

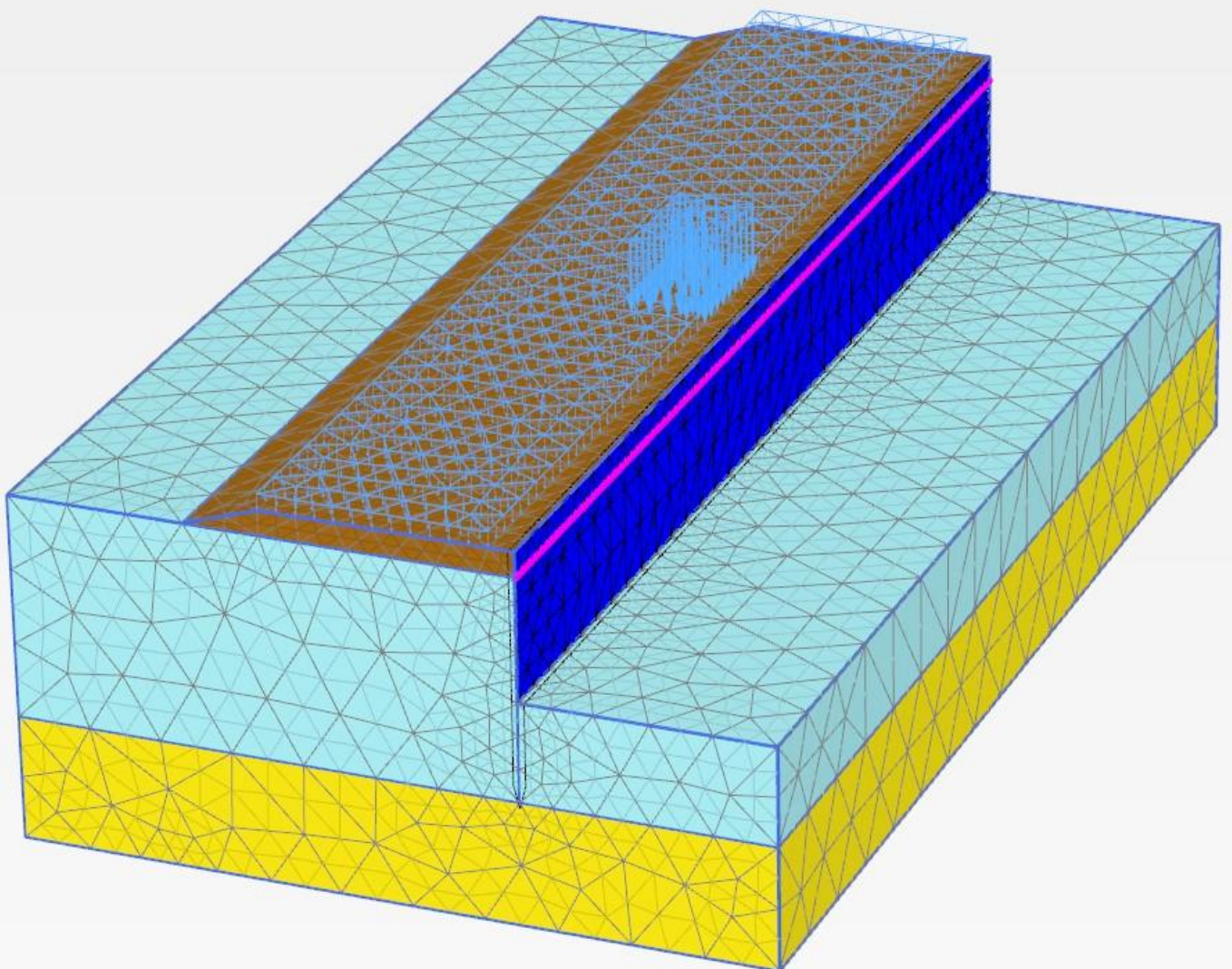


Väylävirasto
Trafikledsverket

Opinnäytetyö
2/2021

Samu Portaankorva

Maanpainerakenteisiin kohdistuvien liikennekuormien suunnitteluarvojen verifiointi



Samu Portaankorva

Maanpainerakenteisiin kohdistuvien liikennekuormien suunnittelu- arvojen verifiointi

Opinnäytetyö 2/2021

Väylävirasto
Helsinki 2021

Kannen kuva: Samu Portaankorva / AFRY

Verkojulkaisu pdf (www.vayla.fi)

ISSN 2490-1202

ISBN 978-952-317-861-8

Väylävirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puh. 0295 34 3000

Samu Portaankorva: Maanpainerakenteisiin kohdistuvien liikennekuormien suunnitteluarvojen verifiointi. Väylävirasto. Helsinki 2021. Opinnäytetyö 2/2021. 74 sivua ja 4 liitettä. ISSN 2490-1202, ISBN 978-952-317-861-8.

Avainsanat: geotekniikka, tukiseinä, kuormakaaviot, maanpaine, FEM-menetelmä

Tiivistelmä

Teiden tai muun liikenteen läheisyydessä sijaitsevien kaivantojen tuennassa käytetään usein erilaisia maanpainerakenteita, kuten tukiseiniä. Tukiseiniään kohdistuvat ajoneuvojen aiheuttamat kuormat kuvataan laskentamalleissa usein erilaisilla kuormakaavioilla, koska ajoneuvokuormien käyttö laskentamalleissa sellaisenaan ei onnistu niiden monimutkaisuuden takia. Geoteknisessä suunnittelussa hyödynnetään nykyisin eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 esitettyä kuormakaaviota, joka sisältää 5 m pitkän ja 3 m leveän 40 kPa kuormitusalueen, jota ympäröi muualla tiealueella 9 kPa tasainen kuorma. Koska eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 esitetty kuormakaavio on rajoitetun suuruisen pituus- ja leveysuunnassa, ei sitä kyetä sellaisenaan käyttämään kaksikulotteisessa suunnittelumallissa. Kolmiulotteinen laskentamalli on sen sijaan hyvin monimutkainen ja raskas, mikä voi tehdä siitä suunnittelun kannalta epäkäytännöllisen.

Tässä työssä tutkittiin, millä tasaisilla liikennekuormituksilla 2D-laskennassa saadaan samankaltaisia laskentatuloksia kuin 3D-laskennassa eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaaviota käyttäen tukiseinällä tuetussa kaivannossa tiepenkereen läheisyydessä. Laskentamallissa verrattiin tukiseiniään kohdistuvaa maanpainetta, tukiseinän momenttia ja vaakasiirtymää sekä ankkurivoimia eri laskentatapausten välillä. Lisäksi tutkittiin laskentatilanteiden kokonaisvarmuus murtoa vastaan. Laskennat suoritettiin kallioankkuroidulle sekä vastaponttiin ankkuroidulle tukiseinälle silttimaassa ja savisessa silttimaassa. Laskentatilanteessa käytettiin 1 m paksua tiepengertä ja tuloksia vertailtiin 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla. Laskennat suoritettiin FEM-menetelmällä Plaxis 2D ja Plaxis 3D -ohjelmistoilla.

Tukiseiniään kohdistuvaa vaakajännitystä eli maanpainetta tutkittiin vain kallioankkuroidulle tukiseinälle silttimaassa ja savisessa silttimaassa. Maanpainetta tutkittaessa havaittiin, että 3D-laskennoissa eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaaviolla aktiivipaine oli silttimaalla 10 kPa ja savisella silttimaalla 20 kPa suurempi kuin 2D-laskennoissa 20 kPa tasaista kuormaa käytettäessä. Suurempi aktiivipaine 3D-laskennassa johtuu NCCI7 kuormakaaviossa sijaitsevasta 40 kPa paikallisesta kuormasta, jonka kohdalta maanpainetta on mitattu. Passiivipuolella 2D- ja 3D-laskennoissa saatiin samankaltaisia tuloksia kuormakaavioiden eroista huolimatta. Tukiseinän momenttia ja vaakasiirtymää sekä ankkurivoimia tutkittiin sekä kallioankkuroidulla että vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä silttimaassa ja savisessa silttimaassa. 3D-laskennassa käytettiin eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaavion lisäksi referenssinä myös SFS-EN 1991-2 kuormakaaviota LM1, mutta se ei sellaisenaan sovellu geoteknisten ongelmien ratkaisemiseen suurten ja lähes pistemäisten rengaskuormitusten vuoksi. 3D-laskennassa NCCI7 kuormakaaviolla saatuja tuloksia tukiseinän momentille, vaakasiirtymille ja ankkurivoimille verrattiin 2D-laskennassa 15 kPa, 20 kPa ja 25 kPa tasaisilla kuormilla saatuihin tuloksiin.

2D-laskennan tuloksista 20 kPa tasaisella kuormalla saadut arvot vastasivat parhaiten 3D-laskennan NCCI7 kuormakaaviolla saatuja tuloksia. 2D-laskennassa saatiin 20 kPa tasaisella kuormalla pääasiassa hieman suurempia arvoja kuin 3D-laskennassa NCCI7 kuormakaaviolla, mutta kallioankkuroidulla tukiseinällä siltti-maassa 20 kPa tasainen kuorma antoi hieman pienempiä arvoja kuin NCCI7 kuormakaavio. Kyseisessä tilanteessa NCCI7 kuormakaaviolla tukiseinän kokonaisvarmuus murtoa vastaan vastasi kuitenkin 20 kPa tasaista kuormaa. Muissa laskentatapauksissa NCCI7 kuormakaaviolla saadut varmuuskertoimet olivat hieman suurempia kuin 20 kPa tasaisella kuormalla. Lisäksi tutkittiin, vaikuttaako silttiä jäykempi maa siihen, mikä tasainen kuorma vastaa parhaiten NCCI7 kuormakaaviota. Myös tiiviillä hiekkakerroksella 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla saadut tulokset vastasivat parhaiten 3D-laskennassa NCCI7 kuormakaaviolla saatuja tuloksia.

Samu Portaankorva: Verification of Design Values of Traffic Loads Directed to Earth Pressure Structures. Finnish Transport Infrastructure Agency. Helsinki 2021. Thesis 2/2021. 74 pages and 4 appendices. ISSN 2490-1202, ISBN 978-952-317-861-8.

