon. Erityisesti, mikäli olemassa olevalla radalla nostetaan junien akselipainoja ja liikennöintimääriä, voivat dynaamiset kuormitukset aiheuttaa pysyviä muodonmuutoksia pohjamaassa (Hendry 2011). Junaliikenteen aiheuttamia pysyviä, mahdollisesti merkittäviäkin, muodonmuutoksia pohjamaassa ei tässä työssä tarkasteltu. Buismannin yhtälöllä voitaneen kuitenkin arvioida mahdollisesti turvekerroksessa edelleen jatkuvan sekundaaripainuman merkitystä.

Pohjamaan painumisen lisäksi pysyviä muodonmuutoksia ratarakenteeseen aiheuttaa ratapenkereen leviäminen junaliikenteen dynaamisten kuormitusten vaikutuksesta (Kalliainen & Kolisoja 2013). Näiden muodonmuutosten luotettava ennustaminen edellyttää kuitenkin kehittyneitä elementtimenetelmään perustavien laskentaohjelmien käyttöä ja soveltuvia laskentamalleja. Käytännössä voidaan olettaa radan jäykkyyden olevan hyvä indikaattori radan kestävyydelle dynaamisia kuormituksia vastaan, jolloin tarkastelu tehdään laskemalla palautuvia painumia.

Turpeessa primaaripainumapainuma tapahtuu huomattavan nopeasti, jolloin olemassa olevilla radoilla voi olettaa primaaripainuman päättyneen. Turpeen sekundaaripainuma jatkuu kuitenkin kymmeniä tai jopa satoja vuosia primaaripainuman päätymisen jälkeen. Sekundaaripainumakerroin on turpeelle määritetty pitkäaikaisilla portaittaisilla ödometrikokeilla näytteistä, jotka on otettu noin 2,5 m ratapenkereen alla olevasta turvekerroksesta. Kokeiden perusteella sekundaaripainumakerroin on kuvan 50 mukaisesti määritetty laskennallisesti vastaamaan erisuuruisia laskentapoikkileikkausten pengerpaksuuksia. Käytetyt sekundaaripainuman aikakertoimet on esitetty taulukossa 24.

Taulukko 24. Sekundaaripainuman laskennassa käytetyt turvekerroksen sekundaaripainuman aikakertoimet.

Ratapenkereen korkeus [m]	Laskentapoikkileikkaukset	Sekundaaripainuman aikakerroin
1,5	1, 2 ja 3	0,032
2,5	4, 5 ja 6	0,040
4,5	7, 8 ja 9	0,049
1,8	10 ja 11	0,035

Sekundaaripainuman laskenta vanhan penkereen tapauksessa edellyttää arviointia, kuinka pitkään primaarinen konsolidaatio on kestänyt ja kuinka kauan sekundaaripainumaa on tapahtunut tarkasteluhetkellä. Oletetaan, että radalla on tehty edellisen kerran merkittäviä radanparannustöitä 20 vuotta sitten, jolloin radan rakennekerrospaksuutta on kasvatettu ja turvekerrokselle tuleva jännityslisäys on aiheuttanut primaarista konsolidaatiota. Primaarinen konsolidaatio on tapahtunut ajassa $t_p = 200$ vrk. Tämän jälkeen turvekerroksessa on tapahtunut sekundaaripainumaa 20 vuotta oletettuun nykyhetkeen t_1 asti. Näillä oletuksilla olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turvekerroksen sekundaaripainuma nykyhetkestä ajanhetkeen t voidaan laskea yhtälöllä 14.

$$S_s = S_t - S_1 \quad (14)$$

missä

- S_s on olemassa olevan ratapenkereen sekundaaripainuma aikavälillä t_1-t
 S_t on kokonaissekundaaripainuma aikavälillä t_p-t
 S_1 on sekundaaripainuma aikavälillä t_p-t_1

Laskelmissa oletetaan, ettei tarkasteltavalla ajanjaksolla ratapengertä koroteta tai muutoin aiheuteta turvepohjamaalle lisäjännityksiä esimerkiksi vastapenkereitä rakentamalla. Tarkasteluaikana on 1, 5, 10, 20 ja 100 vuotta. Sekundaaripainumat laskettiin taulukkolaskentaohjelmalla. Laskentapoikkileikkausten sekundaaripainuman laskenta on esitetty liitteessä 5 ja tulokset taulukossa 25.

Taulukko 25. Laskentapoikkileikkausten sekundaaripainumalaskennan tulokset.

Laskenta-poikkileikkaus	Ratapenkereen korkeus [m]	Tiiv. tv.kerros [m]	Sekundaaripainuman aikakerroin	Sekundaaripainuma [mm]				
				1 v	5 v	10 v	20 v	100 v
1	1,5	0,5	0,032	0,3	1,5	2,8	4,7	12,3
2	1,5	1,5	0,032	1,0	4,5	8,3	14,2	36,9
3	1,5	3,0	0,032	2,0	9,1	16,5	28,3	73,8
4	2,5	0,5	0,040	0,4	1,9	3,4	5,9	15,4
5	2,5	1,5	0,040	1,2	5,7	10,3	17,7	46,1
6	2,5	3,0	0,040	2,5	11,4	20,7	35,4	92,2
7	4,5	0,5	0,049	0,5	2,3	4,2	7,2	18,8
8	4,5	1,5	0,049	1,5	7,0	12,7	21,7	56,5
9	4,5	3,0	0,049	3,0	13,9	25,3	43,4	113,0
10	1,8	1,0	0,035	0,7	3,3	6,0	10,3	26,9
11	1,8	2,0	0,035	1,4	6,6	12,1	20,7	53,8

Alusrakenneluokassa 3 tasaisen kokonaispainuman enimmäisarvo 100 vuoden laskenta-ajalla on taulukon 5 mukaisesti 300 mm. Tarkastelluilla poikkileikkauksilla suurin laskennallinen painuma on 113,0 mm, joten tasaisen painuman raja-arvot eivät olemassa olevilla ratapenkereillä ylity sekundaaripainuman vuoksi. Huomionarvoista on kuitenkin, että sekundaaripainumaa tapahtuu edelleen turvekerroksessa usean kymmenenkin vuoden kuormituksen jälkeen. Vaikka painumat jäävätkin RATO 3:ssa (2013) tasaiselle kokonaispainumalle asetettuja raja-arvoja pienemmiksi, voi radan pystygeometrian korjaaminen olla silti tarpeellista. Käytännössä pystygeometria korjataan tukikerrospaksuutta lisäämällä, jolloin ratapenkereen painon kasvun myötä myös pohjamaalle tulevat kuormitukset kasvavat. Turvekerrokselle tulevan kuormituslisäyksen vuoksi tapahtuu turpeessa myös primaaristä konsolidaatio, jonka seurauksena ratapenger voi painua merkittävästi.

Tasaisen kokonaispainuman lisäksi RATO 3:ssa (2013) on asetettu raja-arvot pituus- ja sivuttaiskaltevuuden muutokset. Kaltevuuden muutoksien arviointi edellyttää tietoa pehmeikön pituudesta ja maaperästä ennen ja jälkeen pehmeikön. Turvepohjamaalla maasto on yleensä radan poikkileikkauksen suunnassa suhteellisen tasaista, jolloin sivuttaiskaltevuuden muutos ei symmetrisellä ratapenkereellä liene suuri ongelma. Radan pituuskaltevuuden muutoksen raja-arvon ylittymiseen ei sen sijaan vaadita kovinkaan suuria painumia, mikäli turvepehmeikkö on suhteellisen lyhyt ja pehmeikön ulkopuolella pohjamaa on kantavaa kitkamaata.

Laskennassa käytetyt sekundaaripainuman aikakertoimet on määritetty yhdestä näytepisteestä kokeellisesti määritettyjen arvojen perusteella. Kertoimen arvon voi arvela olevan melko tarkka arvio noin 2,5 m korkean penkereen alla olevan turpeen ominaisuuksista. Sen sijaan suuremmilla pengerkorkeuksilla turve on todennäköisesti konsolidoitunut voimakkaammin, jolloin mikäli näytteet otettaisiin korkeamman ratapenkereen alta, saataisiin luultavasti pienempiä kertoimen arvoja. Myös kuormituksen kestolla on vaikutusta siten, että jos turvekerros on ollut pidemmän aikaa suuren kuormituksen vaikutuksen alaisena, on turve enemmän kokoonpuristunutta kuin lyhyemmän aikaa vaikuttaneen kuormituksen tapauksessa.

Nyt tehtyjä laskelmia on syytä pitää vain suuntaa-antavina, mutta ne antavat kuvan turpeen päälle rakennettujen ratojen sekundaaripainuman suuruudesta. Mitä paksumpi painuva turvekerros on, niin sitä suurempia painumia on odotettavissa myös olemassa olevilla ratapenkereillä. Suurilla pengerkorkeuksilla pohjamaalle tulevat staattiset kuormat ovat suuria, jolloin painumat ovat suurempia kuin matalimmilla penkereillä. Toisaalta, jos korkea penger on rakennettu hyvin kauan sitten, on suurin osa sekundaaripainumasta todennäköisesti tapahtunut, jolloin turpeen sekundaaripainuman aikakerroin on huomattavasti tämän työn yhteydessä otetuista näytteistä määritettyä kerrointa pienempi.

6.4 Radan palautuva painuma

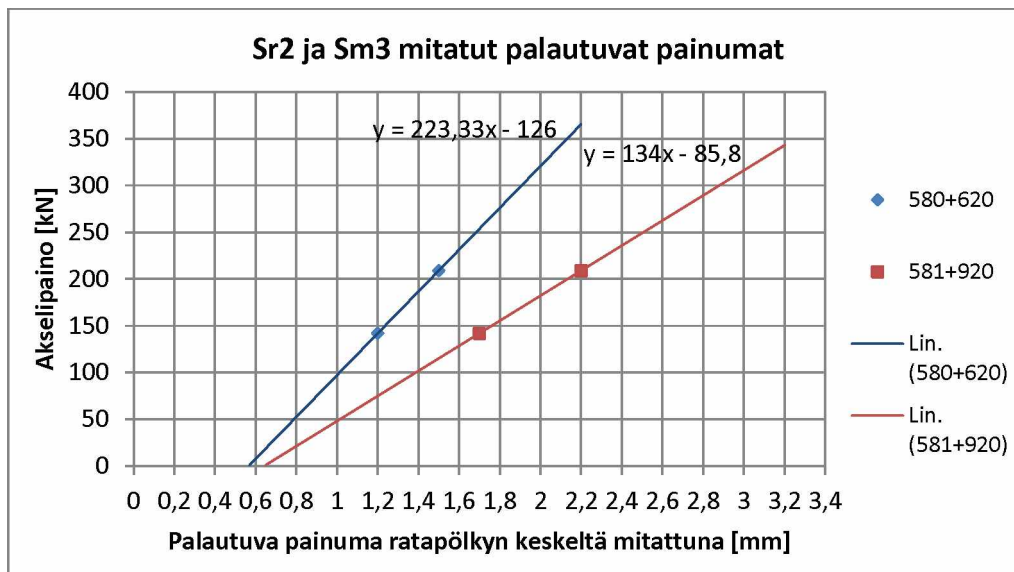
Ratarakenteen jäykkyyttä kuvaavaa palautuvaa painumaa voidaan arvioida joko laskennallisesti tai olemassa olevalla rataverkolla myös mitattujen palautuvien painumien perusteella. Tässä työssä lähtökohdaksi on otettu kuvan 6 mukainen oletus ratarakenteiden ja pohjamaan lineaarisesti elastisesta käyttäytymisestä lyhytaikaisen kuormituksen vaikutuksesta kuormituksen ylittäessä tukeutumiskuorman. Tällöin radan palautuva painuma kasvaa suoraan suhteessa junakaluston aiheuttamiin jännityslisäyksiin. Käytännössä tämä tarkoittaa esimerkiksi palautuvan painuman kaksinkertaistumista akselipainon kaksinkertaistuessa, mikäli tarkasteltavan kaluston akselijärjestys on samanlainen.

Radan palautuva painuman mitoituskriteerinä on RATO 3:ssa (2013) määritetty mitoitusakselipainon suuruisen kuormituksen ja mitoituskuormakaavion perusteella. Koska junakaluston ratarakenteeseen ja pohjamaahan aiheuttamat jännityslisäykset eivät ole riippuvaisia pelkästään akselipainosta vaan myös kaluston tai mitoituskuormakaavioiden akseleiden välisistä etäisyyksistä, ei mitattujen palautuvan painuman arvojen perusteella voi lineaarisesti arvioida palautuvaa painumaa eri akselipainoilla ellei kuormitustilanne ole täsmälleen sama.

6.4.1 Arviointi mittausten perusteella

Palautuvan painuman arvioinnissa on käytetty pölkyn keskeltä kiihtyvyyssantureilla mitattuja arvoja. Palautuvat painumat mitattiin ratakilometreiltä 580+620 ja 581+920, joita vastaavat laskentapoikkileikkaukset ovat 5 ja 10. Raskaan kaluston aiheuttama palautuva painuma mitattiin Sr2- ja Sr1-vetureista ja Sm3-junasta. Sr2- ja Sr1-vetureiden akselivälit ja akselipainot ovat lähes samansuuruiset samoin kuin mitatut palautuvat painumat, joten tarkasteluun on otettu näistä vain Sr2. Sr2-veturin akseliväli on 2,8 m ja Sm3-junan 2,7 m. Tätä 10 cm eroa voi pitää mittausten menetelmän tarkkuuden huomioon ottaen merkityksettömänä, joten akselivälit voidaan käytännön

tarkastelussa olettaa riittävällä tarkkuudella samoiksi. Kuvassa 68 on esitetty km 580+620 ja 581+920 Sr2- ja Sm3-kalustosta mitatut palautuvat painumat.

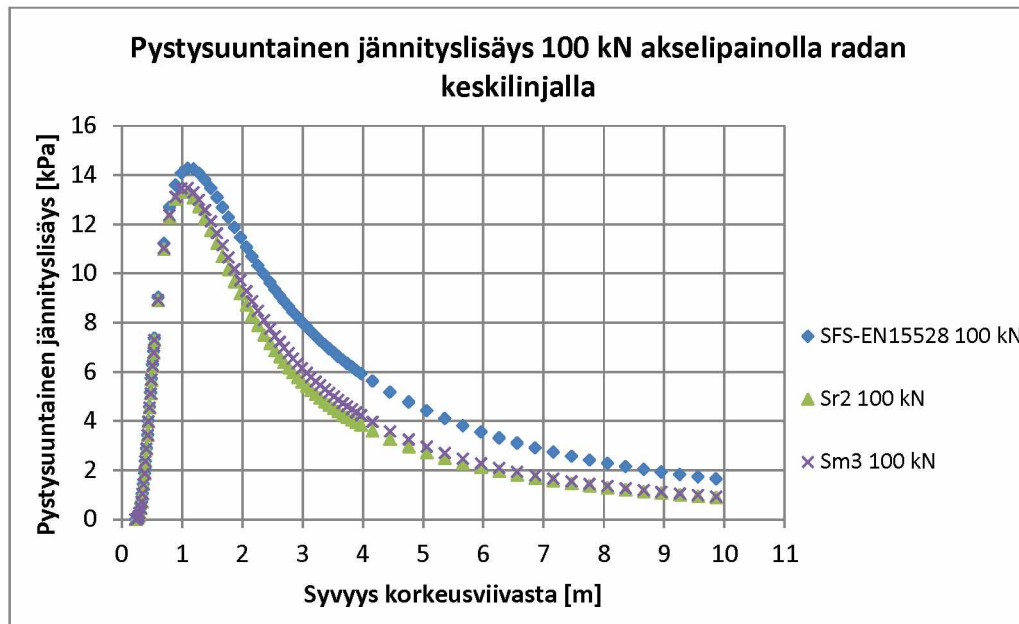


Kuva 68. Km 580+620 ja 581+920 mitatut palautuvat painumat.

Suhteellisen pienellä kuormalla tapahtuva tukeutuminen on molemmissa mitatuissa poikkileikkauksissa noin 0,6 mm. Tukeutumisen osuutta voi pitää melko suurena suhteessa mitattuihin palautuviin painumiin, koska palautuvat painumat mitattiin ratapölkystä radan keskilinjalta, ratapölkyn keskiosan ollessa oletusarvoisesti ratapölkkyjen päitä paremmin kontaktissa tukikerrokseen. Oletettavaa on, että radan keskilinjalla ei ratapölkyn tukeutuminen ole seurausta niinkään pölkyn alaisesta tyhjätilasta, vaan kontaktin kehittymisestä tukikerroksessa raideseppelin partikkelien liikkeessä toistensa suhteen ennen täyden jäykkyyden saavuttamista.

Tukeutumisen jälkeen palautuvan painuman oletetaan kasvavan lineaarisesti akselipainon kasvaessa. Kuvan 68 perusteella voidaan arvioida 250 kN suuruisen mitoitussakselipainon aiheuttavan km 580+620 noin 1,7 mm ja km 581+920 noin 2,5 mm palautuvan painuman, mikäli kuormitustapaus on mitattuja kuormituksia vastaava.

