

AURINKOPUISTON HUOLTOTIEN GEOTEKNINEN SUUNNIT- TELU TURVEMAALLE

Juho Jurvakainen
Opinnäytetyö AMK
Kevät 2026
Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma,
Yhdyskuntatekniikan suuntautumisvaihtoehto
Oulun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Yhdyskuntatekniikan suuntautumisvaihtoehto

Tekijä: Juho Jurvakainen

Opinnäytetyön otsikko: Aurinkopuiston huoltotien geotekninen suunnittelu turvemaalle

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: kevät 2026

Sivumäärä: 50 + 14 liitettä

Tavoitteena tässä opinnäytetyössä oli tutkia turvemaan geoteknisiä ominaisuuksia ja painumakäyttäytymistä aurinkopuiston huoltotiepenkereen pohjamaana. Työssä pyrittiin suunnittelemaan turvemaalle sijoittuva sijainnista riippumaton ja rakenteeltaan taloudellinen huoltotiepenkereen ratkaisu aurinkopuistokohteisiin.

Työssä koottiin kirjallisuuteen perustuvaa tietopohjaa turpeen luokittelusta, vesipitoisuudesta, lujuudesta, painumaominaisuuksista sekä routivuudesta. Primäärisiä konsolidaatiopainumia arvioitiin kolmella menetelmällä: Carlstenin diagrammeja ja kuvaajia hyödyntävällä menetelmällä, Tie- ja vesirakennushallituksen (TVH) menetelmällä sekä Janbun tangenttimoduulimenetelmällä. Konsolidaatiopainuman lisäksi arvioitiin myös sekundaarista painumaa. Tien stabiliteettia arvioitiin 2D-menetelmällä laskentaohjelman avustuksella sekä lujitettuna että lujittamattomana pengerrakenteena kahdella eri pengerpaksuudella.

Painumatarkasteluissa Carlstenin ja TVH:n menetelmällä saatiin samansuuntaisia tuloksia, kun taas Janbun menetelmä arvioi painumat huomattavasti suuremmiksi. Sekundaarisen painuman osuus jäi tarkasteluissa pienemmäksi kuin kirjallisuudessa esitetty jopa 50 % osuus kokonaispainumista. Stabiliteettilaskelmissa ei saavutettu riittävää varmuutta murtoa vastaan ilman geolujitteita. Tarkasteluista pengervaihtoehdoista ohuempi, kahdella geolujitteella vahvistettu penger, osoittautui toimivammaksi ratkaisuksi niin stabiliteetin kuin painumatarkastelujen osalta.

Työn tuloksena voitiin todeta turvemaan varaan rakentamiseen liittyvän paljon epävarmuuksia geoteknisen suunnittelun osalta. Riittävällä tapauskohtaisella suunnittelulla ja varautumalla suuriinkin painumiin rakentaminen on mahdollista ja silloin geolujitteilla vahvistettu penger voisi olla taloudellinen ja perusteltu ratkaisu.

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Degree Program in Civil Engineering
Option of Municipal Engineering

Author: Juho Jurvakainen

Title of thesis: Geotechnical design of a solar park service roads on peat soil

Term and year when the thesis was submitted: spring 2026

Number of pages: 50 + 14 appendices

This thesis examines the challenges related to designing service roads for a solar park on peat soil, which is a highly compressible and variable organic material. The study reviews the key geotechnical properties of peat and assesses different calculation methods commonly used to estimate settlements and stability for embankments built on soft ground.

Three settlement calculation approaches and 2D stability analyses were applied to two alternative embankment structures: an unreinforced embankment and a geosynthetically reinforced embankment. The methods produced clearly differing settlement estimates, highlighting the uncertainty involved in peat behaviour modelling. Stability analyses showed that reinforcement was required to reach acceptable safety levels.

The findings demonstrate that geotechnical design on peat demands careful parameter selection and the use of multiple calculation methods. Geosynthetic reinforcement proved to be an effective solution for improving embankment performance, making it suitable for low-volume service roads in solar power plant areas.

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT	3
SISÄLLYS	4
1 JOHDANTO	6
2 TURPEEN GEOTEKNISET OMINAISUUDET	7
2.1 Luokittelu	7
2.2 Vesipitoisuus	8
2.3 Leikkauslujuus	9
2.4 Painumaominaisuudet	10
2.5 Routivuus	11
3 TURPEEN PAINUMALASKENTAMENETELMÄT	13
3.1 Alkupainuma	13
3.2 Konsolidaatiopainuma	14
3.2.1 Carlstenin menetelmä	15
3.2.2 TVH:n menetelmä	16
3.2.3 Janbun tangenttimoduulimenetelmä	18
3.3 Sekundaaripainuma	19
3.4 Leikkausjännitysten aiheuttama painuma	20
4 PÄÄLLYRAKENTEEN MITOITUS	21
4.1 Kuormituskestävyyden mitoitus	21
4.2 Routamitoitus	24
5 LUJITETTU PENGGER	27
6 HUOLTOTIEN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU	29
6.1 Rakennekerrosten kantavuusmitoitus	29
6.2 Laskennallinen routanousu	32
6.3 Pohjamaan geotekniset ominaisuudet	33
6.4 Painumalaskennat	34
6.4.1 Carlstenin menetelmällä	34
6.4.2 TVH:n menetelmällä	38
6.4.3 Janbun menetelmällä	39
6.4.4 Sekundaaripainuma	40

6.5	Stabiliteetilaskennat	41
6.6	Laskentojen yhteenveto	42
7	POHDINTA	45
	LÄHTEET	47
	LIITTEET	50

1 JOHDANTO

Aurinkoenergian keruu perustuu kennotekniikkaan, jossa kerättävän energian määrä on suhteessa energiaa keräävien kennojen pinta-alaan. Yhtä nimellistehona ilmaistavaa megawattipiikkiä (MWp) kohden tarvitaan tyypillisesti noin 0,9...1,5 hehtaaria maa-alaa (Finnwind Oy 29.2.2024). Alkuvuonna 2026 rakenteilla olevien aurinkopuistojen kapasiteetit vaihtelevat välillä 3...210 MWp, jolloin yhden puiston pinta-alan tarve on noin 5...300 hehtaaria (Suomen uusiutuvat ry 18.1.2026). Laajat aluekokonaisuudet edellyttävät huoltotieverkoston rakentamista, jotta rakentamisen aikainen logistiikka sekä tuotannon aikainen huolto-, kunnossapito- ja pelastustoiminta voidaan toteuttaa tehokkaasti ja turvallisesti.

Aurinkopuistojen sijoittelussa huomioidaan useita näkökulmia. Niitä ovat esimerkiksi olemassa oleva infra, ympäristöarvot ja saatava auringonsäteilyn määrä. Näiden tekijöiden ohjaamana suuri osa tämän hetken aurinkoenergian tuotantoalueista sijoittuu käytöstä poistuneille turvetuotantoalueille. (Energiateollisuus ry s.a.)

Aihe opinnäytetyöhön on syntynyt tekijän omista kokemuksista entiselle turvetuotantoalueelle sijoittuvan aurinkopuiston rakennustyömaalla. Puistoon rakennetun huoltotieverkoston rakentamisen aikana ilmenneet painumat ja pohjamaan lujuusongelmat vaikeuttivat rakennustyötä ja vaaransivat työturvallisuutta, sekä johtivat tarpeeseen tarkastella ilmiöiden taustalla vaikuttavia geoteknisiä tekijöitä.

Tavoitteena tässä opinnäytetyössä on perehtyä turvemaan geoteknisiin ominaisuuksiin huoltotiepenkereen pohjamaana. Näiden tietojen perusteella pyritään suunnittelemaan turvemaan varaan perustettavan tierakenteen mallin, joka olisi taloudellinen, sijainnista riippumaton ja täyttäisi huoltotien vaatimukset.

2 TURPEEN GEOTEKNISET OMINAISUUDET

Turve on organogeeninen maalaji. Se on syntynyt epätäydellisesti hajonneiden kasvien jätteistä olosuhteissa, joissa kuolleet kasvien jätteet eivät ole maatuneet täysin, vaan ne ovat jääneet uuden kasvuston alle. Tämän kierron toistuessa ovat turvemaakerrokset syntyneet noin 1 millimetrin vuosivauhdilla. Turpeeksi luokitellaan edellä kuvatulla tavalla syntynyt maa-aines, jossa orgaanisen aineksen osuus on vähintään 75 % maa-aineen kuivapainosta. Suomessa orgaanisen aineen osuus turvemaassa on tyypillisesti yli 90 %. (Jääskeläinen 2011, 27; Laine & Vasander 2005, 92.)

2.1 Luokittelu

Turve kuuluu eloperäisten maalajien ryhmään, josta teknillisissä teksteissä käytetään tunnusta E. Luokittelua jatketaan edelleen luokittelemalla turve maatumisasteen perusteella raakaturpeeksi, keskinkertaisesti maatuneeksi turpeeksi ja maatuneeksi turpeeksi. Turpeen luokitteluksi on käytössä myös ruotsalaisen Lennart von Postin kehittämä maatumisasteeseen perustuva kymmenosainen luokittelu ja Radforthin turpeen teknisten ominaisuuksien mukaan kolmeen ryhmään jakava luokittelu (Jääskeläinen 2011, 27–28; Sillanpää 2023, 36–37).

Taulukkoon 1 on koottu Suomessa maalajien luokitteluun käytettävän GEO-luokituksen mukaiset turpeen maatumisasteeseen perustuvat luokittelut ja silmämääräistä sekä kourassa puristamalla tehtävää maatumisasteen tunnistamista helpottavat kuvaukset. (Korhonen, Gardemeister & Tammirinne 1974, 20.)

TAULUKKO 1. Yksinkertaistettu turpeen luokittelumalli ja maatumisasteen määrittäminen GEO-luokituksen mukaan

Termi	Lyhen- nys	von Post (H)	Hajoamisaste	Jäänteet	Puristus
Raakaturve	RTv	H1...H3	Lähes maatumaton tai maatumaton	Helposti tunnistettavissa	Vain vettä, ei kiintoainesta
Keskinkertaisesti maatonut turve	KTv	H4...H6	Osittain maatonut	Kuituisen ja amorfisen turpeen seos	Sameaa vettä, <50 % kiintoainesta
Maatonut turve	MTv	H7...H10	Täysin maatonut	Ei tunnistettavissa	Puuromaista, >50 % kiintoainesta

2.2 Vesipitoisuus

Geoteknisesti merkittävä ominaisuus turpeella on sen korkea vesipitoisuus. Pohjoisen periferian alueilla turpeen vesipitoisuus vaihtelee 500...2000 % välillä. Suomessa vesipitoisuuden vaihteluväli pääasiassa 450...900 % keskiarvon ollessa 710 % (Ronkainen 2012, 28). Turpeen vesipitoisuus on kääntäen verrannollinen sen leikkauslujuuteen, eli suurempi vesipitoisuus tarkoittaa pienempää leikkauslujuutta. Taulukkoon 2 on koottu turpeen tyypillisiä ominaisuuksia. (Munro 2004.)

TAULUKKO 2. Turpeen tyypillisiä ominaisuuksia (Munro 2004)

Ominaisuus	Turvetyyppi		
	Raakaturve	Keskinkertaisesti maatonut turve	Maatonut turve
Vesipitoisuus (%)	700...2000	500...1200	500...900
Tuhkapitoisuus (%)	1,5...3	3...8	8...30
In situ irtotiheys (kg/m ³)	900...1100	900...1100	900...1100
Kuiva irtotiheys (kg/m ³)	40...70	70...100	100...140
Huokosluku (e)	10...25	8...17	7...13
Vedentäpäiseväisyys (m/s)	10 ⁻⁵ ...10 ⁻⁶	10 ⁻⁶ ...10 ⁻⁷	10 ⁻⁷ ...10 ⁻⁸

2.3 Leikkauslujuus

Siipileikkauskoe on yleisin Suomessa turpeen suljetun leikkauslujuuden mittaamiseen käytetty menetelmä. Se soveltuu käytettäväksi keskinkertaisesti maatuneessa ja maatuneessa turpeessa. Raakaturpeessa olevat kuidut estävät maata leikkautumasta siivekkeen ulkokehän kohdalta, jolloin tulokset eivät ole luotettavia. Laboratoriossa lujutta voidaan mitata rasialeikkauskokeella. (Liikennevirasto 2018a, 16.)

Jollei pohjatutkimuksiin ja laboratoriokokeisiin perustuvia tarkempia tietoja ole saatavilla, voidaan turpeen leikkauslujuutta arvioida alustavia stabiliteettitarkasteluja varten vesipitoisuuden perusteella. Taulukossa 3 esitellyjä kaavoja varten täytyy turpeen maatuneisuusaste ja vesipitoisuus määrittellä häiriintymättömistä näytteistä. Turvenäytteiden käsittely vaatii huolellisuutta, jotta vesipitoisuuden arvo säilyisi luotettavana. (Liikennevirasto 2018a, 13.)

TAULUKKO 3. Arvio turpeen leikkauslujuudesta (S_u) vesipitoisuuden (w) ja maatuneisuusasteen perusteella (Liikennevirasto 2018a, 16)

von Post (H)	Turpeen leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuus % perusteella	Turpeen kuvaus
1	$S_u = \frac{12000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$S_u = \frac{9500}{w}$	Keskinkertaisesti maatunut turve
5		
6		
7	$S_u = \frac{5500}{w}$	Maatunut turve
8		
9		

Sainio on Väyläviraston tilaamassa turpeen suljettua leikkauslujuutta käsittelevässä diplomityössään verrannut edellä esitetyn mallin mukaan saatuja leikkauslujuuden arvoja laboratoriokokeiden perusteella saatuihin arvoihin. Vertailun perusteella Sainio on päätenyt redusoimaan turpeen leikkauslujuutta

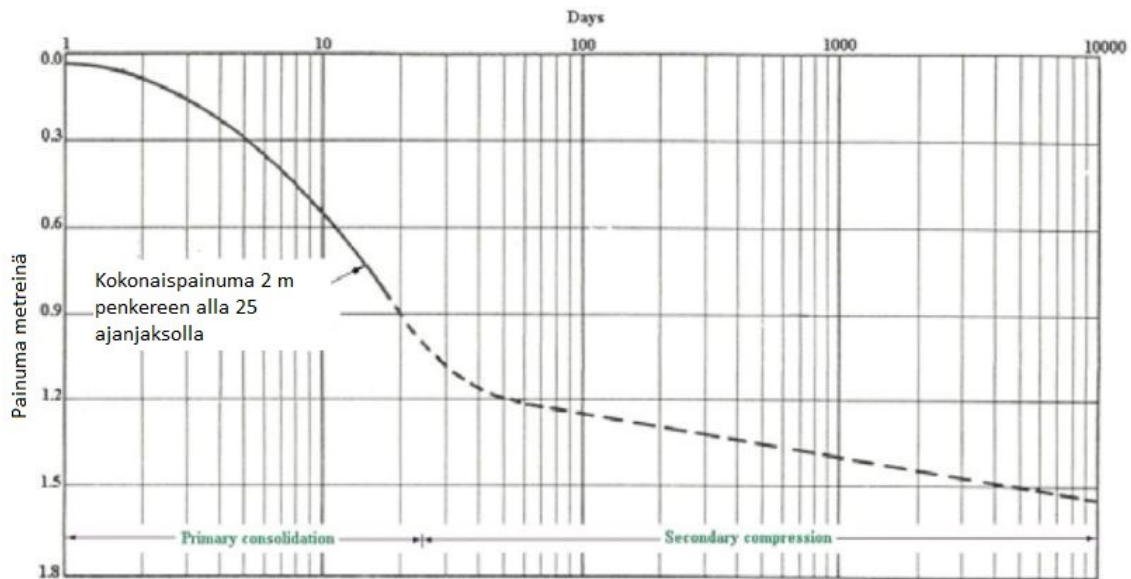
maatuneisuuden ja vesipitoisuuden mukaan määritteleviä kaavoja kertoimella 0,5. Redusoidut kaavat on esitetty taulukossa 4. (Sainio 2022, 131.)

TAULUKKO 4. Turpeen suljettu leikkauslujuus maatuneisuusasteen ja vesipitoisuuden perusteella (Sainio 2022, 131)

von Post (H)	Turpeen suljettu leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuuden w (%) perusteella	Turpeen geotekninen maalajiluokitus
1	$s_u = \frac{6000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$s_u = \frac{4750}{w}$	Keskinkertaisesti maatunut turve
5		
6		
7	$s_u = \frac{2750}{w}$	Maatunut turve
8		
9		

2.4 Painumaominaisuudet

Turve on erittäin kokoonpuristuva ja painumakäyttäytymiseltään poikkeuksellisen haastava maalaji, jolle tyypillisiä ovat suuret kokonaispainumat ja huomattava sekundaaripainuman osuus (kuva 1). Kuormituksen myötä turpeen rakenne tiivistyy, mikä pienentää sen vedenläpäisevyyttä ja hidastaa konsolidaatiopainuman kehittymistä. Tämän vuoksi painumien tarkastelussa ajan suhteen käytettävää konsolidaatiokertoimen (c_v) arvoa on korjattava laskennan aikana. Turpeen orgaanisten kuitujen kemialliset ja biologiset muutokset näkyvät pitkällä aikavälillä turpeen painumakäyttäytymisessä. Tämän takia painumien suuruus ei ole pelkästään kuormituksesta riippuvainen, vaan pitkällä aikavälillä suuria painumia voi syntyä myös pienen kuormituksen alla. (Ratahallintokeskus 2006, 89—91.)



KUVA 1. Turpeen painumien ajallinen jakaantuminen penkereen alla (Munro 2004, 15)

Turpeelle tyypillisiä savesta eroavia painumaominaisuuksia ovat vedenläpäisevyyden merkittävä heikkeneminen huokostilavuuden pienentyessä, merkittävästi suurempi huokostilavuus ja materiaalin eloperäisyys. Saven alkutilanteen vedenläpäiseväisyys ja huokoisuus ovat selvästi pienempiä kuin turpeella, mikä johtaa hitaampaan ja kokonaisuudessaan vähäisempään konsolidaatiopainumaan. Turpeen suuri eloperäisyys tekee materiaalista epätasalaatuisen erilaisten kasvien erimaatumisasteisten jäännösten vuoksi. Tämä vaikeuttaa laboratoriokokeiden suorittamista ja heikentää tulosten luotettavuutta verrattuna savinäytteisiin. (Munro 2004.)

2.5 Routivuus

Kun maan lämpötila veden kyllästävässä maassa laskee alle 0°C , alkaa maan huokosissa oleva vesi jäätyä eli maa routaantuu. Jäätymisen kovettamasta maasta käytetään nimitystä routa. Routakerroksen paksuus eli roudan syvyys vaihtelee sekä ilmasto-olosuhteiden että maaperän ominaisuuksien mukaan. Eloperäiset maalajit eristävät lämpöä mineraalimaalajeja paremmin, minkä vuoksi niissä routaantuminen etenee hitaammin syvempiin kerroksiin. (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen 1989, 115.)

Kun routaantuminen ei aiheuta maahan muodonmuutoksia, sanotaan maan olevan routimatonta. Tällaisissa maalajeissa veden jääytymisestä aiheutuva sen noin yhdeksän prosentin tilavuuden kasvu ei johda merkittäviin muodonmuutoksiin, sillä huokosissa oleva vesi pääsee purkautumaan sivusuunnassa ja alaspäin jääytymisen edetessä. Routivissa maalajeissa alhaisen vedenläpäisevyyden vuoksi vesi ei pääse poistumaan huokosista, vaan jäätyvä vesi laajenee ja pullistaa huokosia. Samalla huokosten ympärillä rakeet siirtyvät ja kapillaarinen veden liike tuo tilalle uutta vettä. Kun tämä ilmiö toistuu, kehittyy ko. kohtaan vähitellen laajeneva jäälinssi. Näitä jäälinssiä syntyy sattumanvaraisesti kohtiin ja ne aiheuttavat maanpinnan epätasaista kohoamista. (Rantamäki ym.1989, 116–117.)