Executive summary

Excavations near roads or other trafficked areas are usually supported with retaining structures such as sheet pile walls. The loads from the vehicles are considered using different kinds of load models, because the traffic loads are too complex to use as such. Nowadays in geotechnical design the load model from NCCI7 should be used. It has 5 meters long and 3 meters wide area with 40 kPa load and the rest of the trafficked area has 9 kPa area load. The NCCI7 load model is shown in figure 2 of the main text. Because the 40 kPa concentrated load of the load model is limited in both longitudinal and lateral direction, it can't be used in 2D-modelling. However, 3D-models are very complicated and time consuming to use, which makes them not suitable for conventional geotechnical calculation model in practise.

The scope of the study was to verify what kind of uniformly distributed load in 2D-model gives similar load effects as NCCI7 load model in 3D-model in excavations supported by sheet pile wall near road embankments. The calculation model was used to compare the bending moment and horizontal displacement of the sheet pile wall and the anchor forces between different calculation situations. The factor of safety was also investigated in every calculation situation. The calculations were made with a sheet pile wall supported by rock anchors or counter sheet pile wall anchors in typical silt and clayey silt soils. In silt soil the groundwater surface is on the top of the till layer and in clayey silt soil the groundwater surface is 0,5 m under the top of the clayey silt layer. The height of the road embankment in the calculations was 1 m and the bending moment and horizontal displacement of the sheet pile wall and the anchor forces were calculated for 2 m, 4 m and 6 m deep excavations. The calculation situation is seen in figure 1.

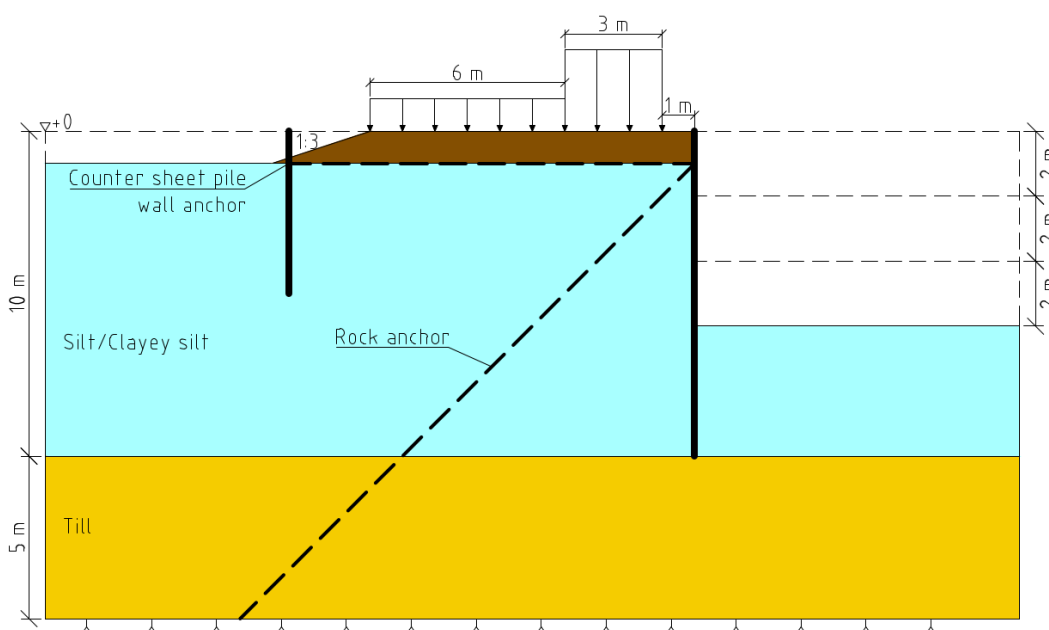


Figure 1. The calculation situation.

The calculations were made with FEM-method with Plaxis 2D and Plaxis 3D software. The silt and clayey silt soils are modelled with hardening soil material model using drained material type. The main differences between the soil parameters are E_{50} and φ' . Silt soil has $E_{50} = 20$ MPa and $\varphi' = 30^\circ$ and clayey silt soil has $E_{50} = 5$ MPa and $\varphi' = 27^\circ$. The section modulus of the sheet pile wall was $w=1\ 200\ \text{cm}^3$ and the stiffness for the anchor was $EA=200\ 000\ \text{kN}$. The embankment was modelled as 1 m thick coarse soil layer without any stiff pavement layer. The results of fine soil calculations were tested later with dense sand. The complete set of parameters of the soils, anchors and the sheet pile wall are found in tables 4 and 5 of the main text and the parameters for dense sand in table 6 of the main text.

The horizontal earth pressure was investigated only with a sheet pile wall supported with rock anchors in silt and clayey silt soils. The research discovered that the results for active earth pressure were somewhat similar with both load models. The largest differences between the calculation situations were measured at a depth of 3-5 m from the ground surface. The active earth pressure in 3D calculations with NCCI7 load model was 10 kPa higher in silt soil at most and 20 kPa higher in clayey silt soil at most compared to 2D calculations with 20 kPa uniform load. The difference of the results for active earth pressure between 3D and 2D calculations comes from the 40 kPa local load in the NCCI7 load model, because the earth pressure is measured from the area of the local load. The passive earth pressure results in both 2D and 3D calculations were similar despite of the difference between the load models. The results for the earth pressure calculations in silt soil with rock anchors can be found on figure 2 and in clayey silt soil with rock anchors in figure 23 of the main text.

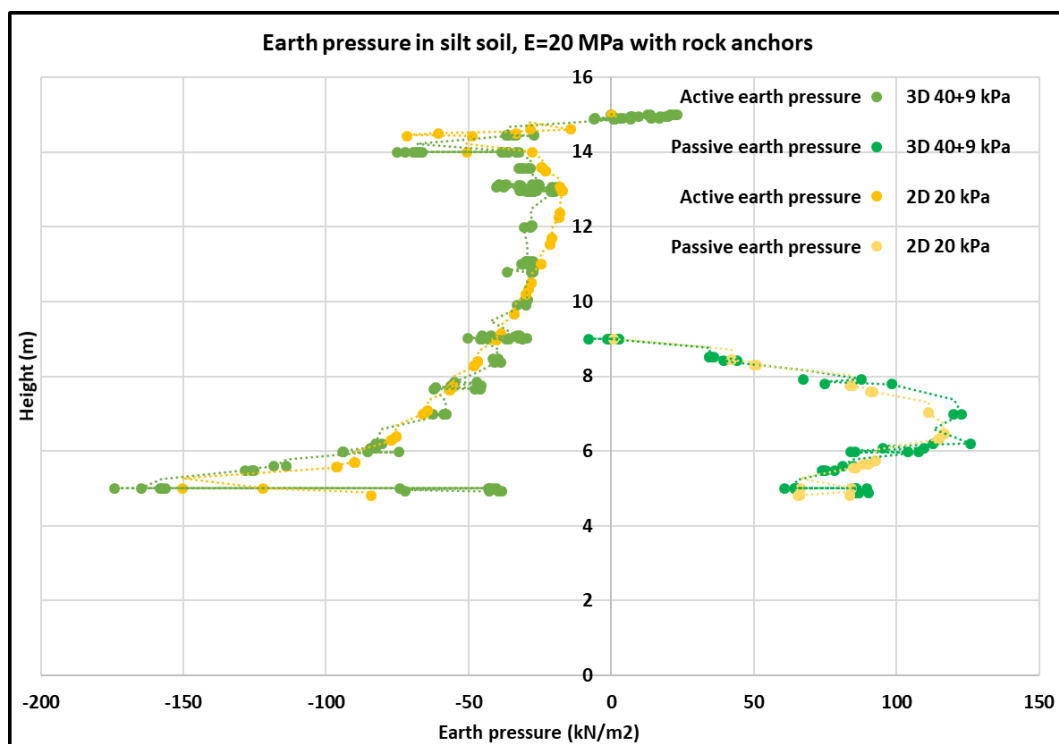


Figure 2. Earth pressure in silt soil with rock anchors.

The bending moment and horizontal displacement of the sheet pile wall and the anchor forces were investigated with rock anchors and counter sheet pile wall

anchors in silt and clayey silt soils. 3D calculations were conducted using the NCCI7 load model and also LM1 load model from SFS-EN 1991-2 for reference calculations. The LM1 load model is shown in figure 1 of the main text. The LM1 load model was not suitable for applying geotechnical calculation models because of the large and almost point-sized tire loads in the load model. The LM1 load model was used only in silt soil with the sheet pile wall supported by rock anchors. The surface of the road embankment had to be reinforced with a 0,1 m hard layer which represents asphalt.

After adjusting the geometry of the calculation situation the results were similar with the calculations with NCCI7 load model. The bending moment and horizontal displacement of the sheet pile wall in 3D calculation with LM1 load model are presented in figures 3 and 4.

The results from 3D calculations with NCCI7 load model were compared to the results from 2D calculations with 15 kPa, 20 kPa and 25 kPa uniform loads. The bending moments and horizontal displacements for silt and clayey silt soil are seen in figures 3-6.

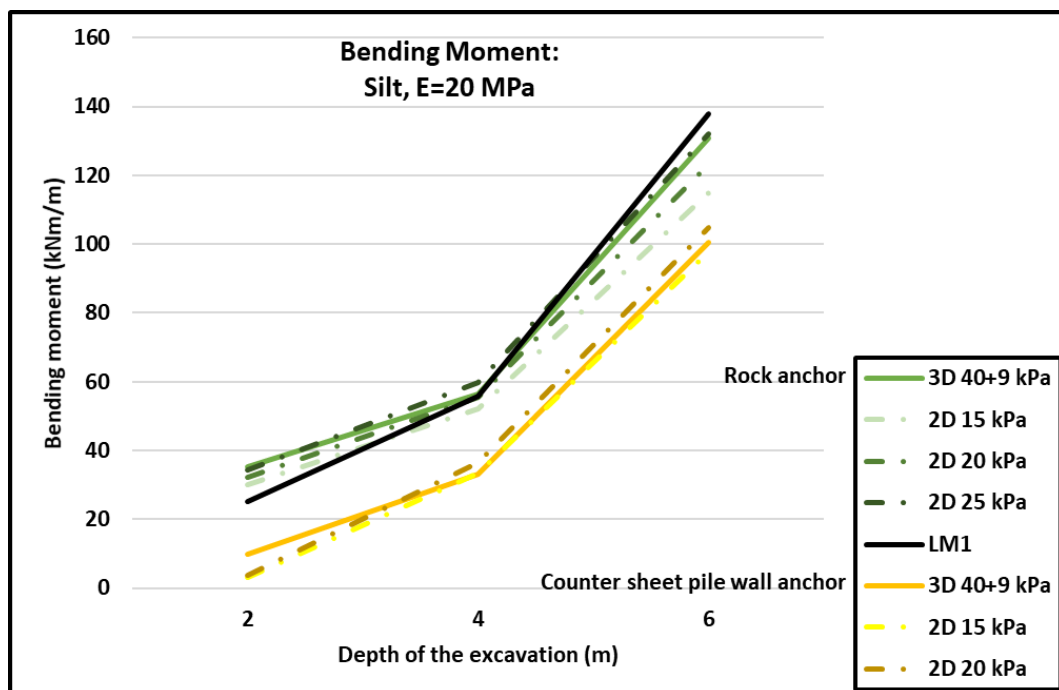


Figure 3. Highest bending moment in silt soil.