Vanhojen ratojen mitoituksessa käytettävä kuormakaavio SFS-EN 15528 kuitenkin eroaa kuvan 8 mukaisesti huomattavasti mitatusta kalustosta. Jotta mitattujen painumien perusteella voidaan arvioida palautuvia painumia eri kuormakaavioilla, tarvitsee eri kuormitustapausten aiheuttamat kuormitukset yhteismitallistaa. Kuvassa 69 on esitetty GeoCalc-ohjelmalla lasketut Sm3, Sr2 ja SFS-EN 15528 ratarakenteeseen ja pohjamaahan radan keskilinjalla aiheuttamat jännityslisäykset 100 kN akselipainoilla.



Kuva 69. Junakuorman aiheuttama pystysuuntainen jännityslisäys 100 kN akselipainolla.

Kuvan 69 perusteella kuormakaavion SFS-EN 15528 aiheuttamat jännityslisäykset ja siten myös palautuvat painumat ovat syvyydellä 1...4 m korkeusviivasta 100 kN:n akselipainolla keskimäärin noin 35 % suurempia kuin Sr2 tai Sm3-kaluston aiheuttamat jännitykset. Yli neljän metrin syvyydellä suhteellinen ero on suurempi, mutta tällöin myös absoluuttiset jännityslisäykset ovat melko pieniä, jolloin vaikutus palautuvan painuman suuruuteen ei ole merkittävä. Jotta mitattujen palautuvien painumien perusteella voidaan arvioida palautuvia painumia mitoituskuormakaaviolla, tulee siis mitoitusakselipainoa korottaa 35 %, jotta Sr2 ja Sm3 aiheuttamien palautuvien painumien perusteella määritetty radan jäykkyys vastaisi mitoituskuormakaaviota. Uusi mitoitusakselipaino on siis 337,5 kN ja tätä vastaavat palautuvat painumat kuvan 68 perusteella ovat km 580+620 noin 2,1 mm ja km 591+920 noin 3,2 mm.

Mitatuissa poikkileikkauksissa km 580+620 pengerkorkeus on 2,5 m ja tiivistyneen turvekerroksen paksuus 1,5 m. Km 591+920 pengerkorkeus on 1,8 m ja tiivistyneen turvekerroksen paksuus 1,0 m. Tulosten perusteella jää palautuva painuma molemissa tapauksissa reilusti alle RATO 3:n (2013) kriteerien. Mittausten perusteella voidaan radan palautuvaa painumaa radan parantamishankkeissa mitoituskuormilla arvioida suhteellisen luotettavasti, mikäli radan palautuva painuma mitataan vähintään kahdella tukeutumiskuormaa suuremmalla kuormitustapauksella.

Epävarmuutta menetelmän käyttöön aiheuttaa mitattujen palautuvien painumien ja arvion eri kuormitustapausten vastaavuuksista oikeellisuus. Junakuorman jännitysten jakautuminen on laskettu staattisen tilanteen lineaarisesti elastisella materiaali-mallilla olettaen kuormien jakautuvan akseleilta RATO 3:n (2013) esittämällä tavalla ja ratapenkereessä ja pohjamaassa Boussinesqin teorian mukaisesti. Laskennassa on yksinkertaistettu todellista tilannetta huomattavasti, mutta menetelmällä saavutettava tarkkuus lienee riittävä käytännön suunnittelutehtävissä.

6.4.2 Laskenta Boussinesqin jännitys jakauman perusteella

Palautuvia painumia laskettiin tässä työssä kehitetyllä yksinkertaisella taulukkolaskentaohjelmalla hallittavalla laskentamallilla. Laskenta perustuu laboratorioissa turpeelle määritettyihin suljetun tilan kimmomoduuleihin. Laskenta on aloitettu tukikerroksena alapinnasta (KV-0,55 m), olettaen tukikerroksessa tapahtuvien muodonmuutosten olevan lähinnä seurausta tukeutumisesta. Jännitysten jakautuminen maassa on laskettu käyttäen Novapoint GeoCalc-ohjelman 3D-painumalaskent ominaisuutta. Ohjelma mallintaa syötetyistä kuormista aiheutuvien pystyjännitysten jakauman Boussinesqin jännitys jakautumateoriaan perustuen (Vepsäläinen & Takala 2004). Junakuormien on oletettu jakautuvan luvussa 2.5.2 esitetyllä tavalla akseleilta kolmelle pölkylle ja keskittyvän pölkkyjen päihin, jolloin kuormat on syötetty ohjelmaan tasan jakautuneina suorakaidekuormina. Jännitysten jakautuminen ratapölkyn alapuolella radan keskilinjalla on esitetty kuvassa 9.

Painumien on oletettu tapahtuvan lineaarisesti kuorman suhteen ja maan olevan kimmoisella alueella junakuorman aiheuttaman jännityslisäyksen alueella. Väli- ja eristyskerrokselle on käytetty kimmomoduulin arvoa 100 MPa perustuen aikaisemmin tehtyihin tutkimuksiin (Juvankoski 2007, Kalliainen & Kolisoja 2013). Boussinesqin jännitys jakauma ei riipu materiaalien lujuus- tai muodonmuutosominaisuuksista tai kuormituksen kestosta.

Laskennalliseen ratapenkereen ja pohjamaan kokoonpuristumiseen on lisätty työssä tehtyjen mittausten perusteella määritetty vakio ratapölkyn keskiosan tukeutumisen osuus 0,6 mm. Palautuva painuma laskettiin Sr2, Sm3 ja SFS-EN 15528 250 kN aiheuttamilla kuormilla. Radan alla olevan turvekerroksen moduuli riippuu sekä päällä olevan penkereen painosta että turvekerrokseen syntyvän jännityslisäyksen suuruudesta. Radan alla oleva turvekerros on jaettu kahteen tai kolmeen osaan joille on tarvittaessa annettu toisistaan poikkeavat moduulit kuvan 9 perusteella. Radan rakennekerrosten ja pohjamaan kokoonpuristuminen ja edelleen radan palautuva painuma on laskettu luvussa 2.5.2 esitellyn kimmoisen kokoonpuristumisen teorian mukaisesti yhtälöillä 5, 6 ja 7. Taulukossa 26 on esitetty palautuvan painuman laskennassa käytettävät parametrit ja taulukossa 27 poikkileikkausten 1–9 laskennan tulokset.

Taulukko 26. Palautuvan painuman laskennassa käytettävät parametrit.

Laskenta-poikkileikkaus	Ratapenkereen korkeus [m]	Tiivistynyt tv. kerros [m]	Jännityslisäys tv. kerroksessa [kPa]	Turpeen kimmomoduuli [MPa]		
				Tv 1	Tv 2	Tv 3
1	1,5	0,5	14...32	2,0	4,0	-
2	1,5	1,5	10...31	2,0	3,0	5,0
3	1,5	3,0	6...28	2,5	3,5	6,5
4	2,5	0,5	9...23	4,5	7,5	-
5	2,5	1,5	7...22	4,5	6,0	8,5
6	2,5	3,0	4...20	5,0	6,5	10,0
7	4,5	0,5	5...12	11,0	16,5	-
8	4,5	1,5	4...12	11,0	13,5	17,5
9	4,5	3,0	3...11	11,5	14,5	18,0
10	1,8	1,0	11...28	2,5	7,0	-
11	1,8	2,0	7...28	2,5	4,0	8,5

Taulukko 27. Laskentapoikkileikkausten 1–9 palautuvan painuman laskennan tulokset.

Ratapenkereen korkeus [m]	Ratapölkyn palautuva painuma radan keskilinjalla kuorma: Sm3 / Sr2 / SFS-EN 15528 250 kN		
	Tiivistyneen turvekerroksen paksuus [m]		
	0,5	1,5	3,0
1,5	3,8 / 5,2 / 7,2	7,7 / 10,4 / 15,4	9,6 / 13,0 / 20,3
2,5	1,9 / 2,3 / 3,4	3,1 / 3,9 / 6,3	4,0 / 5,2 / 8,6
4,5	1,3 / 1,5 / 2,1	1,5 / 1,9 / 2,8	1,8 / 2,2 / 3,5

Taulukossa 27 punaisella värillä on merkitty turvepohjamaalla RATO 3:ssa (2013) turvepohjamaalla perustetulle radalle asetetun 8 mm palautuvan painuvan ylittävät laskentatulokset, keltaisella muille kuin turvepohjamailla asetetun 4 mm palautuvan painuman ylittävät tulokset ja vihreällä alle 4 mm palautuvan painuman tulokset. Laskentapoikkileikkauksessa 10 laskennalliset palautuvan painuman arvot ovat 4,3 / 5,7 / 8,5 mm ja laskentapoikkileikkauksessa 11 6,0 / 8,0 / 12,4 mm. Laskennallisten tulosten perusteella pengerkorkeus vaikuttaisi turvekerroksen paksuutta merkittävämmältä tekijältä palautuvan painuman suuruuteen turvepohjamaalla. Mikäli pengerkorkeus on alle 2,0 m ylittyvät palautuvan painuman raja-arvot jos turvetta on radan alla muutamaa kymmentä senttimetriä paksumpi kerros. Yli kolmen metrin pengerkorkeudella palautuva painuma on sallituissa rajoissa, mikäli turvekerros ei ole useita metrejä paksu.

Laskennallisesti määritetyt palautuvan painuman arvot ovat huomattavan suuria mitattuihin painumiin verrattuna. Laskentapoikkileikkaukset 5 ja 10 vastaavat Kokkola-Ylivieska-rataosalla km 580+620 ja 591+920 kiihtyvyyssantureilla mitattuja poikkileikkauksia. Taulukossa 28 on esitetty vertailu mitattujen ja laskennallisesti määritettyjen palautuvan painuman arvojen kesken.

Taulukko 28. Mitattujen ja laskennallisesti määritettyjen palautuvan painuman vertailua.

Poikkileikkaus	Kuormitus	Mitattu S_k [mm]	Laskennallisesti määritetty S_k [mm]	Ero [%]
580+620 (5)	Sm3	1,2	3,1	258
580+620 (5)	Sr2	1,5	3,7	260
591+920 (10)	Sm3	1,7	4,3	253
591+920 (10)	Sr2	2,2	5,7	259

Junakuorman jakautumiseen klassisen maamekaniikan oppien mukaan ja turpeen laboratoriossa määritettyihin kimmomoduulin arvoihin perustava laskentamalli antaa tutkituissa tapauksissa systemaattisesti noin 2,6-kertaisen palautuvan painuman arvon mitattuihin painumiin verrattuna. Mahdollisia selityksiä laskennallisten tulosten ja mitattujen arvojen eroihin ovat erot laskentapoikkileikkauksissa ja mitatuissa kohteissa ja junakuorman aiheuttaman jännityslisäyksen jakaantuminen käytetystä teoriasta poikkeavasti. Myöskään työssä käytetyllä turpeen suljetun tilan kimmomoduulin määrittämismenetelmällä ei välttämättä saada todellista kuvaa turpeen käyttäytymisestä.

Km 580+620 ratapenkereen stabiliteettia on parannettu matalilla vastapenkereillä, jotka mahdollisesti aiheuttavat vähäisen staattisen jännityslisäyksen radan alla olevaan turvekerrokseen. Toinen laskentapoikkileikkauksista eroava asia molemmissa tutkituissa kohdissa on uuden kaksoisraiteen pohjanvahvistustoimenpiteiden yhteydessä ennen palautuvan painuman mittauksia tehty massanvaihto olemassa olevan raiteen viereen. Massanvaihto on tehty yli 6 m etäisyydelle nykyisen radan keskilinjasta, joten radan viereen tehdyn massanvaihdon vaikutus nykyisen raiteen palautuvan painumaan suuruuteen lienee merkityksetön.

Turpeen suljetun tilan kimmomoduuli määritettiin radan alta otetuista näytteistä. Koeolosuhteet vastasivat niin konsolidaatiojännitysten kuin simuloidun junakuormankin osalta radan alla olevan turvekerroksen ominaisuuksia. Tiivistyneen turpeen vedenläpäisevyyden ollessa noin $2 \cdot 10^{-9}$ m/s on suljetun tilan muodonmuutuskäyttäytyminen hyvin perusteltua lyhytaikaisessa dynaamisessa kuormituksessa. Syklisen kolmiaksaalikokeiden perusteella kuormituksen kestoajalla ei ole kovin suurta merkitystä suljetun tilan kimmomoduulin suuruuteen pääosan palautuvasta painumasta tapahtuessa välittömästi kuorman asettamisen jälkeen (kuva 55). Kimmomoduulin määrittäminen käytetyllä menetelmällä oli hyvin toistettavissa koetulosten erojen ollessa samasta näytteestä hyvin pieniä ja näytteiden kesken kohtalaisia. Testattujen turpeiden muodonmuutos-käyttäytyminen oli loogista sellipaineen ja syklisen kuormituksen suuruuden suhteen.

Suurin epätarkkuus laskennallisessa määrittämisessä aiheutuu junakuorman aiheuttamien jännitysten suuruuden arvioinnista pohjamaassa. Laskelmissa on oletettu kuorman olevan staattinen ja junakuorman jakautuvan staattista tilannetta vastaavasti huomattavasti yksinkertaistaen junan akseleilta kiskoille, kiskoilta ratapölkkyihin ja ratapölkkyiltä maamekaniikan yleisten teorioiden mukaan tukikerrokseen, alusrakenteeseen ja pohjamaahan. Todennäköistä kuitenkin on, että liikkuvan junan aiheuttama kuormitus ei jakaudu ratarakenteessa ja pohjamaassa staattista tilaa vastaavasti. Kokeiden perusteella myös turpeen kimmomoduulin suuruus riippuu jännityslisäyksen suuruudesta, joten mikäli jännitykset ovat todellisuudessa otaksuttuja

pienempiä, on myös radan alla olevan turvekerroksen kimmomoduuli laskelmissa käytettyjä moduuleja suurempi.

6.4.3 Palautuvan painuman laskenta Plaxis-ohjelmalla

Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitoksen Maa- ja pohjarakenteiden yksikön tutkija Antti Kalliainen laski FEM-mallinnukseen perustuvalla Plaxis-ohjelmalla laskentapoikkileikkausten 10 ja 11 käyttäytymisen Sr2-veturin ja kuorma-kaavion SFS-EN 15528 250 kN ylityksen vaikutuksesta. Laskennassa on käytetty TTY:n kehittämää mallia, jossa radan alus- ja päällysrakenne mallinnetaan tyypillisillä olemassa olevien ratapenkereiden materiaalien parametreilla ja pohjamaa lineaarielastisena kappaleena. Laskenta Plaxis-ohjelmalla perustuu staattisen tilanteen mallintamiseen, mutta käytetyssä mallissa laskenta- ja materiaaliparametrit on valittu siten, että mallinnus vastaa mahdollisimman tarkasti yksittäisen kuormituspulssin eli yhden akselinylityksen aiheuttamia jännityksiä ja muodonmuutoksia.

Pohjamaa mallinnettiin suljetussa tilassa lineaarisesti elastisena kimmomoduulin ollessa 4 MPa. Mallinnuksen tuloksena saatu ratapölkyn keskeltä mitattu palautuva painuma ja junakuorman aiheuttama pystysuora jännityslisäys turvekerroksen yläpinnassa on esitetty taulukossa 29.

Taulukko 29. Laskentapoikkileikkausten 10 ja 11 FEM-mallinnusten tulokset.

Laskenta-poikkileikkaus	Kuormitus	Kuormituksesta aiheutuva pystysuuntainen jännityslisäys turvekerroksen yläpinnassa [kPa]	Palautuva painuma [mm]
10	Sr2	11,8	1,44
10	SFS-EN 15528 250 kN	25,1	2,14
11	Sr2	10,9	2,37
11	SFS-EN 15528 250 kN	20,7	3,95

Ratakilometrillä 591+920 sijaitsevaa mittauskohdetta vastaavassa laskentapoikkileikkauksessa 10 Sr2-veturin aiheuttama ratapölkyn laskennallinen palautuva painuma 1,44 mm on suhteellisen lähellä vastaavaa mitattua 2,2 mm palautuvaa painumaa. Noin 0,8 mm suuruinen ero mitatussa ja laskennallisessa painumassa voidaan selittää eroissa radan rakennekerrosmateriaaleissa ja käytetyn pohjamaan kimmomoduulin epätarkkuudella. FEM-mallinnuksen perusteella määritetyt junakuorman aiheuttamat jännityslisäykset turvekerroksessa ovat noin 30 % pienempiä kuvan 9 mukaiseen Boussinesqin jännitysjakaumaan verrattuna.

7 Tulosten tarkastelu

Luvussa analysoidaan tehtyjä havaintoja sekä kokeiden ja laskelmien tuloksia maanvaraisesti turvepohjamaalle perustettujen ratapenkereiden toiminnasta. Lisäksi tarkastellaan käsiteltyjen tutkimusmenetelmien soveltuvuutta ja turpeen geoteknisiä ominaisuuksia.

Heikosti kantavilla pohjamailla tulee RATO 3:n (2013) mukaan tarkastella radan palautuva painuma mitoituskuormilla. Mitoituskuorman suuruista kuormitusta ei useinkaan voida mitata erityisesti, mikäli tarkastellaan parannettavaa rataosaa, jolla tavoitteena on sallittujen kuormien nostaminen. Luvun lopuksi tarkastellaan tässä työssä käytettyjen palautuvan painuman määrittämenetelmien soveltuvuutta.