Mineraalimaalajien routivuus määritellään rakeisuuskäyrän perusteella. Turpeen koostumuksen takia ei sen routivuuden arviointiin voida käyttää samaa menetelmää. Vaikka turpeella on ominaisuuksiensa puolesta edellytykset routimiseen, jäävät haitalliset routanousut turvemaalla yleensä vähäisiksi. Turpeen kivennäismaalajeja suuremman lämmöneristävyyden takia jää routasyvyys turvemaassa vähäisemmäksi. Turvekerroksen ollessa vain pinnasta roudassa, pääsee routalinssien synnyttämä paine purkautumaan syvempiin turvekerrokseen, eikä routanousua synny. Tiivistyneellä turpeella on myös erittäin heikko vedenläpäisy, joka voi estää routalinssien muodostumiseen tarvittavan veden virtausta routarajalle. (Uotila 2014, 30, 54.)

3 TURPEEN PAINUMALASKENTAMENETELMÄT

Kuormitettaessa maaperää, tapahtuu siinä aina muodonmuutoksia. Muodonmuutokset ilmenevät usein maanpinnan ja sitä kuormittavan rakenteen painumisenä. Painuman suuruus on riippuvainen useista tekijöistä, joista merkittävimpiä ovat maakerroksen paksuus, maa-aineksen koostumus ja kuormituksen suuruus. Painuma voidaan jakaa neljään painumalajiin: alkupainumaan, konsolidaatiopainumaan, leikkausjännitysten aiheuttamaan painumaan ja sekundaaripainumaan. (Rantamäki ym. 1989, 199.)

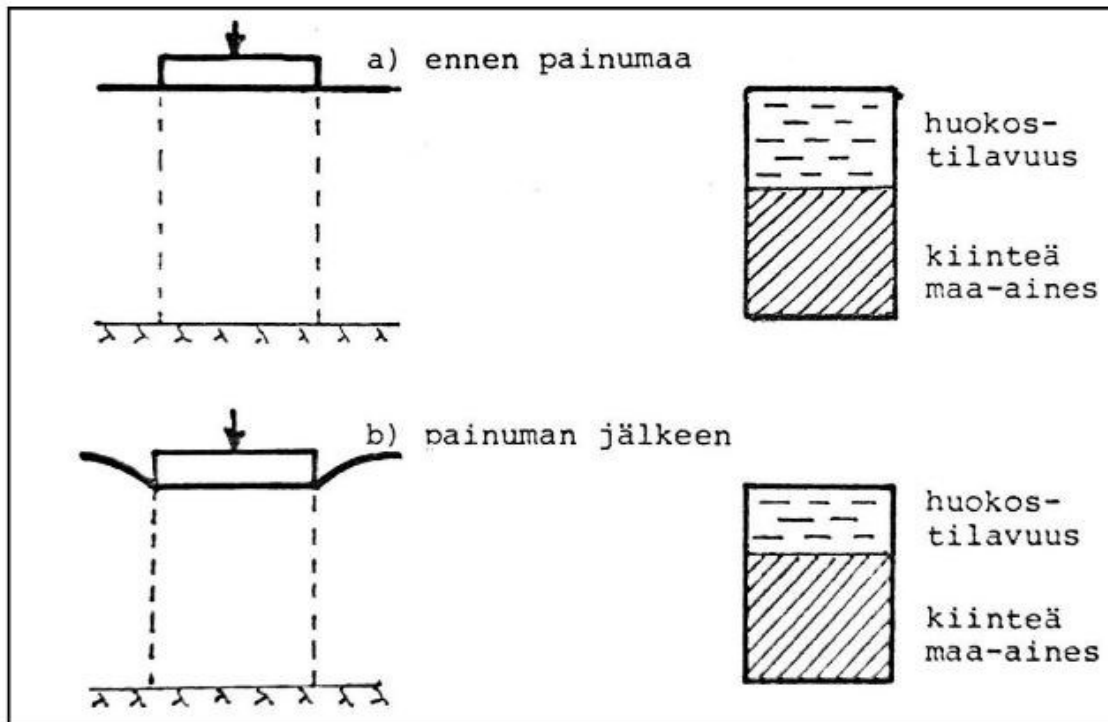
Huoltotien penkereen alla tapahtuvien turvemaan painumien arvioinnissa pyritään arvioimaan konsolidaatio- sekä sekundaaripainuman suuruutta ja ajallista jakautumista. Vaikka alkupainuman arviointi olisi mahdollista, jätetään se yleensä huomioimatta. Huoltotiepenkereen vakavuus murtumista vastaan tulee olla riittävä, minkä vuoksi leikkausjännitysten aiheuttamaa painumaa ei ole tarpeellista määrittää. (Munro, Sigursteinsson, Carlsten, Zweifel & Pyhähuhta, s.a.)

3.1 Alkupainuma

Alkupainuma on tapahtumana hieman erilainen riippuen maaperästä. Yhteistä alkupainumalle on, että se kehittyy lyhyen ajan kuluessa lähes kuormituksen lisäyksen tahtiin. Hienorakeisessa maassa alkupainuma ei juurikaan aiheuta maakerroksen tilavuuden tai vesipitoisuuden muutosta. Maakerroksessa tapahtuu muodonmuutosta leikkausmuodonmuutosten vuoksi, sekä rakeiden liukumista toistensa suhteen. Kitkamaissa maakerroksen tilavuus muuttuu rakeiden siirtyessä ja huokostilavuuden pienentyessä kuormituksen alla. Toisin kuin hienorakeisessa maassa, kitkamaissa alkupainuma ja konsolidaatiopainuma tapahtuvat samanaikaisesti. Tämän takia kitkamaan painumalasketaan joko alkupainumana tai konsolidaatiopainumana. Turvemaalajeissa ei yleensä painuma-arvioinnin epätarkkuuden takia kyetä erottamaan alkupainumaa konsolidaatiopainumasta. (Jääskeläinen 2011, 121; Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 58.)

3.2 Konsolidaatiopainuma

Kuormitettavan maakerroksen rakenne tiivistyy ja huokostilavuus pienenee. Huokostilavuuden pienentyessä maakerroksen tilavuus pienenee kuvan 2 ilmentämällä tavalla. Tästä ilmiöstä johtuvaa maan painumista kutsutaan konsolidaatiopainumaksi. (Rantamäki ym. 1989, 201.)



KUVA 2. Konsolidaatiopainuman muodostuminen (Rantamäki, Jääskeläinen & Tamminen 1989, 202)

Veden kyllästämässä hienorakeisessa maassa veden on päästävä poistumaan huokosista, jotta huokostilavuuden pieneneminen on mahdollista. Huonosti vettä läpäisevissä maalajeissa, kuten savessa, konsolidaatiopainuminen tapahtuu hyvin pitkällä aikavälillä. Hyvin vettä läpäisevissä maalajeissa, kuten hiekassa, konsolidaatiopainuma on niin nopeaa, ettei sitä voida erottaa alkupainumasta. Maa-aineksen huokostilavuutta voidaan ilmaista huokoisuudella (n), joka määritellään huokostilavuuden ja koko maan tilavuuden suhteena, tai huokosluvulla (e), joka ilmaisee huokostilavuuden suhteen kiintoaineksen tilavuuteen. (Rantamäki ym. 1989, 202.)

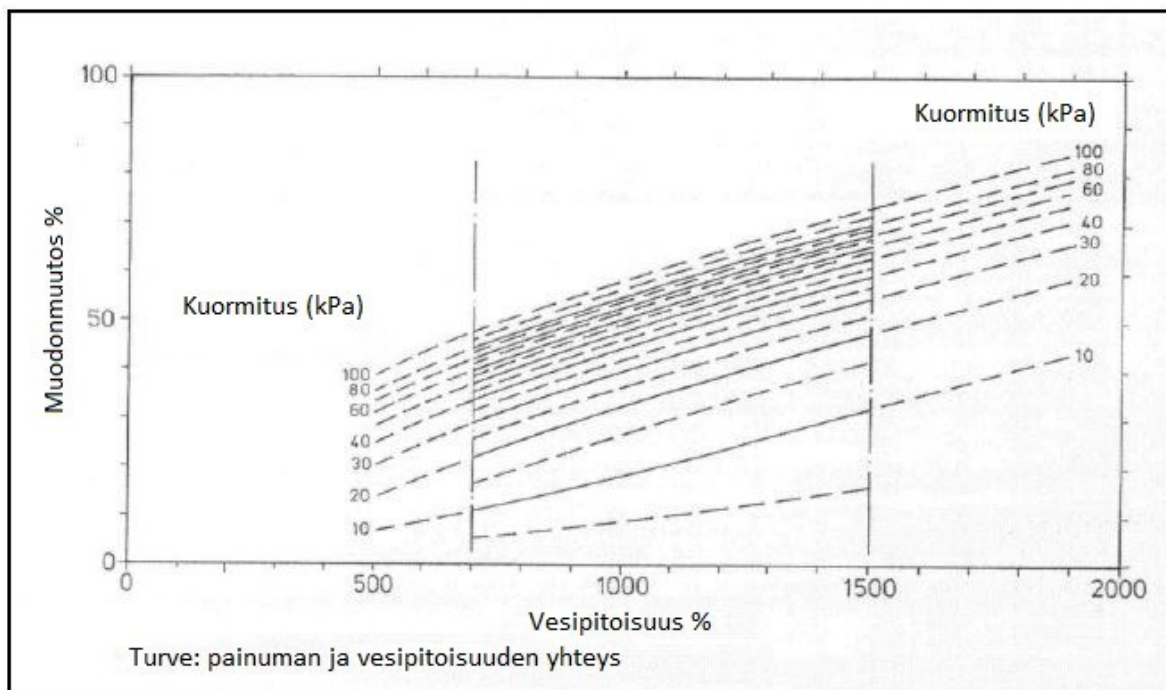
Turvemaan painumien arviointiin on kehitetty useita eri menetelmiä, joista tässä työssä tarkastellaan Ruotsin liikenneviraston (Trafikverket) hyödyntämää

Carlstenin kuvaajiin ja pitkäaikaisiin havaintosarjoihin perustuvaa menetelmää sekä Tie- ja vesirakennushallituksen (TVH) kehittämää menetelmää. Kolmantena menetelmänä tarkastellaan Janbun epälineaarista tangenttimoduulimenetelmää turvemaan konsolidaatiopainumien arvioinnissa.

3.2.1 Carlstenin menetelmä

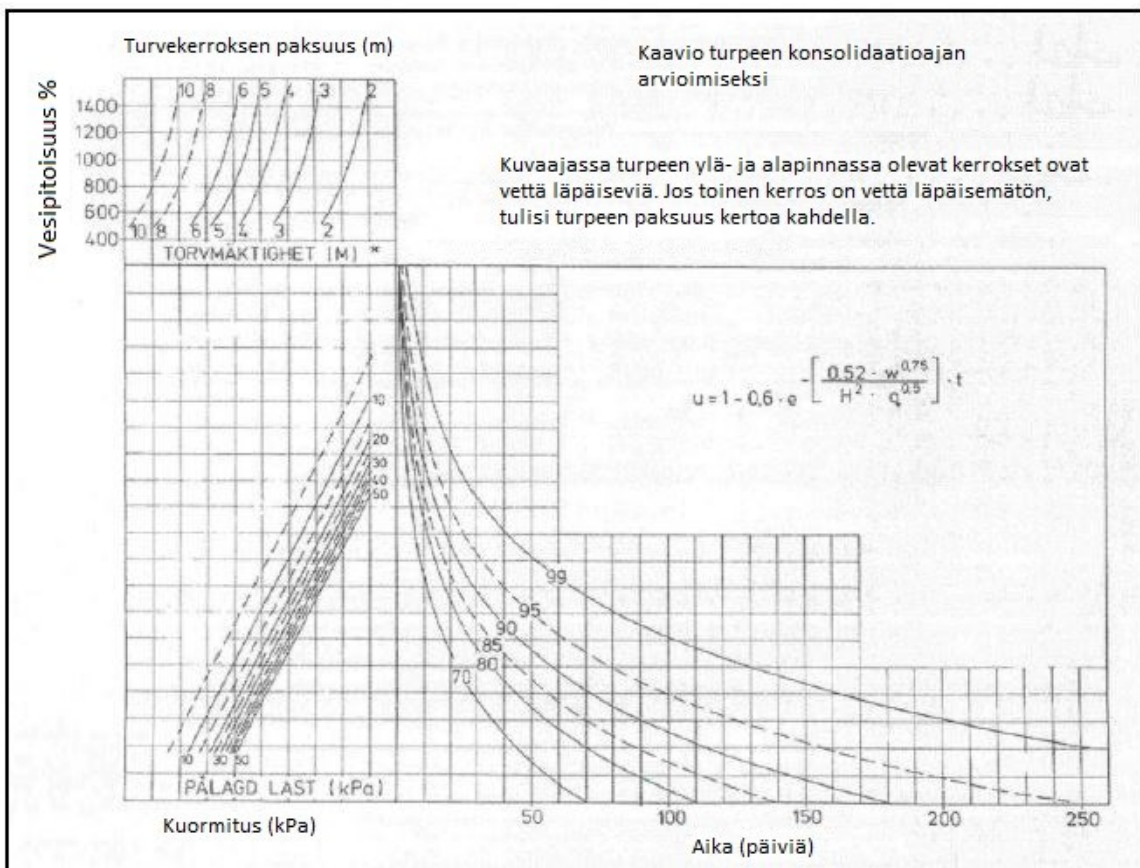
Carlstenin menetelmä perustuu painumakuvaajiin, jotka on laadittu ruotsalaisella turvemaalla tehtyjen laboratorikokeiden perusteella. Kuvaajista saadaan arvio primäärisen konsolidaatiopainuman suuruudesta turvekerroksen paksuuden, vesipitoisuuden, kuormituksen ja kuormitusajan perusteella. (Munro 2004.)

Kuvaajia käytettäessä oletetaan turpeen olevan normaalisti konsolidoitunut ja vesipitoisuuden olevan välillä 700...1500 %. Kun turpeen vesipitoisuus on määritetty ja kuormitus on tiedossa, voidaan kuvassa 3 esitetyn diagrammin avulla arvioida konsolidaatiopainuman suuruutta. (Ratahallintokeskus 2006, 112)



KUVA 3. Turpeen konsolidaatiopainuma vesipitoisuuden ja kuormituksen mukaan (Ratahallintokeskus 2006, 132)

Turvemaata lujittuu kuormituksen alla. Tätä ominaisuutta voidaan hyödyntää rakentamalla tiepenger turvemaalle lisäämällä kuormitusta vaiheittain, jolloin turvekerros konsolidoituu ja lujittuu vaiheittain. Halutun konsolidaatioasteen, yleensä vähintään 50 %, saavuttamiseksi tarvittavaa aikaa voidaan arvioida kuvassa 4 esitetyn diagrammin avulla. Diagrammissa turpeen ylä- ja alapuolisen kerroksen oletetaan olevan vettä läpäiseviä. Jos turpeen alapuolinen kerros on vettä läpäisemätön, täytyy turvekerroksen paksuus kertoa kahdella. (Munro, ym. s.a.)

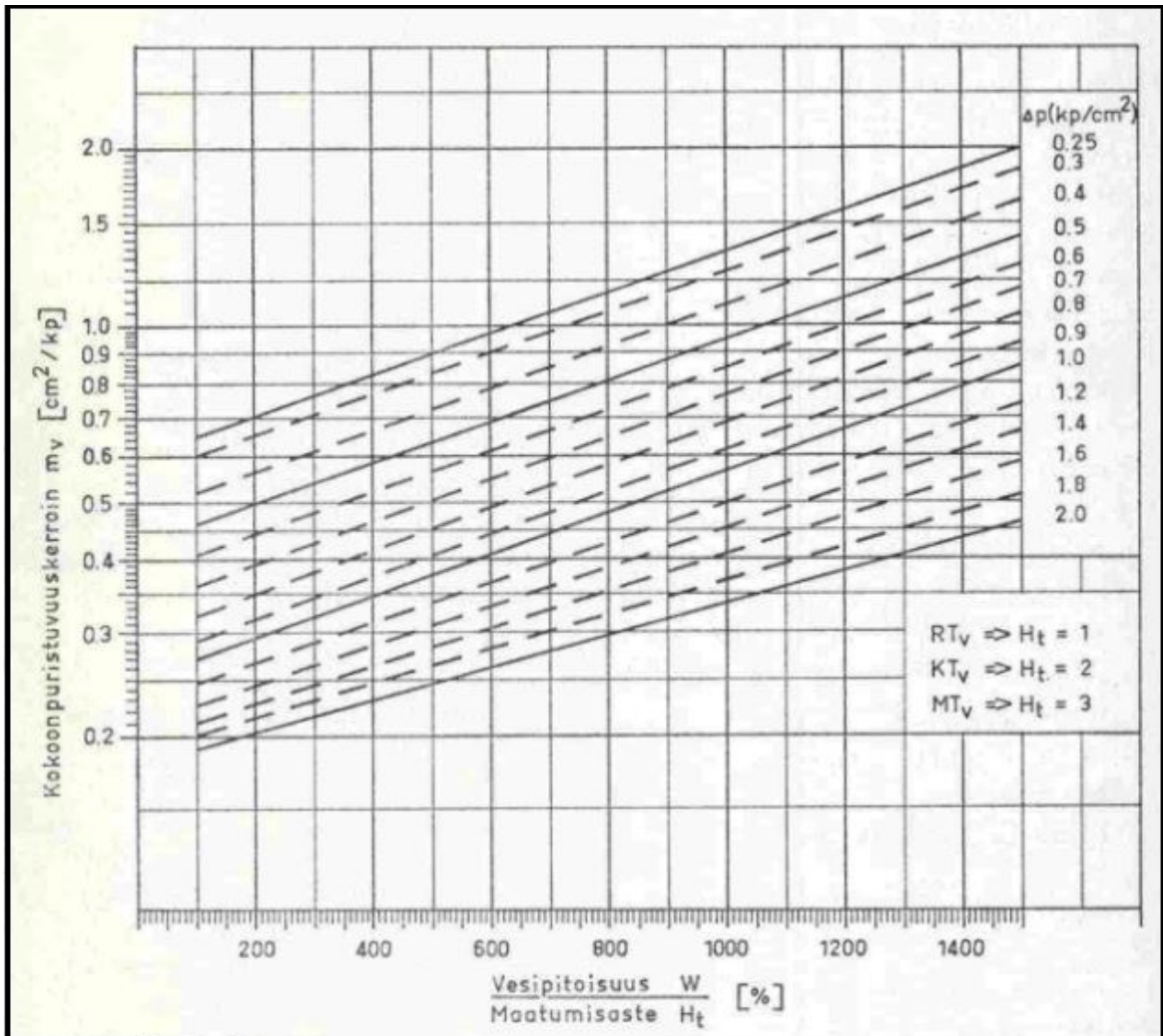


KUVA 4. Turvemaan konsolidaatioaste ajan suhteen (Ratahallintokeskus 2006, 133)

3.2.2 TVH:n menetelmä

Turpeen kokoonpuristuvuuskertoimen, vesipitoisuuden ja maatuneisuuden väliin riippuvuuteen perustuva karkea painumien arviointimenetelmä on esitetty Tie- ja vesirakennushallituksen julkaisussa. Menetelmässä tarvittava kokoonpuristuvuuskerroin voidaan määrittellä kuvassa 5 esitetyn diagrammin avulla.

Diagrammissa tarvittava maatumisaste määritellään silmämääräisesti ja sille annetaan arvo seuraavasti: $H_t = 1$; raakaturve, $H_t = 2$; keskinäisesti maatumut turve, $H_t = 3$; maatumut turve. Turpeen vesipitoisuus määritetään laboratoriossa. (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 81.)