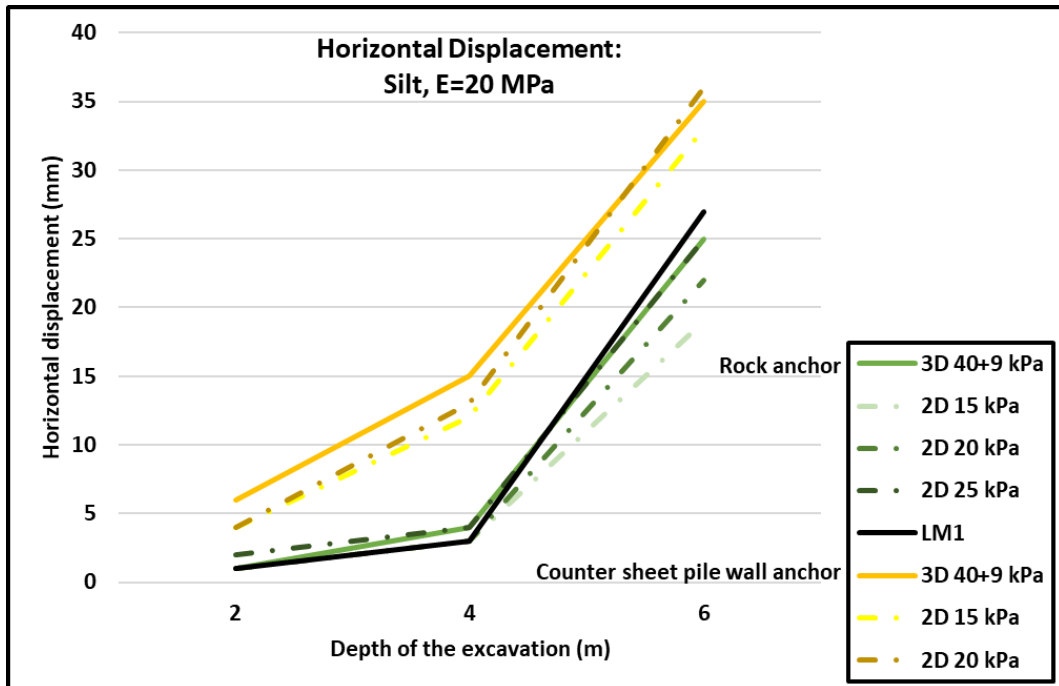


Figure 4. Highest horizontal displacement in silt soil.

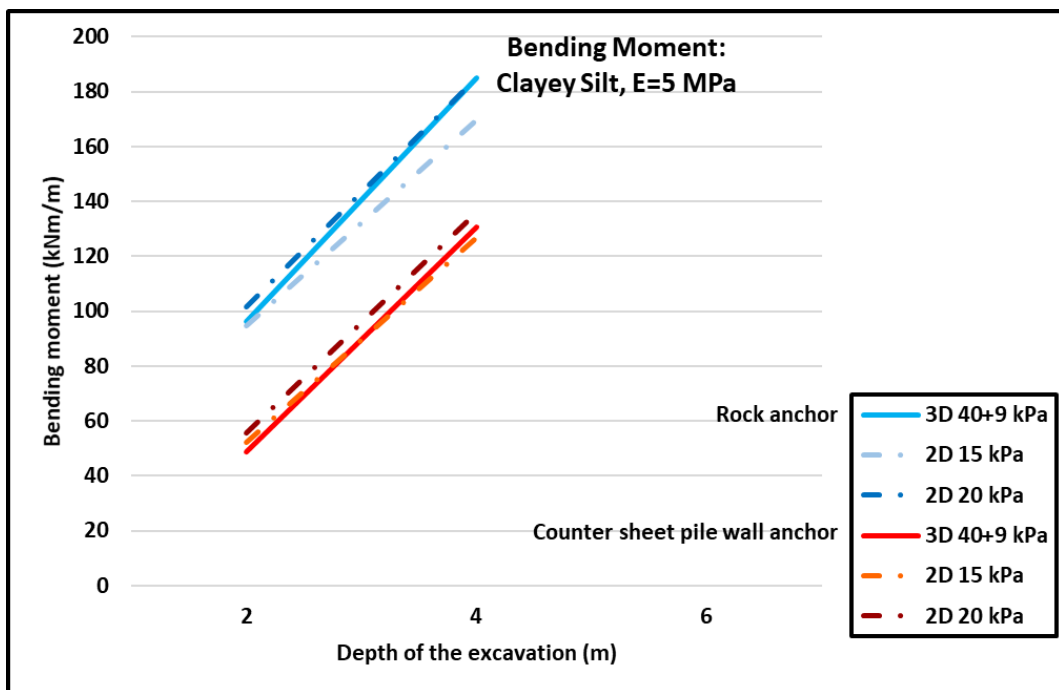


Figure 5. Highest bending moment in clayey silt soil.

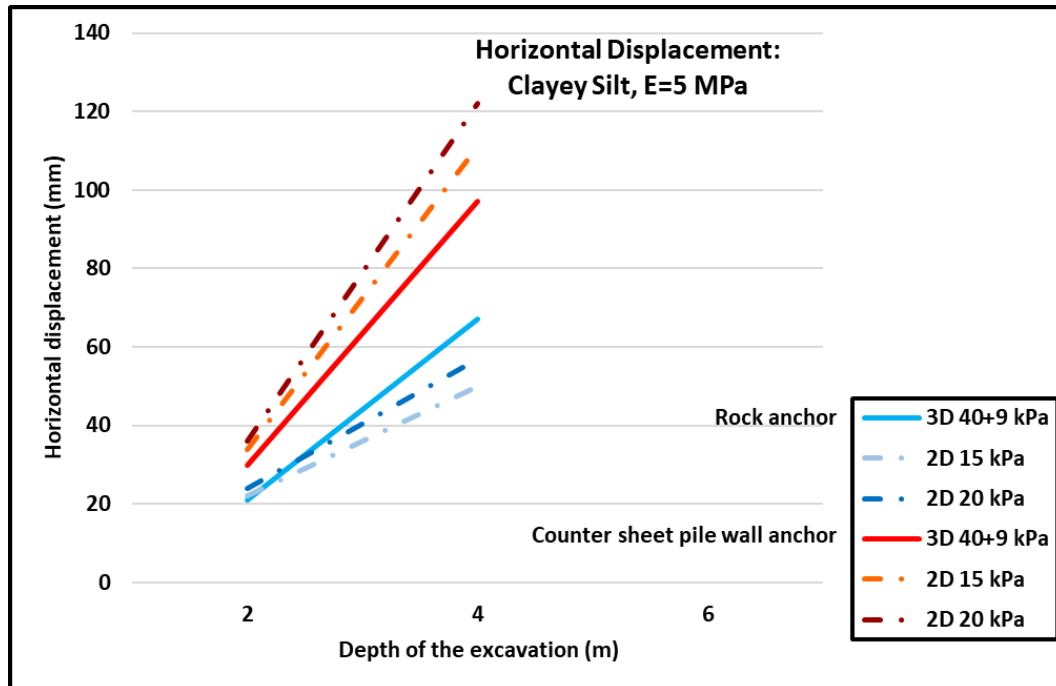


Figure 6. Highest horizontal displacement in clayey silt soil.

The results from 2D calculations with 20 kPa uniform load were the closest to the results from 3D calculations with NCCI7 load model. In clayey silt soil in 6 m deep excavation the calculations did not succeed because there was $FOS < 1,0$. The structural forces from the 2D calculations with 20 kPa uniform load were mainly somewhat higher than the results from the 3D calculations with NCCI7 load model which means that the simplification was made on the safe side. The values for bending moment were 0-4 % higher and the values for horizontal displacement were 3-20 % higher in 2D calculations with 20 kPa uniform load than in 3D calculations with NCCI7 load model. The only exception was the calculation situation with rock anchors and silt soil shown in figures 3 and 4 which gave almost the same results for 2D calculations with 25 kPa uniform load and 3D calculations with NCCI7 load model. However the total factor of safety in that calculation was exactly the same ($FOS=1,29$) with NCCI7 load model and 20 kPa uniform load. In other calculation situations the 2D calculation results with 20 kPa uniform load were higher and the factor of safety was lower than the results in 3D calculations with NCCI7 load model.

The difference between the results in deep excavations can be explained with the safety factor. The calculation situation with the highest bending moment and horizontal displacement usually had the lowest factor of safety. In some of the calculation situations when $FOS < 1.5$ The 3D NCCI7 load model gave slightly higher stresses and deformations compared to the 2D 20 kPa uniform load.

As a comparison calculation analyses were made for stiffer subsoil than silt. Typical parameters for dense sand was used in these analyses ($E_{50} = 80$ MPa and $\phi' = 36^\circ$). Bending moments and horizontal displacements in dense sand were investigated with rock anchors and counter sheet pile wall anchors. In these analyses the results to the results in silt soil.

In dense sand soil the results were similar to the results in silt soil and the results from 2D calculations with 20 kPa uniform were closest to the results from the 3D calculations with NCCI7 load model. All of the calculation results can be found in the tables in attachments 1-3.

Based on the calculations the conclusion was that near retaining structures the 2D 20 kPa uniform load can be used instead of the 3D NCCI7 load model in geotechnical analyses.

Annex 4 presents some calculations, where train traffic load models were applied on retaining wall. The results shows that a line load approximately 100 kN/m distributed on 2,5 m wide area on embankment creates similar load effects on a retain wall as LM71 load model from the standard EN1991-2.