7.1 Turvekerroksen paksuus ja perusmääritykset

Radan todellisen rakennekerrospaksuuden ja radan alla olevan tiivistyneen turvekerroksen paksuuden selvittäminen on erittäin tärkeää arvioidessa ratapenkereen toimivuutta turvepohjamaalla. Vanha ratapenger voi olla painunut huomattavasti turvekerrokseen, jolloin rakennekerrospaksuus on suurempi ja toisaalta radan alla oleva turvekerros ohuempi kuin vanhojen suunnitelmien perusteella voisi arvioida. Parhaiten ratapenkereen ja turvekerroksen paksuus voidaan arvioida koekuopasta tehtävillä havainnoilla. Myös perinteisillä kairausmenetelmillä ratapenkereen lävitse tehdyistä kairauksista voidaan arvioida suhteellisen luotettavasti ratapenkereen paksuus.

Maatutkatulkinnoilla voidaan arvioida radan rakennekerrosten paksuutta. Turpeen sähköiset ominaisuudet voivat kuitenkin olla samankaltaisia kuin pohjavedenpinnan alapuolelle painuneen radan väli- tai eristyskerroksen vedellä kyllästyneen hiekan, mikä voi aiheuttaa haasteita maatutkaustulosten tulkintaan. Myös radan alla olevan turvekerroksen paksuuden arviointi maatutkalla edellyttää soveltuvien matalataajuusantennien käyttämistä. Turvepehmeiköllä vaaditaan ehdottomasti riittävästi luotettavia referenssikairauksia, jotta kerrosrajojen tulkinta on luotettavaa.

Alustavia tulkintoja konsolidoituneen turpeen geoteknisistä ominaisuuksista voidaan tehdä perusmääritysten perusteella. Luonnontilaisen turpeen ja vanhan ratapenkereen alla olevan turpeen olomuoto eroavat toisistaan niin paljon, että myös perusmäärityksiä varten on näytteet otettava radan alla olevasta turvekerroksesta. Tärkeimmät ominaisuudet ovat vesipitoisuus ja maatuneisuus. Periaate on, että mitä pienempi on konsolidoituneen turpeen vesipitoisuus, niin sitä suurempia ovat turpeen leikkauslujuus ja oletettavasti myös kimmomoduuli.

7.2 Turpeen geotekniset ominaisuudet

Radan alla olevan turvekerroksen suljettua leikkauslujuutta arvioitiin ratakilometri-välillä 580+500...580+750 sijaitsevassa koekohteessa neljällä menetelmällä: kokemusperäisillä yhtälöillä 8 ja 9, turvekerroksesta tehdyillä siipikairauksilla ja häiriintymättömistä näytteistä tehtyjen rasialeikkauskokeiden perusteella. Yhtälöllä 9 voidaan turpeen leikkauslujuus arvioida, kun tunnetaan turvekerroksessa vallitseva konsolidaatiojännitys eli käytännössä turpeen päällä olevan ratapenkereen paino. Yhtälöä 8 käytettäessä tarvittavia tietoja ovat turpeen maatuneisuus ja vesipitoisuus. Näiden määrittäminen edellyttää radan alta otettuja näytteitä.

Siipikairauksella voidaan määrittää luonnontilaisen turpeen suljettu leikkauslujuus kohtalaisen luotettavasti. Radan alla olevan turvekerroksen tutkimiseen siipikairaus ei kuitenkaan tässä työssä saatujen kokemusten mukaan sovellu kuin enintään välttävasti. Tutkituissa kohdissa radan alla ollut turvekerros oli vähän maatonutta keskiturvetta ja turve oli tiivistynyt pitkäaikaisen kuormituksen vaikutuksesta. Mikäli turve on maatonutta tai päällä oleva rakennekerrospaksuus on pienempi ja siten turpeen konsolidaatiojännitys on pienempi kuin nyt tutkitussa tapauksessa, voi siipikairaus olla luotettavampi in-situ leikkauslujuuden tutkimusmenetelmä. Turpeen siipikairaleikkauslujuus on redusoitava RHK:n julkaisuja B15 mukaan kertoimella 0,5.

Leikkauskokeiden tekeminen edellyttää riittävän suurikokoisten häiriintymättömien näytteiden ottamista ratapenkereen alta. Tämä on työtekniisesti haastava toimenpide ja edellyttää työhön soveltuvaa näytteenottokalustoa ja ammattitaitoisia näytteenottajia. Näytteiden ottaminen ratapenkereen alta, kuten myös siipikairaus, edellyttää usein työskentelyä ratatyön suojaulottuman sisäpuolella, jolloin työt voidaan tehdä vain liikennekatkojen aikana. Taulukossa 30 on esitetty neljällä eri menetelmällä määritetyt turvekerroksen leikkauslujuudet kuvan 39 mukaisilla lujuusvyöhykkeillä.

Taulukko 30. Turpeen suljettu leikkauslujuus kmv 580+500...580+750 (laskentapaikkaleikkaus 5).

Lujuusvyöhyke	Turpeen suljettu leikkauslujuus [kPa]			
	Yhtälö 9 $S_u = 0,4 * \sigma_c$	Yhtälö 8 $S_u = \frac{140}{w} * (100 - 1,1R)$	Siipikairaus (redusoitu 0,5)	Rasialeikkauskoe (4 mm siirtymä)
1	19	20	35	28
2	-	18	25	19
3	-	15	7	-

Kokemusperäiset yhtälöt antavat tutkitussa tapauksessa hyvin varovaisia leikkauslujuuksia radan alla olevassa turvekerroksessa verrattuna leikkauslujuuden suoriin määritysmenetelmiin. Yhtälö 9 soveltuu vain lujuusvyöhykkeen 1 leikkauslujuuden arviointiin. Yhtälö 10 edellyttää vesipitoisuuden ja maatuneisuuden tuntemista. Vesipitoisuus voidaan luotettavasti määrittää vain häiriintymättömistä näytteistä, jolloin luontevinta on tehdä turvenäytteelle suoraan leikkauskoe.

Siipikairalla saadut leikkauslujuudet vaihtelivat huomattavasti, ja olivat redusointikerrointa 0,5 käyttäen merkittävästi suurempia kuin laboratorioissa vastaavista kohdista otetuista häiriintymättömistä näytteistä määritetyt leikkauslujuudet. Turpeen lujuuden arvioimisessa haasteena on muodonmuutos-lujuusvuorosuhteen hallitseminen erityisesti vain vähän maatuneilla turpeilla. Ratapenkereen alapuolisesta turvekerroksesta tehtyihin siipikairauksilla määritettyihin leikkauslujuuksiin tulee suhtautua hyvin varovaisesti. Murto tapahtuu turpeessa vasta suurilla siirtymillä, jolloin siipikairauksessa voidaan saavuttaa turpeella lujuuksia, jotka todellisuudessa mobilisoituvat vasta kun koko ratapenger on murtotilassa. On kyseenalaista onko siipikairauslujuuden redusointi kertoimella 0,5 riittävän varmalla puolella oleva menetelytapa ottamaan huomioon tämä ilmiö vai tulisiko konsolidoituneesta turpeesta tehdyistä siipikairauksista määrittää mitoituksessa käytettävä leikkauslujuus siiven kiertymän tai siiven kärjen liikkeen perusteella. Luonnontilaisesta turpeesta siipikairausluokset ovat luotettavampia, tällöinkin tulee käyttää redusointikerrointa 0,5.

Tutkittaessa olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turvekerroksen ominaisuuksia on välttämätöntä ottaa näytteet radan alla konsolidoituneesta turvekerroksesta. Vaikka radan vierestä otettu turvenäyte konsolidoidaan ratapenkereen painoa vastaavaan jännitystilaan, ei vuosikymmenten tai jopa yli vuosisadan vaikuttaneen kuormituksen seurauksena sekundaarisen konsolidaation aiheuttamaa olomuotoa voida saavuttaa verrattain lyhytaikaisissa laboratoriokeissa. Edelleen, koska turvekerroksen konsolidaatiotila ja kuormitushistoria vaikuttavat merkittävästi turpeen lujuusominaisuuksiin, on tässä työssä saatujen tulosten yleistämiseen koskemaan kaikkia turpeen päälle rakennettuja rautateitä suhtauduttava hyvin varovaisesti.

Jäykkäseinäinen rasialeikkauksoe on toimiva leikkauslujuuden määritysmenetelmä ainakin testatuilla radan alta otetuilla keskiamatuneilla turvenäytteillä. Turpeessa ei tapahtunut yhdessäkään tehdystä leikkauksokeesta murtoa käytetyn laitteiston sallimalla 12 mm vaakasiirtymällä. On selvää, että murto- ja käyttörajatilan stabiliteettilaskelmissa käytettävää leikkauslujuutta ei voida määrittää leikkauksokeiden maksimiirtymien perusteella, vaan lujuusparametrien valinta tulee tehdä leikkauksokeiden muodonmuutos-siirtymäkuvaajista järkevältä kohdalta. Voimassa oleva ohjeistuksen perusteella ei ole selvää, kuinka suuria siirtymiä rautateiden pohjamaassa murto- ja käyttörajatilassa sallitaan. Tässä työssä päädyttiin käyttämään 4 mm vaakasiirtymällä määritettyjä lujuusparametreja. Ruotsalaisen käytännön mukaan turpeen leikkauslujuus määritetään joustavaseinäisellä kompressometroleikkauksokeella murto-rajatilassa koekappaleeseen syntyvän 0,35 radiaanin kulmanmuutoksella vallitsevan leikkauslujuuden perusteella ja käyttörajatilassa 0,15 radiaanin kulmamuu- toksella vallitsevan leikkauslujuuden perusteella. Suomessa vastaavien joustavaseinäisten leikkauksoelaitteistojen käyttäminen on harvinaista.

Radan alla olevan turpeen sekundaaripainuman aikakerroin on testattujen näytteiden perusteella penkereen korkeudesta riippuen noin 0,025...0,05. Tulosta voi pitää kirjallisuuden perusteella odotettuna. Kuten lujuusparametrien määrittämisessä, myös turpeen sekundaaripainumaominaisuuksia määrittäessä tulee näytteet ottaa mahdollisuuksien mukaan tutkittavasta kohteesta radan alta, jolloin koekappaleen konsolidaatiohistoria vastaa mahdollisimman hyvin todellisuutta.

Turpeen suljetun tilan kimmomoduulin määrittämiseen työssä käytetty syklinen kolmiaksaalikoe, jossa pystysuuntainen kuormituslisäys aiheutetaan käsin asetetulla punnuksella, vaikuttaa suhteellisen luotettavalta menetelmältä. On selvää, että olemassa olevan ratapenkereen alla olevalle turpeelle ei voi määrittää kimmomoduulin

arvoa maalajiominaisuutena, vaan turpeen kimmomoduuli riippuu merkittävästi turvekerroksessa vallitsevasta konsolidaatiojännityksestä ja pystysuuntaisen jännityslisäyksen suuruudesta. Tämän vuoksi on syklinen kolmiaksaalikoe tehtävä mahdollisimman tarkasti todellista kuormitustilannetta vastaavissa olosuhteissa.

Tulosten perusteella konsolidoituneen turpeen suljetun tilan kimmomoduuli riippuu voimakkaasti sekä konsolidaatiojännityksestä että jännityslisäyksen suuruudesta. Radan rakennekerrospaksuuden ollessa 1,5 m on tässä työssä testattujen turvenäytteiden perusteella radan alla olevan turpeen suljetun tilan kimmomoduuli tavanomaisilla junakuormilla noin 2,5...5,0 MPa. Pengerkorkeuden ollessa 2,5 m moduulit ovat vastaavasti 4,0...8,0 MPa.

7.3 Turvepohjamaalla olevan ratapenkereen toiminta

Kokemusperäiset havainnot vahvistavat käsitystä, että turvepohjamaalla ratapenkereen toimivuuteen vaikuttaa turvekerroksen paksuuden lisäksi erittäin merkittävästi turpeen alla olevan maan laatu. Niin sanotuilla pehmeöpohjaisilla soilla on maanvaraisten ratapenkereiden toimintaa hyvin vaikeaa saada tyydyttäväksi nykyisillä junaliikenteen vaatimuksilla. Mikäli turpeen alapuolinen maa on kantavaa kitkamaata, voi ratapenger toimia täysin kelvollisesti. Suurimmaksi ongelmaksi näillä turpeikoilla muodostuvat usein pysyvät painumat, jotka ovat kuitenkin useimmiten siten laajalaisia, etteivät aiheuta äkillisiä korjaustoimenpiteitä.

Laskennallisten tarkastelujen perusteella turvepohjamaalla radan riittämätön stabiliteetti voi myös niin sanotuilla kovapohjaisilla soilla rajoittaa akselipainon nostoa, mikäli radan alla oleva turvekerros on yli 1,0 metriä paksu. Tätä paksummilla turvepehmeiköillä stabiliteetti voi olla riittämätön pengerkorkeuden ollessa yli 2,0 metriä. Tarkastelluilla poikkileikkauksilla ei saavutettavassa varmuustasossa ole merkittävää eroa, lasketaanko stabiliteetti ominisarvoilla vai eurokoodin mukaisilla murtorajatilanteiden osavarmuusluvuilla. Jos radan stabiliteettia on parannettu aikaisemmin rakennetuilla vastapenkereillä tai muilla ratkaisuilla, on stabiliteetti luonnollisesti parempi kuin lasketuissa poikkileikkauksissa. Olemassa olevalla radalla stabiliteetin parantaminen vastapenkereillä aiheuttaa kuormituksen kasvua radan sivuilla ja myös alla olevaan turvekerrokseen, jolloin riskinä on painumien syntyminen. Vastapenkereitä harkittaessa tuleekin tarkastella lisäkuormituksesta aiheutuvat painumat. Vastapenkereiden etuna ovat suhteelliset yksinkertaiset työvaiheet ja vähäiset rakentamisen aikaiset haitat raideliikenteelle. Varsinaista ongelman aiheuttajaa, eli radan alla olevaa turvekerrosta ei kuitenkaan vastapenkereillä pystytä poistamaan. Kokemusten perusteella voidaan vastapenkereillä saavuttaa hyviä tuloksia jos turvekerros on kantavan maan päällä. Vastapenkereitä varmempi, joskin huomattavasti kalliimpi, tapa on tehdä radan alle massanvaihto, jolloin ratkaistaan heikon stabiliteetin lisäksi myös muut turpeesta mahdollisesti aiheutuvat ongelmat.

Tarkastelluissa laskentapoikkileikkauksissa edelleen tapahtuva sekundaaripainuma on poikkileikkauksesta riippuen 0,3...3,0 mm yhden vuoden aikana ja 10 vuoden aikana sekundaaripainuma on 2,8...25,3 mm. Laskennallinen painuma ei edes 100 vuoden painuma-ajalta ylitä määrättyjä tasaisen kokonaispainuman raja-arvoja, mutta jo huomattavasti pienemmillä arvoilla voivat sallitut kaltevuuden muutokset ylittyä. Olennainen havainto on, että radan alla olevassa turpeessa tapahtuu edelleen, joskin

hitaasti, tasaista kokoonpuristumaa. Painumien kasvaessa riittävän suuriksi, on radan pystygeometriaa korjattava. Painuvan turpeen päälle rakennetun penkereen korottaminen luonnon kiviainesmateriaaleilla voi johtaa jo edellä mainittuun painumakorotuskierteeseen.

Työssä tarkastellulla rataosalla on havaittu routaongelmia, mutta nämä ovat esiintyneet turvepehmeikköjen ulkopuolella. Radan alla oleva tiivistynyt turve on routiva tai lievästi routiva materiaali, mutta radan rakennekerrospaksuuden ja turpeen pienen lämmönjohtavuuden vuoksi tapahtuu routalinssien muodostumista lähinnä suhteellisen ohuella alueella turvekerroksen yläosassa, jolloin routapaine pääsee yleensä purkautumaan alla olevaan sulaan turvekerrokseen. Kuitenkin, mikäli turpeen alla oleva routiva maakerros pääsee jäätymään, voi myös turvepehmeiköillä esiintyä routaongelmia. Tämä on mahdollista, jos turvekerros on ohut ja radan rakennekerrospaksuus pieni.

7.4 Palautuvan painuman määrittäminen mitoituskuormitukselle

Radoille on asetettu suunnitteluohjeissa kriteerit palautuvalle painumalle. Olemassa oleville radoille on asetettu palautuvan painuman maksimiarvo ja uusi radoille sekä minimi- että maksimiarvo. Nykyisissä suunnitteluohjeissa tai -oppaissa ei kuitenkaan ohjeisteta, kuinka palautuva painuma tulee laskea. Oletuksena on ollut, että etenkin uusilla radoilla palautuva painuma on sallituissa, rajoissa kun rata rakennetaan muuten ohjeiden mukaisesti ja laatuvaatimukset täyttäen. Olemassa olevalla radalla sen sijaan palautuva painuma voi tulla mitoitettavaksi kriteeriksi, kun tarkastellaan radan kunnostustarvetta. Tällöin on kyettävä arvioimaan mitoituskuormien aiheuttamia palautuvia painumia.

Tässä työssä palautuvia painumia mitattiin tai arvioitiin laskennallisesti neljällä tavalla: TTY:n kehittämällä jatkuvatoimisella radan jäykkyyden mittaustaunulla, pistemäisten kiihtyvyyssantureilla mitattujen raskaan kaluston aiheuttamien palautuvien painumien perusteella ja laskennallisesti sekä yksinkertaisella Boussinesqin jännitysjakaumaan perustuvalla laskennalla että kehittyneellä FEM-mallinnuksella.