KUVA 5. Kokoonpuristuvuuskerroimen määrittäminen vesipitoisuuden, maatumisasteen ja kuormituslisäyksen perusteella (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 81)

Kun edellä mainitut arvot on saatu määriteltä ja kuormituslisäys tiedetään, voidaan turpeen kokoonpuristuminen laskea kaavan 1 avulla. Maatumisasteen ja vesipitoisuuden vaihdelta huomattavasti syvyyden mukaan, voidaan turve jakaa kerroksiin. Tällöin kokonaispainuma saadaan kerroksittain laskettujen painumien summana. Menetelmällä ei ole mahdollista arvioida painuman nopeutta. (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 81–82.)

$$S = m_v \Delta p \Delta H$$

KAAVA 1

S = painuma

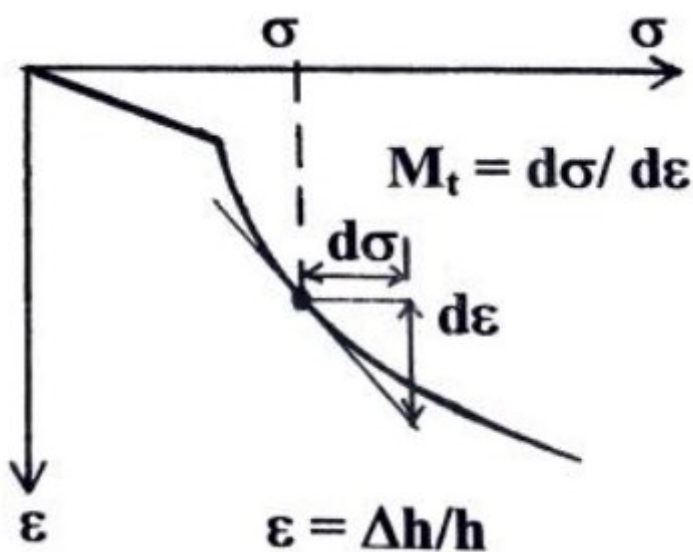
m_v = kokoonpuristuvuuskerroin

Δp = kuormituksen lisäys turvekerroksen keskellä

ΔH = turvekerroksen paksuus

3.2.3 Janbun tangenttimoduulimenetelmä

Norjalaisen insinööri Nilmar Janbun painumien laskentaan kehittämä tangenttimoduulimenetelmä perustuu maan jännitysmuodonmuutuskäyttäytymisen syyseuraus suhteen tarkasteluun. Menetelmä on yleisin Suomessa käytettävä painumalaskentamenetelmä. Menetelmän tarkkuus edellyttää laboratoriossa ödometrikokeen tuloksista määriteltävien parametrien, kuten konsolidaatiojännitys, moduuliluku ja jännityseksponentti, käyttöä. Tangenttimoduuli (M_t) kuvastaa tehokkaiden jännityslisäysten ($d\sigma'$) suhdetta maan muodonmuutoksiin ($d\varepsilon$). Sen kaltevuus määritellään jännitysten määräämässä pisteessä, jolloin tangenttimoduuli seuraa kokoonpuristuvuuskuvaajan kaarevuutta (kuva 6). Koska maan muodonmuutuskäyttäytyminen ei ole lineaarista, on Janbu esittänyt tangenttimoduulille kaavassa 2a esitetyn yhtälön, joka jännityseksponentin (β) arvon ollessa nolla, pyöristyy kaavassa 2b esitettyyn muotoon. (Jääskeläinen 2011, 130; Länsvaara 2000, 10.)



KUVA 6. Tangenttimoduuli (Jääskeläinen 2011, 130)

$$M = m\sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^{1-\beta} \quad \beta \neq 0 \quad \text{KAAVA 2a}$$

$$M = m\sigma' \quad \beta = 0 \quad \text{KAAVA 2b}$$

M = tangentialmoduuli

m = moduuliluku

β = jännitysekspONENTTI

σ' = tehokas jännitys

σ_a = referenssijännitys 100kPa

Maan suhteellinen muodonmuutos (ε) saadaan laskettua integroimalla kaavat 2a ja 2b jännitysmuutosten yli, jolloin ne saavat kaavoissa 3a ja 3b esitetyt muodot (Länsivaara 2000, 10).

$$\varepsilon = \int_{\sigma_0'}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma'}{\sigma_a}\right)^\beta - \left(\frac{\sigma_0'}{\sigma_a}\right)^\beta \right] \quad \beta \neq 0 \quad \text{KAAVA 3a}$$

$$\varepsilon = \int_{\sigma_0'}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0'} \quad \beta = 0 \quad \text{KAAVA 3b}$$

3.3 Sekundaaripainuma

Konsolidaatiopainuman loppuvaiheessa alkaa maaperässä tapahtua pientä ja pitkään jatkuvaa painumaa. Tämän ilmiön, josta käytetään nimitystä sekundaaripainuma, selitetään johtuvan jännitysten aiheuttamista siirtymistä atomi- ja elektronitasolla. Eloperäisillä maalajeilla sekundaaripainuma johtuu eloperäisiin hiukkasiin sidotun veden purkautumisesta (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 59). Vaikka kivennäismaalajeilla sekundaaripainuma voi jatkua vuosikymmeniä, on painuma suuruudeltaan sen verran vähäinen, ettei sitä yleensä tarvitse huomioida suunnittelussa. (Jääskeläinen 2011, 122.)

Toisin kuin kivennäismaalajeilla, on eloperäisillä maalajeilla sekundaaripainuma suuruudeltaan merkittävä. Turvemaalajeissa sekundaaripainuman osuus on yli 50 % kokonaispainumasta. Tämän takia se on otettava huomioon painumalaskennassa, vaikka laskelmat usein osoittautuvatkin likimääräisiksi turvemaalajien kohdalla. (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 59.)

Sekundaarisen kokoonpuristumisen arvioimiseksi täytyy pitkäaikaisella ödometrikokeilla määrittellä sekundaarinen kokoonpuristuvuuskerroin muodonmuutoksen mukaan. Sen jälkeen voidaan sekundaarisen painuman suuruus laskea kaavalla 4. (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 83.)

$$S_s = C_s H \log (t_2/t_1)$$

KAAVA 4

S_s = sekundaarinen painuma

C_s = sekundaarinen kokoonpuristuvuuskerroin

H = turvekerroksen paksuus primäärisen kokoonpuristumisen jälkeen

t_1 = primääriseen kokoonpuristumiseen kuluva aika

t_2 = kokonaispainumaan kuluva aika

3.4 Leikkausjännitysten aiheuttama painuma

Plastista painumista tapahtuu maaperässä, joka on kuormitettu lähelle murtotilaa. Toisin sanoen maassa vallitsevat leikkausjännitykset ovat kohonneet lähelle maan maksimi leikkausjännitystä. Tällaisessa tilanteessa maa-aineksessa tapahtuu liikettä, joka voi ilmetä maan kohoamisena kuormitetun alueen ympärillä. Käytännössä geoteknisissä mitoituksissa ei voida mennä näin lähelle murtotilaa, vaan plastiset painumat torjutaan mitoittamalla rakenteet riittävällä varmuudella murtoa vastaan. Stabiliateetilaskennan monivaiheisuuden vuoksi stabiliateetin mitoitus suositellaan tehtäväksi esimerkiksi elementtimenetelmään perustuvan tietokoneohjelman avulla. (Jääskeläinen 2011, 120; Munro ym. s.a.)

4 PÄÄLLYRAKENTEEN MITOITUS

Tiepenger mitoitetaan kestämään liikenteen aiheuttamat kuormitukset ilman pysyviä muodonmuutoksia tien rakennekerroksissa. Mitoituksessa otetaan huomioon myös routanousut siten, että tienpinnan kohoamiset pysyvät sallituissa rajoissa.

4.1 Kuormituskestävyyden mitoitus

Kuormituskestävyyden mitoituksen osavaiheet ovat:

- Kuormituskertaluvun laskeminen
- Kuormitusluokan, päällysteen vähimmäispaksuuden ja tavoitekantavuuden määrittäminen
- Alusrakenteen kantavuuden määrittäminen
- Rakennekerrosten materiaalien valinta ja niiden mitoitusmoduulien määrittäminen
- Päällysrakenteen kerrospaksuuksien mitoittaminen tavoitekantavuuteen Odemarkin kaavan avulla
(Liikennevirasto 2018b, 34.)

Liikenneviraston ohjeessa kuormituskertaluvun (KKL) laskentakaavat huomioivat ennustetut liikennemäärät 20 vuoden päähän. Opinnäytetyön aiheena olevan huoltotien liikennemäärät ovat suurimmillaan aurinkopuiston rakentamisen aikana, joten kuormituskertaluvun ja kuormitusluokan (KL) määrittämisessä hyödynnetään suoraan taulukosta 5 saatavia arvoja.

TAULUKKO 5. Kuormitusluokan määrittäminen yleissuunnitelmaan liikennemäärän ja olosuhteiden mukaan (Liikennevirasto 2018b, 38.)

Peruskaistan kuormitusluokka (KLSUUNTA)	Kuormituskertaluku (KKLSUUNTA)	KVL ajon/d, molemmat suunnat yhteensä Leveä tai loivaluiskainen tie	
		Leveä ja loivaluiskainen tie eikä paljon raaka-ainekuljetuksia	Kapea tai jyrkkäluiskainen tie tai paljon raaka-ainekuljetuksia
60,0	enintään 60,0	> 35 000 (1 -ajor.) tai > 50 000 (2 -ajor.)	
25,0	enintään 25,0	≤ 35 000 (1 -ajor.) tai ≤ 50 000 (2 -ajor.)	
10,0	enintään 10,0	≤ 14 000 (1 -ajor.) tai ≤ 20 000 (2 -ajor.)	
5,0	enintään 5,0	≤ 6 700	≤ 5 000
2,0	enintään 2,0	≤ 3 000	≤ 2 000
0,8	enintään 0,8	≤ 1 300	≤ 800
0,3	enintään 0,3	≤ 450	≤ 300

Liikenteen aurinkopuiston huoltoteillä ollessa vilkkainta rakentamisvaiheen aikana, voidaan arvioida liikennemäärien jäävän tällöinkin alle 300 ajoneuvoon vuorokaudessa. Näin ollen huoltoteiden kuormitusluokaksi määritetään 0,3. Kyseistä kuormitusluokkaa vastaavat teiden tavoitekantavuudet on esitetty taulukossa 6.

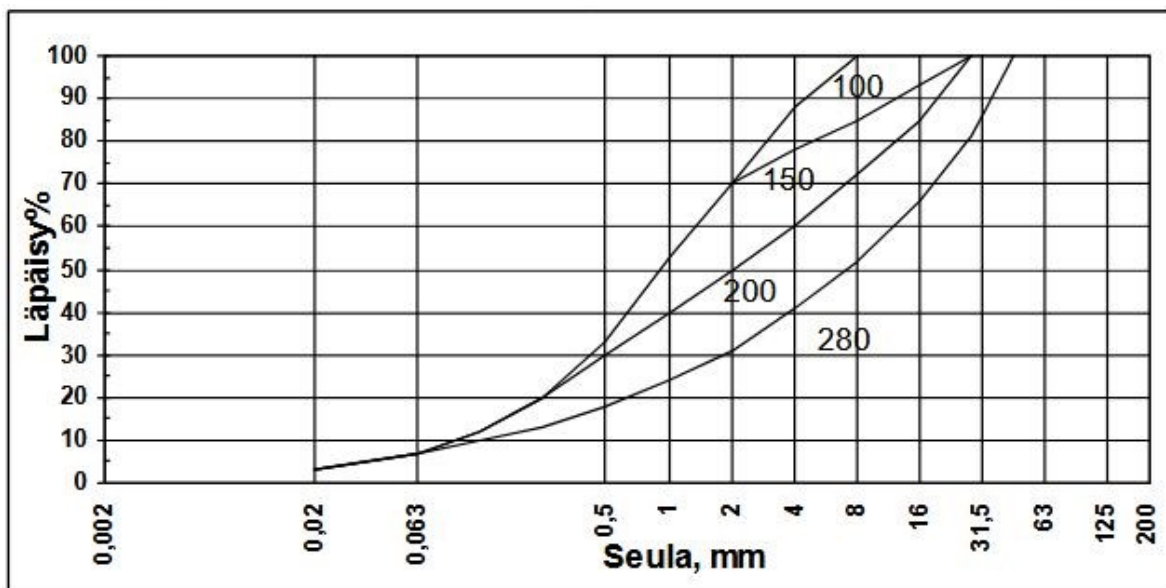
TAULUKKO 6. Kuormitusluokan 0,3 tavoitekantavuudet (Liikennevirasto 2018b, 42)

Kuormitusluokka	0,3			
	SOP	PAB-V	PAB-B	AB
Päällyste				
Kantavan kerroksen tyyppi	M	M tai MHST	M tai MHST	M tai MHST
Liikenteelle otettaessa				
Tavoitekantavuus	130 MPa	145 MPa	165 MPa	170 MPa
Päällysteiden kokonaispaksuus		40 mm	40 mm	40 mm
Kantava kerros				
Tavoitekantavuus	130 MPa	130 MPa	145 MPa	145 MPa

Maan kelpoisuus- ja alusrakenneluokat määritellään rakeisuuden, leikkauslujuuden ja kuivatusolosuhteiden perusteella Liikenneviraston suunnitteluohjeen taulukosta (Liikennevirasto 2018b, 21). Maan kelpoisuusluokka kuvaa

maamateriaalin soveltuvuutta penkereeseen, sekä on avuksi määriteltäessä suodatinkerroksen tai suodatinkankaan tarpeellisuutta. Alusrakenneluokka määrää routa- ja kuormituskestävyysmitoituksessa käytettävät alusrakenteen parametrit. (Liikennevirasto 2018b, 20.)

Tiepenkereen rakennekerroksissa käytettävän kiviaineksen tulee täyttää InfraRYL:n laatuvaatimukset. Murskeet raekokoon 80 mm noudattavat standardeja SFS-EN 13242 (CE-merkintä ja kiviainesten ominaisuudet) sekä SFS-EN 13285 (sitomattomien seosten rakeisuusvaatimukset). Näille materiaaleille E-moduuli arvioidaan rakeisuusluokan ja raekoon perusteella Liikenneviraston taulukon mukaisesti. Mikäli käytetään standardien mukaan luokittelematonta kiviainesta, voidaan E-moduuli arvioida rakeisuuskäyrän perusteella kuvan 7 mukaisesti. Moduuli määräytyy heikoimman alueen mukaan, jolla rakeisuuskäyrä käy. (Liikennevirasto 2018b, 47.)



Moduulit (MPa)	Seulakoko (mm) ja sitä vastaava läpäisy-% enintään									
	0,02	0,06	0,5	1	2	4	8	16	31,5	45
280	3	7	18	24	31	41	52	66	86	100
200	3	7	30	40	50	60	72	85	100	
150	3	7	33	53	70	78	85	93	100	
100	3	7	33	53	70	88	100			

KUVA 7. Murskeen E-moduulin arviointi rakeisuuskäyrän perusteella (Liikennevirasto 2018b, 47)

Kun alusrakenteen kantavuus ja tavoitekantavuus on määritelty, on seuraava vaihe mitoittaa rakennekerrosten paksuus tavoitekantavuuden saavuttamiseksi. Mitoitus tehdään jakamalla rakenne 150...300 mm kerroksiin ja laskemalla jokaisen kerroksen yläpinnan kantavuus kaavassa 5 esitetyllä Odemarkin kantavuuskaavalla. Sitomattomia kerroksia mitoittaessa on huomioitava materiaalin käyttökelpoinen E-moduuli, joka on enintään kuusi kertaa mitoittettavan kerroksen alapinnan kantavuus. (Liikennevirasto 2018b, 44.)

$$E_Y = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{0,15}\right)^2}}\right) \frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 * \left(\frac{h}{0,15}\right)^2} \left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}} \quad \text{KAAVA 5}$$

E_A = mitoittettavan kerroksen alapinnan kantavuus (MPa)

E_Y = mitoittettavan kerroksen yläpinnan kantavuus (MPa)

E = mitoittettavan kerroksen materiaalin E-moduuli (MPa)

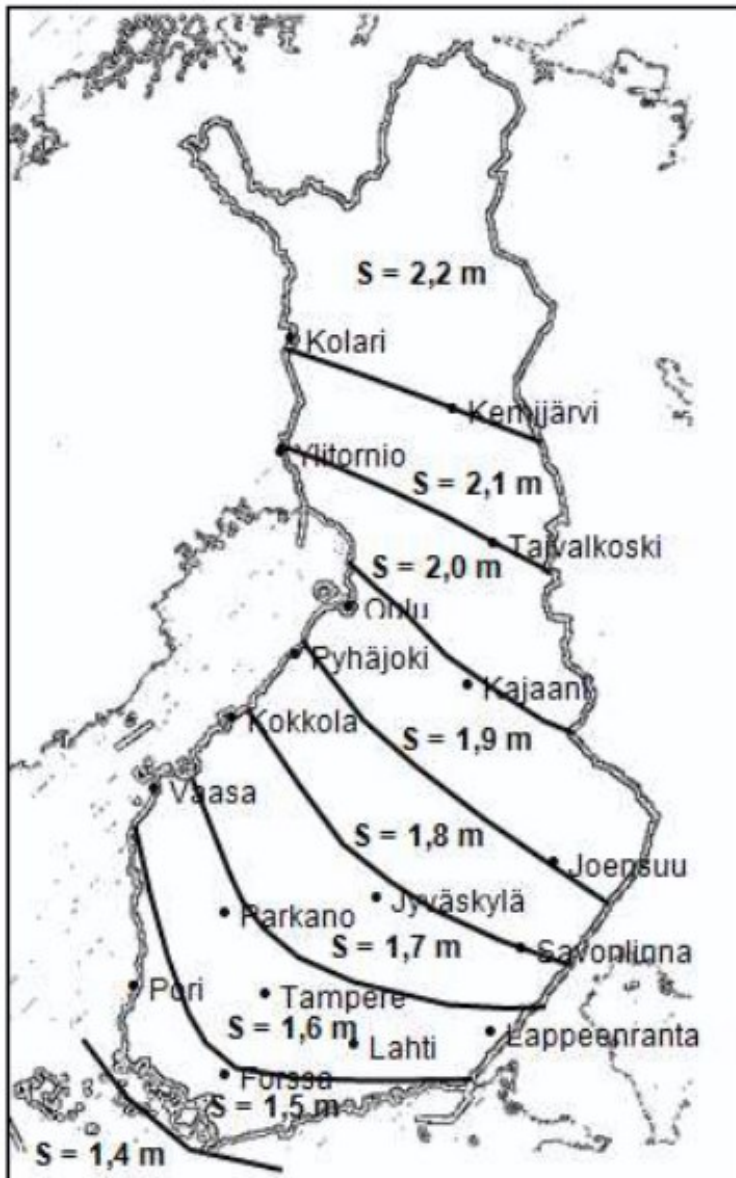
h = mitoittettavan kerroksen paksuus (m)

0,15 = kuormittavan pyörän kosketuspinnan laskennallinen säde (m)

4.2 Routamitoitus

Routamitoitus tehdään routivan alusrakenteen varaan rakennetuille tieosuuksille. Routamitoituksella ei pyritä täysin routanousuttomaan rakenteeseen, vaan sallitaan tien vaativuusluokan, alusrakenteen ja tien rakenteen mukaan haitattomaksi määritelty routanousu. Routanousun suuruutta voidaan rajoittaa lisäämällä tierakenteen routimattomien rakennekerrosten paksuutta. (Liikennevirasto 2018b, 25.)

Routanousun suuruuden määrittämiseksi on ensin selvitettävä mitoittettavan kohteen sijaintia vastaava mitoittava routasyvyys (S) kuvan 8 avulla. Mitoittavalla routasyvyydellä tarkoitetaan roudan keskimääräistä tunkeutumissyvyyttä talvikaudella hiekkarakenteessa. (Liikennevirasto 2018b, 26.)