Esipuhe

Tämä tutkimus on tehty Väyläviraston toimeksiannosta AFRY Finland Oy:ssä. Tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää standardissa SFS-EN1991-2 Siltojen kuormat mukaisen tieliikekuorman ja standardin revisiossa esitettävä uuden kuormituskaavion soveltaminen geoteknisessä suunnittelussa. Työssä tarkasteltiin liikennekuorman vaikutusta tukiseiniin, jotka sijaitsevat välittömästi liikennöidyn alueen vieressä painopisteen ollessa tieliikennekuorman vaikutuksissa.

Työn tulokset hyödynnetään standardin SFS- EN 1997 Geotekninen suunnittelu laadinnassa ja standardin kansallisessa liitteessä. Tutkimus on samalla Samu Portaankorvan diplomityö Tampereen yliopistossa.

Työn ohjaajana toimi TKT Juho Mansikkamäki AFRY Finland Oy:stä ja sen on tarkastanut professori Tim Länsivaara Tampereen yliopistosta. Väylävirastossa työstä vastasi Panu Tolla.

Helsingissä maaliskuussa 2021

Väylävirasto
Tekniikka ja ympäristö

Sisältö

1	JOHDANTO.....	13
2	KUORMAKAAVIOT	14
2.1	Eurokoodi SFS-EN 1991-2, kuormakaavio LM1	14
2.2	Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaavio	16
2.3	Mitoituskuormat Euroopassa	18
3	MAANPAINNE.....	21
3.1	Maanpaineen lajit.....	22
3.2	Maanpaineen mobilisoituminen.....	24
3.3	Maanpaineteoriat	25
3.3.1	Rankinen maanpaineteoria	25
3.3.2	Coulombin maanpaineteoria	26
3.3.3	Eurokoodin soveltamisohje NCCI7	27
3.4	Jännitysten jakaantuminen maaperässä	30
3.5	Elementtimenetelmä maanpainerakenteiden mitoituksessa	31
4	LASKENTAKOHTTEET	32
4.1	Laskentamenetelmät	33
4.1.1	Materiaalimalli	33
4.1.2	Rakenne-elementit	35
4.2	2D- ja 3D-mallin geometriat.....	36
4.2.1	Pohjasuhteet.....	38
4.2.2	Kuormakaaviot geometriassa	40
4.3	Maanpaineen laskeminen	40
5	TULOKSET.....	41
5.1	Tulosten tarkastelu.....	41
5.1.1	Tukiseinään kohdistuva maanpaine	42
5.1.2	Tukiseinän momentti	43
5.1.3	Tukiseinän vaakasiirtymä	46
5.1.4	Ankkurivoimat	49
5.1.5	Kokonaisvarmuus murtoa vastaan.....	52
5.2	Pohjaveden pinnan korkeuden vaikutus laskennassa	57
5.3	Tulosten luotettavuus	60
5.3.1	2D ja 3D geometrioiden väliset tuloserot	63
5.3.2	Kuormakaavioiden väliset tuloserot	65
6	LASKENTATULOSTEN YHTEENVETO	68
7	JOHTOPÄÄTÖKSET.....	71
	LÄHDELUETTELO.....	73
	LIITTEET	
Liite 1	Tukiseinän suurin momentti	
Liite 2	Tukiseinän suurin vaakasiirtymä kaivantoon päin	
Liite 3	Suurin ankkurivoima	
Liite 4	Junakuormat tukiseinien läheisyydessä	

1 Johdanto

Teiden läheisyydessä sijaitsevat kaivannot tuetaan usein maanpainerakenteita, kuten tukiseiniä käyttäen. Teillä sijaitsevien ajoneuvojen aiheuttamat kuormat tukirakenteille huomioidaan suunnittelussa erilaisilla staattisilla kuormakaavioilla, sillä ajoneuvojen tiehen aiheuttamat kuormitukset ovat hyvin monimutkaisia eikä niitä pystytä sellaisenaan mallintamaan mitoitukseseen. Kuormakaavioita käytetään liikennekuormien mallinnukseen tie- ja ratapenkereiden päällä tai erilaisissa kantavuustarkasteluissa. Eurokoodijärjestelmässä standardissa SFS-EN 1991-2 on esitetty kuormakaaviot, joita käytetään siltojen rakenteellisessa mitoituksessa ja kantavuustarkasteluissa ja joita voidaan soveltaa geoteknisiin rakenteisiin, mutta nimenomaisesti geosuunnitteluun tarkoitettuja kuormia ei ole esitetty. Geoteknistä suunnittelua varten ei siis ole varsinaista standardia kuormakaavioille, mutta esimerkiksi Väyläviraston alaisissa hankkeissa suunnittelu tehdään lähtökohtaisesti Eurokoodin soveltamisohjetta NCCI7 noudattaen. Sekä standardin SFS-EN 1991-2 että suunnitteluohjeen NCCI7 esitetyissä kuormakaavioissa kuormitukset ovat kolmiulotteisia.

Kaivantojen tukirakenteet mitoitetaan pääasiassa käyttäen 2D-laskentaa, vaikka 2D-laskennan mallissa esitetty tilanne jatkuu ohjelmistossa äärettömän pitkän tien pituussuunnassa. Tällöin myös kolmiulotteiset kuormitukset aiheuttavat äärettömän pitkän kuorman pituussuunnassa paikallisen kuorman sijaan, jos niitä sovelletaan suoraan 2D-geometriaan. Se aiheuttaa 2D-malliin haluttua suurempia kuormia ja pienemmän varmuuden, jolloin se johtaa tukirakenteiden ylimitoitukseen. 2D-kuorman lähtöarvoa voidaan muokata myös ottamalla huomioon rajallisen kokoisen 3D-kuormituksen intensiteetti, jolloin tilanne 2D-mallissa saadaan lähemmäs todellista tilannetta. Jos kuormakaavion intensiteettiä ei huomioida, tarvitaan todellisen tilanteen mallintamiseen kolmiulotteinen laskentamalli.

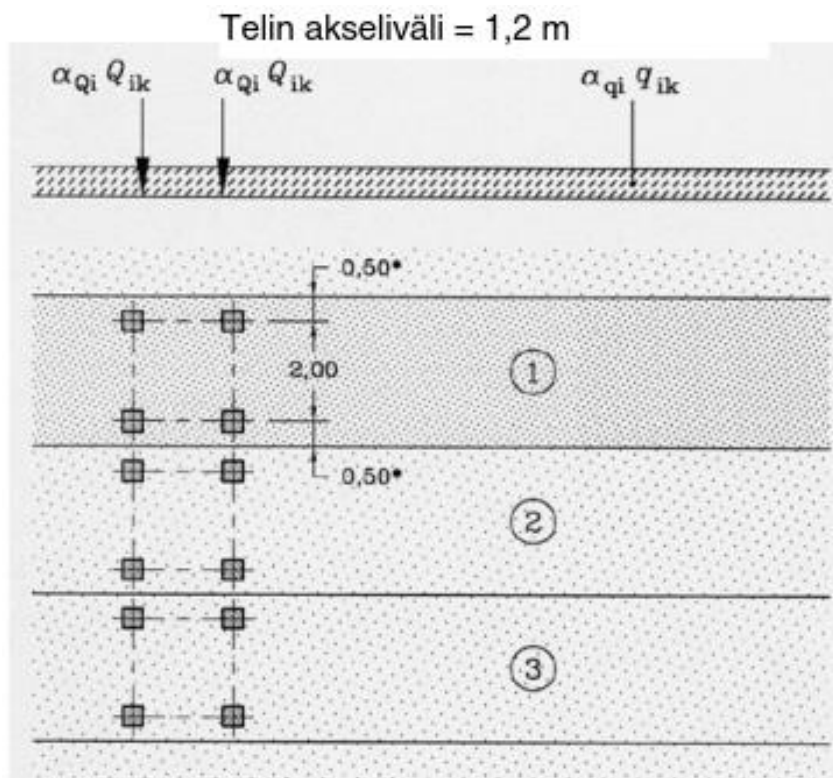
Tässä diplomityössä selvitetään, millaisilla 2D-laskennan tasaisilla kuormitusyhdistelmillä saadaan maanpainerakenteille samanlainen kuormitus kuin Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaavion 3D-laskennassa aiheuttama kuormitus. Työssä tutkitaan erilaisten kuormakaavioiden tukiseinälle aiheuttamaa momenttia ja vaakasiirtymää sekä suurinta ankkurivoimaa. Lisäksi työssä lasketaan maanpainetta, joka aiheutuu maan liikkeestä tukiseinää kohti. Laskennat tehdään käyttäen kahta eri pohjamaatyyppiä, jotka ovat silttimaa ja savinen silttimaa sekä kahta eri tukiseinän tuentatapaa, jotka ovat esijännitetty kallioankkurointi sekä jännittämättömän vastaponttianskurointi. Tuloksia tarkastellaan kolmella eri kaivussyvyydellä. Jokaisen laskentatapauksen kokonaisvarmuus murtoa vastaan tarkastellaan laskennan yhteydessä. Lisäksi tehdään vertailua varten laskelmia Eurokoodi SFS-EN 1991-2 kuormakaaviota LM1 käyttäen sekä tutkitaan, vastaavatko silttimaassa ja savisessa silttimaassa saadut laskentatulokset tiiviissä hiekkamaassa saatuja tuloksia. Laskennoissa käytetään Plaxis 2D- ja 3D-ohjelmistoja, jotka perustuvat FEM-menetelmään (Finite Element Method) eli elementtimenetelmään. Elementtimenetelmä valikoitui laskentatavaksi, sillä se soveltuu parhaiten pintakuormasta aiheutuvien jännityksien mallintamiseen maaperässä sekä se mahdollistaa parhaiten 2D- ja 3D-laskennan välisen vertailun. Jousimallia ei käytetty laskentatilanteiden tutkimiseen, sillä se ei kykene mallintamaan tarkasti ulkoisten kuormien aiheuttamien jännitysten jakautumista maassa.