Työssä kokeiluluontoisesti tehdyt radan palautuvan painuman mittaukset jatkuvatoimisella mittauslaitteistolla soveltuvat varauksin radan jatkuvan jäykkyysohjauksen arvioimiseen. Käytetyn mittausmenetelmän epäedullisin ominaisuus on, rataa kuormittaa vain yksi TKA7:n suhteellisen kevyt (140 kN) akseli. Tällöin ratapenkereeseen ja pohjamaahan syntyvät jännityslisäykset, ja siten myös radan palautuvat painumat, jäävät melko pieniksi verrattuna raskaamman kaluston aiheuttamiin kuormituksiin. Lisäksi menetelmässä mitataan palautuvaa painumaa kiskosta, jolloin joustavan välilevyn kokoonpuristuminen ja ratapölkyn päiden mahdollisesti pölkyn keskiosaa suuremmat liikkeet aiheuttavat epätarkkuutta ratapölkyn keskiosan palautuvan painuman arvioimiseen. Edellä mainituista syistä jatkuvatoimisen mittalaitteiston tuloksien perusteella yksittäisen kohdan mitoitaminen siten, että suunnitteluohjeissa asetetut kriteerit palautuvalle painumalle täyttyvät, on hyvin haastavaa. Toisaalta käytetyllä jatkuvatoimisella mittalaitteistolla saadaan hyvä kuva radan todellisesta kokonaisjäykkyydestä mitatulla kuormituksella, koska myös ratapölkyn, kiskon kiinnitysosien ja kiskon jäykkyyden vaikuttavat mittaustuloksiin.

Junakuorman jakautuminen mallinnettiin GeoCalc-ohjelmalla staattisessa tilanteessa ratapölkkyjen alapinnalta Boussinesqin jännitys jakauman mukaisesti. Tämän jälkeen palautuvan painuman laskenta suoritettiin yksinkertaisella lineaarielastisella mallilla, jossa maakerroksen painuma on suoraan verrannollinen pystysuuntaisen jännityslisäyksen suuruuteen. Laskennassa käytettiin turvekerrokselle laboratoriotuloksilla määritettyjä kimmomoduuleja. Tällöin mitoituskuormilla lasketut ratapölkyn keskiosan palautuvat painumat laskentapoikkileikkauksissa olivat 2,1...20,3 mm (taulukko 26). Tällä tavalla laskennallisesti määritetyt palautuvan painuman arvot ovat kuitenkin epäuskottavan suuria mitattuihin arvoihin verrattuna.

Radan palautuva painuma laskettiin myös elementtimenelmää käyttävällä Plaxis-ohjelmalla km 591+920 vastaavassa laskentapoikkileikkauksessa 10 sekä laskentapoikkileikkauksessa 11 Sr2-veturin ja SFS-EN 15528 250 kN kuormakaaviolla. Laskentapoikkileikkauksessa 10 Sr2-veturin aiheuttama ratapölkyn laskennallinen palautuva painuma 1,44 mm on suhteellisen lähellä vastaavaa ratakilometrillä 591+920 mitattua 2,2 mm palautuvaa painumaa. Noin 0,8 mm suuruinen ero mitatussa ja laskennallisessa painumassa voidaan selittää eroissa radan rakennekerrosmateriaaleissa ja käytetyn pohjamaan kimmomoduulin epätarkkuudella. FEM-mallinnuksen perusteella määritetyt junakuorman aiheuttamat jännityslisäykset turvekerroksessa ovat noin 30 % pienempiä kuvan 9 Boussinesqin jännitys jakaumaan verrattuna. Taulukossa 31 on esitetty palautuvan painuman mittaustulosten vertailua kolmella eri työssä käytetyllä menetelmällä.

Taulukko 31. Palautuvan painuman määritysmenetelmien vertailua.

Laskentapoikkileikkaukset	Kuormitus	Pölkyn keskiosan palautuva painuma [mm]		
		Mittaukset	Boussinesq	FEM
5 (580+620)	Sr2	1,5	3,9	-
	SFS-EN 15528 250 kN	2,1*	6,3	-
10 (591+920)	Sr2	2,2	5,7	1,4
	SFS-EN 15528 250 kN	3,2*	8,5	2,1
11	Sr2	-	8,0	2,4
	SFS-EN 15528 250 kN	-	12,4	4,0

* arvioitu mittaustulosten perusteella

Sr2-veturin aiheuttamat palautuvat painumat ovat kiihtyvyyssantureilla mitattuja arvoja ja vastaavan sarakkeen SFS-EN 15528 250 kN aiheuttamat painumat ovat luvussa 6.4.1 esitetyllä tavalla mittausten perusteella arvioituja. Kuten jo aikaisemmin todettiin, Boussinesqin jännitys jakaumaan perustavalla laskentamenetelmällä saadut palautuvan painuman arvot ovat noin 2,6-kertaisia mitattuihin tai mittausten perusteella arvioituihin palautuviin painumiin verrattuna. FEM-mallinnuksen tulokset sen sijaan ovat noin 60...70 % mitatuista arvoista. Kaikilla palautuvan painuman määritysmenetelmillä SFS-EN 15528 250 kN aiheuttama palautuva on noin 1,4...1,7-kertainen verrattuna Sr2:n aiheuttamaan painumaan, eron ollessa noin 150 %.

Palautuvan painuman määrittäminen mitoituskormalla olemassa olevalla radalla onnistuu luotettavimmin pistemäisten mittausten perusteella. Suositeltavaa on mitata vähintään kaksi eri akselipainoista raskasta junakalustoa, jolloin voidaan määrittää tukeutumisen osuus palautuvasta painumasta ja tukeutumisen jälkeinen radan jäykkyys. Jos palautuvan painuman oletetaan kasvavan tukeutumisen jälkeen lineaarisesti kuormituksen kasvaessa, voidaan mitoituskormaan aiheuttama palautuva painuma arvioida, kunhan mahdolliset erot mitattujen kuormien ja mitoituskormakaavion akselikoissa otetaan huomioon.

Palautuvan painuman määrittäminen laskennallisesti on haastavaa. Boussinesqin jännitys jakaumaan perustavalla menetelmällä saatiin järjestään merkittävästi suurempia palautuvan painuman arvoja mitattuihin lukemiin verrattuna. Mittausten perusteella voidaan määrittää kokeelliseksi kertoimeksi 0,4, jolla redusoidaan laskennalliset arvot vastaamaan paremmin mitattuja arvoja. Taulukossa 32 on esitetty laskennalliset palautuvan painuman arvot korjattuna kokeellisella kertoimella.

Taulukko 32. Laskentapoikkileikkausten 1–9 palautuvan painuman laskennan tulokset redusoituna kokeellisella kertoimella 0,4.

Ratapenkereen korkeus [m]	Ratapölkyn palautuva painuma radan keskilinjalla kuorma: Sm3 / Sr2 / SFS-EN 15528 250 kN		
	Tiivistyneen turvekerroksen paksuus [m]		
	0,5	1,5	3,0
1,5	1,5 / 2,1 / 2,9	3,1 / 4,2 / 6,2	3,8 / 5,2 / 8,1
2,5	0,8 / 0,9 / 1,4	1,2 / 1,6 / 2,5	1,6 / 2,1 / 3,4
4,5	0,5 / 0,6 / 0,8	0,6 / 0,8 / 1,1	0,7 / 0,9 / 1,4

Redusoitujen tulosten perusteella turvepohjamaalle sallitut 8 mm palautuvat painumat ylittyvät mitoituskormalla vain mikäli radan rakennekerrospaksuus on alle 1,5 m ja radan alla on turvetta yli 2,0 m. Tuloksiin tulee suhtautua hyvin varovaisesti. Laskentamenetelmä sisältää huomattavasti virhelähteitä. Junakuorman aiheuttamien jännitysten jakautuminen on oletettu vastaavan staattista tilannetta, mikä ei vastaa todellista tilannetta. Lisäksi maakerrosten on oletettu käyttäytyvän kuormitettuna lineaarisesti kimmoisina kappaleina. Myös kimmomoduulin kokeellinen määrittäminen voi aiheuttaa virheitä laskentatuloksiin. Vaikka kokeellinen redusointikerroin perustuu vain kahteen mitattuun poikkileikkaukseen, antaa taulukon 32 tulokset kuitenkin jonkinlaisen käsityksen turpeen päälle rakennetun rautatien palautuvan painuman suuruudesta kovapohjaisella turvepehmeiköllä. Tuloksista voidaan päätellä, että pengerkorkeus kovapohjaisilla turvepehmeiköillä määräävä radan jäykkyyden tekijä. Mikäli pengeri on alle 1,5 korkea, voivat RATO 3:ssa (2013) asetetut palautuvan painuman raja-arvot ylittyä radan ollessa perustettu yli 2,0 m turvekerroksen päällä.

FEM-mallinnuksella tulokset olivat mitattuja palautuvia painumia pienempiä, mutta vastasivat paremmin mittauksia kuin Boussinesqin jännitys jakaumaan perustuvat redusioimattomat laskelmat. On kuitenkin huomattava, että käytetty FEM-malli ja laskentamenetelmä on varta vasten kehitetty vastaamaan yksittäistä dynaamista kuormituspulssia. FEM-mallinnus vaatii myös erittäin paljon ammattitaitoa sekä merkittävästi enemmän materiaaliparametreja verraten yksinkertaiseen Boussinesqin jännitys jakaumaan ja materiaalien vakiokimmomoduuleihin verrattuna. Olemassa olevalla radalla mitoituskormien aiheuttamien palautuvien painumien arvioimista luotetta-

vasti FEM-mallinnuksella voikin pitää käytännön suunnittelutyöhön melko raskaana menettelynä.

Lähtötietojen, erityisesti turvepohjamaan kimmomoduulin, tarkkuus määrittävät suurelta osin laskentamallien luotettavuuden. Suljetun tilan kimmomoduuli voidaan määrittää laboratoriossa melko yksinkertaisella koejärjestelyllä, mutta edellytyksenä on että näytteet on otettu todellisesta konsolidaatiotilasta ja koejärjestelyt vastaavat todellista junakuormitusta mahdollisimman tarkasti. Junakuorman aiheuttamien jännityslisäysten jakautumista voidaan arvioida Boussinesqin jännitysjakaumalla, tosin kuorman dynaamisen luonteen vuoksi voivat todelliset jännitykset poiketa staattisesta tilanteesta huomattavasti. On ilmeistä, että klassisen geotekniikan teorioihin perustuvilla laskelmilla ei voida luotettavasti arvioida turpeen varaan perustetun rata-penkereen palautuvien painumien suuruutta, vaan laskelmat on syytä tarkistaa todellisessa tilanteessa tehtyjen mittausten avulla.

8 Johtopäätökset

Turpeen geoteknisistä ominaisuuksista on melko vähän kotimaista tutkimustietoa. Erityisesti pitkäaikaisen kuormituksen, kuten ratapenkereen, vaikutuksesta konsolidoituneen turpeen ominaisuuksia ei ole juuri kokeellisesti tutkittu. Tässä työssä saatiin arvokasta tietoa ratapenkereen alla olevien turvekerrosten ominaisuuksista.

Työssä selvitettiin turpeen päälle rakennetun ratapenkereen käyttäytymistä laskennallisesti. Laskentaparametreina käytettiin sekä kirjallisuuden perusteella että kokeellisesti määritettyjä parametreja. Luvussa esitetään havaintoja soveltuvista turpeen tutkimusmenetelmistä sekä kokemusten ja laskelmien perusteella arvio ratapenkereen toiminnasta turvepohjamaalla.

8.1 Turpeen tutkimusmenetelmistä ja geoteknisistä ominaisuuksista

Arvioitaessa olemassa olevan maanvaraisen ratapenkereen toimintaa turvepohjamaalla, on erittäin hyödyllistä tarkastella kohteen radantarkastus- ja kunnossapitotietoja. Mikäli pehmeiköllä on toistuvasti muuta rataosaa useammin geometrian muutoksia ja tuentatarvetta, on tämä vahva signaali siitä, ettei kaikki ole kunnossa. Tämän jälkeen on selvitettävä onko selittävä tekijä jokin muu kuin radan alla oleva turvepohjamaa, esimerkiksi huonolaatuinen tukikerros tai ratapenkereen routiminen.

Ratapenkereen toimintaa turvepohjamaalla voidaan kohtalaisen hyvin arvioida, kun tiedetään ratapenkereen korkeus, radan alla olevan turvekerroksen paksuus ja turpeen alla olevan pohjamaan laatu. Näiden selvittäminen onnistuu suhteellisen yksinkertaisin menetelmin. Alustavissa tarkasteluissa voidaan olemassa olevien ratojen alla lujittuneen turvekerroksen suljettu leikkauslujuus olettaa tässä tutkimuksessa saatujen kokemusten perusteella olevan 0,5 kertaa turpeessa vallitseva konsolidatijännitys nykyisen ohjeistuksen esittämän kertoimen 0,4 sijaan. Tarkempaa leikkauslujuuden määrittämistä varten on välttämätöntä ottaa radan alla olevasta turvekerroksesta hyvälaatuisia häiriintymättömiä näytteitä.

Konsolidoituneen turpeen leikkauslujuuden arviointi ratapenkereen lävitse tehtävillä siipikairauksilla on hyvin haastavaa ja saadut leikkauslujuudet vaihtelevat paljon sekä samassa tutkimuspisteessä turvekerroksen eri syvyyksillä sekä samalla turvepehmeiköllä eri tutkimuspisteissä. Rasialeikkauskoe soveltuu tässä työssä saatujen kokemusten perusteella huomattavasti siipikairausta paremmin konsolidoituneen turpeen leikkauslujuuden määrittämiseen. Koska turpeessa harvoin tapahtuu murtoa kohtalaisilla leikkausmuodonmuutoksilla, on suunnittelijan päätettävä kuinka suurilla leikkauskokeen siirtymillä mitoituksessa käytettävät lujuusparametrit määritetään.

8.2 Maanvaraisesti turvepohjamaalle perustetut ratapenkereen toiminta

Maanvaraisesti turvepohjamaalle perustettujen ratapenkereiden toiminnassa on havaittavissa selvä ero suon maaperägeologisen rakenteen perusteella. Mikäli turvekerroksen alla oleva maaperä on kantavaa, voivat olemassa olevat maanvaraisten ratapenkereet kunnossapidosta saatujen käytännön kokemusten perusteella toimia täysin tyydyttävästi, kunhan radan kuormitus ei kasva huomattavasti ja kuivatusolosuhteet pysyvät ennallaan. Erittäin ongelmallisia ovat varsinkin Etelä- ja Lounais-Suomessa, mutta myös muualla Suomessa jokialueilla, yleisesti esiintyvät suot, joilla turvekerroksen alapuolinen maa on heikosti kantavaa liejua, savea tai löyhää silttiä. Näillä pehmeäpohjaisilla soilla on ongelmana heikon stabiliteetin lisäksi vuosikymmenten jälkeenkin jatkuvat painumat ja radan liian pienestä jäykyydestä johtuva penkereen leviäminen.

Turvepohjamaalla ongelmaksi muodostuu usein pystygeometrian muuttuminen turvekerroksen sekundaaripainuman tai dynaamisen kuormituksen aiheuttaman ratapenkereen leviämisen vuoksi. Mikäli pystygeometria palautetaan ennalleen tukikerrospaksuutta kasvattamalla, kasvavat pohjamaalle tulevat kuormitukset, jolloin pahimmillaan seurauksena on jatkuva painuma-tuentakierre. Mahdollisena ratkaisuna voi olla kevennysmateriaalien käyttö, jolloin ratapenkereen korotuksen yhteydessä vältetään lisäkuormitusten aiheuttaminen pohjamaalle.

Kuivatusolosuhteiden muutos aiheuttaa hyvin todennäköisesti ongelmia esimerkiksi kaksoisraiteen rakentamisen tai radan parantamishankkeen yhteydessä. Mikäli kuivatusolosuhteiden muutoksen seurauksena kuivatustaso laskee radan alla olevassa turvekerroksessa, kasvavat turvekerroksessa ja turpeen alapuolisissa maakerroksissa vallitsevat tehokkaat jännitykset huomattavasti aiheuttaen suuria välittömiä painumia. Lisäksi kuivatusolosuhteiden muutoksella voi olla vaikutusta turpeen pitkäaikaiskestävyyteen esimerkiksi kiihtyvän maatumisen vuoksi. Kuivatusolosuhteet tulee pitää radan parantamishankkeissa ennallaan turvepohjamaalla, mikäli radan alla olevaa turvekerrosta ei poisteta. Vaihtoehtoisesti voidaan kuivatustasoa laskea, mutta tällöin tulee varautua huomattaviin ratapenkereen painumiin.

Tyypillisillä Pohjanmaan, Sisä-Suomen tai Lapin aapasoilla, joilla turvekerroksen alla on useimmiten melko hyvin kantavaa kitkamaata, ongelmana maanvaraisesti turvepohjamaalle perustetulla rautatiepenkereellä on laskennallisten tarkastelujen ja käytännön kokemusten perusteella pysyvien painumien hallinta. Kuormitetun turvekerroksen sekundaaripainuma jatkuu teoriassa loputtomiin ajan myötä hidastuen. Pystygeometrian ennallistaminen toteutetaan käytännössä tukikerroksen paksuutta lisäämällä, jolloin lisätään entisestään turvepohjamaalle tulevia kuormituksia. Stabiilitetti on kuitenkin useimmiten vanhoilla rataosilla riittävä erityisesti, mikäli aikaisemmin on rakennettu vastapenkereitä tai tehty muita pohjanvahvistustoimenpiteitä. Tällöin ei kasvanut tuentatarve välttämättä ole ongelma, mikäli kokonaistaloudellisesti on edullisempaa hoitaa pystygeometrian muutokset tukemalla kuin kunnostamalla rata tekemällä massanvaihto nykyisen radan alle. Turvepohjamaalla RATO 3:ssa (2013) asetettu 8 mm palautuvan painuman raja-arvo voi ylittyä, mikäli radan rakennekerrospaksuus on alle 2,0 metriä.