KUVA 8. Tierakenteen mitoittava roudansyvyys (Liikennevirasto 2018b, 26)

Seuraavassa vaiheessa on mitoitetun penkereen todellinen paksuus muutettava eristävyydeltään hiekkaa vastaavaksi laskennalliseksi paksuudeksi (R_{red}) kaavan 6 avulla. Kaavassa jokaisen rakennekerroksen paksuus ($R_1 \dots R_i$) muunnetaan eristävyuden osalta hiekkaa vastaavaksi kertomalla se kertoimella $a_1 \dots a_i$. Kerroin saadaan taulukosta 7. Laskennallinen paksuus tarvitaan routaantuvan alusrakenteen kerroksen paksuuden (P) laskentaan kaavan 7 mukaan. (Liikennevirasto 2018b, 25–27.)

$$R_{red} = (a_1 * R_1) + (a_2 * R_2) + (a_3 * R_3) + \dots + (a_i * R_i)$$

KAAVA 6

$$P = S - R_{red}$$

KAAVA 7

TAULUKKO 7. Materiaalin vastaavuus eristävyden kannalta (a_i) (Liikennevirasto 2018b, 28)

Kerrosmateriaali	Materiaalin vastaavuus eristävyden kannalta, a_1
Suodatinkerroksen hiekka	1,0
Bitumilla sidotut päällysteet	1,0
Päällysrakenteen stabiloidut kerrokset	1,0
Sora, jakavaan kerrokseen soveltuva sorainen hiekka (srHk), murske, suurirakeinen murske, betonimurske	0,9
Louhe ($\varnothing = 300$ mm tai suurempi)	0,8
Kuonamurske, kappalekuona	1,6
Kuonahiekka, masuunihiekka	1,7
Kevytsora (KS) 0,7 m syvyydessä, kuivairtitiheys rakenteessa enintään 400 kg/m^3 ja KS:n alla on 0,15 m kuivatuskerros	4,0
Vaahtolasimurske (VaM) 0,7 m syvyydessä, kuivairtitiheys rakenteessa enintään 400 kg/m^3 ja VaM alla on 0,15 m kuivatuskerros	4,0
Suulakepuristettu polystyreeni (XPS) 0,7 m syvyydessä, kun XPS:n alla on 0,15 m kuivatuskerros	20,0
Paisutettu polystyreeni (EPS) 0,7 m syvyydessä, kun EPS:n alla on 0,15 m kuivatuskerros	15,0

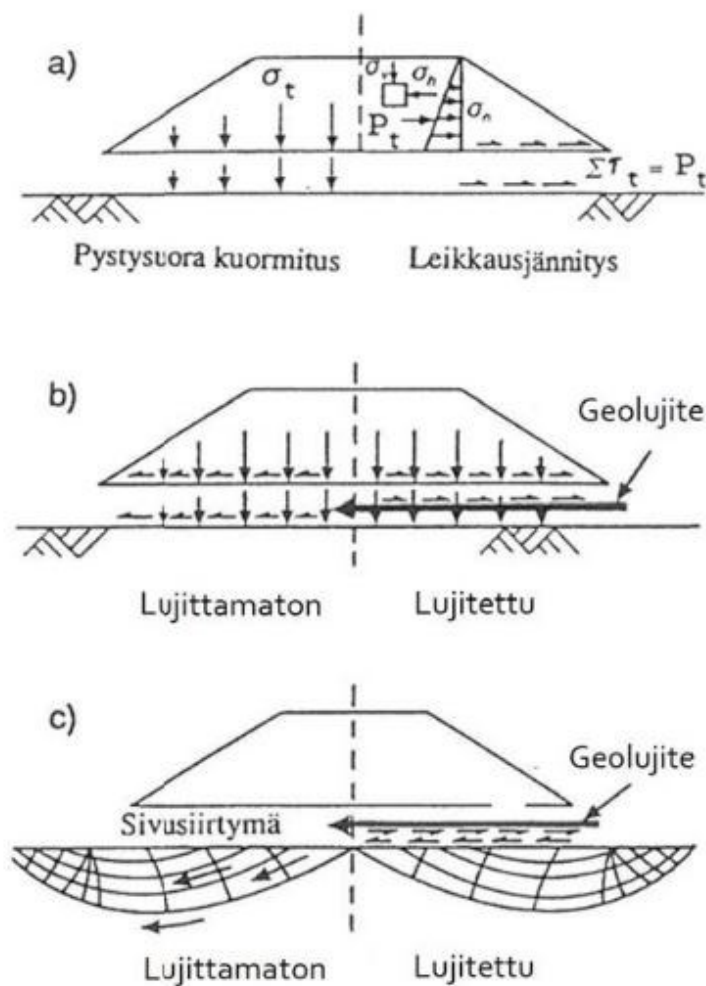
Pohjamaan hitaasti jäätyvän maakerroksen paksuuden kasvua kuvataan routaturpoama-arvolla (t), joka kertoo paksuuden kasvun prosentteina. Routaturpoama-arvon ja routaantuvan alusrakennekerroksen paksuuden perusteella voidaan kaavan 8 avulla määrittellä laskennallinen routanousu (RN_{lask}). Rakennekerroksissa olevin materiaalien routaturpoamista ei oteta laskennassa huomioon, jos routaturpoaman arvo ei ylitä kolmea prosenttia. (Liikennevirasto 2018b, 28.)

$$RN_{lask} = P * t / 100$$

KAAVA 8

5 LUJITETTU PENGERRAKENNE

Lujitettu pengerrakenne on yksi pehmeiköille rakennetuissa penkereissä stabiiliteetin parantamiseksi käytettävä pohjanvahvistusmenetelmä, joka vähäisen tilantarpeensa vuoksi soveltuu hyvin aurinkopuistokohteisiin. Se on maavarainen pengerrakenne, jonka toiminta perustuu vaakasuuntaisten siirtymien hallintaan geolujitteen avulla. Pengermateriaalin paino aiheuttaa pohjamaan pintaan pystysuoran jännityksen ja vaakasuoran maanpaineen (kuva 9a). Penkereen ja pohjamaan väliin asennettuna geolujite (kuva 9b) estää vaakasuoran maanpaineen aiheuttamien siirtymien syntymisen (kuva 9c) ja sitä kautta parantaa rakenteen kantavuutta sekä estää paikallisia painumisia. (Liikennevirasto 2012, 69–70.)



KUVA 9. Geolujitteen toiminta pehmeiköille perustetussa pengerrakenteessa (Liikennevirasto 2012, 70.)

Geolujitteet jaetaan synteettisiin polymeeripohjaisiin ja teräksisiin lujitteisiin. Synteettisiä lujitteita ovat kankaat, verkot ja näiden muodostamat yhdistelmälujitteet. Niiden valmistusmateriaaleina käytetään tyypillisesti polyeteeniä, polypropeenaa, polyesteriä ja polyamideja, joiden vetolujuus, muodonmuutuskäyttäytyminen ja kemiallinen kestävyys määrittävät tuotteiden soveltuvuuden. Kankaiden ja verkkojen rakenne vaikuttaa ratkaisevasti lujuteen eri kuormitussuunnissa. Teräslujitteet voivat olla nauhoja, tankoja tai hitsattuja ja punottuja teräsverkkoja. Ne valmistetaan kylmämuokatusta teräslangasta, jonka mekaaniset ominaisuudet ja korroosionsuojaus (esim. sinkitys tai muovipinnoite) määrittävät lujitteen soveltuvuuden. Teräsverkot ottavat kuormia pääasiassa poikittaisten vetoelementtien kautta syntyvän passiivisen maanpaineen avulla, ja niiden onnistunut ankkuroituminen maarakenteeseen on toimivuuden kannalta olennaista. (Liikennevirasto 2012, 20–24.)

Geolujitteen mitoituksessa merkittäviä mitoitettavia tekijöitä ovat sen vetolujuus, muodonmuutosominaisuudet ja pitkäaikaiskestävyys. Geoverkkojen silmäkoko on sovittava yhteen pengermateriaalin raekoon kanssa riittävän ankkuroinnin varmistamiseksi. Ilman riittävää ankkuroitumista penkereeseen, ei geolujite kykene sitomaan vaakasuuntaisia voimia. Leikkaus- ja ulosvetokokeilla voidaan tutkia maan liukumisherkkyttä lujitteen pintaa pitkin sekä lujitteen ankkurikapasiteettia. Vetolujuuden ja ankkuroitumisen lisäksi täytyy lujitteen olla riittävän jäykkää, jolloin lujitteen venymä ei johda rakenteen sallittujen muodonmuutosten ylitymiseen. Geolujitteen valinnassa ja mitoituksessa huomioitava tekijä on lujitteen biologinen, kemiallinen ja korroosion kestävyys. Lujite mitoitetaan kestävänsä edellä mainitut rasitukset oikeilla materiaalivalinnoilla sekä laskennassa käytettävillä osavarmuuskertoimilla. (Liikennevirasto 2012, 24–55.)

6 HUOLTOTIEN GEOTEKNINEN SUUNNITTELU

Aurinkopuiston huoltotieverkoston suunnittelussa keskeistä on varmistaa riittävä kantavuus ja liikennöitävyys sekä rakentamis- että käyttöaikana. Varsinaista raskasta liikennettä esiintyy pääasiassa rakentamisvaiheessa, jolloin alueella liikennöivät työkoneet voivat rasittaa tiestöä hyvinkin suurilla akselipainoilla. Käyttövaiheessa raskas liikenne on satunnaista, liittyen esimerkiksi muuntamokomponenttien vaihtoon.

Tierakenteen ja alusrakenteen on kestävä ympäri vuoden huoltoliikenne. Hitaasti liikennöitävällä huoltotiellä tasainen routanousu ei yleensä ole kriittinen ongelma, kunhan pintarakenteen epätasaisuudet eivät estä henkilö- ja pakettiautoilla tehtävien huolto ja tarkastuskäyntien suorittamista. Keväällä maastopalon riski on suuri, joten kevätkantavuuden heikkeneminen on huomioitava mitoituksessa, jotta kantavuus säilyy riittävänä raskaan sammutuskaluston liikennöintiä varten.

6.1 Rakennekerrosten kantavuusmitoitus

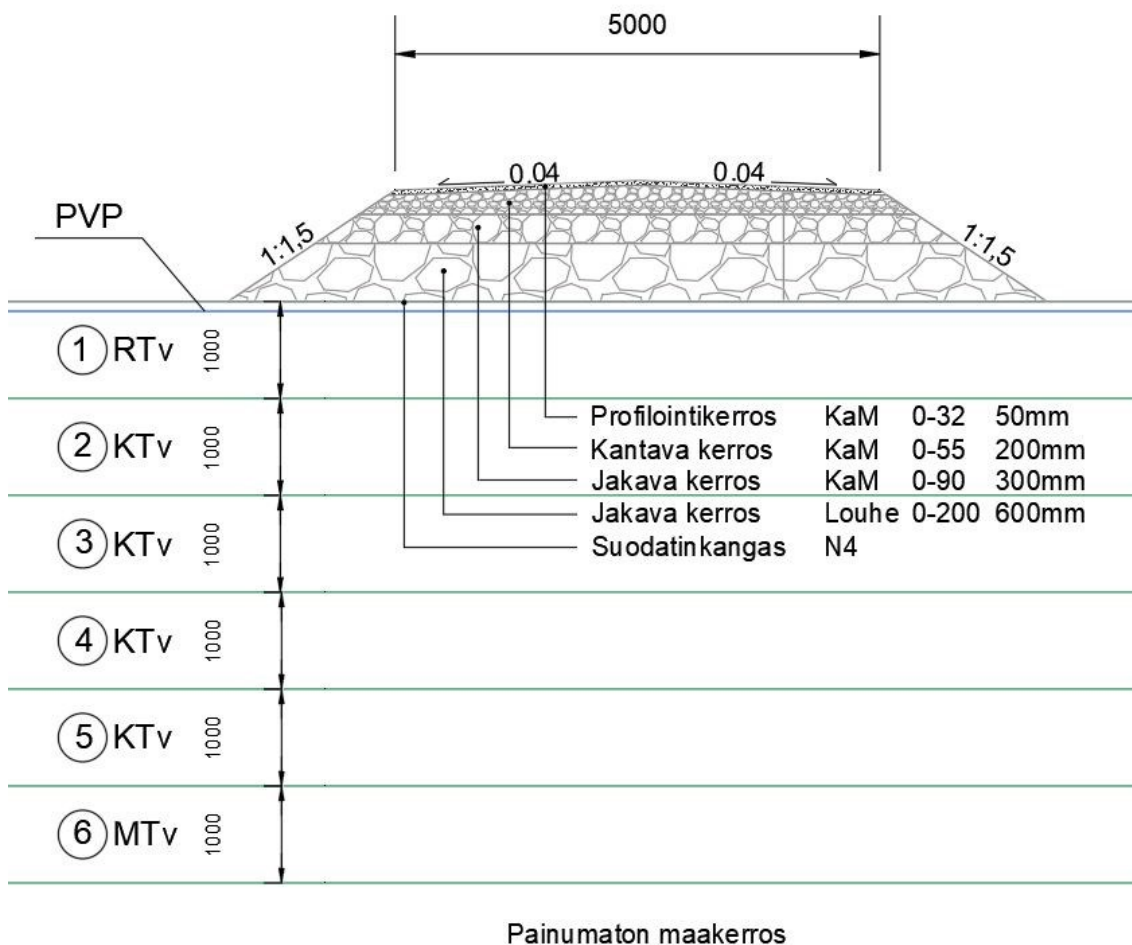
Ensimmäisen tässä työssä esimerkkinä käytetyn huoltotiepenkereen rakennekerrosten kantavuuden mitoitus Odemarkin kaavalla aloitettiin määrittämällä alusrakenteen E-moduuli. Liikenneviraston suunnitteluohjeen (Liikennevirasto 2018b, 21) taulukossa alusrakenneluokan G mukaiselle pehmeälle savelle ja liejulle on annettu moduulin arvo 10 MPa. Tielaitoksen julkaisussa, jossa myös turve listattuna, on alusrakenneluokan G moduuliluku 5 MPa (Korsu, Belt & Ehröla 1995, 30).

Alimmaisesta rakennekerroksesta E_A arvoksi valittiin 5 MPa ja käytettävä materiaalin suurimman käyttökelpoisen E-moduulin arvon tiedettiin olevan $6E_A$, jolloin käytettiin ensimmäisen kerroksen E-moduulin arvona 30 MPa. Käytettävän E-moduulin arvoa korotettiin kerroksittain, kunnes saavutettiin käytettävän materiaalin E-moduularvo. Laskennassa käytetyt parametrit ja saadut tulokset on esitetty taulukossa 8 ja laskennan tarkemmat vaiheet ovat liitteessä 1. Liikenneviraston

suunnitteluohjeen mukainen tavoitekantavuus, 130 MPa, saavutettiin kantavan kerroksen yläpinnassa 1100 mm:n pengerkorkeudella. Kuvassa 10 on poikkileikkauskuva mitoituksen tuloksena saadusta pengerrakenteesta.

TAULUKKO 8. Tiepenkereen rakennekerrosten laskentaparametrit ja kantavuudet

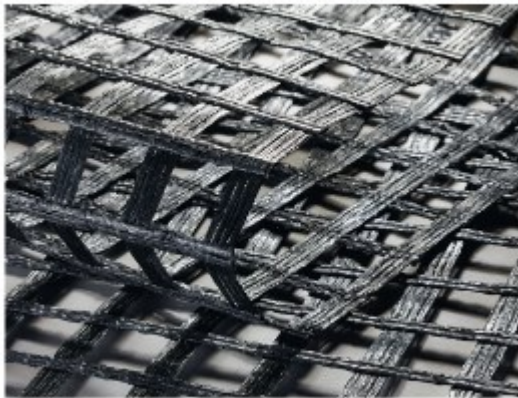
	Materiaali	Paksuus (m)	E-Moduuli (MPa)	E _a (MPa)	E _y (MPa)
Profilointikerros	KaM 0-32	0,05			
Kantava kerros	KaM 0-55	0,2	200	92,7	130,8
Jakava kerros	KaM 0-90	0,3	210	35,1	92,7
Jakava kerros	Louhe 0-200	0,3	80	13,2	35,1
Jakava kerros	Louhe 0-200	0,3	30	5	13,2
Pohjamaa	Tv		5		



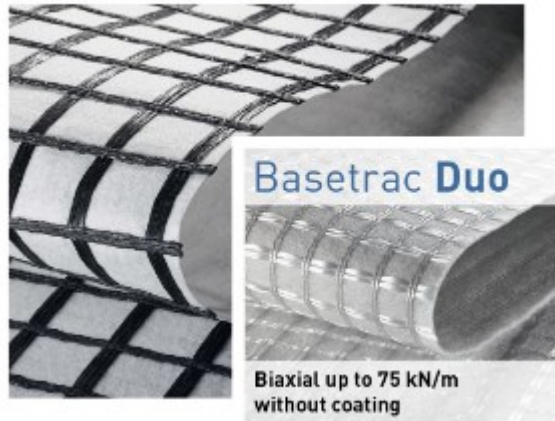
KUVA 10. Lujittamaton pengerrakenne ja turvekerrokset

Toinen tässä työssä tarkasteltava, lujitettua pengerrakennetta käyttävä, tiepen-
ger mitoitettiin geolujitevalmistajan mitoituslaskurin avulla (Huesker Synthetic
GmbH s.a.). Mitoitus tehtiin samoilla lähtö- ja tavoitearvoilla kuin lujittamattoman
penkereen mitoitus. Mitoituksen tuloksena saatiin kahdella geolujiteverkolla luji-
tettu 800 mm paksuinen pengger. Alempi lujitteista on lujiteverkon ja suodatinkan-
kaan muodostama yhdistelmäverkko (kuva 11). Mitoituslaskurista saadut tulokset
on esitelty liitteessä 2 ja varsinainen pengerrakenne kuvassa 12.

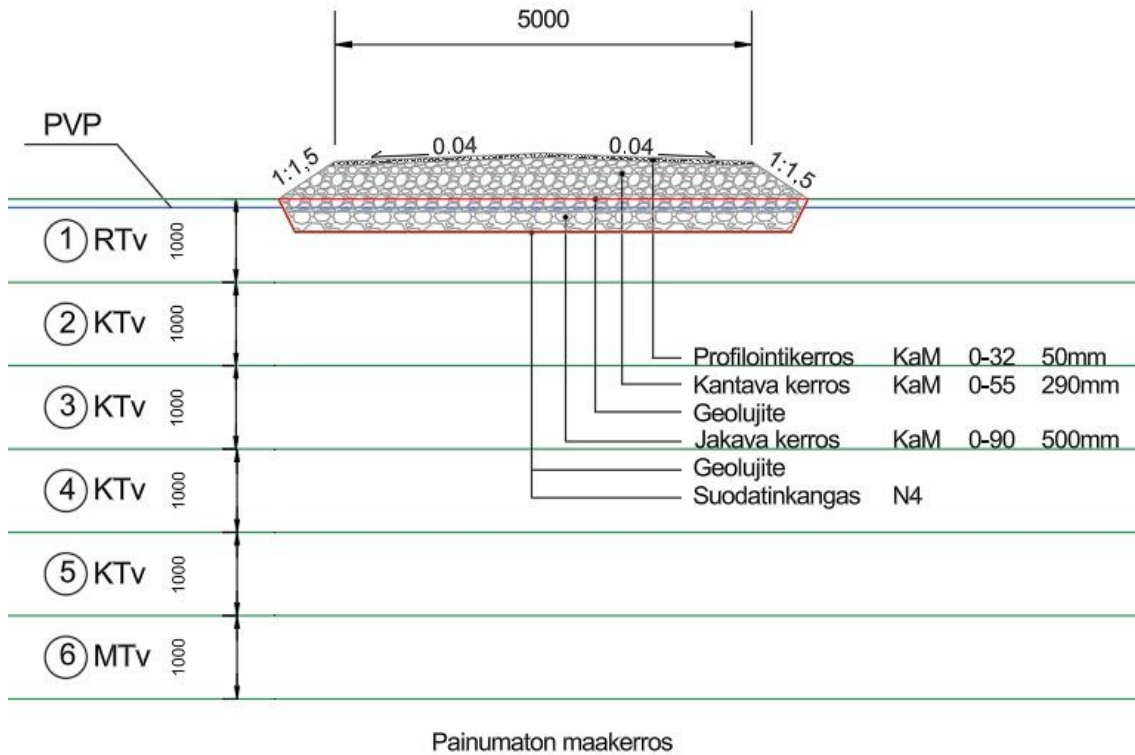
Basetrac Grid



Basetrac Duo-C



*KUVA 11. Synteettinen geolujiteverkko sekä suodatinkankaaseen yhdistetty luji-
teverkko (Huesker Synthetic GmbH s.a.)*



KUVA 12. Lujitettu pengerrakenne

6.2 Laskennallinen routanousu

Työssä laskettiin kantavuusmitoituksen tuloksena saaduille pengerrakenteille laskennallinen routanousu (RN_{lask}), eikä sitä pyritty rajoittamaan tiepenkereen rakenteen avulla. Suunnittelukohteen sijainniksi valittiin Oulu, jolloin mitoittavan routasyvyyden (S) arvoksi saatiin 1,9 metriä kuvasta 8. Esimerkkipenkereet ovat murskeesta rakennettuja, jolloin pengertä ei tarvitse jakaa osiin, vaan koko penger voidaan muuttaa vastaaman eristävyydeltään hiekkaa kertomalla pengerpaksuus (R_1) kertoimella 0,9 (a_1 taulukosta 7). Pohjamaana olevan turpeen routaturpoama-arvo (t) 12 % on otettu Uotilan ratapenkereiden toimivuutta turvemaalla käsittelevästä diplomityöstä (Uotila 2014, 60). Näillä tiedoilla voitiin laskea laskennalliset routanousut lujittamattomalle penkereelle:

$$RN_{lask.1100} = (1900\text{mm} - (1100\text{mm} * 0,9)) * 12\% / 100 = 109 \text{ mm}$$

Ja lujitetulle penkereelle:

$$RN_{lask.800} = (1900\text{mm} - (800\text{mm} * 0,9)) * 12\% / 100 = 142 \text{ mm}$$

Työssä käsiteltäville huoltoteille ei ole annettu maksimi arvoa sallitulle routanousulle. Laskennassa saadut 100...150 mm suuriset nousut eivät vielä rajoita merkittävästi tien käytettävyyttä. Mikäli ne ilmenevät kovin epätasaisena, voivat nousut rajoittaa teillä käytettävää nopeutta. Laskentaa on kuitenkin pidettävä vain suuntaa antavana, sillä se ei ota huomioon esimerkiksi roudan tunkeutumissyvyyttä turpeessa eikä pohjavedenpinnan normaalia korkeampaa sijaintia.