2 Kuormakaaviot

Kuormakaavioita on alun perin kehitetty vastaamaan liikenteestä aiheutuvia erilaisia kuormia. Ensimmäisenä niitä hyödynnettiin siltojen suunnittelussa, erityisesti kantavuustarkasteluissa. Kuormakaavioiden käyttö on sittemmin laajentunut kaikkien suunnitteluun, jossa liikenne aiheuttaa epäedullista kuormaa rakenteisiin nähden. Kuormakaaviot sisältävät erilaisia piste-, viiva- tai aluekuormia sijoiteltuna siten, että ne vastaavat liikenteen aiheuttamaa kuormitusta epäedullisimmassa tilanteessa rakenteisiin nähden. Niiden arvot vaihtelevat eri kuormakaavioissa, mutta ajoneuvojen teli-, akseli- ja kokonaispainojen kasvaessa myös kuormakaavioita pitää päivittää vastaamaan lainsäädännön kulloinkin sallimaa ajoneuvon maksimikuormaa.

2.1 Eurokoodi SFS-EN 1991-2, kuormakaavio LM1

Eurokoodia on käytetty Väyläviraston hankkeissa vuoden 2010 kesäkuusta lähtien (Väylävirasto 1 2016, s. 9.). Kuormakaaviot määritellään eurokoodin standardissa SFS-EN 1991-2 eli eurokoodin 1 osassa 2: Siltojen liikennekuormat, eli ne kuvaavat nimenomaan silloille liikenteestä aiheutuvia kuormia. Kuormakaavio LM1 (Load Model 1) on standardin tieliikennettä kuvaavista kuormakaavioista kattavin ja sen tarkoituksena oli osoittaa sillan pääkannattimien sekä sekundaaristen rakenneosien mitoituksen kelpoisuus. Sitä voidaan soveltaa myös geoteknisessä suunnittelussa. (SFS-EN 1991-2 2004, s. 32)



Kuva 1. Eurokoodin SFS-EN 1991-2 Kuormakaavio LM1. (SFS-EN 1991-2 2004, s. 32)

Kuvan 1 mukaisen kuormakaavion LM1 käyttämät ominaisarvot, joissa dynaaminen suurennusvaikutus on huomioitu, nähdään taulukossa 1.

Taulukko 1. Kuormakaavion LM1 kuormien ominaisarvot. (SFS-EN 1991-2 2004, s. 32)

Sijainti	Telikuorma	Tasan jakautunut kuorma
	Akselikuorma Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Kuormakaista nro 1	300	9
Kuormakaista nro 2	200	2,5
Kuormakaista nro 3	100	2,5
Muut kuormakaistat	0	2,5
Kuormakaistojen ulkopuolinen alue (q_{rk})	0	2,5

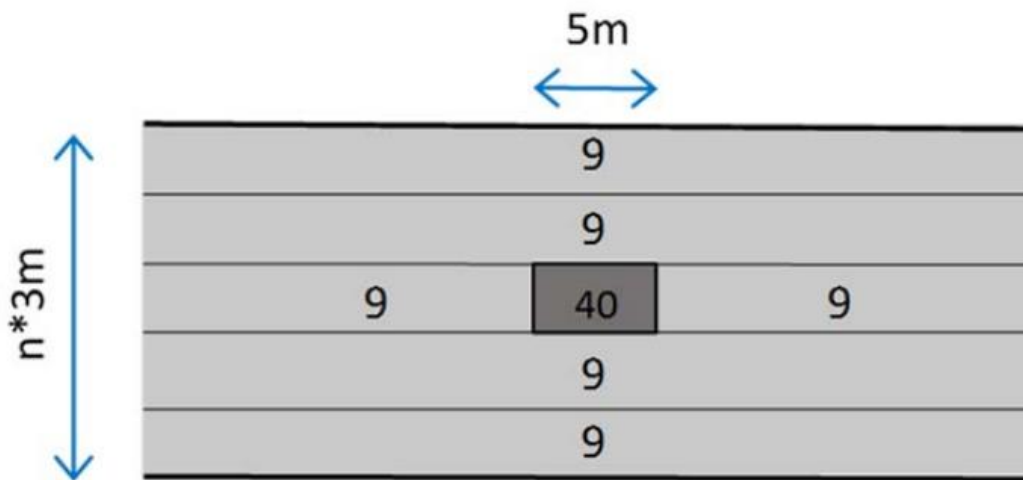
Taulukon 1 kuormien ominaisarvoja tarkastellessa tulee huomioida, että akselikuorman ominaisarvo tulee jakaa laskennassa yhden akselin eli pyöräparin kuormittamalle pinta-alalle.

LM1-kuormakaavio on geoteknisessä suunnittelussa sovellettavista kuormakaavioista lähimpänä liikenteen aiheuttamia todellisia kuormia. Sen sisältämät suuret paikalliset kuormat tuovat haasteita suunnitteluun, sillä ne aiheuttavat suunnittelumalleihin maalle todellista tilannetta suuremmat muodonmuutokset, jotka johtavat usein varmuuden aliarvioimiseen ja rakenteiden ylimitoitukseen. Suunnitelmallit olettavat kuormien olevan pysyviä, vaikka todellisuudessa kuormitusajat ovat hyvin lyhyitä. LM1-kuormakaaviota käytettäessä tulisi ymmärtää, että kuormien aiheuttama jännityslisäys maassa tapahtuu kuitenkin hyvin samankaltaisesti kuin todellisuudessa, eli se soveltuu maan jännitystilän tutkimiseen suunnittelualueella.

LM1-kuormakaavioille on myös olemassa suomalainen muunnos, joka on tehty vastaamaan vuoden 2013 ajoneuvoasetuksen mukaista ajoneuvoyhdistelmän enimmäiskuormaa. Ajoneuvoasetuksen kuormakaaviossa on otettu huomioon Suomen kansalliset valinnat mitoituksessa, jolloin sen kuormat ovat hieman LM1-kuormakaavion kuormia suuremmat. Ajoneuvoasetuksen kuormakaavion voidaan arvioida olevan varmalla puolella todellisiin suurimpiin ajoneuvokuormiin verrattuna. Ajoneuvoasetuksen kuormakaaviota käytetään LM1-kuormakaavion tapaan siltarakenteissa ja sillä voidaan tutkia muun muassa sillan maatukirakenteisiin kohdistuvaa maanpainetta.

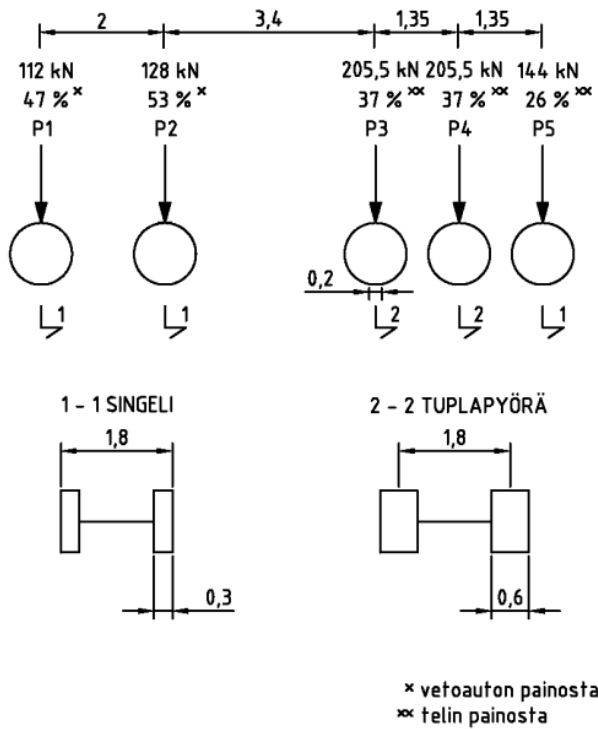
2.2 Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakaavio

Väyläviraston viimeksi vuonna 2017 päivittämässä Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7, Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet on eurokoodin SFS-EN 1991-2 mukaisista kuormakaavioista laskettu yksinkertaisempi geotekniseen suunnitteluun soveltuva kuormakaavio. Kuormakaaviota voidaan käyttää kaikissa liikennekuorman huomioimista vaativissa suunnittelukohteissa ja se nähdään kuvassa 2.



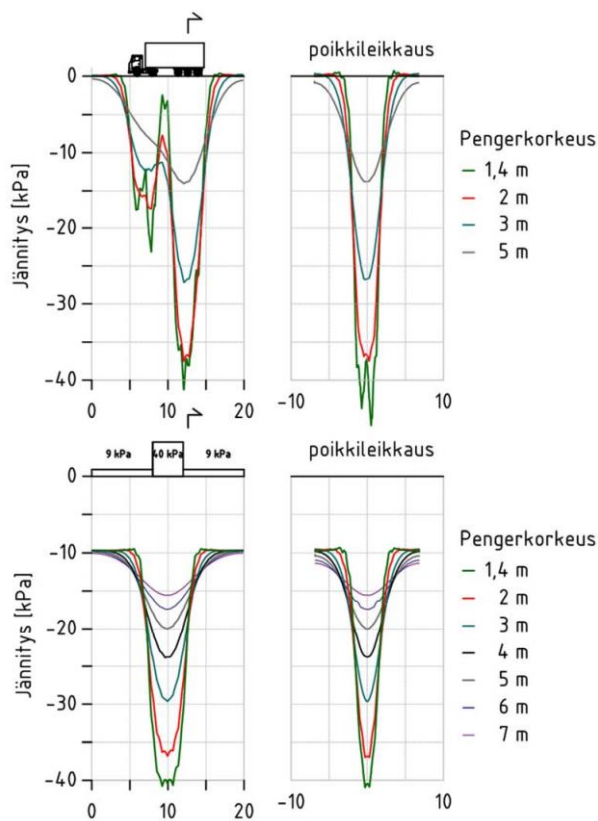
Kuva 2. Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7:n kuormakaavio liikennekuormille [kPa]. Tässä työssä kuormakaaviota kutsutaan 40+9 kPa kuormakaavioksi. (Väylävirasto 2 2017, s. 36)

Kim Andersson-Berlin (2017) tutki Eurokoodin soveltamisohjeeseen NCCI7 suunniteltua kuormakaaviota Väyläviraston julkaisemassa tutkimuksessa Tieliikennetelien aiheuttamien jännitysten mallinnus. Tutkimuksen tavoitteena oli selvittää vuoden 2013 ajoneuvoasetuksen mukaisten ajoneuvoyhdistelmien enimmäiskuormien aiheuttamia rasituksia. Tutkimuksessa tutkittiin kuvan 2 mukaista kuormakaaviota, jossa aluekuorma oli 9 kPa ja raskaan liikenteen aiheuttama kuorma 45 ja 40 kPa:n 3 m x 5 m kokoisella alueella. Raskaan liikenteen kuorma vastaa noin 600-675 kN kuormaa noin telin kokoisella alueella. Kuvan 2 kuormakaaviota verrattiin auton ja telin aiheuttamiin yksittäisiin rengaskuormiin, jotka nähdään kuvassa 3. (Andersson-Berlin 2017, liite 5.)