8.3 Jatkotutkimustarve

Turpeen suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää kokeellisesti joko siipikairalla tai leikkauskokeilla. Konsolidoituneesta turpeesta tehtyjen kokeiden perusteella rasi-leikkauskokeella määritetyt turpeen lujuusarvot ovat selvästi pienempiä kuin vastaavista kohdista tehdyistä siipikairauslujuuksista 0,5:llä redusoidut leikkauslujuudet. Osaltaan tähän voi olla selityksenä, että leikkauskokeessa turpeen lujuutta ei määritetty murtotilassa vaan kokeen 4 mm vaakasiirtymää vastaavalla lujuudella. Vastavasti olemassa olevan ratapenkereen alla olevan turvekerroksen leikkauslujuutta siipikairauksella arvioitaessa tulisi selvittää, vastaavatko tietyllä siiven kiertymällä tai siiven kärjen siirtymällä saavutettavat lujuudet vastaavia häiriintymättömistä näytteistä leikkauskokeella määritettyjä leikkauslujuuksia. Tähän liittyen ei nykyinen ohjeistus myöskään ota kantaa, kuinka suuria siirtymiä murtorajatilassa tehtävillä stabi-liteettilaskelmilla voidaan sallia pohjamaassa tai ratapenkereessä. Erityisesti turpeessa pohjamaan murtuma tapahtuu niin suurilla siirtymillä, että ohjeistuksen päivittäminen tältä osin on tarpeellista.

Työssä kehitettiin palautuvan painuman laskennalliseen määrittämiseen yksinkertainen Boussinesqin jännitys jakaumaan perustuva laskentamalli. Todellisuudessa dynaaminen junakuorma ei kuitenkaan jakaantune staattista tilannetta vastaavasti. Luotettavan laskentamallin kehittämistä varten on tunnettava todellinen junakuorman jakautuminen sekä staattisessa että dynaamisessa tilanteessa. RATO 3:ssa (2013) on asetettu radan palautuvalle painumalle suurimmat sallitut arvot ratapölkyn pystysuuntaisena siirtymänä. Olemassa olevilla radoilla palautuva painuma saa rataosan mitoituskuorman vaikutuksesta olla enintään 8 mm pohjamaan ollessa turvetta ja muissa tapauksissa 4 mm. Voidaan pitää kyseenalaisena, onko järkevää asettaa sallittu radan jäykkyys pohjamaan maalajin mukaan. Olemassa olevien ratojen mitoittamista palautuvalle painumalle helpottaisi, jos palautuvan painuman kriteerit olisi sidottu mitoituskuormien sijaan jonkin tunnetun kuormituksen, esimerkiksi Sr2-veturin, aiheuttamaan palautuvaan painumaan.

Työssä tutkittiin radan toimintaa olettaen pohjaolosuhteet tasaiseksi radan pituus-suunnassa. Haasteellisia kohtia pehmeikköjen lisäksi ovat kuitenkin myös erilaiset radan jäykkyyden muutoskohdat, kuten siltojen taustat ja pehmeikköjen reunat. Erityisesti radan jäykkyyden muutoksen vaikutusta ratapenkereen muutoskohdissa on tarvetta tutkia lisää ja mahdollisesti päivittää suunnitteluohjeita näiltä osin.

Rataverkolla tehtyjen havaintojen perusteella routaongelmat keskittyvät turvealueiden ulkopuolelle. Kuitenkin tiestöllä tehtyjen havaintojen perusteella on turve määritetty routivaksi pohjamaaksi. Konsolidoituneen turpeen routivuutta on syytä selvittää sekä laboratoriokokein että rataverkoilla tehtävillä tarkoituksella havainnoilla.

Lähteet

Anderson-Berlin, K. 2012. Ratojen luokitus. Maanvaraisten pehmeikköjen stabiliteetin selvitys EN-luokituksen mukaisilla kuormilla. Helsinki, Liikennevirasto, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 43/2012. 23 s.

Carlsten, P. 1988. Torv – geotekniska egenskaper och byggmetoder. Linköping, Statens geotekniska institut, Information 6. 34 s.

Ehrola, E. 1996. Liikenneväylien rakennesuunnittelun perusteet. Helsinki, Rakennustieto Oy. 365 s.

Fagerholm, K. 2011. Radan pohjatutkimukset sekä käytännön näkökohtia radan alus- ja pohjarakenteiden suunnitteluun 19.10.2011. Rautatiesuunnittelun erikoisopintojakso (RASU), Liikennevirasto, Tampereen teknillinen korkeakoulu. Luentokalvot. 27 s.

Hakala, S. & Akkanen, H. 2013. Tampere-Seinäjoki. Nopeuden 200 km/h noston estävät pehmeiköt. Geotekninen selvitys nopeuden noston esteiden poistamiseksi. Helsinki, VR-Track Rakennetekniikkapalvelut, Geo/48/13. 16 s.

Hakulinen, M. 2006. Oy VR-Rata Ab, Seinäjoki-Oulu palvelutason parantaminen, Ratapenkereen värähtely. Lappeenranta, Geomatti Oy. 17 s.

Heikkilä, J. 2013. DI, toimialapäällikkö (geotekniikka), Insinööritoimisto Arcus Oy. Helsinki. Lausunto diplomityökokouksessa 28.5.2013.

Helaja, O-P. 2010. Routimisen ehkäisy ratarakenteessa kuivatusta parantamalla. Helsinki, Liikennevirasto. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 28/2010. 46 s.

Helenelund, K. V. 1981. Maarakennusmekaniikka. Seitsemäs painos. Espoo, Otakustantamo. 278 s.

Hendry, M. 2011. The geomechanical behaviour of peat foundations below rail-track structures. Dissertation. Saskatoon, Canada. University of Saskatchewan. Department of Civil Engineering. 168 p.

Höltkä, P. 2011. Rautatietekniikan perusteet. 3. muutettu versio. Espoo, Aaltoyliopisto, Insinööritieteiden korkeakoulu, Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos. 270 s.

Juvankoski, M. 2007. Ratarakenteen kuormituksen määrittäminen stabiliteettitarkasteluihin. Helsinki, Ratahallintokeskus, Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 4/2007. 48 s.

Jääskeläinen, R. 2009. Geotekniikan perusteet. Tampere, Tammertekniikka / AMK-Kustannus Oy. 332 s.

Kairausopas II. 1995. Siipikairaus. Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys. 12 s.

Kalliainen, A. & Kolisoja, P. 2013. Ratapenkereen leveys ja luiskakaltevuus. Loppuraportti. Helsinki, Liikennevirasto, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 33/2013. 85 s.

Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. 2011. Radan eristys- ja välikerrosten tiiviys- ja kantavuustutkimus. Helsinki, Liikennevirasto, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2011. 152 s.

Kauranne, L. K., Gardemeister, R., Korpela, K. & Mälkki, E. 1972. Rakennusgeologia II. Toinen korjattu painos. Espoo, Otakustantamo. 530 s.

Kiuru, T. 2007. Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki-Imatra-rataosuudelle. Helsinki, Ratahallintokeskus. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 1/2007. 100 s.

Korhonen, K-H., Gardemeister, R. & Tammirinne, M. 1974. Geotekninen maaluokitus. Espoo, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Geotekninen laboratorio, tiedonanto 14. 20 s.

Korhonen, K-H. & Helenelund, K. V. 1964. Geotekniikka ja pohjarakennus. Helsinki, Valtion teknillinen tutkimuslaitos. Sarja III – Rakennus 78. 75 s.

Korhonen, K-H., Lojander, M. & Karstunen, M. 1993. Pehmeikölle maan varaan rakennettavan tiepenkereen geotekniset laskelmat. Loppuraportti 3. Helsinki, Tielaitos. 387 s.

Kujala, K. 2013. Tekniikan tohtori, professori, Oulun yliopisto. Tampere/Oulu. Puhe- linhaastattelu 11.11.2013.

Kujala, J. 2005. Paalulaattarakenteiden suunnittelu. Helsinki, Tiehallinto, Tiehallinnon selvityksiä 25/2005. 143 s.

Kujansuu, R. & Niemelä, J. 1984. Suomen maaperä 1:1 000 000, kartta. Espoo, Geologian tutkimuskeskus (GTK). Aineisto otettu käyttöön GTK:n palvelusta 8.1.2014. Avoin lisenssi versio 1.10. Lisenssi saatavissa:
http://www.gtk.fi/export/sites/fi/tietopalvelut/hinnastot/GTK_aineistotuotelisenssi_2_v10.pdf

Laine, J. & Vasander, H. 1986. Turpeiden tuntemus ja luokittelu. Helsinki, Helsingin yliopiston suometsätieteen laitos. 56 s.

Lehto, A. 2013. Työpäällikkö, Destia Rail Oy. Pirkkala. Haastattelu 21.10.2013.

Liikenneviraston ohjeita 12/2011. 2011. Eurokoodin soveltamisohje, Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Helsinki, Liikennevirasto. 70 s.

Liikenneviraston tilastoja 4/2012. 2012. Suomen rautatietilasto 2012. Helsinki, Liikennevirasto. 52 s.

Länsivaara, T. 2010a. Painuminen. 23.3. ja 30.3.2010. MPR-5010, Maamekaniikka, Tampereen teknillinen yliopisto. Luentokalvot. 55 s.

Länsivaara, T. 2010b. Maan lujuus ja stabiliteetti. 13.4. ja 20.4.2010. MPR-5010, Maamekaniikka, Tampereen teknillinen yliopisto. Luentokalvot. 40 s.

Länsivaara, T. 2011. Stabiliteetilaskenta. 9.9.2011. MPR-5131, Pohjarakentamisen laskentaohjelmat, Tampereen teknillinen yliopisto. Luentokalvot. 25 s.

Maastotietokanta 12/2013. Karttalehtitunnus Q4124L, avoin data. Maanmittauslaitos.

Maatutkaluotaus, 1991. Rovaniemi, Suomen geoteknillinen yhdistys r.y. / Rakentajain kustannus Oy. 68 s.

Matkaneva-Ylivieska yleissuunnitelma. 2009. Suunnitelmaselostus. Helsinki, Ratahallintokeskus. 69 s.

Mikkonen, T. 2005. Pengerpaalurakenteet liikenteen alaisella raiteella. Diplomityö. Espoo. Teknillinen korkeakoulu, pohjarakennus ja maamekaniikka. 116 s.

Munro, R., Sigursteinsson, H., Carlsten, P., Zweifel, G. & Pyhähuhta, M. Roadex E-learning, kurssi 2. Turpeen päälle rakennetut tiet [WWW]. [viitattu 8.1.2014]. Saatavissa: <http://www.roadex.org/index.php/e-learning/preface-peat-fi>

Mäkelä, E., Heikkilä, J. & Törnqvist, J. 2008. Ratatekniset ohjeet – RATO 3, koulutustilaisuus 27.5.2008. Ratahallintokeskus. Luentokalvot. 98 s.

Nurmikolu, A. 2011a. Routa ratarakenteissa. 3.2.2011. Georakentamisen jatkokurssi, Aalto-yliopiston teknillinen korkeakoulu. Tampereen teknillinen yliopisto. Luentokalvot. 52 s.

Nurmikolu, A. 2011b. Radan tukikerros. 9.11.2011. Rautatiesuunnittelun erikoisopintojakso (RASU), Liikennevirasto, Tampereen teknillinen korkeakoulu. Luentokalvot. 41 s.

Peltokangas, O., Luomala, H. & Nurmikolu, A. 2013. Radan pystysuuntainen jäykkyys ja sen mittaaminen. Helsinki, Liikennevirasto, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 6/2013. 190 s.

Poussu, T. 2012. Rautateiden kunnossapito, Päällys- ja alusrakenteet. 2.5.2012. Rautatiesuunnittelun erikoisopintojakso (RASU), Liikennevirasto, Tampereen teknillinen korkeakoulu. Luentokalvot. 54 s.

Päivänen, J. 1982. Turvemaan fysikaaliset ominaisuudet. Helsinki, Helsingin yliopiston suometsätieteen laitos. 69 s.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1979. Geotekniikka. 20. painos. Helsinki, Otatieto. 307 s.

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki, Ratahallintokeskus. 130 s.

Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 8. 2002. Ratojen routasuojaustarpeen selvittäminen, tutkimusohje. Helsinki, Ratahallintokeskus. 14 s.

Ratahallintokeskuksen julkaisuja B 15. 2005. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Helsinki, Ratahallintokeskus. 27 s.

Rataverkko 2020 peruskartta-aineisto. 4.2.1999. Insinööritoimisto Perusfundamentti Oy. Selvitys.

Rataverkon suurimmat sallitut akselipainot [WWW]. Liikennevirasto. Päivitetty 8.4.2011 [viitattu 8.1.2014]. Saatavissa:
<http://portal.liikennevirasto.fi/portal/page/portal/C83FoFC53F835B80E040B40A1B015709>

RATO 3. 2008. Ratatekniset ohjeet, osa 3 Radan rakenne. Helsinki, Ratahallintokeskus. 87 s.

RATO 3. 2013. Ratatekniset ohjeet, osa 3 Radan rakenne. Julkaisematon luonnos-versio. 52 s.

RATO 13. 2004. Ratatekniset ohjeet, osa 13 Radan tarkastus. Helsinki, Ratahallintokeskus. 51 s.

RATO 15. 2002. Ratatekniset ohjeet, osa 15 Radan kunnossapito. Helsinki, Ratahallintokeskus. 63 s.

Rautateiden rakennuttaminen ja rakentamisen laadunvalvonta [WWW]. Liikennevirasto. Päivitetty 3.1.2014 [viitattu 8.1.2014]. Saatavissa:
http://portal.liikennevirasto.fi/sivu/www/f/urakoitsijat_suunnittelijat/vaylanpidon_ohjeet/rakennuttaminen/rautatiet

RIL 253-2010. 2010. Rakentamisen aiheuttamat tärinät. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 122 s.

RIL 261-2013. 2013. Routasuojaus – rakennukset ja infrarakenteet. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 257 s.

Ronkainen, N. 2012. Suomen maalajien ominaisuuksia. Helsinki, Suomen ympäristökeskus, Suomen ympäristö 2/2012. 57 s.

Roudan hallintaraportti 2013. 2013. Helsinki, Liikennevirasto. 39 s.

RT 14-10878. 2006. InfraRYL. Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset. Osa 1 Väylät ja alueet. Helsinki, Rakennustietosäätiö. 622 s.

Saarinen, M. 2008. Ratojen alusrakenteissa käytettyjen materiaalien routimisherkkyys. Helsinki, Ratahallintokeskus. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 7/2008. 75 s.

Salo, P. 2011. Eurokoodi soveltamisohje – geotekninen suunnittelu NCCI 7 ja Ratatekniset ohjeet – RATO 3, koulutustilaisuus 6.9.2011. Liikennevirasto. Luentokalvot. 7 s.

Salokangas, J-P. 2008. Ratapenkereen mallinnus ja vakavuuden vertailulaskelmat. Diplomityö. Espoo. Teknillinen korkeakoulu, rakennus- ja ympäristötekniikan koulutusohjelma. 102 s.

Samppala, P. 2011. Rautateille asennettujen pyörävoimailmaisimien mittausdata ja pyörävoiman raja-arvot. Diplomityö. Tampere. Tampereen teknillinen yliopisto, rakennustekniikan koulutusohjelma. 100 s.

Sarasto, J. 1960. Turpeen maatuneisuuden määrittämisestä. V. Postin maatumisas-teen ja Pjajtshenkon maatumisprosentin vertailu. Helsinki. 16 s.

Soveri, U. & Kauranne, L. K. 1975. Rakennusgeologia I. Neljäs painos. Espoo, Otakus-
tantamo. 194 s.

Talja, A. 2004. Suositus liikennetärinän mittaamisesta ja luokitukselta. Espoo, VTT, Tiedotteita – Research Notes 2278. 50 s.

TIEH 2100057-08. 2008. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset. Suunnitteluvaiheen ohjaus. Helsinki, Tiehallinto. 62 s.

Tiehallituksen sisäisiä julkaisuja 22/1991. 1991. Pituushalkeamat osa II. Tien raken-
ne- ja olosuhdetekijöiden vaikutus tien routanousuihin. Routavaurio- ja kuivatustut-
kimus. Helsinki, Tielaitos. 48 s.

Tielaitoksen selvityksiä 28/1998. 1998. Teiden pehmeikkötutkimukset. Helsinki, Tie-
laitos. 90 s.

Työryhmämuistio MMM 2011:1. 2011. Ehdotus soiden ja turvemaiden kestävä ja vas-
tuullisen käytön ja suojelun kansalliseksi strategiaksi. Helsinki, Maa- ja metsätalous-
ministeriö. 159 s.

Törnqvist, J. 2011. Ratatekniset ohjeet – RATO 3, koulutustilaisuus 6.9.2011. VTT. Lu-
entokalvot. 26 s.