6.3 Pohjamaan geotekniset ominaisuudet

Esimerkkinä käytettävät tiepenkereet on perustettu 6 metriä paksun turvekerroksen varaan. Turpeen ominaisuudet ja painumalaskennassa käytettävät parametrit (taulukko 9) ovat määritelty arviointimenetelmien avulla, eivätkä ne pohjaudu todellisiin pohjatutkimustuloksiin. Vesipitoisuus kerroksille on jaettu tasaisesti Ronkaisen tutkimuksen (Ronkainen 2012, 28) mukaisilla vesipitoisuuden arvoilla. Maatumisaste on määritelty siten, että maatumisen etenee kohti syvempiä kerroksia. Kuivairtoteiheys ja moduuliluku on määritelty Helenelundin (Ratahallintokeskus 2006, 89–93) esittämien turpeen perusominaisuuksien vuorosuhteiden avulla. Leikkauslujuus on määritelty taulukossa 4 esitetyn Liikenneviraston ohjeen (Liikennevirasto 2018a, 16) redusoiduilla kaavoilla. Tilavuuspainona käytetään samaisen ohjeen mukaista $10,5 \text{ kN/m}^3$.

TAULUKKO 9. Esimerkkien mitoituksessa käytetyt pohjamaan ominaisuudet

Kerros	Lyhen- nys	Vesipitoi- suus (w) %	Maatumisaste (H) von Post	Kuiva irtoteiheys (ρ_d) t/m^3 $\rho_d=0,064+0,01H$	Leikkauslu- juus (S_u) kPa	Moduuli- luku (m) $m=4+20\rho_d$
1	RTv	900	2	0,084	6,7	5,7
2	KTv	810	3	0,094	7,4	5,9
3	KTv	720	4	0,104	6,6	6,1
4	KTv	630	5	0,114	7,5	6,3
5	KTv	540	6	0,124	8,8	6,5
6	MTv	450	8	0,144	6,1	6,9

6.4 Painumalaskennat

Painumalaskennat suoritettiin tässä työssä aiemmin esitetyillä menetelmillä Ode-markin kaavalla mitoitettulle 1100 mm paksulle tiepenkereelle (kuva 10), sekä 800 mm paksulle lujitetulle penkereelle (kuva 12). Lujitetun penkereen osalta esitetään vain saadut tulokset. Laskennat löytyvät liitteistä 3 ja 4.

6.4.1 Carlstenin menetelmällä

Painumien arviointi Carlstenin menetelmällä aloitettiin laatimalla taulukko muodonmuutoksista eri kuormituksilla kuvan 3 diagrammin avulla. Taulukon laadinnassa käytettiin mitoitettavan kohteen turvekerroksia ja vesipitoisuuksia. Kuormitusarvoiksi valittiin mitoitettavan penkereen aiheuttamaa kuormitusta portaittain pienemmät arvot.

Tässä työssä tarkasteltavan penkereen pohjamaa on taulukkoon 10 jaettu viiteen kerrokseen alimman kerroksen ollessa kaksi metriä paksu. Ratkaisuun päädyttiin, jotta vesipitoisuuden keskiarvo säilyi diagrammin alueella. Menetelmä ei ole esimerkiksi täysin optimaalinen, sillä se edellyttää turpeen vesipitoisuuden olevan välillä 700...1500 % (Ratahallintokeskus 2006, 112). Esimerkin vesipitoisuus vaihtelee välillä 450...900 %. Esimerkin 1,1 metrin paksuinen penger tilavuuspainoltaan 20 kN/m³ kalliomurskeesta aiheuttaa pohjamaahan 22 kPa kuormituksen. Tämän perusteella valittiin kuormitusarvot 25 kPa:sta 5 kPa porrastuksella alaspäin.

TAULUKKO 10. Muodonmuutokset eri kuormitusasteilla vesipitoisuuden mukaan

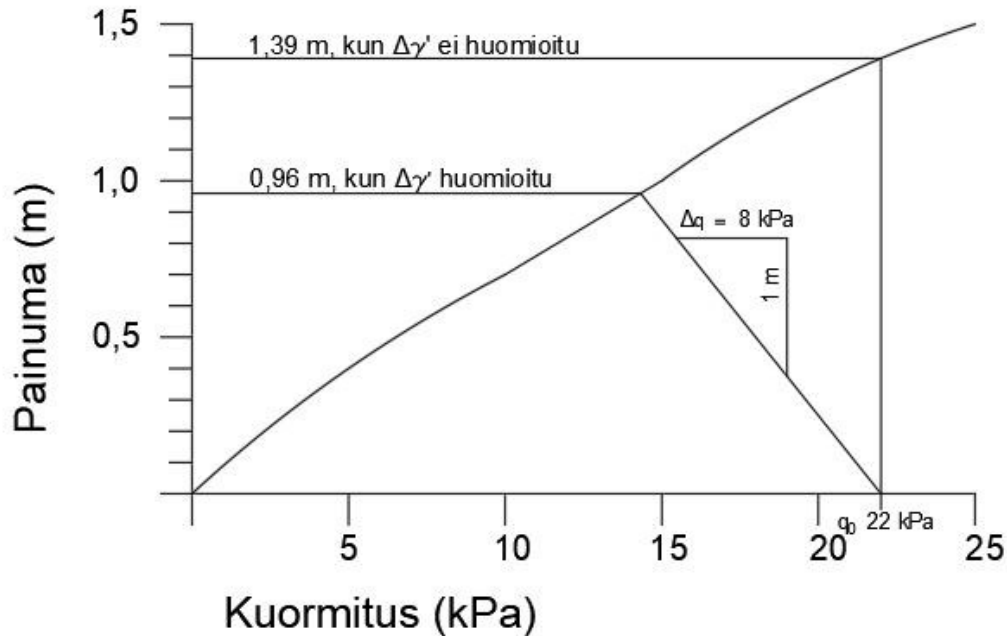
Turve kerros	Kerros-paksuus (m)	Vesi-pitoisuus (%)	Kuormitus									
			5 kPa		10 kPa		15 kPa		20 kPa		25 kPa	
			ϵ %	s (m)	ϵ %	s (m)	ϵ %	s (m)	ϵ %	s (m)	ϵ %	s (m)
1	1	900	8,0	0,1	17,0	0,2	25,0	0,3	31,0	0,3	35,0	0,4
2	1	810	7,0	0,1	14,0	0,1	22,0	0,2	29,0	0,3	33,0	0,3
3	1	720	6,5	0,1	12,0	0,1	19,0	0,2	24,0	0,2	28,0	0,3
4	1	630	6,0	0,1	9,0	0,1	13,0	0,1	17,0	0,2	21,0	0,2
5	2	500	4,0	0,1	7,0	0,1	10,0	0,2	13,0	0,3	16,0	0,3
Σ				0,4		0,7		1,0		1,3		1,5

ϵ = muodonmuutos prosentteina

s = kerroksen painuma

Σ = kokonaispainuma

Seuraavassa vaiheessa piirrettiin kuormitus-painumakuvaaja tehdyn taulukon avulla (kuva 13). Esimerkkitapauksessa pohjavesipinta on turvekerroksen yläpinnassa. Penkereen painuessa pohjavesipinnan alapuolelle pienenee penkereen tehokas tilavuuspaino, jolloin myös kuormitus ja painuma pienenevät. Vaikutus painumaan voidaan määritellä kuvaajasta piirtämällä viiva kaltevuuteen, joka kuvaa kuormituksen pienenemistä painumametriä kohden.



Tehokkaan tilavuuspainon muutos ($\Delta\gamma'$) pohjavesipinnan alapuolella

$$\Delta\gamma' = \gamma - (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) = 8 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (pengermateriaalin tilavuuspaino)}$$

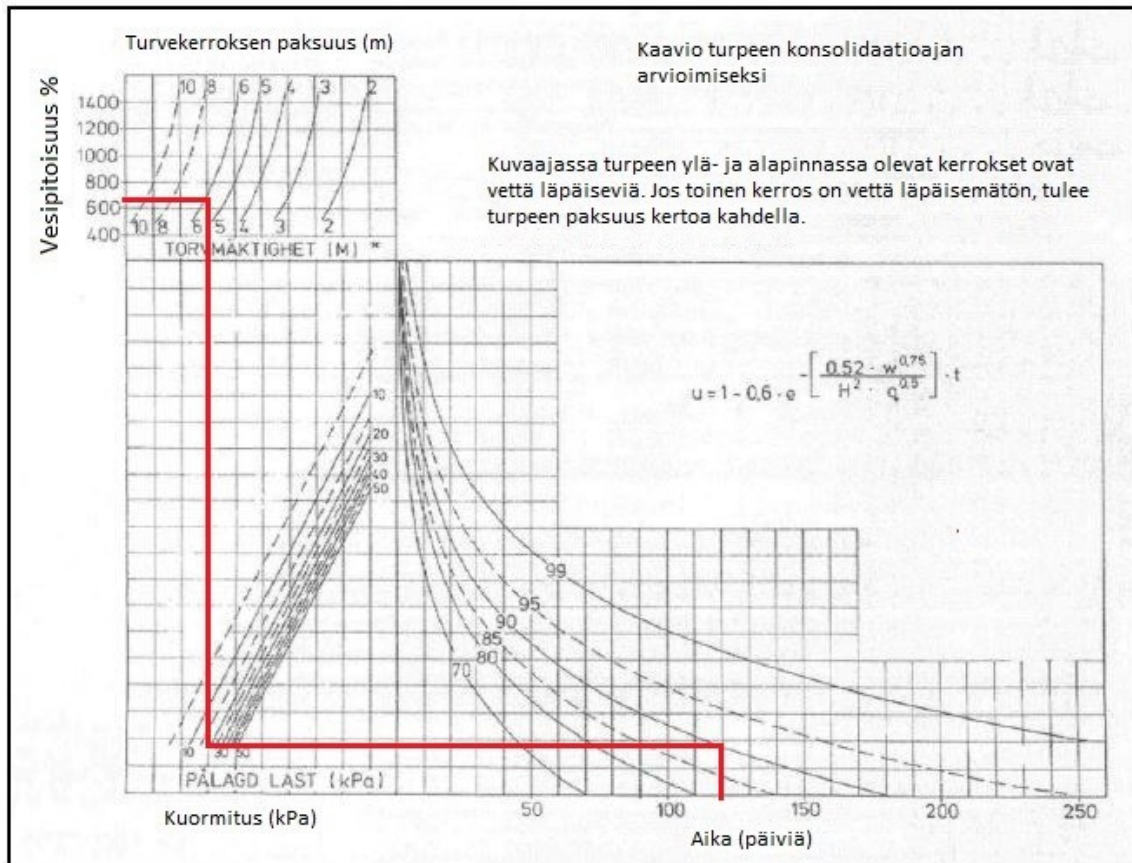
$$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3 \text{ (vedellä kyllätyneen pengermateriaalin tilavuuspaino)}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (veden tilavuuspaino)}$$

$$\Delta q = \Delta\gamma' \times 1 \text{ m} = 8 \text{ kPa} \text{ (kuormituksen muutos)}$$

KUVA 13. Tehokkaan tilavuuspainon ja kuormituksen pieneneminen, sekä painumien määritys kuvaajasta esimerkkitapauksessa

Rakennettaessa pengertä vaiheittain täytyy halutun konsolidaatioasteen saavuttamiseen kuluva aika määritellä kuvan 4 diagrammin tai sen noudattaman kaavan 9a avulla. Tässä työssä tarkasteltavan esimerkkirakenteen määrittämiseen diagrammi ei sovellu, koska 6 metriä paksun turvekerroksen alla on vettä läpäisemätön maakerros, jolloin turvekerroksen paksuus tulee kertoa kahdella, eikä diagrammin asteikko siihen riitä. Kuvassa 12 on esitetty diagrammin käyttöperiaate. Esimerkkirakenteen 90 % konsolidaatioasteen saavuttamiseen tarvittava aika on laskettu kaavasta 9a johdetulla kaavalla 9b.



KUVA 14. Konsolidaatioasteen määrittäminen diagrammin käyttöperiaatella

$$U = 1 - 0,6 \cdot e^{-\left[\frac{0,52 \cdot (w_n)^{0,75}}{H^2 \cdot q^{0,5}} \right] \cdot t} \quad \text{KAAVA 9a}$$

$$t = -\frac{H^2 \cdot q^{0,5}}{0,52 \cdot (w_n)^{0,75}} \ln\left(\frac{1-U}{0,6}\right) \quad \text{KAAVA 9b}$$

- U = konsolidaatioaste (%)
- w_n = vesipitoisuuden keskiarvo (%)
- H = turvekerroksen paksuus
- q = kuormitus (kPa)
- t = aika vuorokausina

Esimerkkitapauksessa 70 % konsolidaatioasteen saavuttamiseen tarvittava aika (t) lasketaan arvoilla:

$$W_n = (450+540+630+720+810+900) \% / 6 = 675 \%$$

$$H = 6 \text{ m} \cdot 2 = 12 \text{ m}$$

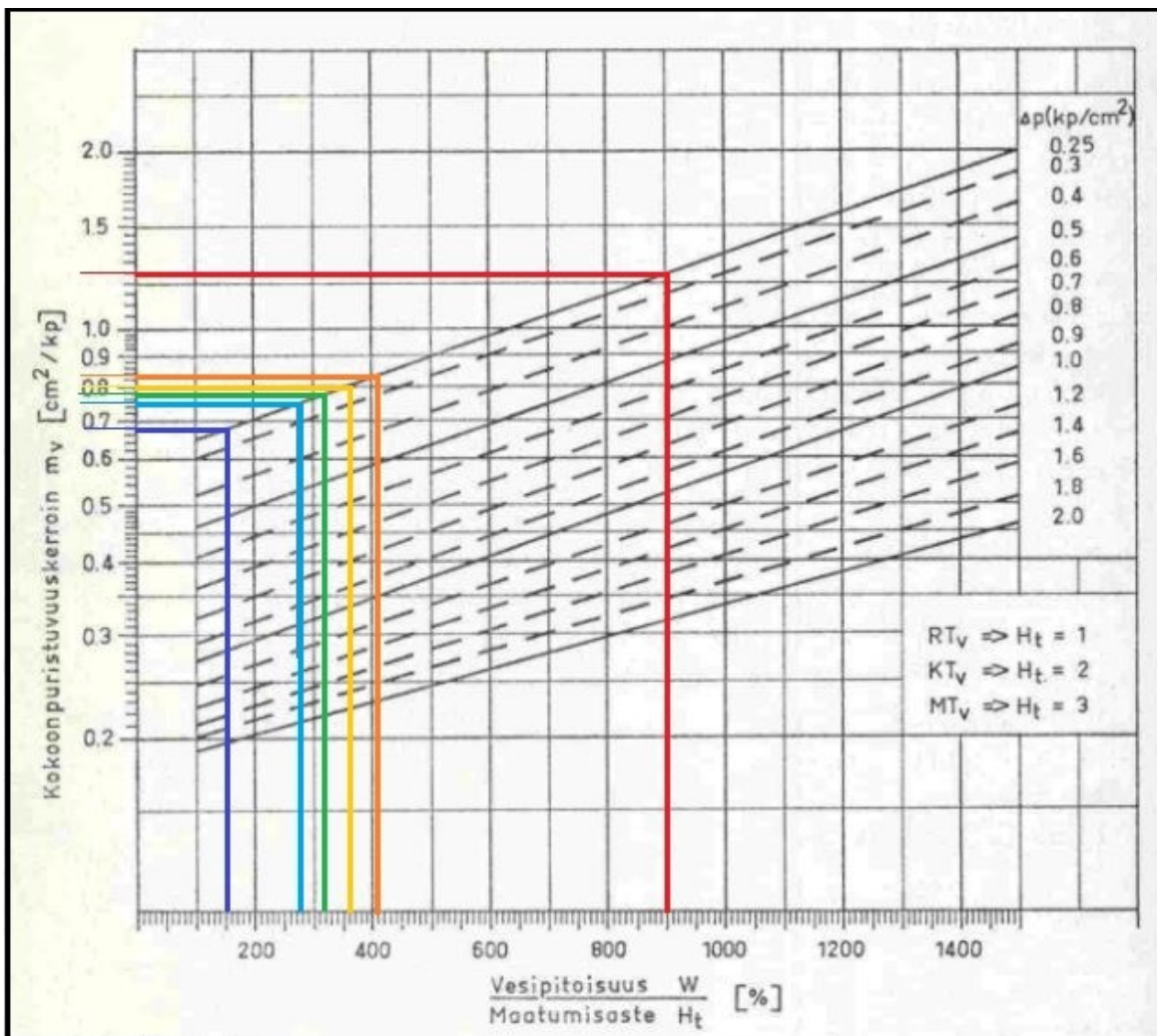
$$q = 22 \text{ kN/m}^2$$

$$U = 70 \%$$

$$\text{Jolloin } t = -\frac{12^2 \cdot 22^{0,5}}{0,52 \cdot (6,75)^{0,75}} \ln\left(\frac{1-0,70}{0,6}\right) = 215 \text{ vuorokautta}$$

6.4.2 TVH:n menetelmällä

Tie- ja vesirakennushallituksen menetelmällä turvemaan painumien arviointi aloitetaan jakamalla rakenteen alla oleva turvekerros maatumisuuden ja vesipitoisuuden mukaan kerroksiin. Tässä työssä pohjamaa jaettiin kuuteen metrin paksuiseen kerrokseen. Jokaiselle kerrokselle määriteltiin kokoonpuristuvuuskerroin kuvan 15 esittämällä tavalla.



KUVA 15. Kokoonpuristuvuuskerroimen (m_v) määrittäminen turvekerroksille

Diagrammin avulla määritellyt ja tiedossa olevat arvot on kerätty taulukkoon 11. Turvemaassa ei tapahdu kuormituksen jakautumista (Ratahallintokeskus 2006, 95). Tällöin tiepenkereen aiheuttama ($22 \text{ kPa} = 0,22 \text{ kp}/\text{cm}^2$) kuormituksen lisäys turvekerroksen keskellä (Δq) on sama jokaisessa kerroksessa.