Kuva 3. Tutkimuksessa käytetyt telin ja auton sisäiset mitat sekä renkaiden mitat. (Andersson-Berlin 2017, liite 5.)

Kuvan 2 mukaisen kuormakaavion ja kuvan 3 mukaisen auton aiheuttamien liikennekuormien vertailu eri korkuisilla tiepenkereillä nähdään kuvassa 4.



Kuva 4. Liikennekuormien aiheuttaman jännitys jakauman suuruuksia eri korkuisilla penkereillä siirtymättömän laatan pinnalla. (Andersson-Berlin 2017, liite 5.)

Kuvasta 4 nähdään, että matalilla penkereillä kuorma-auton jännityskuvaajassa nähdään suurien pistekuormien vaikutus kahtena piikkinä, mutta suuremmilla penkerikorkeuksilla jännityskäyrästä ei piikkejä havaita. 3 m ja sitä paksummilla penkereillä kuormakaavio aiheuttaa hieman suurempia jännityksiä kuin kuorma-auto. Kuvan 2 mukainen kuormakaavio soveltuu hyvin kuvaamaan raskaan liikenteen aiheuttamaa kuormitusta alapuolisiin rakenteisiin tämän diplomityön laskennan osalta. Kuvan 2 kuormakaavion nimenä käytetään tässä työssä 40+9 kPa kuormakaaviota. (Andersson-Berlin 2017, liite 5.)

Tavanomaisessa suunnittelussa, joka tapahtuu pääasiassa kaksiulotteisilla laskentamalleilla, on suunnitteluohjeen kuormakaaviota haastavampaa käyttää, sillä Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 on ohjeistettu soveltamaan kuvan 2 mukaista kuormakaaviota tarvittaessa laskemalla alueen laaja-alaiset kuormat yhteen ja jakamaan ne alueen pinta-alalla. Ohjeessa ei toisin sanoen ole yksikäsitteistä ratkaisua kuormakaavio soveltamiseen 2D-laskennassa. Rakenteen mitoitus turvallisesti ilman selkeää kuormituksen arvoa on haastavaa, joten tämän diplomityön tarkoituksena on etsiä 3D-kuormituksia vastaava 2D-kuormakaavio vertailemalla eri suuruisia 2D-kuormia 3D-kuormakaavioon eri laskentatilanteissa.

Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 mainitaan, että samanaikaisessa tarkastelussa tulee huomioida vain yksi 40 kPa kuormitusalue, jonka tulisi sijaita mitoittavan rakenteen kannalta epäedullisimmassa kohdassa. Lisäksi on myös mainittu, että tukiseinän takana vaikuttavan tasaisen liikennekuorman on kriittisimmällä kaistalla oltava vähintään 20 kPa ja muilla kaistoilla kevyenliikenteen kaistat mukaan lukien vähintään 9 kPa. Kuvan 2 mukaiset kuormitukset on kuitenkin huomioitava, jos tukiseinärakenteessa on esimerkiksi lähellä tien pintaa sijaitsevia tukia tai muita paikallisia vaikutuksia. (Väylävirasto 2017, s. 36)

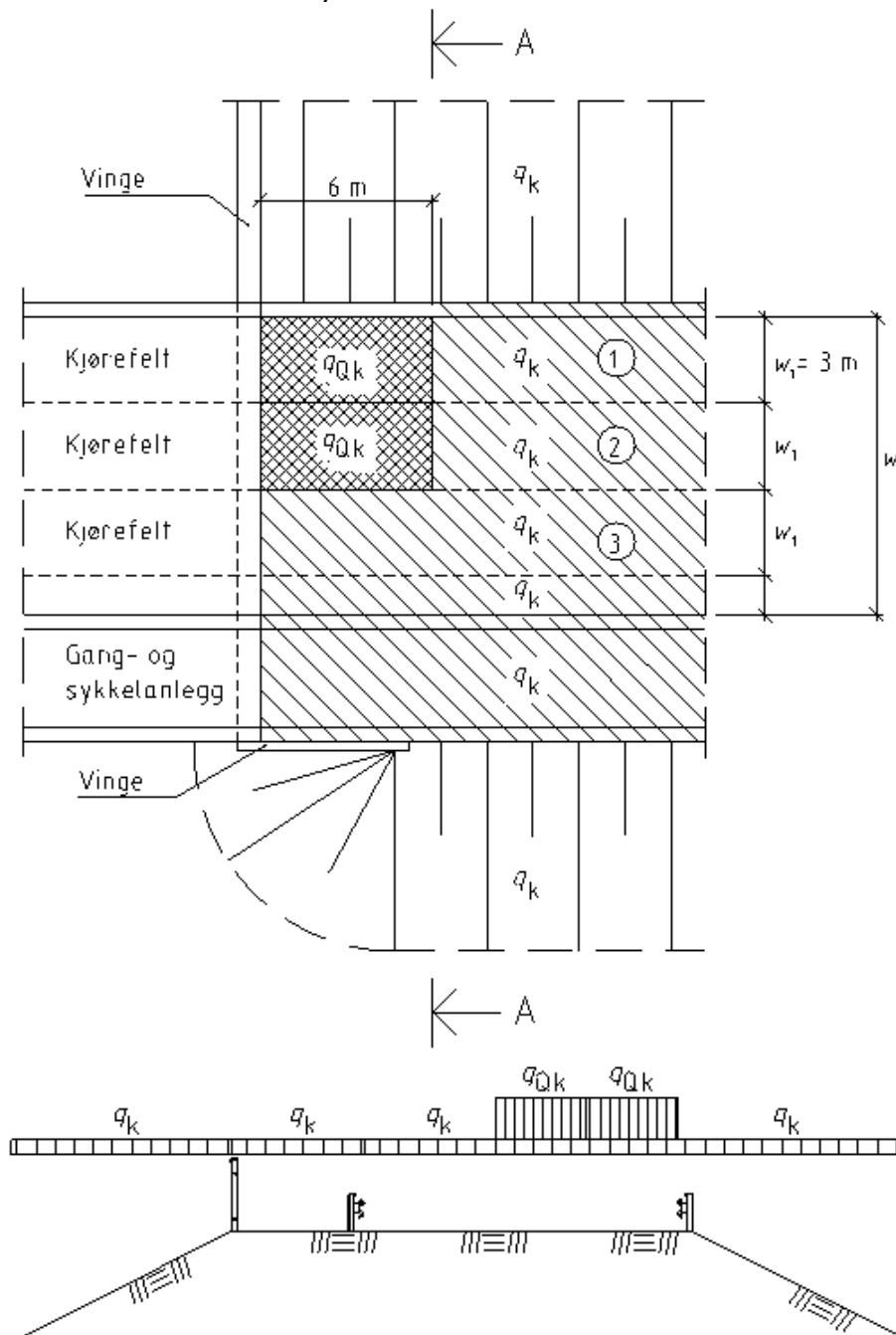
2.3 Mitoituskuormat Euroopassa

Mualla Euroopassa käytännöt mitoituskuormista vaihtelevat maittain. Vaikka Euroopassa on voimassa eurokoodin standardi EN 1991-2, jossa mitoituskuormat on määritetty, ovat useimmat maat pitäytyneet heidän kansallisissa määräyksissään. Useimmissa maissa on pyritty määrittämään tasainen jatkuva kuormakaavio, jotta pistekuormista ei aiheutuisi maan pinnan paikallista murtumista. Tasaisen kuorman suuruus vaihtelee kuitenkin merkittävästi eri Euroopan maiden vanhojen suunnitteluperusteiden takia.

Pienintä tasaista kuormaa käytetään Espanjassa, jossa tasaisen kuorman suuruus on vain 10 kPa. Sitä käytetään vaihtoehtoisena yksinkertaistettuna kuormakaaviona LM1-kuormakaaviolle. Tukiseinän mitoituksessa kuormaa käytetään ainoastaan silloin, jos se on lähempänä tukiseinää kuin puolet tukiseinän pituudesta. (Ministerio de Fomento 2011, s. 29)

Norjassa käytetään stabiiliteettilaskelmissa 15 kPa tasaista liikennekuormaa koko tien leveydeltä eli myös levähdysalueet ja muut ulokkeet kuormitettuina. Kävely- ja pyöriteille käytetään 10 kPa tasaista kuormaa. Liikennekuormitukseen lisätään aina myös Eurokoodi 7 mukainen 1,3 varmuuskerroin, jolloin kuormituksesta tulee 19,5 kPa. (Vegdirektoratet 2018, s.28)

Kappaleen 2.1 LM1-kuormakaaviolle on Norjassa määritetty vastaava kuormakaavio, jonka avulla voidaan määrittää sillan maatukeen kohdistuvaa maanpainetta. Kuormakaavio on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5. Norjassa LM1-kuormakaaviota vastaava tasainen kuormitus tiepenkereelle. (Samferdselsdepartementet 2017)

Kuvasta 5 nähdään, että koko suunnittelualueella luiskat mukaan lukien vallitsee kuorma $q_k = 5 \text{ kN/m}$, jonka lisäksi kahdella 3 m leveällä kaistalla sijaitsee 6 m pitkä kuorma $q_{Qk} = 25 \text{ kN/m}$, joka sisältää kuorman q_k . Ajoneuvokuorma q_{Qk} on pienempi kuin LM1-kuormakaaviossa, mutta alueellinen kuorma q_k on suurempi. Suomessa käytettyyn kappaleen 2.2 NCCI7 kuormakaavioon verrattuna kuormat ovat pienempiä, mutta ajoneuvokuorma q_{Qk} on 1 m pidempi sekä 2 kaistalla yhden kaistan sijaan. (Samferdselsdepartementet 2017)

Ruotsissa käytetään naapurimaa Norjan tapaan 15 kPa tasaista kuormaa liikenteelle, kun käytössä on eurokoodin mukaiset varmuuskertoimet. Jos laskenta suoritetaan kokonaan ominaisarvoja käyttäen, tulee liikennekuormana käyttää silloin 20 kPa tasaista kuormaa. Jalankulku- ja pyöriteiden liikennekuormana käytetään 5 kPa tasaista kuormaa. Ruotsissa käytettävät ajoneuvo kuormat vastaavat myös Suomen vuoden 2013 ajoneuvoasetuksen kuormia. (Trafikverket 2016, s. 33)