Törnqvist, J. & Talja, A. 2006. Suositus liikennetärinän arvioimiseksi maankäytön
suunnittelussa. Espoo, VTT, Working Papers 50. 46 s.

Vepsäläinen, P. & Takala, J. 2004. GEOSUITE-projekti / Painumalaskenta. Novapoint
GeoCalc 2.4. Ohjelma SETTLE, teoreettisia perusteita. 19 s.

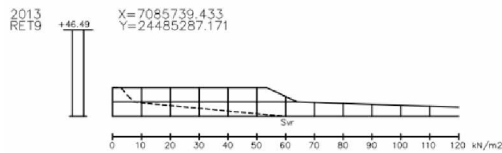
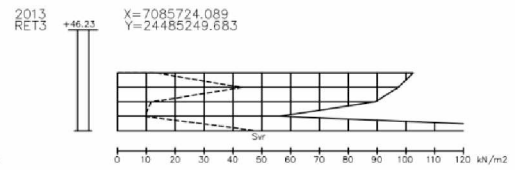
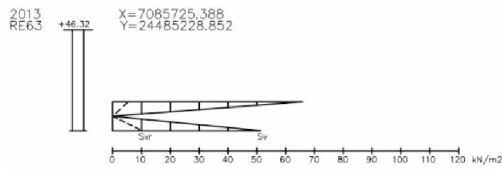
Ympäristögeotekniikan perusteet. 2008. Helsinki, Suomen geoteknillinen yhdistys.
115 s.

SFS-EN 15528 mukaiset kuormakaaviot (RATO 3 2013)

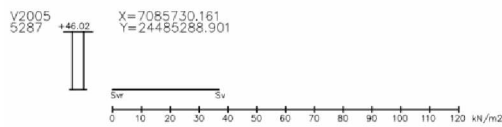
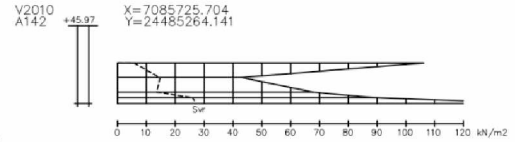
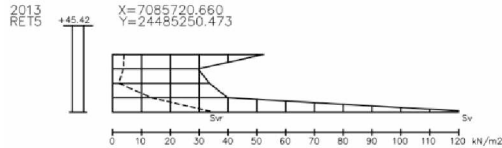
Referenssi vaunu	Akselikuorma P (t)	Metripaino p (t/m)	Mitat
C2	20	6,4	
C3	20	7,2	
C4	20	8,0	
D2	22,5	6,4	
D3	22,5	7,2	
D4	22,5	8,0	
xL-a	20	8,0	
xL-b	22,5	7,4	
E4	25	8,0	
E5	25	8,8	

Kmv 580+500...580+750 tehdyt siipi- kairaukset

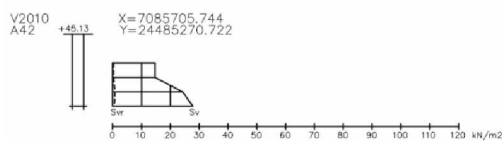
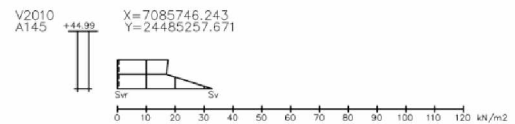
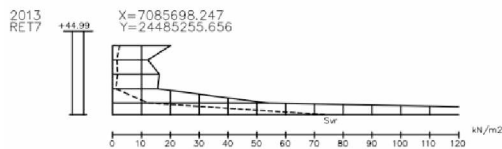
JÄTKÄNPOLKU



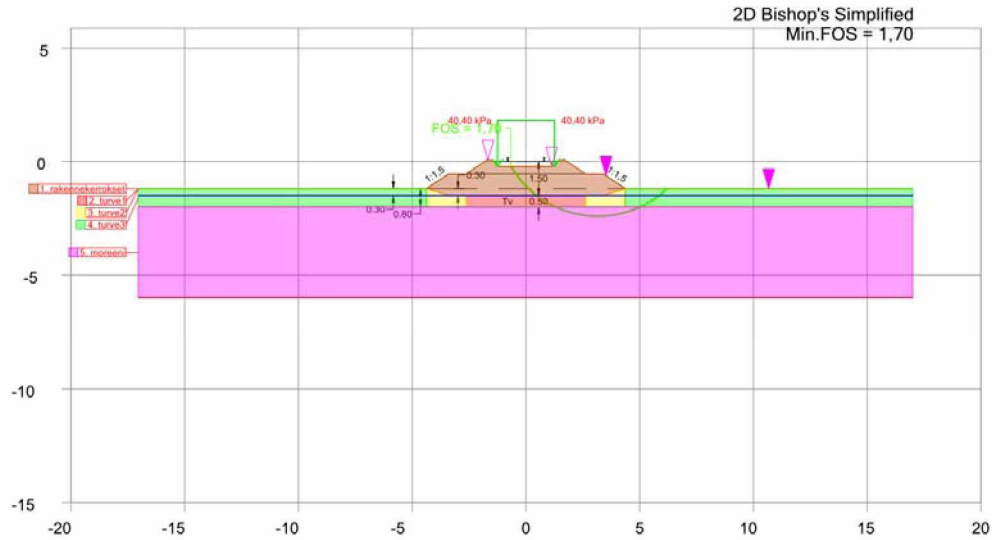
LUISKAN JUURESTA



RADAN SIVUSTA



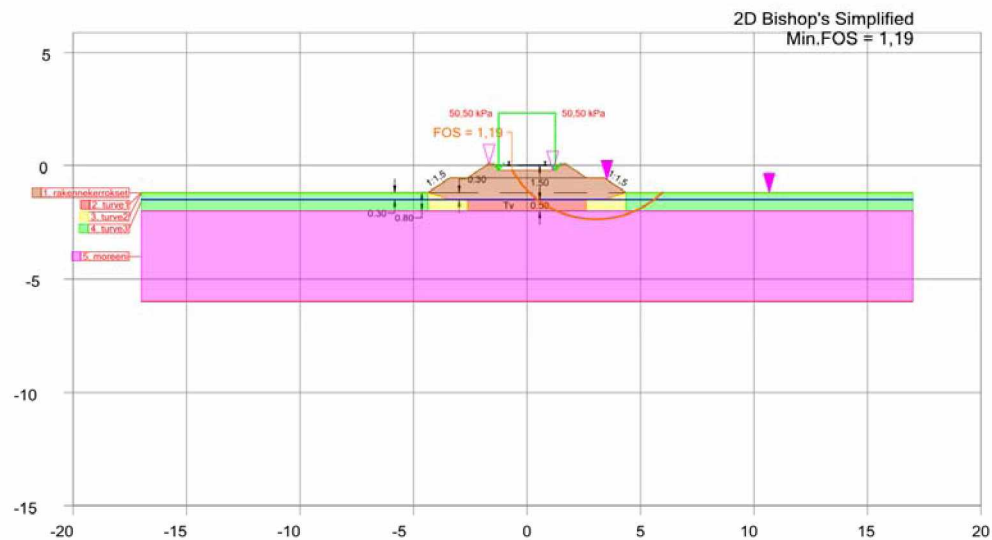
Stabiiteettilaskentapoikkileikkaukset



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \phi$ [°/m]	Material Type	n_u	n_q	n_r
1	rakennekerrokset	19,00	21,00	0,00	35,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	0,00
2	surve1	10,50	10,50	22,00	0,00			Independent on depth			
3	surve2	10,50	10,50	16,00	0,00			Independent on depth			
4	surve3	10,50	10,50	6,00	0,00			Independent on depth			
5	moreeni	19,50	22,00	0,00	38,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	0,00

Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

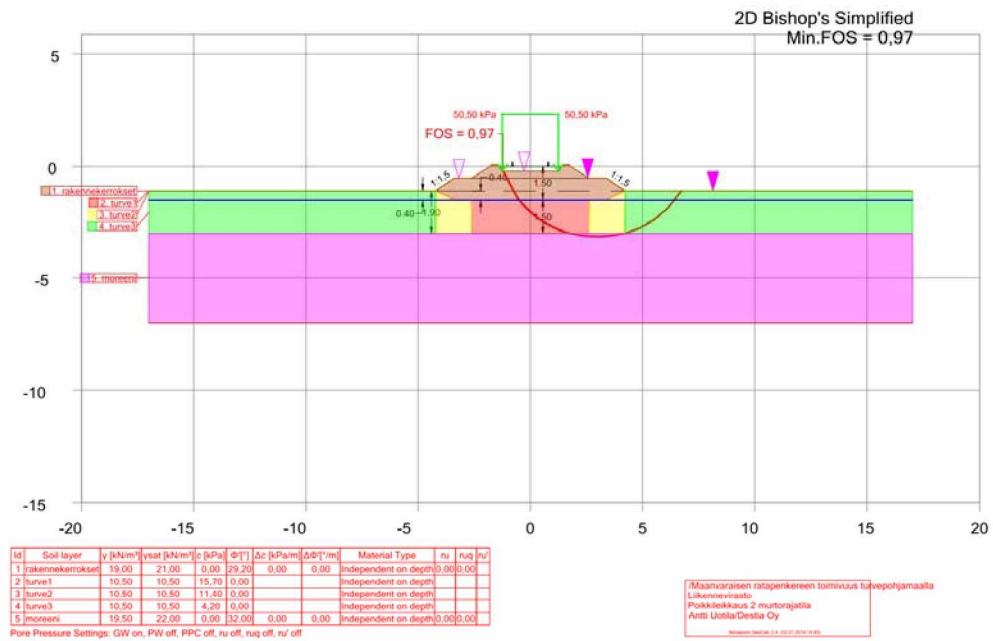
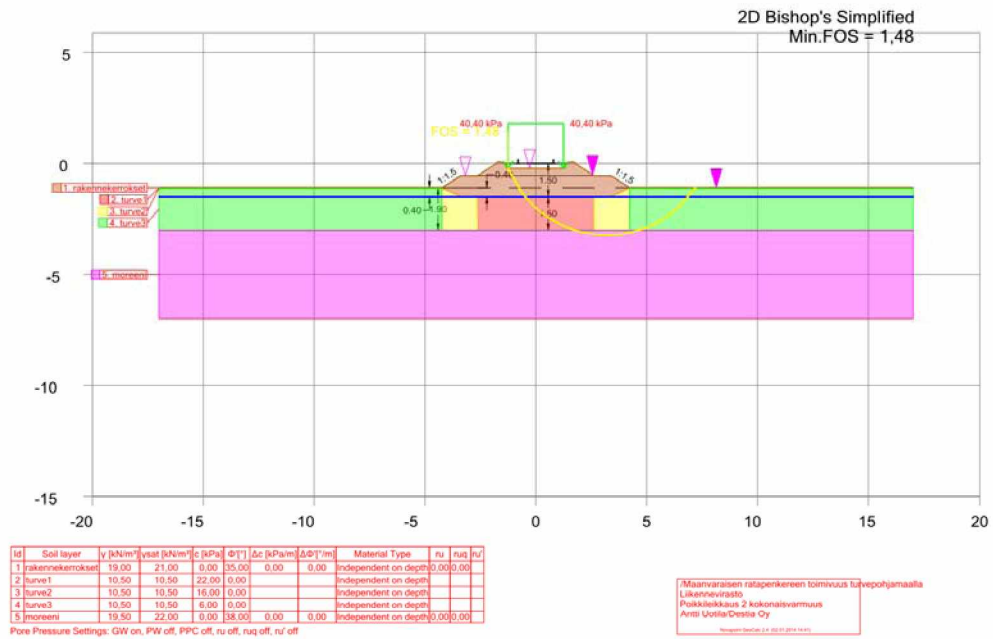
Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus tulvepohjamaalla
Liikennevirasto
Poikkileikkaus 1 kokonaisvarmuus
Antti Uotila/Desita Oy

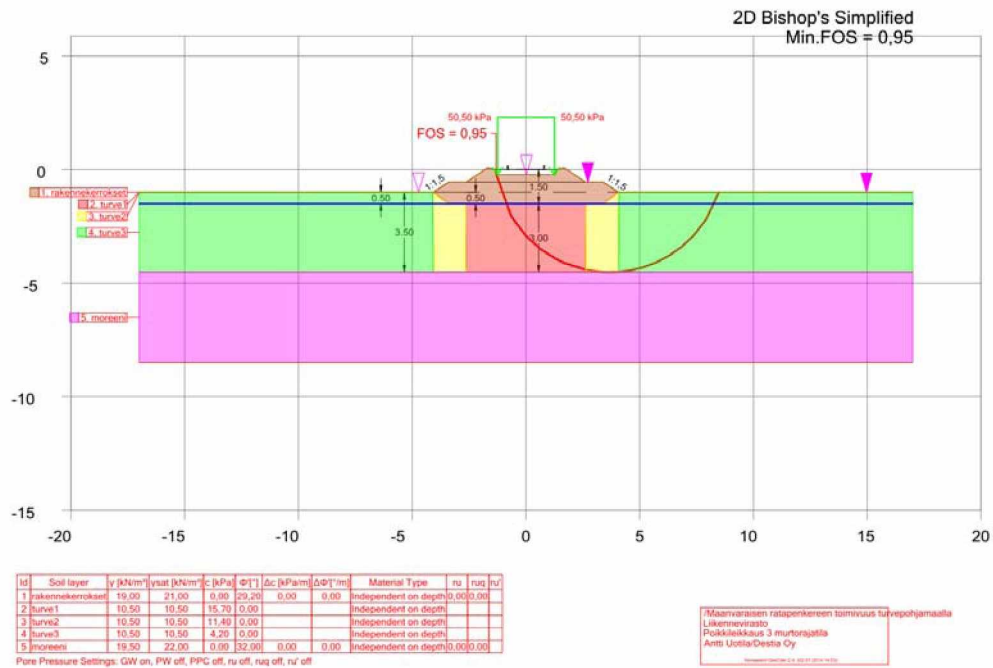
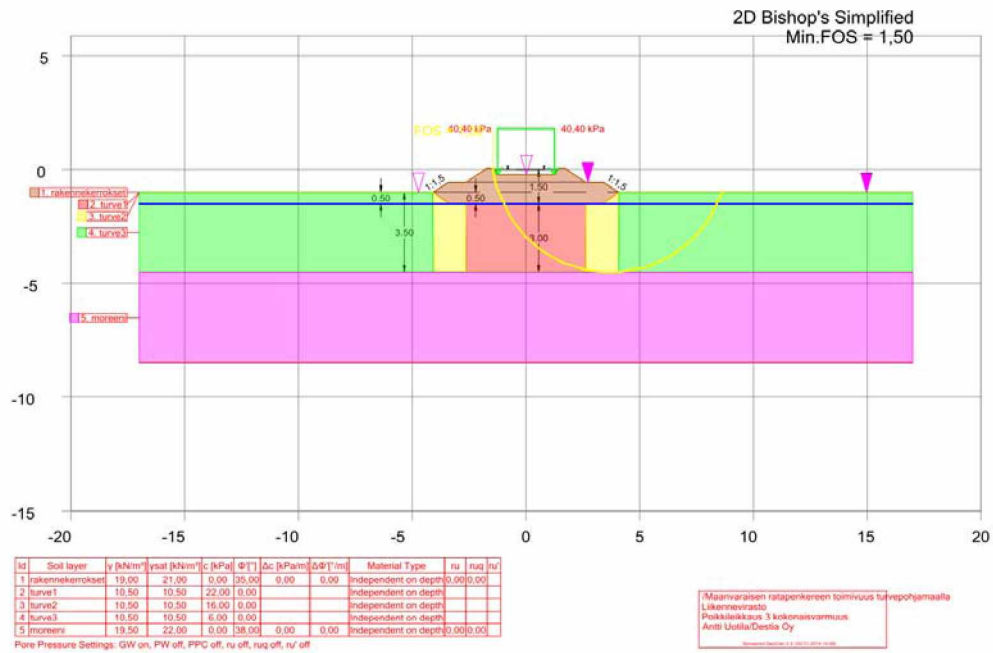