TAULUKKO 11. Painumalaskentaparametrit ja tulokset TVH:n menetelmällä

Kerros	H (m)	W (%)	H _t	W/H _t	m _v	Δq (kp/cm ²)	S (m)
1	1	900	1	900	1,25	0,22	0,28
2	1	810	2	405	0,84	0,22	0,18
3	1	720	2	360	0,8	0,22	0,18
4	1	630	2	315	0,78	0,22	0,17
5	1	540	2	270	0,76	0,22	0,17
6	1	450	3	150	0,68	0,22	0,15
							1,12

H = kerroksen paksuus

W = vesipitoisuus

H_t = maatumisaste

m_v = kokoonpuristuvuuskerroin kuvasta

Δq = kuormituksen lisäys turvekerroksen keskellä

S = painuma = $m_v \cdot \Delta q \cdot H$

Tässä työssä painumat arvioitiin koko penkereen kuormituksella yhdessä vaiheessa. Ohjeen (Tie- ja vesirakennushallitus 1970, 83) mukaan laskenta tulisi kuitenkin suorittaa kahdessa vaiheessa. Tällöin toisessa vaiheessa voitaisiin huomioida penkereen, oletetun pohjaveden pinnan alapuolelle painuvan osan, pienentynyt tehollinen tilavuuspaino ja siitä aiheutuva kuormituksen pieneminen. Tässä esimerkkitapauksessa pengerkuormat ovat kuitenkin jo alun perin niin pieniä, ettei toiseen vaiheeseen tarvittavan vielä pienemmän kuorman mukaista kokoonpuristuvuuskerroimen arvoa voitu määrittää diagrammista luotettavasti. Laskennan päättäminen ensimmäiseen vaiheeseen antaa kaksivaiheista laskentaa suuremmat arvot, jolloin laskentaan syntyy varmuuskerrointa.

6.4.3 Janbun menetelmällä

Myös Janbun menetelmällä painumalaskenta suoritettiin jakamalla pohjamaan turvekerros kuuteen metrin paksuiseen kerrokseen. Tässäkään laskennassa ei ajateltu turvemaassa tapahtuvan kuormituksen jakautumista, jolloin tehokkaiden jännitysten muutos ($\Delta\sigma'$) kerroksen keskellä oli sama kaikissa kerroksissa. Pohjatutkimus- ja laboratoriotulosten puuttuessa käytettiin jännityseksponentin (β_1) arvona nollaa Ratahallintokeskuksen julkaisussa (Ratahallintokeskus 2006, 93) esitetyn yleistyksen perusteella. Muut laskennassa käytetyt, taulukkoon 12,

kerätyt parametrit ovat tämän työn kohdasta 6.2 Pohjamaan geotekniset ominaisuudet.

TAULUKKO 12. Janbun tangenttimoduulimenetelmän laskentaparametrit ja tulokset

Kerros	h (m)	z (m)	γ (kN/m ³)	σ_0 (kPa)	u (kPa)	σ'_0 (kPa)	m_1	β_1	$\Delta\sigma'$ (kPa)	σ' (kPa)	ε	s (m)
1	1	0,5	10,5	5,3	4,9	0,35	5,7	0,0	22,0	22,35	0,732	0,7
2	1	1,5	10,5	15,8	14,7	1,04	5,9	0,0	22,0	23,04	0,526	0,5
3	1	2,5	10,5	26,3	24,5	1,73	6,1	0,0	22,0	23,73	0,430	0,4
4	1	3,5	10,5	36,8	34,3	2,42	6,3	0,0	22,0	24,42	0,367	0,4
5	1	4,5	10,5	47,3	44,1	3,11	6,5	0,0	22,0	25,11	0,322	0,3
6	1	5,5	10,5	57,8	54,0	3,79	6,9	0,0	22,0	25,80	0,278	0,3
												2,7

h = turvekerroksen paksuus

z = kerroksen keskikohdan etäisyys maan pinnasta (jännitysten laskentapiste)

γ = veden kyllästämän turpeen tilavuuspaino

σ_0 = alkutilan jännitys

u = huokospaine

σ'_0 = alkutilan tehokas jännitys

m_1 = normaalikonsolidoituneen jännitysalueen moduuliluku

β_1 = normaalikonsolidoituneen jännitysalueen jännityseksponentti

$\Delta\sigma'$ = tehokkaiden jännitysten muutos

ε = muodonmuutos, laskettu kaavalla $\varepsilon = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$, koska $\beta_1 = 0$

$s = \varepsilon \times h =$ painuma

Käsin laskennan lisäksi laskettiin painumat Janbun menetelmällä samoilla laskentaparametreilla käyttäen GeoCalc 6.2 -laskentaohjelmaa. Käsin laskennan kanssa hyvin yhtenevät tulokset ovat liitteessä 4.

6.4.4 Sekundaaripainuma

Sekundaaripainumien (S_s) arviointi suoritettiin kaavan 4 avulla. Kaavassa tarvittavan sekundaarisen kokoonpuristuvuuskertoimen (C_s) arvoksi valittiin 0,05 Sillanpään diplomityöhön (Sillanpää 2023, liitteet 1,2) kerätyn aineiston perusteella. Turvekerroksen paksuudeksi primääriseen kokoonpuristumisen jälkeen (H) arvioitiin 5 metriä. Primääriseen kokoonpuristumiseen kuluvaksi ajaksi 2 vuotta ja

sekundaaripainumien tarkasteluajankohdaksi 30 vuotta. Näillä arvoilla sekundaaripainuman arvioksi muodostuu:

$$S_s = 0,05 * 5 \text{ m} * \log(30/2) = 0,3 \text{ m}$$

6.5 Stabiiliteetilaskennat

Stabiiliteetilaskennat tiepenkereille laskettiin GeoCalc 6.2 laskentaohjelmalla. Laskennat suoritettiin 2D-laskentoina käyttäen Janbun ja Bishopin yksinkertaisettuja menetelmiä. Väyläviraston suunnitteluohjeen (Väylävirasto 2023, 33) liikennekuormia sovellettiin Vilma Lahden (Lahti 2020, 2) liikennekuormia 2D-stabiiliteetilaskennassa käsittelevän diplomityön mukaan. Tämän perusteella raskaan liikenteen aiheuttama liikennekuormana käytettiin arvoa 30 kN/m. Väyläviraston suunnitteluohjeesta poiketen kuorma kohdistettiin 3 metriä leveälle alueelle tiepenkerein keskellä, eikä ohjeen (Väylävirasto 2023, 34) mukaisesti koko kulutuskerroksen leveydelle. Kuorma alueen leventämisen vaikutusta kokeiltiin leventämällä kuormitusalue 4 metriin (liite 5). Lujitettujen penkereiden osalta laskentoja suoritettiin geolujitteen arvoilla 40...300 kN/m.

Laskentoja suoritettiin kokonaisvarmuusmenetelmällä ja Eurokoodi 7 mitoitustapa DA3 murtorajatilamenetelmällä (MRT). Kokonaisvarmuuslaskennoissa kuormien tai maaparametrien ominaisarvoihin ei kohdistettu varmuuskertoimia. Eurokoodin mukaisessa murtorajatilamitoituksessa käytettiin osavarmuuskertoimia:

- Kuorman osavarmuusluku = 1,3 (Väylävirasto 2023, taulukko A.3b(FI))
- Leikkauskestävyyskulman osavarmuusluku $\tan\phi = 1,25$ (Väylävirasto 2023, taulukko A.4(FI))
- Suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku = 1,4 (Väylävirasto 2023, taulukko A.4(FI))

Kuorman osavarmuusluvaksi valittiin liikennekuormien osavarmuuslukua 1,15 suurempi arvo 1,3 raskaiden työkoneiden aiheuttamaa kuormitusta ajatellen. Kokonaisvarmuus- ja murtorajatilamenetelmässä käytetyt kuormat on esitetty taulukossa 13 ja maaparametrit taulukossa 14.

TAULUKKO 13. Stabiiliteettilaskennoissa käytetyt liikennekuormat

	Kuorma (kPa)
Ominaisarvo	30
Murtorajatila (STR/GEO)	39

TAULUKKO 14. Stabiiliteettilaskennoissa käytetyt maaparametrit

	Ominaisarvot		Murtorajatila (STR/GEO)	
	ϕ (°)	Su (kN/m ²)	ϕ (°)	Su (kN/m ²)
Tierakenne	38	0	32	0
RTv (H = 2)		6,70		4,79
KTv (H = 3)		7,40		5,29
KTv (H = 4)		6,60		4,71
KTv (H = 5)		7,50		5,36
KTv (H = 6)		8,80		6,29
MTv (H = 8)		6,10		4,36

Lamellimenetelmällä tapahtuvassa liukupintatarkastelussa vertaillaan kuormien vaikutuksen mitoitusarvoa (epäedullinen momentti E_d) ja kestävyuden mitoitusarvoa (edullinen momentti R_d). Tarkastelun tuloksena saadaan R_d / E_d , josta käytetään nimitystä ylimitoituserroin (ODF). ODF arvon minimivaatimuksena on $ODF \geq 1$. (Väylävirasto 2023, 88.) GeoCalc -laskentaohjelma käyttää samasta tuloksesta lyhennettä FOS (Factor of Safety).

6.6 Laskentojen yhteenveto

Painuma-arvioinneista saatiin toisistaan poikkeavia tuloksia. Erityisesti Janbun tangenttimoduulilla saadut tulokset poikkesivat diagrammeihin pohjautuvista Carlstenin ja TVH:n menetelmistä, jotka puolestaan antoivat hyvin yhteneväiset tulokset. Verrattaessa Carlstenin ja Janbun konsolidaationpainuman laskentatuloksia TVH:n menetelmällä saatuihin tuloksiin, tulisi niihin lisätä myös sekundaaripainuma, sillä TVH:n menetelmä arvioi kokonaispainumia.

Laskennoissa suurimman ja pienimmän arvon ero oli lujittamattomalla penkereellä 1,89 metriä ja lujitetulla 1,63 metriä. Pienin painuma, 0,72 metriä, saatiin

lujitetulle penkereelle Carlstenin menetelmällä. Suurin käsilaskennalla saatu painuma-arvo oli 2,7 metriä, joka saatiin lujittamattomalle penkereelle Janbun tangenttimoduulimenetelmällä. GeoCalc-ohjelmalla vastaavalle lujittamattomalle penkereelle laskettu painuma oli 2,85 metriä 30 vuoden tarkastelujaksolla.

Lujitetun penkereen painumia ei voitu arvioida TVH:n menetelmällä, koska sille laskettu kuormitus jäi käytetyn diagrammin soveltamisalueen ulkopuolelle, jolloin kokoonpuristuvuuskertoimen määrittäminen olisi ollut epävarmaa. Muut lujitetun penkereen painumalaskennat on esitetty liitteessä 3. Painumalaskentojen tulokset on kerätty taulukkoon 15.

TAULUKKO 15. Painumalaskentojen tulokset

Tiepenger	Primäärinen konsolidaatiopainuma:				Sekundaari painuma
	Carlstenin menetelmä	TVH:n menetelmä	Janbun menetelmä	GeoCalc	
800 mm	0,72 m	-	2,4 m	2,35 m	0,3 m
1100 mm	0,96 m	1,12 m	2,7 m	2,85 m	0,3 m

Stabiilettilaskennoissa kumpikaan pengerrakenne ei lujittamattomana saavuttanut riittävää varmuutta. Ohuemmalla pengerrakenteella varmuus jäi kokonaisvarmuusmenetelmällä arvoon 0,90 ja murtorajatilamenetelmällä arvoon 0,54. Paksummalla, 1100 mm:n rakenteella vastaavat varmuusarvot olivat 0,74 kokonaisvarmuusmenetelmällä ja 0,46 murtorajatilamenetelmällä (liite 6).

Ohuempi pengerrakenne saavutti riittävän varmuuden (FOS 1,11) kokonaisvarmuusmenetelmällä kahden 40 kN/m geolujitteen avulla. Murtorajatilamenetelmällä riittävän varmuuden saavuttamiseksi (FOS 1,04) tarvittiin kaksi 200 kN/m geolujitetta. Geolujitteista toinen sijoitettiin penkereen ja pohjamaan väliin, toinen rakennekerrokseen 250 mm ylemmäksi. Paksumpaan penkereeseen lisättiin laskentavaiheessa geolujite penkereen ja pohjamaan väliin, jolloin riittävä varmuus (FOS 1,39) saavutettiin 300 kN/m lujitteella (liite 7).

Bishopin menetelmä antoi kaikissa variaatioissa saman tai heikomman tuloksen kuin Janbun menetelmä. Geolujitteen vetolujuutta kasvattaessa alkoi laskennan

luotettavuus heikkenemään. Käytettäessä vetolujitteelle suurempaa kuin 200 kN/m arvoa ohjelma antoi Fail to converge -virheilmoituksia, eikä saanut määriteltyä pyydettyä määrää liukupintoja. Laskennan tulokset on kerätty taulukkoon 16.

TAULUKKO 16. Stabiiliteetilaskentojen tulokset

Penke- reen paksuus (mm)	Geolu- jite (kN/m)	Kuor- man kohdis- tus le- veys (m)	Kokonaisvarmuus FOS min:		Eurokoodi 7 DA3 MRT FOS min:	
			Janbun yksin- kertaistettu menetelmä	Bishopin yk- sinkertais- tettu mene- telmä	Janbun yksin- kertaistettu menetelmä	Bishopin yk- sinkertais- tettu mene- telmä
800	-	3	0,94	0,90	0,57	0,54
800	2 x 40	3	1,41	1,11	0,77	0,62
800	2 x 80	3	-	-	1,16	0,75
800	2 x 80	4	-	-	1,02	-
800	2 x 150	3	-	-	1,37	0,87
800	2 x 200	3	-	-	1,37	1,04
800	2 x 200	4	-	-	-	0,85
1100	-	3	0,74	0,74	0,46	0,46
1100	1 x 80	3	1,12	1,02	0,83	0,61
1100	1 x 150	3	-	-	1,32	0,72
1100	1 x 150	4	-	-	1,12	-
1100	1 x 250	3	-	-	2,75	0,85
1100	1 x 250	4	-	-	-	0,72
1100	1 x 300	3	-	-	-	1,39
1100	1 x 300	4	-	-	-	0,88

Laskelmissa ohuempi alkujaankin lujitetuksi rakenteeksi suunniteltu pengerrakenne osoittautui toimivammaksi. Sen aiheuttamien pienempien kuormitusten vuoksi painuma-arviot jäivät 10...25 % pienemmiksi kuin paksummalla penkereellä. Myös stabiiliteetin kannalta rakenne oli parempi. Riittävä varmuus oli mahdollista saavuttaa ja kuormitusalueen leventämisen vaikutus varmuuteen oli vähäisempi. On huomioitavaa, ettei paksumpi lujittamattomaksi rakenteeksi suunniteltu pengerraaken saavuttanut riittävää stabiiliteettia ilman lujitteen lisäystä.

7 POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena oli perehtyä turvemaan geoteknisiin ominaisuuksiin ja suunnitella kerätyn tiedon pohjalta turpeen varainen huoltotiepenkereen rakenne. Pengerrakenteen mitoituksen vaatimuksena oli täyttää turvemaalle rakennettavan aurinkopuiston huoltotien vaatimukset.

Turpeen ominaisuuksiin perehtymisessä haasteeksi ilmeni turvemaan painuma- ja lujuusominaisuuksiin liittyvän yhteneväisen tiedon löytäminen. Osaltaan se selittyy turpeen ominaisuuksien suuresta alueellisesta vaihtelevuudesta, mikä heikensi eri lähteistä kerätyn tiedon yhdisteltävyyttä. Oli myös vaikea löytää tietoa nykyaikaisten painumien laskentamenetelmien soveltuvuudesta turpeen painumien arviointiin. Turvemaan ominaisuuksiin liittyvissä tuoreissa diplomitöissä, jotka olivat suureksi avuksi tämän työn suorittamisessa, esiteltiin lähinnä tässäkin työssä esiteltyt 1960 - 1990 aikavälillä kehitellyt menetelmät.

Huoltotielle ei löytynyt valmiita mitoitusohjeita tai vaatimuksia, joten työssä pengerrakenne mitoitettiin rakentamisen aikaista liikennettä ja rakentamisen jälkeistä pelastustoimintaa ajatellen. On kuitenkin huomioitava, että esimerkiksi sähköasemilla käytettävien muuntajien siirrot voivat asettaa teille huomattavasti tässä työssä esitettyjä suurempia kantavuusvaatimuksia.

Painumien arvioinnissa TVH:n ja Carlstenin menetelmät antoivat hyvin yhteneväiset tulokset. Yhtenevyys lisääntyy entisestään, jos Carlstenin menetelmällä saatuun tulokseen lisätään sekundaaripainuman tulos, sillä TVH:n menetelmä ilmeisesti sisälsi arvion myös sekundaarisesta painumasta. Janbun menetelmän luotettavuutta tässä työssä heikentää varmasti todellisten pohjatutkimus- ja laboratoriokokeiden puute. Sekundaaripainuman osalta jäi arveluttamaan laskennassa saatu pieni painuma, vaikka useassa lähteessä painuman kerrottiin olevan jopa yli 50 % kokonaispainumista.

Stabiliteettimitoituksessa kävi hyvin selväksi pohjanvahvistuksen tarve riittävän varmuuden saavuttamiseksi. Ilman pohjanvahvistusmenetelmiä näin paksun turvekerroksen päälle rakennettaessa riittävän stabiliteetin saavuttaminen on

hankalaa, jollei mahdotonta. Pohjanvahvistusmenetelmistä tässä työssä esiteltiin geolujitteilla lujitettu pengerrakenne, koska sen tilantarve ja riippuvuus kohteen sijainnista on vähäinen. Mikäli käytettävissä oleva tila ja saatavilla oleva maamateriaali mahdollistaisivat vastapenkereiden rakentamisen, voisi se olla lähemmän tarkastelun arvoinen pohjanvahvistusvaihtoehto.

Tehdyissä stabiliteettilaskelmissa on huomioitava tieliikennekuorman rajaaminen tien keskiosaan. Tällä menetelmällä tiepenkereen laitaosat toimivat laskelmissa ikään kuin vastapenkereen tavoin parantaen stabiliteettia, mutta todellisuudessa voi syntyä riskitilanteita, jos raskaanliikenteen kuormia pääsee kohdistumaan tiepenkereen laiduille.

Työtä tehdessä tekijälle syntyi käsitys turpeen geoteknisistä ominaisuuksista ja niihin liittyvistä haasteista, joista oleellisimmiksi koetut on pyritty tekstissä avaamaan lukijalle. Työssä ei voitu suunnitella yhtä pengerrakennetta, joka sopisi kaikkialle, vaan kahden toisiaan lähellä olevan rakennemallin avulla pyrittiin havainnollistamaan turpeen painumia ja lujuutta. Yhteenvetona voi todeta tiepenkereen rakentamisen turpeen päälle olevan haastavaa, mutta tapauskohtaisella mittaamisella se voi olla mahdollista. Yllättävään painumakäyttäytymiseen on kuitenkin syytä varautua.

LÄHTEET

Energiateollisuus ry s.a. Aurinkovoima. Luettavissa: <https://energia.fi/energiatie-toa/energiantuotanto/sahkontuotanto/aurinkovoima/>. Luettu: 6.11.2025.

Finnwind Oy 29.2.2024. Miten aurinkopuisto toteutetaan. Luettavissa: <https://finnwind.fi/kasvata-turvallisesti-kiinteistosi-tuottoa-ja-arvoa-finnwind-aurinkosahko-jarjestelmalla/>. Luettu: 25.1.2026.

Huesker Synthetic GmbH s.a. BaseCalculator. Luettavissa: <https://www.huesker.co.uk/geosynthetics/services/software/basecalculator/>. Luettu: 24.3.2026.

Jääskeläinen, R. 2011. Geotekniikan perusteet. Tammertekniikka / Amk-kustannus Oy. Jyväskylä.