Suurinta tasaista kuormaa käyttää Euroopan maista Puola, jossa on vuoden 1999 ohjeen mukaan käytetty liikennekuormana stabiliteettilaskennoissa 25 kPa kuormaa. Ohje on sittemmin kumottu ja korvattu, mutta uudessa ohjeessa ei varsinaista lukuarvoa tasaiselle kuormalle ole. Näin ollen Puolassa käytetään edelleen vanhasta tottumuksesta 25 kPa tasaista liikennekuormaa uudempien kuormakäyttöiden lisäksi. Esimerkiksi kappaleen 2.2 Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 kuormakäytön soveltuvuutta geotekniseen mitoituskeinoon on tutkittu myös Puolassa. (Topolnicki 2020)

Osassa maista käytettävä tasainen kuorma vaihtelee eri syistä. Esimerkiksi Britanniassa käytetään Britannian standardien mukaan 10-20 kPa tasaista kuormaa, joka riippuu kuorman etäisyydestä tukiseinään. Mitä lähempänä seinää kuorma sijaitsee, sitä suurempaa kuormaa tulee käyttää. Lisäksi erikoiskuljetuksille varatuille tieosuuksille tulee käyttää 20-30 kPa tasaista kuormaa etäisyydestä riippuen. (BS 8006-1:2010+A1:2016, s.71)

Suurin osa maista käyttää kuitenkin 20 kPa liikennekuormaa erityisesti tukiseinien mitoituksessa. Näihin maihin lukeutuvat yllä mainittujen lisäksi muun muassa Ranska, Belgia, Italia, Luxemburg ja Sveitsi. Suomessa tulee käyttää Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 mukaan vähintään 20 kPa tasaista kuormaa ja juuri 20 kPa kuormaa käytetään tyyppillisesti tukiseinän mitoituksessa.

3 Maanpaine

Maa aiheuttaa oman painonsa verran kuormitusta sen alempiin kerroksiin, mistä muodostuu maan pystyjännitys. Pystyjännitystä lisää myös kaikki maalle kuormaa aiheuttavat maanpäälliset rakenteet. Maan pystyjännitystä lasketaan yhtälöllä 1

$$\sigma = z\gamma_m + H\gamma_t, \quad (1)$$

jossa σ on maan pystyjännitys, z on mittaussyvyys maanpinnasta, γ_m on maan tilavuuspaino, H on maanpäällisen täytön korkeus ja γ_t on täytön tilavuuspaino. Pohjaveden aiheuttama noste vaikuttaa pystyjännitykseen pienentämällä jännitystä pohjaveden pinnan korkeuden ja painon mukaan eli huokosvedenpaineen verran. Tehokas jännitys saadaan laskettua maan pystyjännityksestä sijoittamalla yhtälö 1 yhtälöön 2

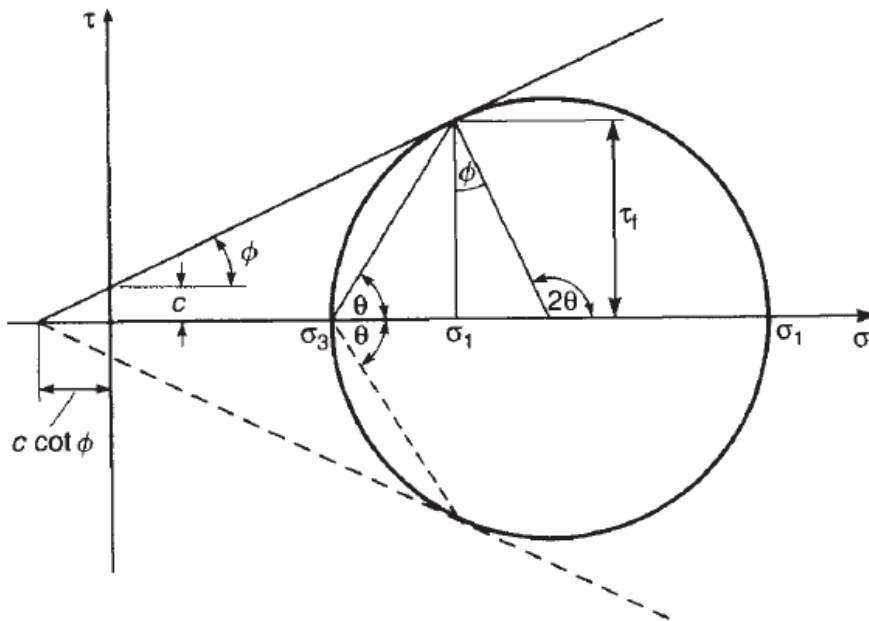
$$\sigma' = \sigma - u, \quad (2)$$

jossa σ' on maan tehokas jännitys ja u on huokosvedenpaine. (Rantamäki et al. 1997, s. 106-109)

Maassa vallitsee jatkuvasti myös vaakajännitys, sillä maan lujuus ei riitä kannattamaan maata pystysuorassa ja se tukeutuu viereisiin maarakeisiin. Maan vaakajännitys välittyy maarakeesta toiseen niiden välisessä vaakasuuntaisessa kosketuksessa. Maan vaakajännitys on lähtökohtaisesti huomattavasti pienempi kuin pystyjännitys, ellei maahan kohdistu ulkoista vaakasuuntaista kuormitusta. Maan vaakajännitys muodostaa maanpaineen maata ympäröiviin ja sen kanssa kosketuksissa oleviin rakenteisiin, kuten tukiseiniin. Maan pystyjännityksen ja vaakajännityksen lisäksi maasta voidaan kokeellisesti määrittää maan leikkausjännitys, josta voidaan laskea maan leikkauslujuus eli suurin leikkausjännitys, jota maa kestää murtumatta. Maan leikkauslujuus saadaan laskettua esimerkiksi Mohr-Coulombin murtokriteerin yhtälöllä 3

$$\tau = c + \sigma' \tan \varphi, \quad (3)$$

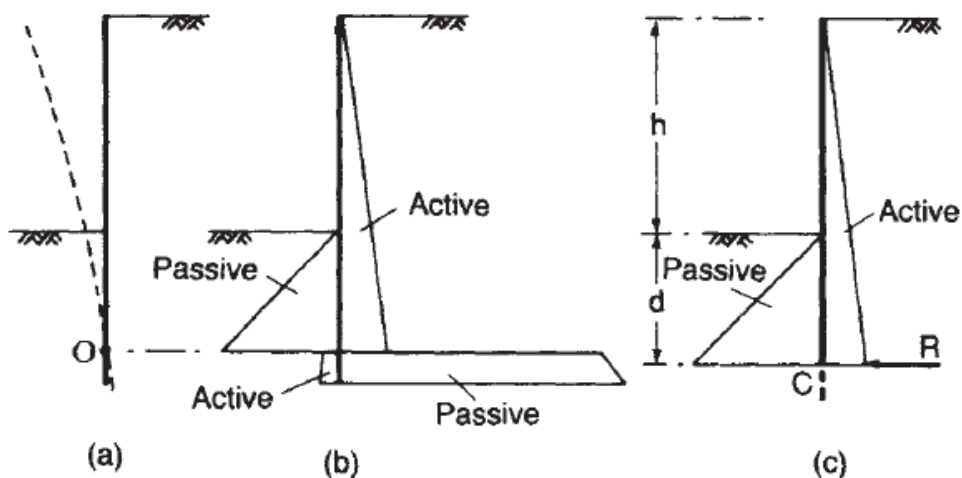
jossa τ on leikkauslujuus, c on koheesio ja φ maan sisäinen kitkakulma. Mohr-Coulombin murtokriteeri perustuu Mohrin ympyrässä kuvattaviin suureisiin, jotka nähdään kuvassa 6. (Rantamäki et al. 1997, s. 122–124)



Kuva 6. Mohrin ympyrä. τ on maan suurin leikkauslujuus, ϕ on maan kitkakulma, c on koheesio, σ_3 on maan pienin jännitys, ja σ_1 on maan suurin jännitys. (Craig, R. F. 1997, s. 181)

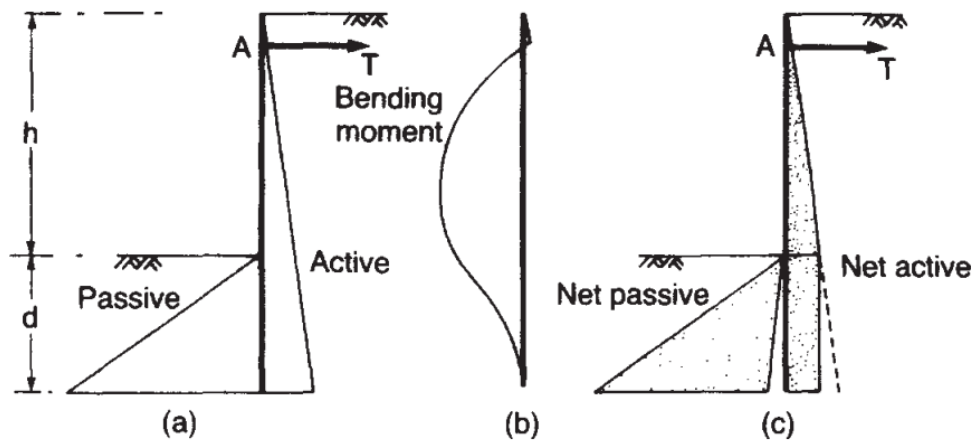
3.1 Maanpaineen lajit

Maanpaine jakautuu kolmeen eri lajiin, jotka ovat lepopaine, aktiivipaine ja passiivipaine. Lepopaine kuvaa maanpaineen perustilaa, kun taas aktiivi- ja passiivipaine kuvaavat maanpaineen ääriarvoja. Jos liikettä rakenteessa ei tapahdu, on maa lepopainetilassa. Kun rakenne alkaa siirtymään pois päin maasta, alkaa maanpaine pienenemään kohti aktiivimaanpainetta. Rakenteen siirtyessä maata kohti alkaa maanpaine kasvamaan kohti passiivimaanpainetta. Kuvassa 7 nähdään, millaisia kuormituksia maanpaine aiheuttaa kaivantoa tukevaan tukiseinään.