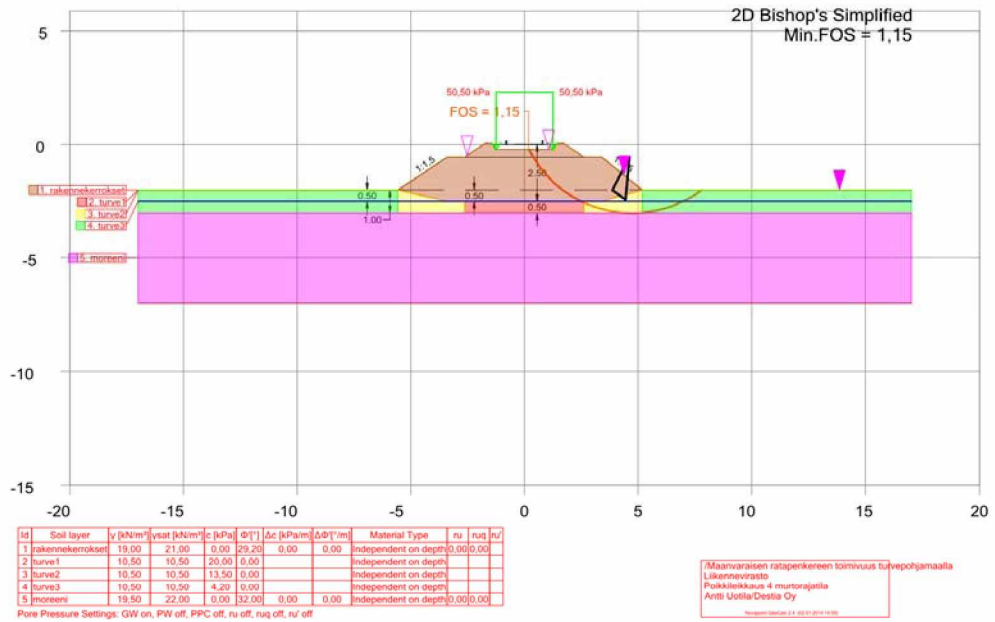
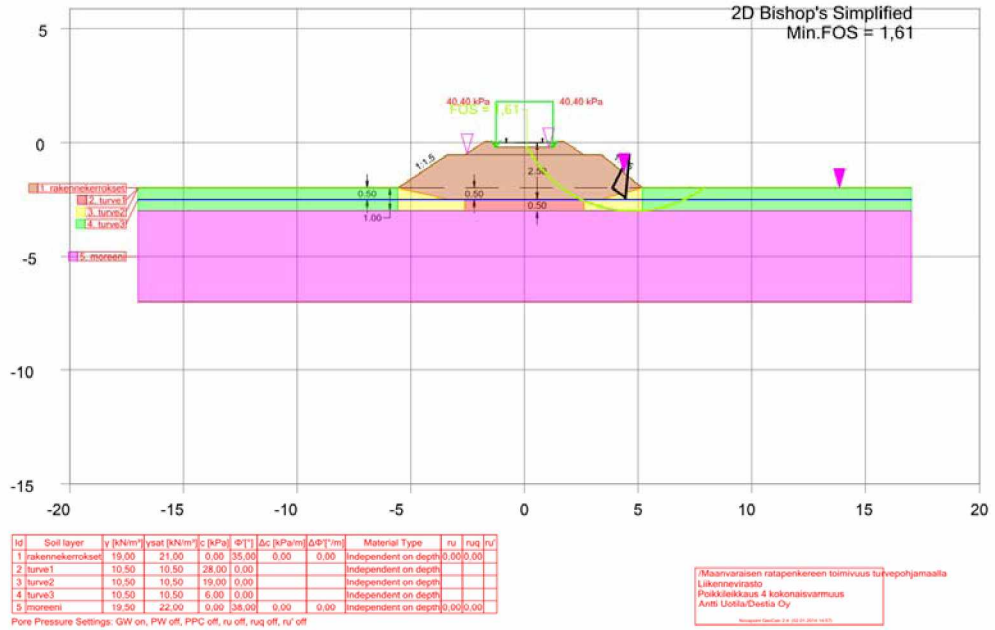
Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	ϕ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \phi$ [°/m]	Material Type	n_u	n_q	n_r
1	rakennekerrokset	19,00	21,00	0,00	29,20	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	0,00
2	surve1	10,50	10,50	15,70	0,00			Independent on depth			
3	surve2	10,50	10,50	11,40	0,00			Independent on depth			
4	surve3	10,50	10,50	4,20	0,00			Independent on depth			
5	moreeni	19,50	22,00	0,00	32,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00	0,00

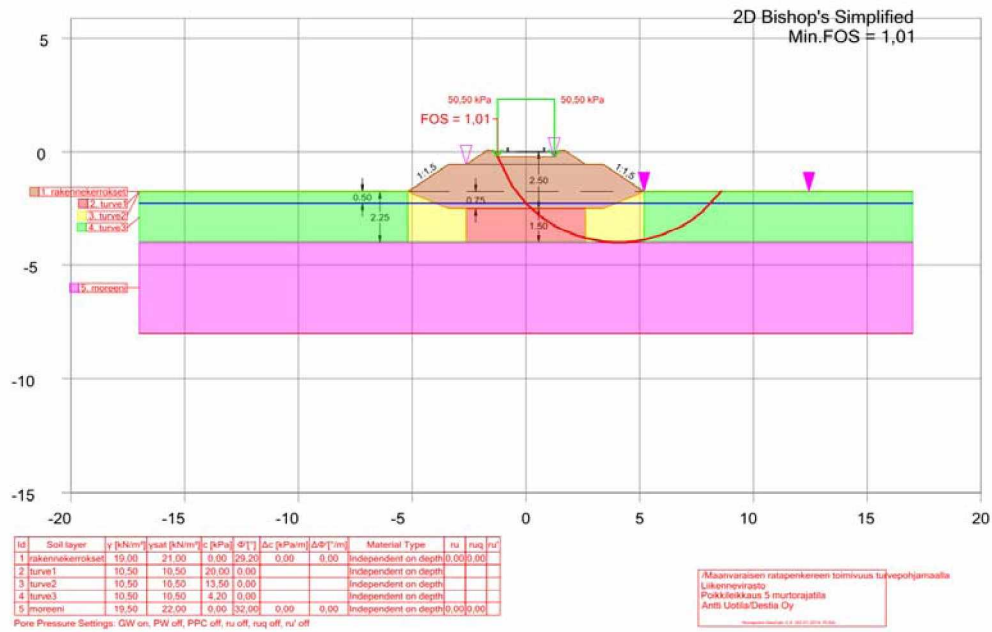
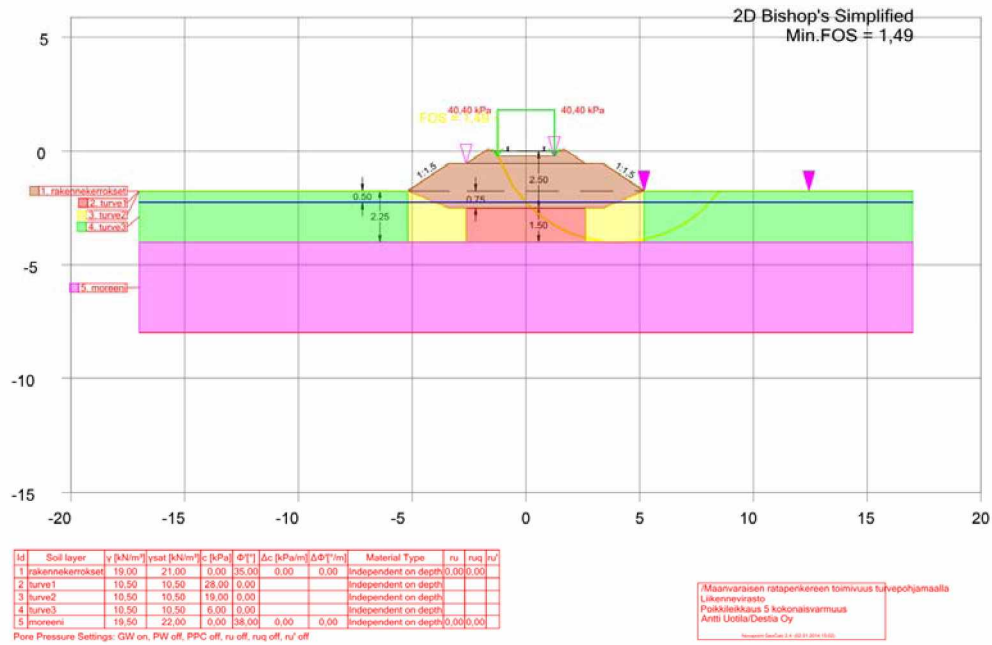
Pore Pressure Settings: GW on, PW off, PPC off, ru off, ruq off, ru' off

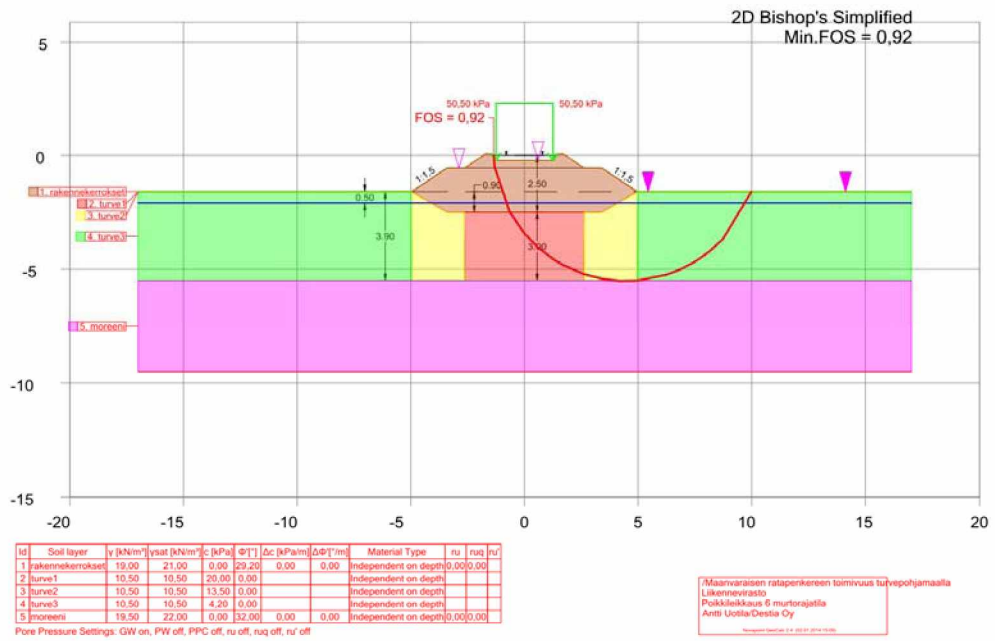
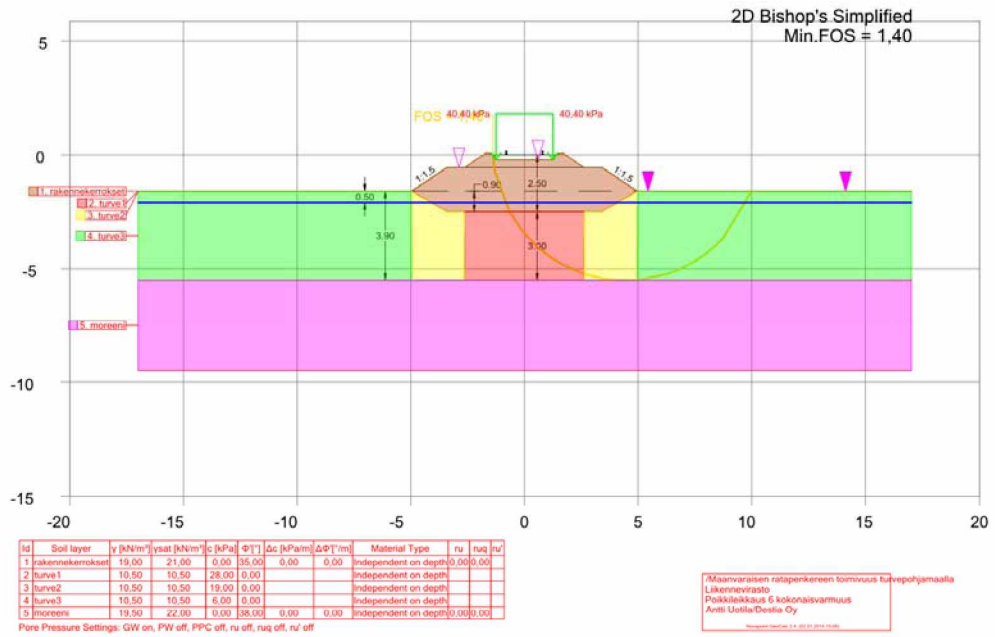
Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus tulvepohjamaalla
Liikennevirasto
Poikkileikkaus 1 murtoajalla
Antti Uotila/Desita Oy

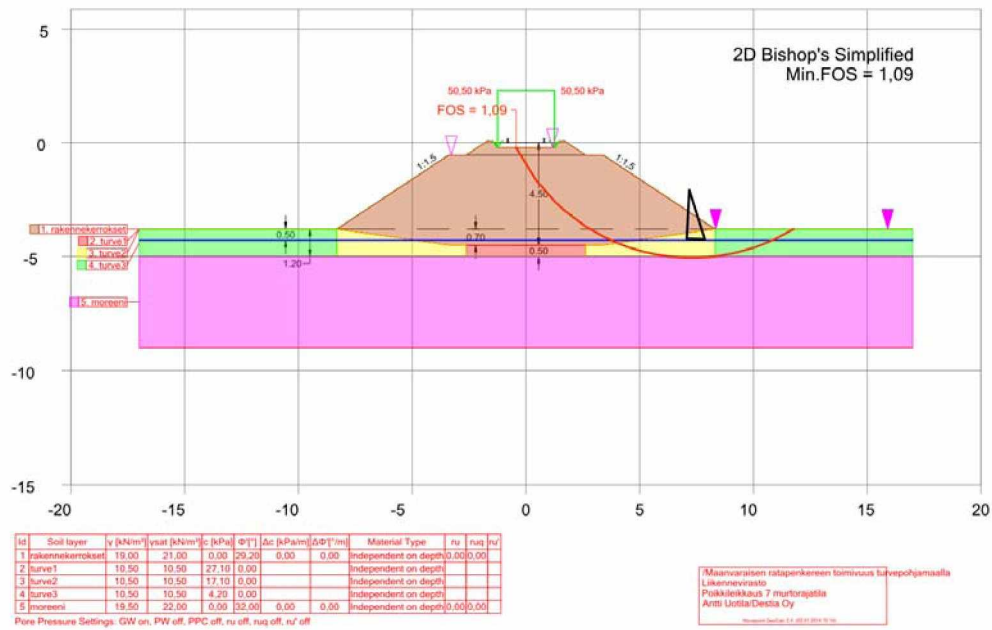
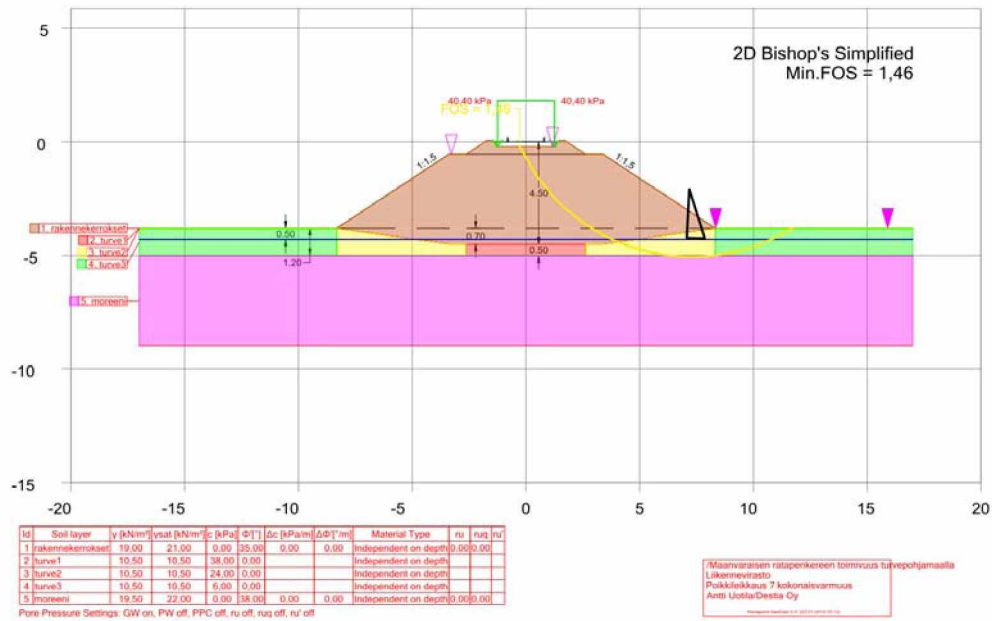