Korhonen, K-H., Gardemeister, R.& Tammirinne, M. 1974. Geotekninen maaluokitus. Tiedonanto 14. Geotekniikan laboratorio. Otaniemi. Luettavissa: https://publications.vtt.fi/julkaisut/muut/1970s/geotekniikan_tiedonanto_14.pdf
Luettu: 30.1.2026.

Korsu, P., Belt, J.& Ehrola, E. 1995. Alusrakenteen E-moduulit ja deformaatio-suorat. Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja. Tielaitos. Helsinki. Luettavissa: <https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/188759/tie1000032.pdf?sequence=1&isAllowed=y> Luettu: 22.2.2026

Lahti, V. 2020. Tieliikennekuormien soveltaminen 2D-stabiliteetilaskentaohjelmassa. Diplomityö. Tampereen yliopisto, rakennustekniikan tutkinto-ohjelma. Luettavissa: <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/122059/LahtiVilma.pdf?sequence=2&isAllowed=y> Luettu: 3.4.2026

Laine, J.& Vasander, H. 2005. Suotyypit ja niiden tunnistaminen. Metsäkustannus Oy. Hämeenlinna.

Liikennevirasto 2012. Geolujitetut maarakenteet. Liikenneviraston oppaita 2/2012. Helsinki. Luettavissa: https://ava.vaylapilvi.fi/ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lop_2012-02_geolujitetut_maarakenteet_web.pdf Luettu: 27.2.2026

Liikennevirasto 2018a. Penkereiden stabiliteetin laskentaohje. Liikenneviraston ohjeita 14/2018. Luettavissa: https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/165045/lo_2018-14_penkereiden_stabiliteetin_web.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Luettu: 9.1.2026.

Liikennevirasto 2018b. Tierakenteen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 38/2018. Luettavissa: https://aineistot.vayla.fi/?path=ava/Julkaisut/Liikennevirasto/lo_2018-38_tierakenteen_suunnittelu_web.pdf Luettu: 4.2.2026

Länsivaara, T. 2000. Painumalaskentamenetelmien käyttökelpoisuuden arviointi. Tielaitos. Helsinki. Luettavissa: <https://www.tieh.fi/thohje/pdf/3200630-03i.pdf> Luettu: 25.2.2026

Munro, R. 2004. Dealing with bearing capacity problems on low volume roads constructed on peat. The Highland Council. Luettavissa: https://www.roadex.org/wp-content/uploads/2014/01/2_5-Roads-on-Peat_1.pdf. Luettu: 2.1.2026.

Munro, R., Sigursteinsson, H., Carlsten, P., Zweifel, G. & Pyhähuhta, M. s.a. Roadex Elearning, kurssi 2. Turpeen päälle rakennetut tiet, verkkosivu. Luettavissa: <https://www.roadex.org/fi/e-learning/kurssit/turpeen-paalle-rakennetut-tiet/turve/>. Luettu: 21.12.2025

Rantamäki, R., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1979. Geotekniikka. Otakustantamo. Vaasa.

Ratahallintokeskus 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. Helsinki. Luettavissa: <https://www.doria.fi/handle/10024/146384> Luettu: 11.1.2026.

Ronkainen, N. 2012. Suomen maalajien ominaisuuksia. Suomen ympäristökeskus. Saatavissa: <https://helda.helsinki.fi/items/7094e61d-14de-448c-aed6-9601ffa16bc0>

Sainio, S. 2022. Turpeen suljettu leikkauslujuus stabiiliteettilaskelmissa. Diplomityö. Tampereen yliopisto, rakennustekniikan tutkinto-ohjelma. Luettavissa: <https://trepo.tuni.fi/handle/10024/143903> Luettu: 6.1.2026.

Sillanpää, R. 2023. Turpeen painumaominaisuuksien ja vedenläpäisevyyden arviointi vesipitoisuuden ja maatuneisuuden avulla. Diplomityö. Tampereen yliopisto, rakennetun ympäristön tiedekunta. Luettavissa: <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/145646/SillanpaaRasmus.pdf?sequence=2&isAllowed=y>. Luettu 7.11.2025.

Suomen uusiutuvat ry 28.1.2026. Rakenteilla olevat aurinkovoimahankkeet. Luettavissa: <https://suomenuusiutuvat.fi/aurinkovoima/aurinkovoimahankkeet-ja-voimalat-suomessa/rakenteilla-olevat-aurinkovoimahankkeet/>. Luettu: 31.1.2026.

Tie- ja vesirakennushallitus. 1970. Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita. Osa IV: geoteknillinen suunnittelu ja perustamismenetelmät. Luettavissa: <https://www.doria.fi/handle/10024/132002> Luettu: 13.12.2025.

Uotila, A. 2014. Maanvaraisen ratapenkereen toimivuus turvepohjamaalla. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 10/2014. Helsinki. Luettavissa: https://www.doria.fi/bitstream/handle/10024/121265/lts_2014-10_978-952-255-421-5.pdf?sequence=1&isAllowed=y Luettu: 22.2.2026

Väylävirasto 2023. Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI 7. Väyläviraston ohjeita 14/2023. Luettavissa: https://aineistot.vayla.fi/api/file/ava/Julkaisut/Vaylavirasto/vo_2023-14_NCCI_7_web.pdf Luettu: 3.4.2026

LIITTEET

Liite 1 Kantavuusmitoituslaskelmat Odemarkin kaavalla

Liite 2 Lujitetun pengerrakenteen mitoitustulos Hueskerin mitoitustyökalusta

Liite 3 Lujitetun penkereen painumalaskennat

Liite 4 Painumalaskennat GeoCalc -laskentaohjelmalla

Liite 5 Stabiliateetti 3 ja 4 metrin kuormitusalueella

Liite 6 Stabiliateetit lujittamattomille penkereille

Liite 7 Riittävä stabiliateetti (MRT) 800 penger 2 x 200 kN/m lujitteilla

Liite 8 Riittävä stabiliateetti (MRT) 1100 penger 300 kN/m lujitteilla

KANTAVUUSMITOITUSLASKELMAT ODEMARKIN KAAVALLA LIITE 1

Louhe 0/200 E_Y, 300 mm=

$$\frac{5MPa}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2}}\right) \frac{5MPa}{30MPa} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2 \left(\frac{30MPa}{5MPa}\right)^{\frac{2}{3}}}}} = 13,22MPa$$

Louhe 0/200 E_Y, 600 mm=

$$\frac{13,2MPa}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2}}\right) \frac{13,2MPa}{80MPa} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2 \left(\frac{80MPa}{13,2MPa}\right)^{\frac{2}{3}}}}} = 35,1MPa$$

Murske 0/90 E_Y, 900 mm=

$$\frac{35,1MPa}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2}}\right) \frac{35,1MPa}{210MPa} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,3m}{0,15m}\right)^2 \left(\frac{210MPa}{35,1MPa}\right)^{\frac{2}{3}}}}} = 92,7MPa$$

Murske 0/55 E_Y, 1100 mm=

$$\frac{92,7MPa}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,2m}{0,15m}\right)^2}}\right) \frac{92,7MPa}{200MPa} + \frac{1}{\sqrt{1 + 0,81 \left(\frac{0,2m}{0,15m}\right)^2 \left(\frac{200MPa}{92,7MPa}\right)^{\frac{2}{3}}}}} = 130,8MPa$$

Base course design

Date: 24.03.2026

The bearing capacity of the existing subgrade in the project in question necessitates measures to increase bearing capacity and improve traffickability. The following parameters were used for the base course calculations:

Input parameter

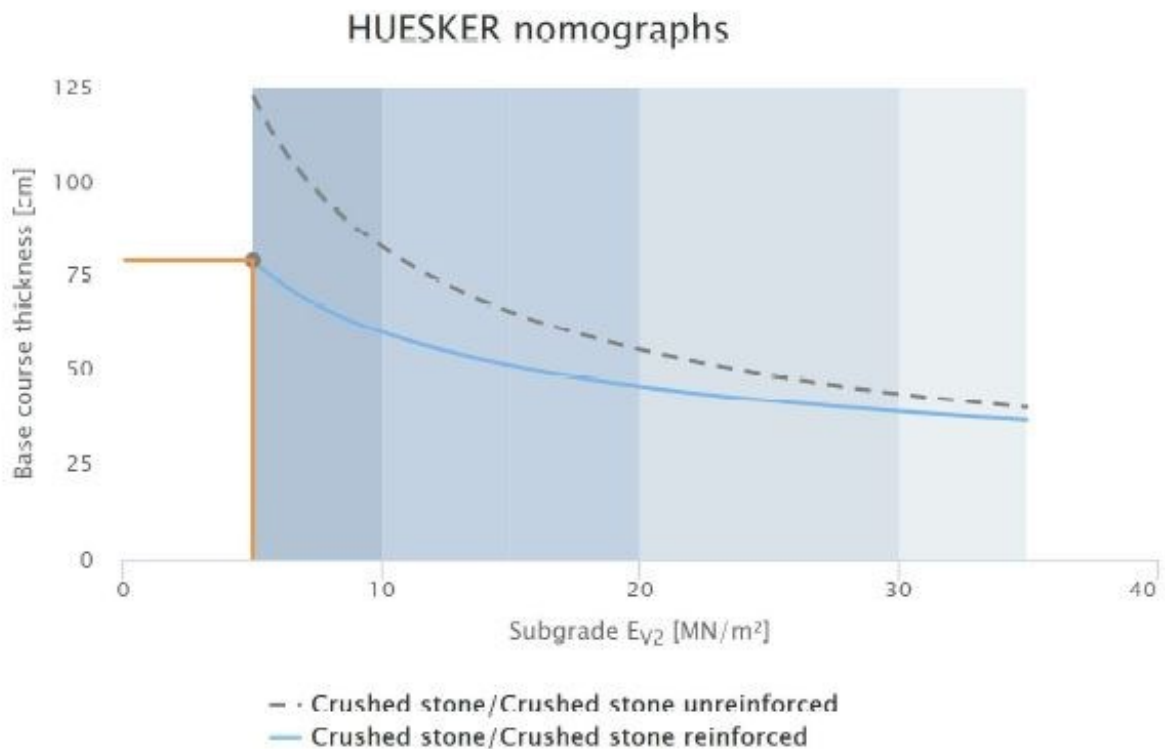
Bearing capacity of existing subgrade:	$E_{v2} = 5 \text{ MN} / \text{m}^2$
Base course construction:	Double layer
Subgrade:	Not applicable
Loading period:	Permanent (service period > 2 years)
Planned construction:	Not applicable
Subgrade/base course material:	Alkaline/non-alkaline
Subgrade/Base course material:	non alkaline/non alkaline
Target value:	$130 \text{ MN}/\text{m}^2$
Selected base course material:	Crushed stone/Crushed stone

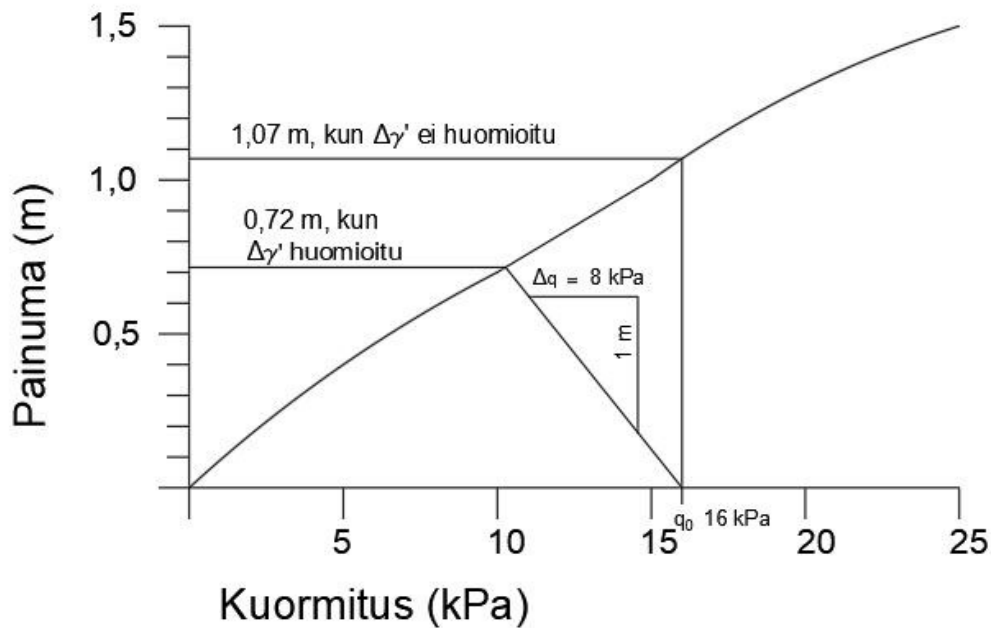
Geosynthetics have, for decades, offered a tried and tested base reinforcement solution. Apart from increasing bearing capacity and reducing rutting, they also enhance cost-effectiveness by saving on base course material. The calculation results for the project in question are presented in the following table.

Base course design

Calculation results	HUESKER nomograph
Base course thickness, unreinforced:	123 cm
Base course thickness, reinforced:	79 cm 1st layer: 25 cm
Reduction in base course thickness:	44 cm
Recommended geotextile:	Basetrac Duo-C PET 40 B15 (1st layer) Basetrac Grid PET 30 (2nd layer)

Advice from the HUESKER engineering department is recommended for applications subject to particularly high requirements, e.g. railways or working platforms.





Tehokkaan tilavuuspainon muutos ($\Delta\gamma'$) pohjavesipinnan alapuolella

$$\Delta\gamma' = \gamma - (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) = 8 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \text{ (pengermateriaalin tilavuuspaino)}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 22 \text{ kN/m}^3 \text{ (vedellä kyllätyneen pengermateriaalin tilavuuspaino)}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (veden tilavuuspaino)}$$

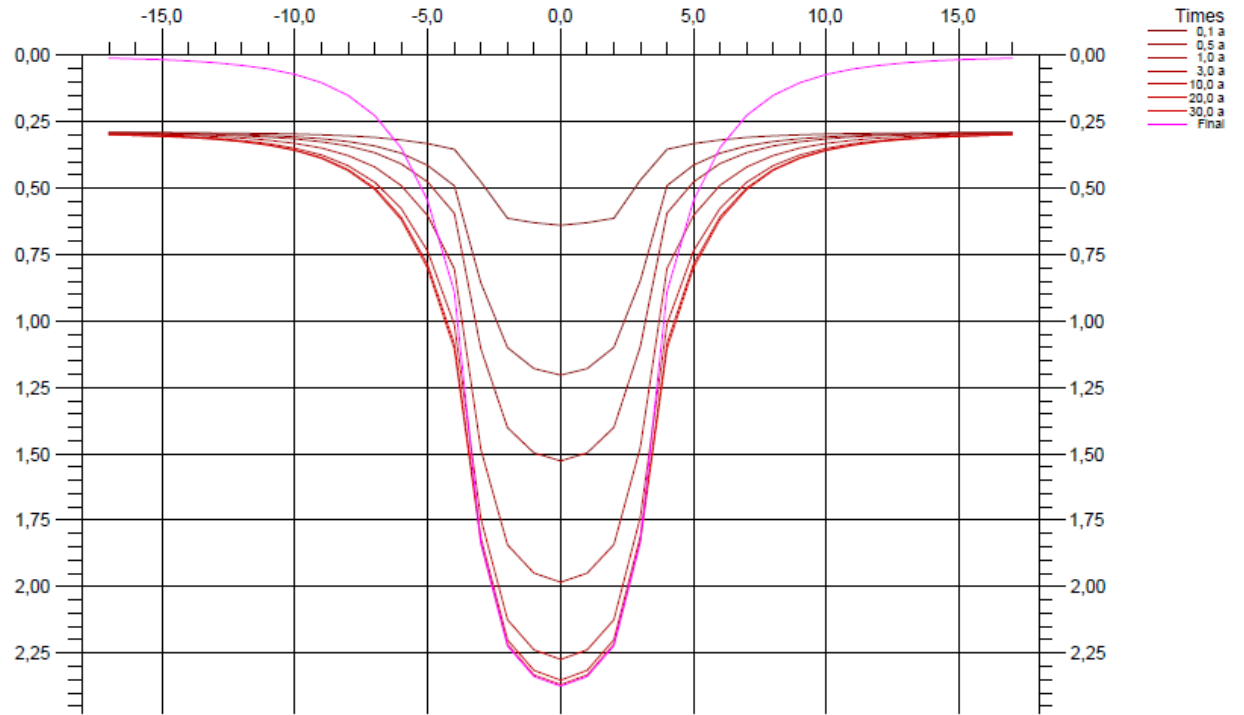
$$\Delta q = \Delta\gamma' \times 1 \text{ m} = 8 \text{ kPa}$$

KUVA 1. Lujitetun penkereen painumat Carlstenin menetelmällä.

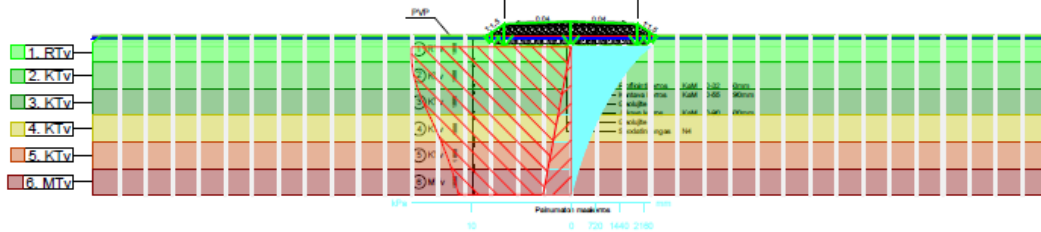
TAULUKKO 1. Lujitetun penkereen painumat Janbun tangenttimoduulimenetelmällä

Kerros	h (m)	z (m)	y (kN/m ³)	σ_0 (kPa)	u (kPa)	σ'_0 (kPa)	m 1	b 1	$\Delta\sigma'$ (kPa)	σ' (kPa)	ϵ	s (m)
1	1	0,5	10,5	5,3	4,9	0,35	5,7	0,0	16,0	16,35	0,677	0,7
2	1	1,5	10,5	15,8	14,7	1,04	5,9	0,0	16,0	17,04	0,475	0,5
3	1	2,5	10,5	26,3	24,5	1,73	6,1	0,0	16,0	17,73	0,382	0,4
4	1	3,5	10,5	36,8	34,3	2,42	6,3	0,0	16,0	18,42	0,322	0,3
5	1	4,5	10,5	47,3	44,1	3,11	6,5	0,0	16,0	19,11	0,280	0,3
6	1	5,5	10,5	57,8	54,0	3,79	6,9	0,0	16,0	19,80	0,239	0,2
												2,4

OAMK / Opinnäytetyö
 Kevät 2026
 800 penkereen painuma
 Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (26.03.2025 21:35)

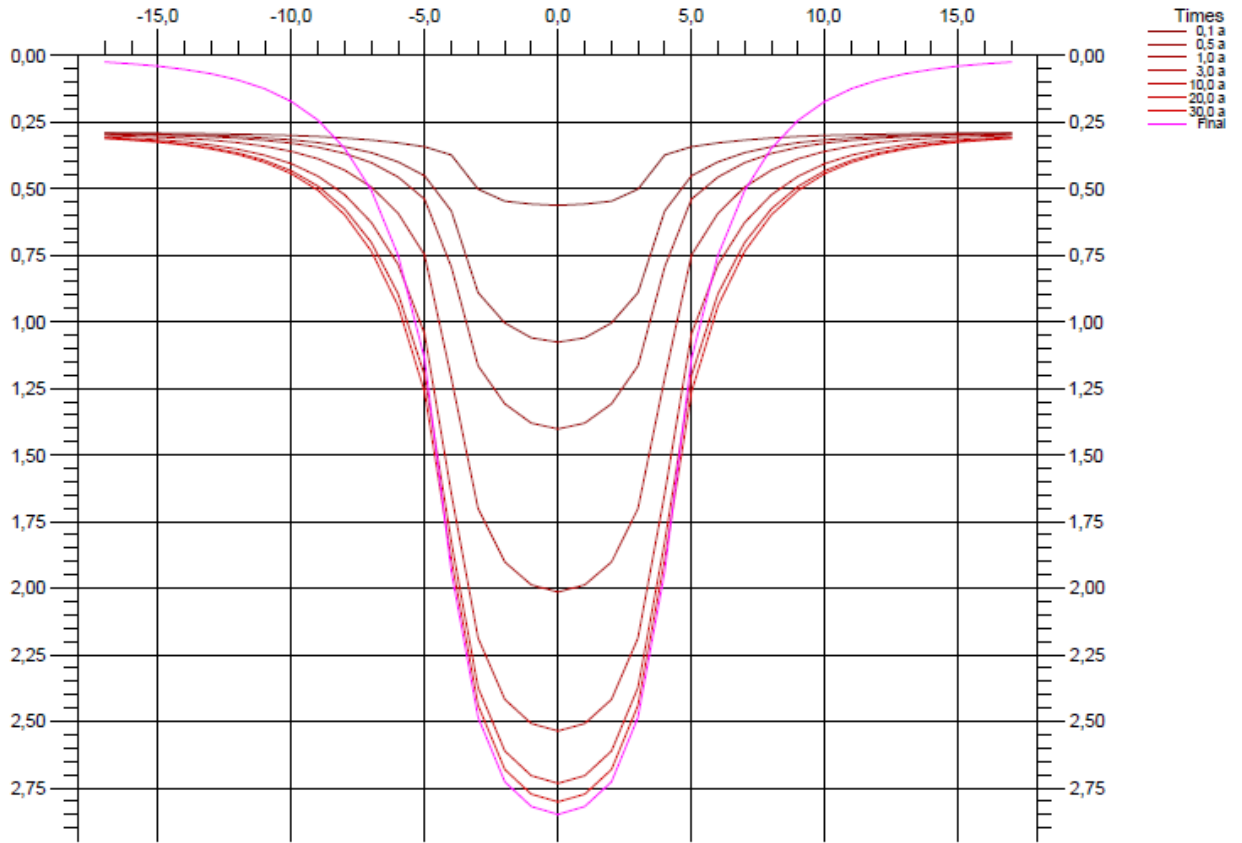


Settlement, 2D: 35 Calculation Points.