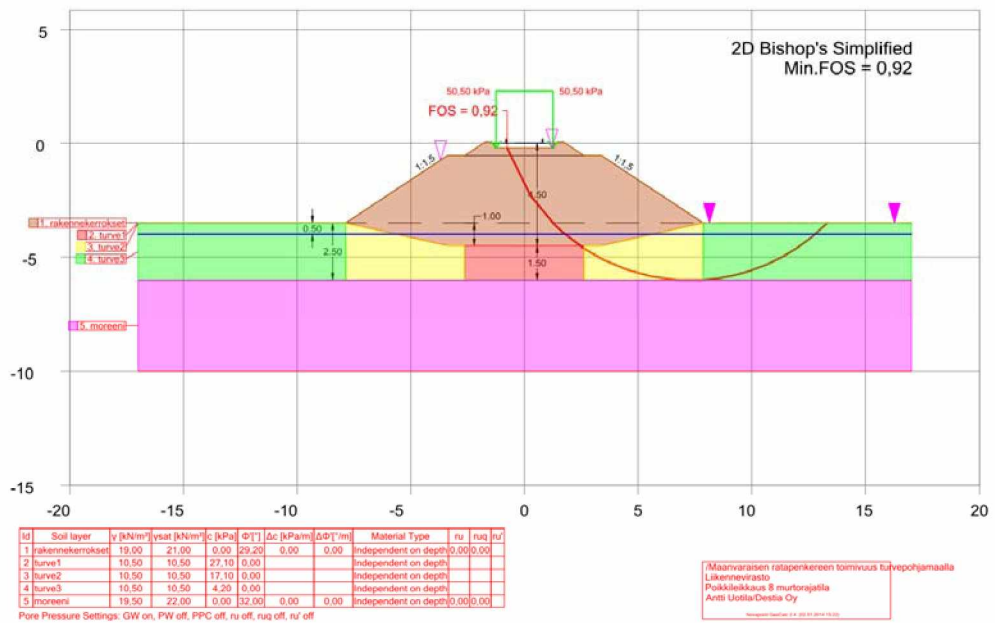
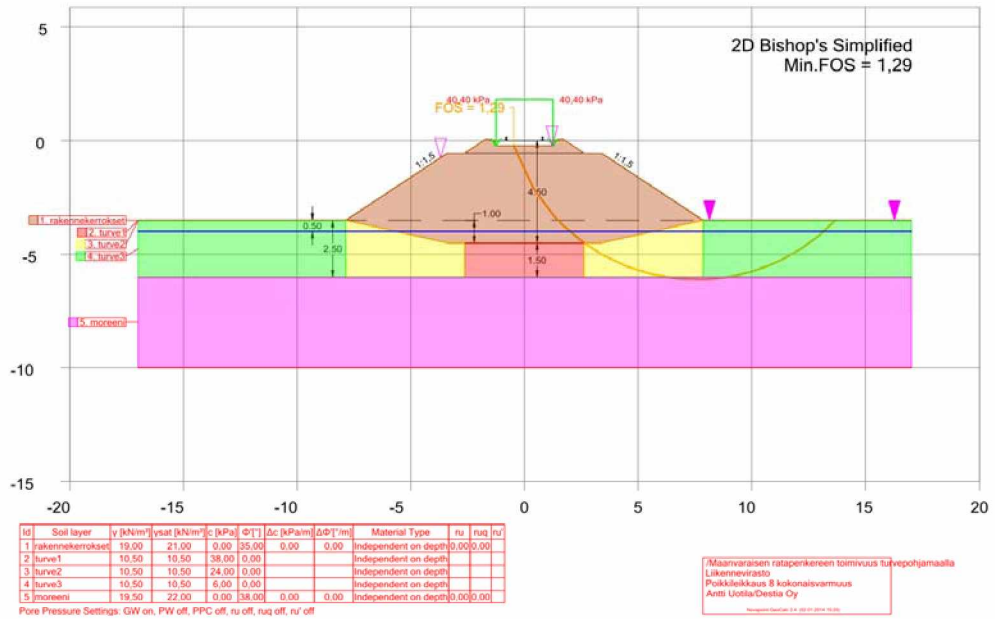


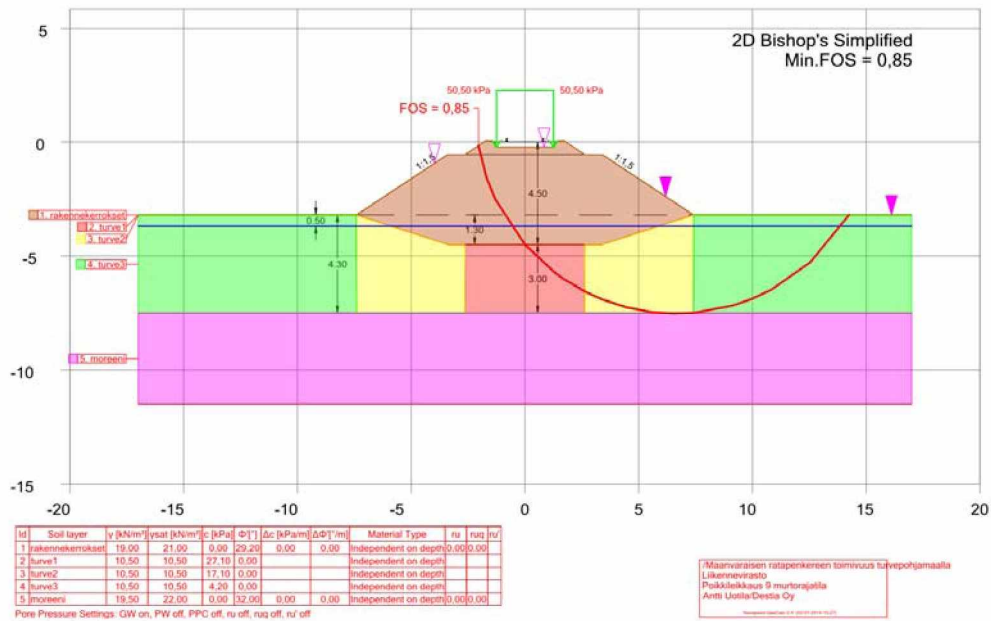
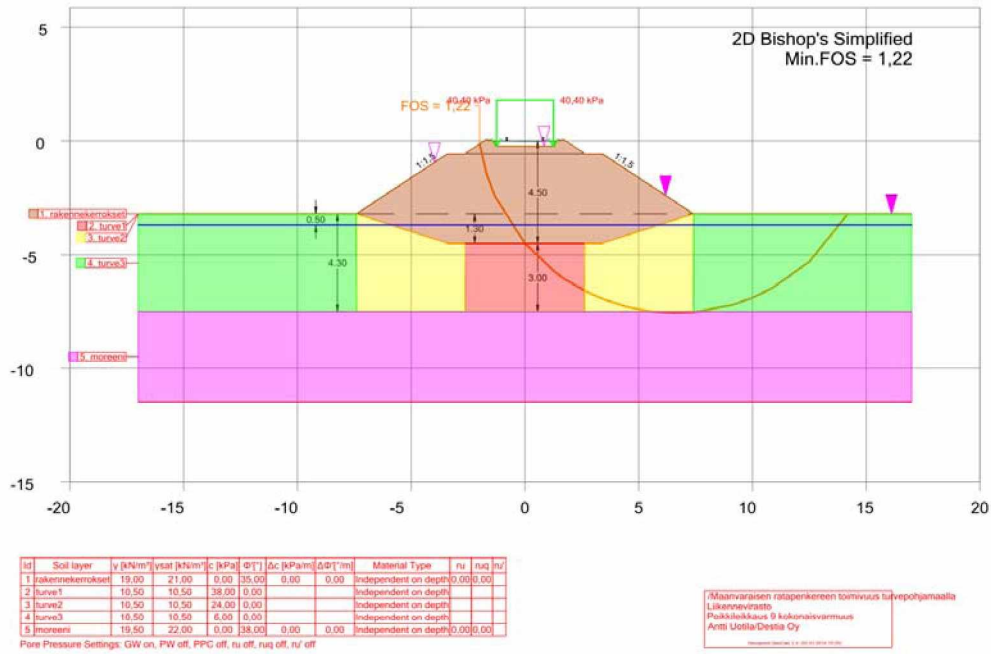


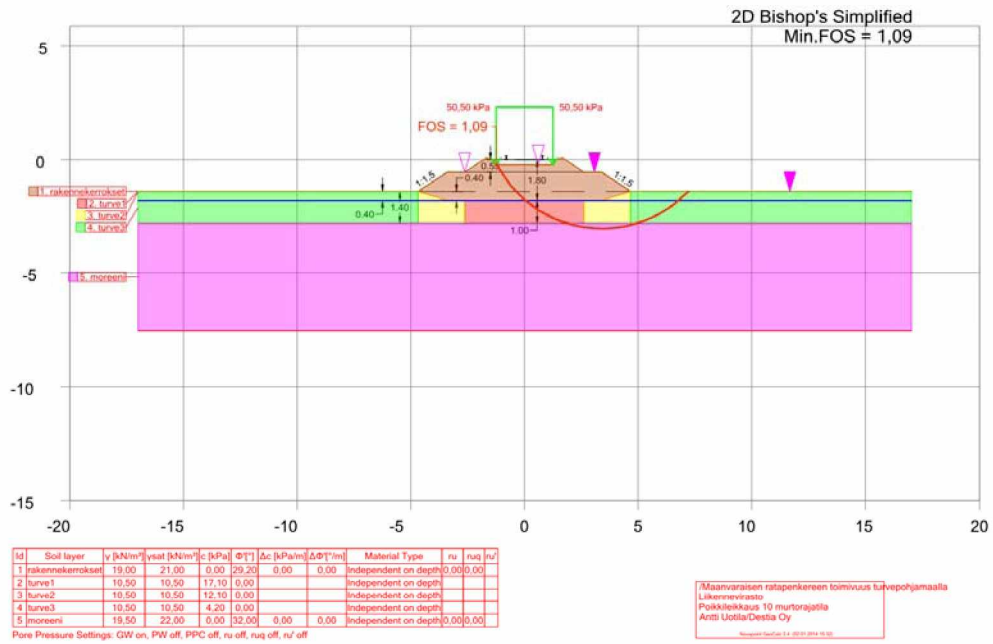
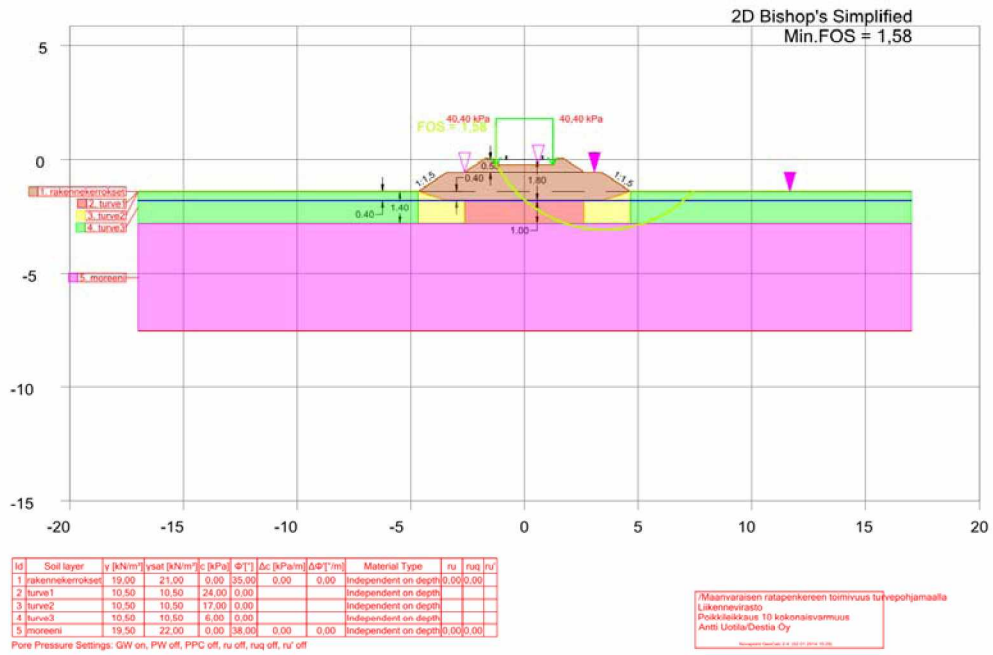


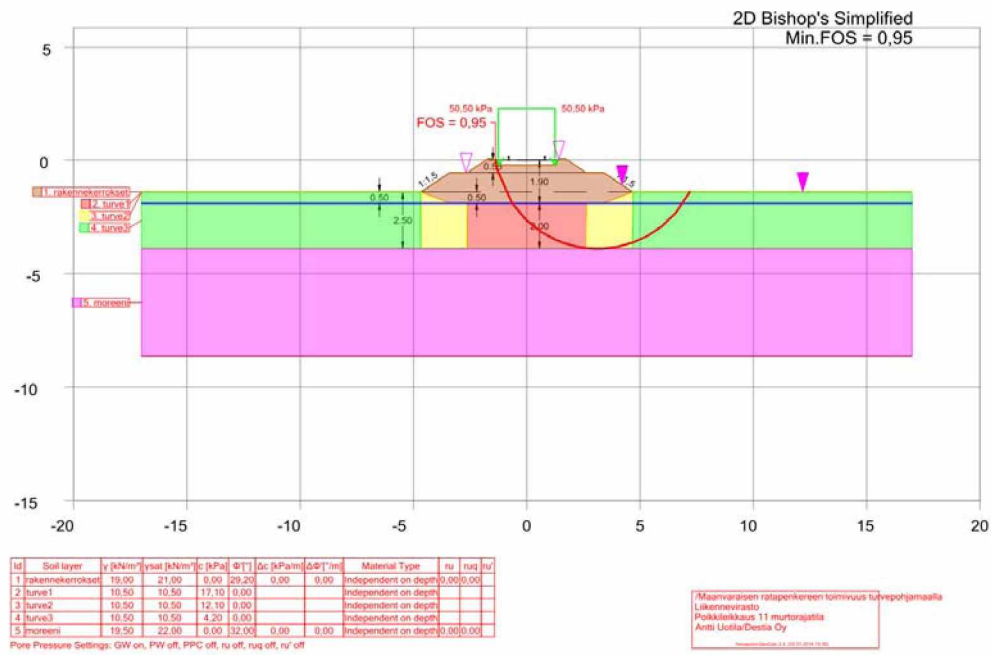
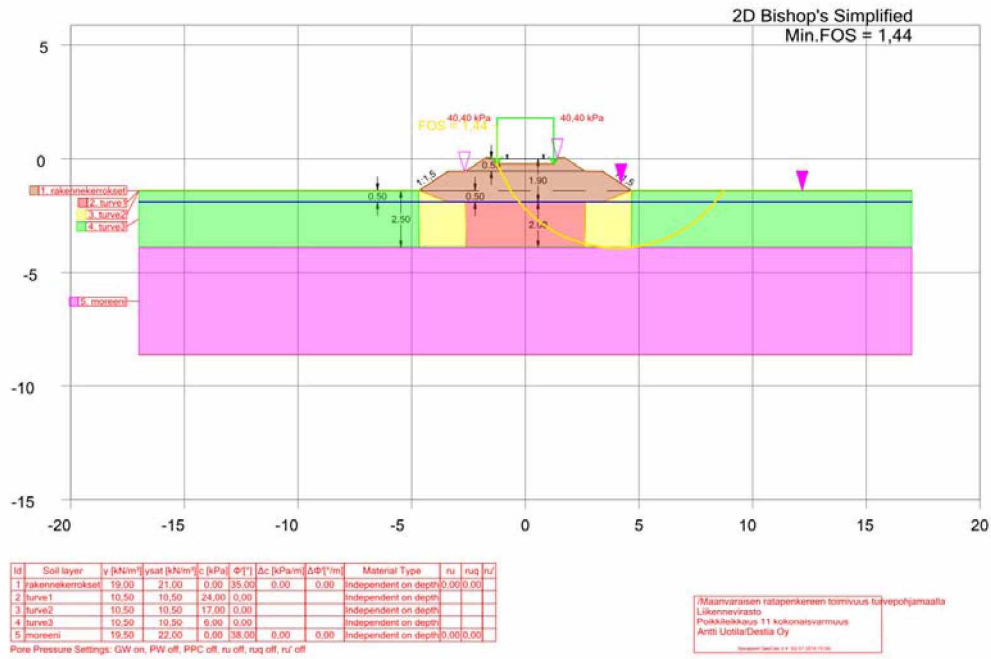












Laskentapoikkileikkausten sekundaaripainuma

LÄHTÖTIEDOT	v	vrk		t	t+t1+tp
tp	0.548	200	primaaripainuman kesto	1	21.548
t1	20	7300	aika primaaripainuman päättymisestä	5	25.548
t1+tp	20.548			10	30.548
				20	40.548
				100	120.548

poikkil.	penger [m]	turve [m]	Calfa	S1 [mm]	St 1 v [mm]	St 5 v [mm]	St 10 v [mm]	St 20 v [mm]	St 100 v [mm]
1	1.5	0.5	0.032	25.18	25.51	26.70	27.94	29.91	37.48
2	1.5	1.5	0.032	75.55	76.54	80.09	83.82	89.72	112.44
3	1.5	3.0	0.032	151.11	153.09	160.19	167.64	179.45	224.87
4	2.5	0.5	0.04	31.48	31.89	33.37	34.92	37.38	46.85
5	2.5	1.5	0.04	94.44	95.68	100.12	104.77	112.15	140.55
6	2.5	3.0	0.04	188.88	191.36	200.23	209.55	224.31	281.09
7	4.5	0.5	0.049	38.56	39.07	40.88	42.78	45.80	57.39
8	4.5	1.5	0.049	115.69	117.21	122.64	128.35	137.39	172.17
9	4.5	3.0	0.049	231.38	234.42	245.29	256.70	274.78	344.34
10	1.8	1.0	0.035	55.09	55.81	58.40	61.12	65.42	81.98
11	1.8	2.0	0.035	110.18	111.63	116.80	122.24	130.85	163.97

poikkil.	penger [m]	turve [m]	S1 [mm]	S5 [mm]	S10 [mm]	S20 [mm]	S100 [mm]
1	1.5	0.5	0.3	1.5	2.8	4.7	12.3
2	1.5	1.5	1.0	4.5	8.3	14.2	36.9
3	1.5	3	2.0	9.1	16.5	28.3	73.8
4	2.5	0.5	0.4	1.9	3.4	5.9	15.4
5	2.5	1.5	1.2	5.7	10.3	17.7	46.1
6	2.5	3	2.5	11.4	20.7	35.4	92.2
7	4.5	0.5	0.5	2.3	4.2	7.2	18.8
8	4.5	1.5	1.5	7.0	12.7	21.7	56.5
9	4.5	3	3.0	13.9	25.3	43.4	113.0
10	1.8	1	0.7	3.3	6.0	10.3	26.9
11	1.8	2	1.4	6.6	12.1	20.7	53.8