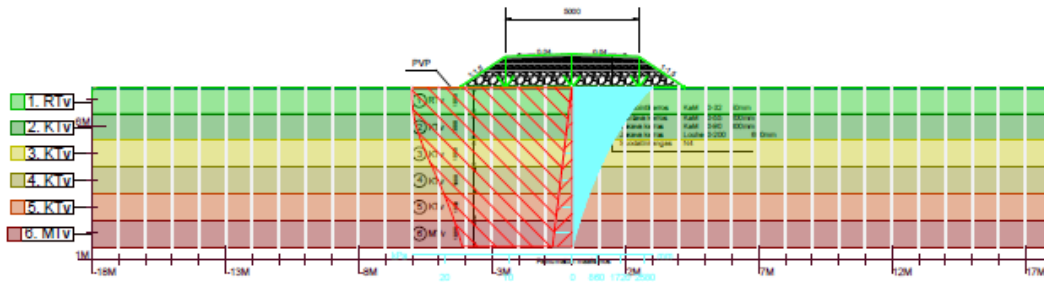


Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Consolidation input	C_v NC [m ² /a]	Permeable horizontally	Material model	Consolidation pressure	m1	β_1	σ_c oedo [kPa]	m1 bound to σ_c
1. RTv	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	5,70	0,00	0,00	no
2. KTV	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	5,90	0,00	0,00	no
3. KTV	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	6,10	0,00	0,00	no
4. KTV	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	6,30	0,00	0,00	no
5. KTV	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	6,50	0,00	0,00	no
6. MTV	1,000	10,500	Constant cv	1,00000	no	Ohde-Janbu	NC	6,90	0,00	0,00	no

OAMK / Opinnäytetyö
 Kevät 2026
 1100 penkereen painuma
 Juhon Jurvakainen/
 (tw)Gm 6.2.0 (28.03.2025 21:43)



Settlement, 2D: 35 Calculation Points.



Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Consolidation input	C_v NC [m ² /a]	Permeable horizontally	Material model	Consolidation pressure	m1	β_1	σ_c oedo [kPa]	m1 bound to σ_c
1 RTv	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	5,70	0,00	0,00	no
2 K1v	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	5,90	0,00	0,00	no
3 K1v	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	6,10	0,00	0,00	no
4 K1v	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	6,30	0,00	0,00	no
5 K1v	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	6,50	0,00	0,00	no
6 M1v	1,000	10,500	Constant c_v	0,50000	no	Ohde-Janbu	NC	6,90	0,00	0,00	no

STABILITEETTI 3 JA 4 METRIN KUORMITUSALUEELLA

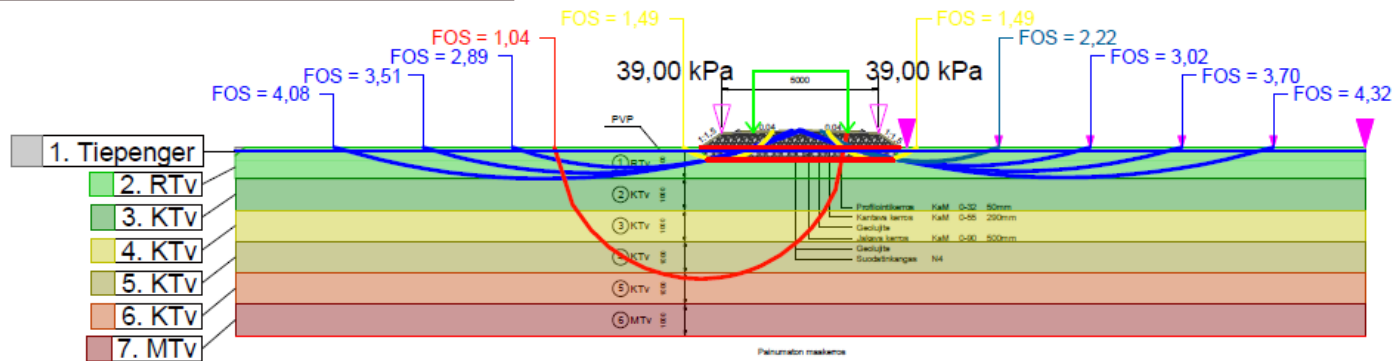
LIITE 5

2x 200 kN/m geolujite
Eurokoodi 7 / DA3 MRT

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 800 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (29.03.2026 20:13)

2D Bishop's Simplified

Min.FOS = 1,49



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Su [kN/m ³]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	ru	ruq	ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepengerr	20,00	22,00	32,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			4,79		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			5,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			4,71		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			5,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			6,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			4,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

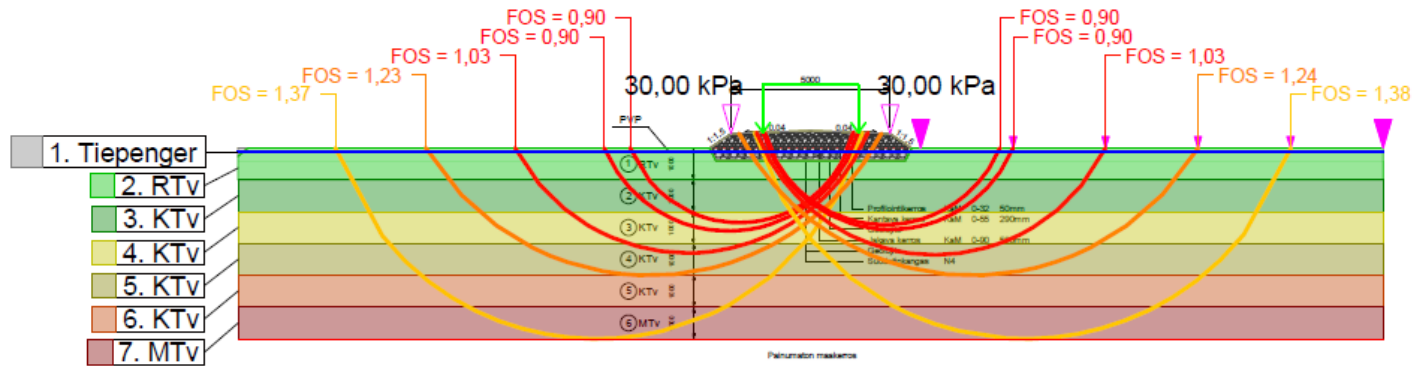
STABILITEETIT LUJITTAMATTOMILLE PENKEREILLE

LIITE 6

Kokonaisvarmuus

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 800 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (29.03.2026 21:02)

2D Bishop's Simplified
Min.FOS = 0,90



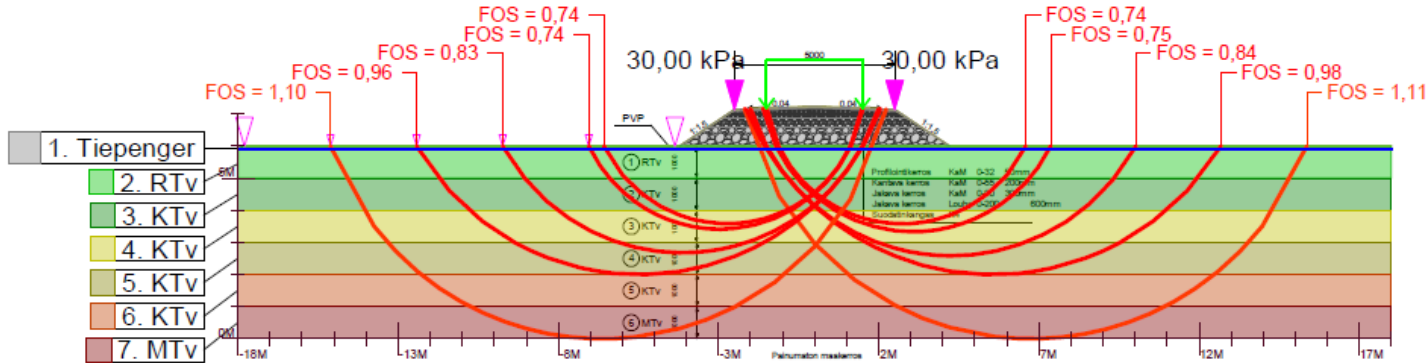
Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ' [°]	c [kPa]	Su [kN/m ²]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	ru	ruq	ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepenger	20,00	22,00	38,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			6,70		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			7,40		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			6,60		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			7,50		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			8,80		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			6,10		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

Lujittamaton pengerr
Kokonaisvarmuus

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 1100 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (30.03.2026 12:12)

2D Bishop's Simplified

Min.FOS = 0,74



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ' [°]	c [kPa]	Su [kN/m ³]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	ru	ruq	ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepengerr	20,00	22,00	38,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			6,70		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			7,40		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			6,60		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			7,50		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			8,80		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			6,10		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

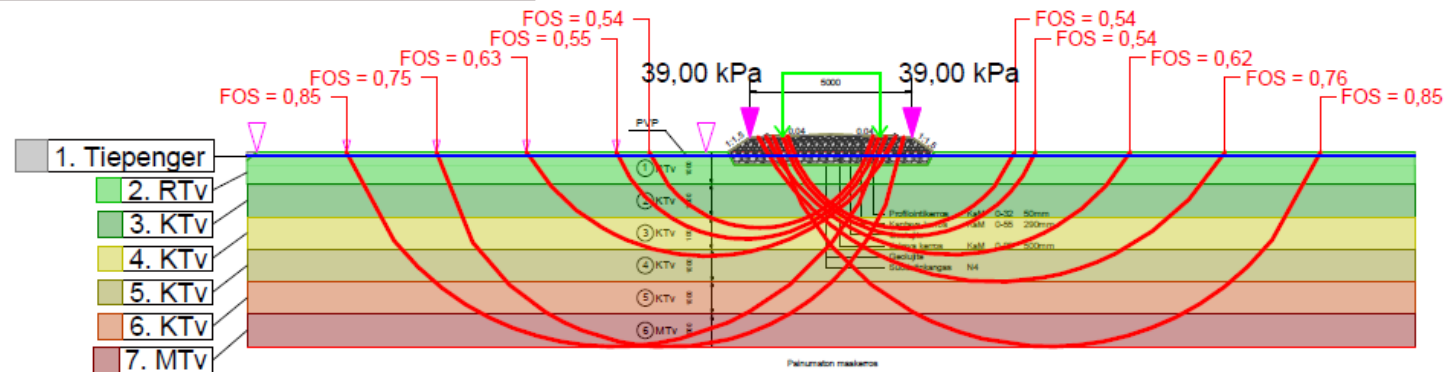
Eurokoodi 7 / DA3 MRT

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 800 mm pengerr
Juho Jurvakainen/

GeoCalc 6.2.0 (29.03.2026 20:49)

2D Bishop's Simplified

Min.FOS = 0,54

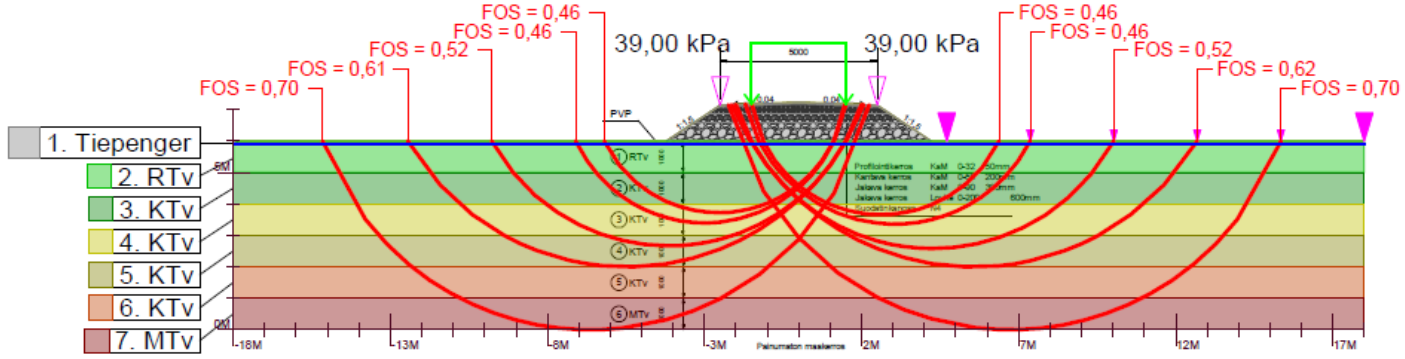


Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ' [°]	c [kPa]	S_u [kN/m ³]	ΔS_u [kPa/m]	Strength	Material Type	r_u	r_{uq}	$r_{u'}$	Anisotropy Type	S_{uA}/S_{u0}	S_{uD}/S_{u0}	S_{uP}/S_{u0}
1	Tiepengerr	20,00	22,00	32,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			4,79		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			5,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			4,71		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			5,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			6,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			4,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

Lujittamaton pengerr
Eurokoodi 7 / DA3 Murtorajatila

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 1100 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (30.03.2026 11:56)

2D Bishop's Simplified
Min.FOS = 0,46



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Su [kN/m ³]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	ru	ruq	ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepenger	20,00	22,00	32,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			4,79		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			5,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			4,71		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			5,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			6,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			4,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

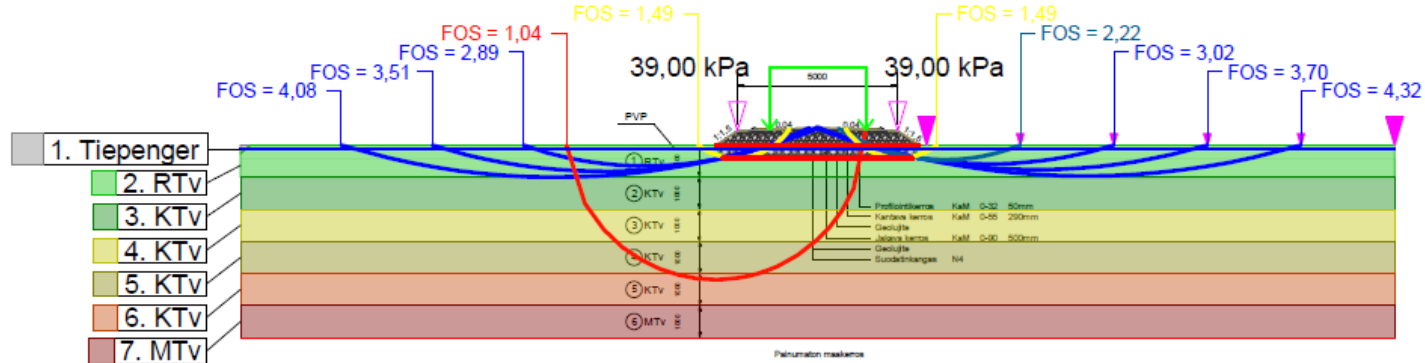
RIITTÄVÄ STABILITEETTI (MRT) 800 PENGER 2 X 200 KN/M LUJITTEILLA

LIITE 7

2x 200 kN/m geolujite
Eurokoodi 7 / DA3 MRT

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiileetti 800 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (29.03.2026 20:13)

2D Bishop's Simplified
Min.FOS = 1,49



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Su [kN/m ³]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	ru	ruq	ru'	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepenger	20,00	22,00	32,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			4,79		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			5,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			4,71		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			5,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			6,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			4,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			

RIITTÄVÄ STABILITEETTI (MRT) 1100 PENGER 300 KN/M LUJITTEELLA

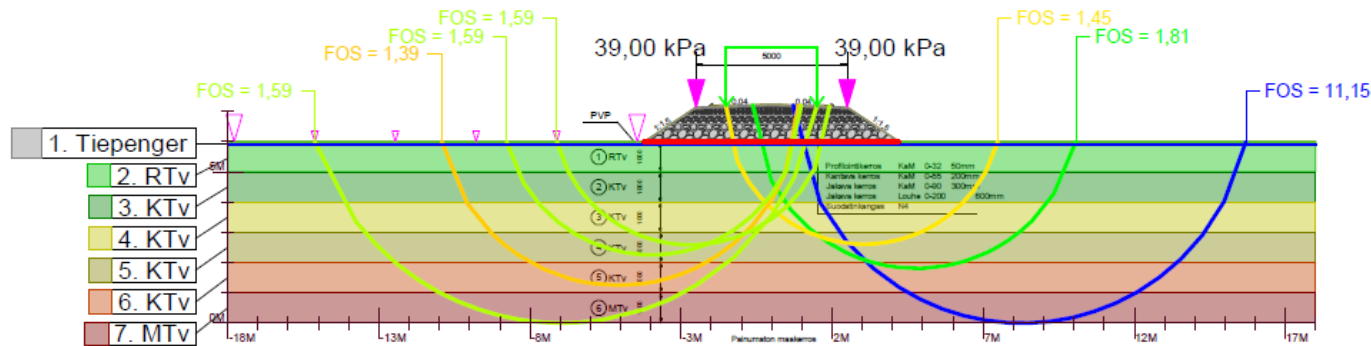
LIITE 8

Geolujite 300 kN/m
Eurokoodi 7 / DA3 Murtorajatila

OAMK / Opinnäytetyö
Kevät 2026
Huoltotien stabiliteetti 1100 mm pengerr
Juho Jurvakainen/
GeoCalc 6.2.0 (30.03.2026 12:33)

2D Bishop's Simplified

Min.FOS = 1,39



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	Φ' [°]	c [kPa]	Su [kN/m ²]	ΔSu [kPa/m]	Strength	Material Type	r_u	r_{uq}	$r_{u'}$	Anisotropy Type	SuA/Su0	SuD/Su0	SuP/Su0
1	Tiepengerr	20,00	22,00	32,00				Effective	Independent on depth				Isotropic			
2	RTv	1,00	10,50			4,79		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
3	KTv	1,00	10,50			5,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
4	KTv	1,00	10,50			4,71		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
5	KTv	1,00	10,50			5,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
6	KTv	1,00	10,50			6,29		Undrained	Independent on depth				Isotropic			
7	MTv	1,00	10,50			4,36		Undrained	Independent on depth				Isotropic			