Kuva 7. Aktiivi- ja passiivimaanpaineen tukiseinään kohdistamat maanpainekuormitukset vapaasti seisovalle tukiseinälle. (Craig, R. F. 1997, s. 215)

Kuvasta 7 nähdään, että tukiseinän kiertyessä pisteen O suhteen, aiheutuu kaivannon pohjalle passiivipaine ja yläpään aktiivipaine. Lisäksi kuvasta nähdään, että passiivipaine on aina itseisarvoltaan aktiivipainetta paljon suurempi, sillä tukiseinän siirtyminen pois päin maasta tapahtuu pienemmällä työllä kuin sen siirtyminen maata kohti. Aktiivipaine on siis maan pienin ja passiivipaine maan suurin pääjännitys. Kuvassa 8 nähdään, miten yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän käyttäytyminen eroaa kuvan 7 vapaasti seisovan tukiseinän käyttäytymisestä. (Craig, R. F. 1997, s. 214-216)



Kuva 8. Aktiivi- ja passiivimaanpaineen tukiseinään kohdistamat maanpaineku-vaajat sekä tukiseinän momenttikuvaaja yhdeltä tasolta tuetulle tukiseinälle. (Craig, R. F. 1997, s. 216)

Kuvassa 8 nähdään, että ankkurin tukivoima aiheuttaa passiivipaineen kasvamista ja pienentää aktiivipaineen arvoa maan alla, sillä seinä pyrkii liikkumaan alapäästään kohti passiivipuolta. Tämä johtuu tukiseinään kohdistuvasta momentista ja seinän yläpään siirtymisestä pois päin kaivannosta sen tuennasta johtuen. Maa kuitenkin estää tukiseinän alapään liikkeen kaivantoon päin, jolloin tukiseinä taipuu hieman keskeltä kaivantoon päin. Kuvan 8 tilanne vastaa tämän diplomityön laskentatapauksia. (Craig, R. F. 1997, s. 215-216)

Maan lepopainetta käytetään erityisesti massiivisten liikkumattomien rakenteiden, kuten tukimuurien yhteydessä, sillä niiden ei haluta eikä oleteta liikkuvan. Lepopainetta lasketaan yhtälöllä 4

$$p_0 = \sigma' K_0, \quad (4)$$

jossa p_0 on maan lepopaine ja K_0 on lepopainekerroin. Lepopainekerroin lasketaan yleisesti Jakyn yhtälöllä 5 tai Mayne-Kulhawyn yhtälöllä 6, joka ottaa huomioon myös maan kuormitushistorian käyttämällä konsolidaatiokerrointa R_{OC} , joka tunnetaan myös nimellä OCR (overconsolidation ratio).

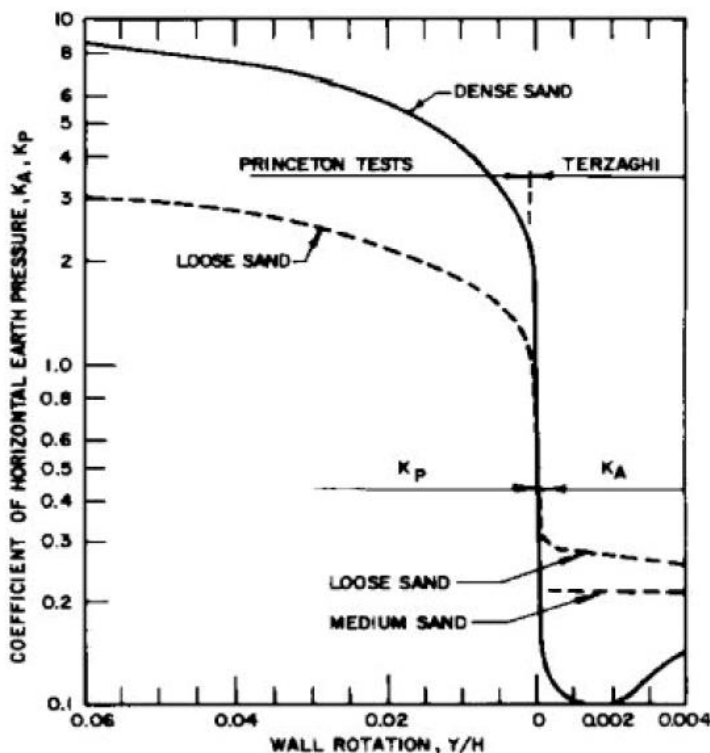
$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (5)$$

$$K_0 = (1 - \sin \varphi)(R_{OC})^{\sin \varphi}, \quad (6)$$

Lepopainekertoimen arvo on pienimmillään tiiviissä hiekassa ja suurimmillaan paljon ylikonsolidoituneessa savimaassa. (Craig, R. F. 1997, s. 194-195)

3.2 Maanpaineen mobilisoituminen

Maan lepopaine ei kuitenkaan muutu suoraan aktiivi- tai passiivipaineeksi, vaan kuormitukset aiheuttavat maanpainekertoimeen muutosta jo ennen kuin maanpaineen mobilisoituminen tapahtuu muodonmuutoksina. Kuvasta 9 voidaan nähdä, että aktiivipaineen mobilisoituminen tapahtuu huomattavasti nopeammin kuin passiivipaineen mobilisoituminen, sillä yhtälöillä 5 ja 6 laskettava lepopainekerroin K_0 on suuruudeltaan pääasiassa 0,5 ja 0,7 välillä. Suurin syy eroihin aktiivi- ja passiivipaineen mobilisoitumisessa on maan pääjännitys, sillä aktiivipaineen muodostuessa maan pystyjännitys pysyy pääjännityksenä, mutta passiivipaineen muodostuessa maan vaakajännityksestä tulee suurin pääjännitys.



Kuva 9. Aktiivi- ja passiivipaineen kehittyminen hiekkamailla (Department of the Navy 1982)

Kuvassa 9 maanpainekertoimen pienentyessä tukiseinän kiertymä aktiivipuolella alkaa hyvin pienellä muutoksella maanpainekertoimeen, mutta passiivipuolella maanpainekertoimen täytyy moninkertaistua ennen kuin kiertymä alkaa tapahtumaan. (Department of the Navy 1982)

Kuvassa 10 nähdään taulukoituna, kuinka suuren muodonmuutoksen aktiivi- ja passiivipaineen mobilisoituminen vaatii eri tyyppisillä tukiseinän liikkeillä.

Seinän siirtymän tyyppi		v_s/h löyhä maa %	v_s/h tiivis maa %
a)		0,4...0,5	0,1...0,2
b)		0,2	0,05...0,1
c)		0,8...1,0	0,2...0,5
d)		0,4...0,5	0,1...0,2

Seinän siirtymän tyyppi	$v_p/h (w/h 0.5\sigma_p)\%$	$v_p/h (v/h 0.5\sigma_p)\%$	
	löyhä maa	tiivis maa	
a)		7 (1,5)...25 (4,0)	5 (1,1)...10 (2,0)
b)		5 (0,9)...10 (1,5)	3 (0,5)...6 (1,0)
c)		6 (1,0)...15 (1,5)	5 (0,5)...6 (1,3)

missä:
 v on seinän siirtymä
 v_p on tehokkaan passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän siirtymä
 h on seinän korkeus
 σ_p on täysin mobilisoitu passiivinen maanpaine

Kuva 10. Vaadittava muodonmuutos aktiivi- ja passiivipaineen mobilisoitumiseen eri tyyppisillä tukiseinän liikkeillä. (SFS-EN 1997-1, s. 148-149)

Kuvasta 10 nähdään, että erilaisilla siirtymätyypeillä aktiivi- ja passiivipaineen mobilisoitumiseen tarvitaan paljon toisistaan poikkeavia siirtymän arvoja. Maanpaineen mobilisoitumiseen vaadittu siirtymä on kuitenkin aktiivipuolella huomattavasti pienempi kuin passiivipuolella, jolloin myös maanpaineen mobilisoituminen on aktiivipaineen puolella huomattavasti todennäköisempää kuin passiivipaineen puolella. (Väylävirasto 2 2017, Liite 3)

Aktiivi- ja passiivimaanpaineen laskeminen on monimutkaisempaa kuin lepopaineen, sillä maa on murtotilassa ja maapartikkelit ovat liikkeessä. Aktiivi- ja passiivimaanpaineen laskemiseen on siksi perehtynyt useampi tutkija ja siitä on luotu useita erilaisia maanpaineteorioita.

3.3 Maanpaineteoriat

Maanpaineen laskemiseen on olemassa useita eri menetelmiä. Yleisimpinä voidaan pitää Rankinen ja Coulombin maanpaineteorioita, joita on myöhemmin tarkennettu kattamaan erilaisia tilanteita. Muun muassa Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 käytetään sekä Rankinen että Coulombin teorioista johdettua menetelmää. Teorioiden yhdistelemisellä on päästy lähemmäs todellisia maanpaineita erityisesti passiivipaineen osalta, johon Rankinen tai Coulombin teoriat eivät anna tarkkoja arvoja.

3.3.1 Rankinen maanpaineteoria

Rankinen maanpaineteorian on kehittänyt vuonna 1857 skotlantilainen William John Macquorn Rankine. Se käsittelee maahan syntyviä jännityksiä, joista tukiseiniin kohdistuvat voimat johtuvat. Teoriaa varten maan ominaisuuksia tulee yksinkertaistaa siten, että maa on plastinen, homogeeninen ja isotrooppinen materiaali ja jännitykset jakautuvat sen sisällä tasaisesti. Maahan syntyvät leikkauspinnat oletetaan suoriksi ja tukiseinän ja maan välinen kitka oletetaan nolllaksi. Alkuperäisessä teoriassa tukiseinä on pystysuora ja maanpinta tukiseinän ylä- ja alapäässä on vaakasuora, mutta teoriaa on myöhemmin täydennetty, jotta monipuolisempi

laskenta on mahdollista. Rankinen maanpaineteorian aktiivimaanpaine lasketaan yhtälöllä 7

$$p_a = \sigma' K_a - 2c' \sqrt{K_a}, \quad (7)$$

jossa p_a on aktiivipaine ja K_a on aktiivipainekerroin, joka lasketaan yhtälöllä 8

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8)$$

Rankinen maanpaineteorian passiivimaanpaine lasketaan yhtälöllä 9

$$p_p = \sigma' K_p + 2c' \sqrt{K_p}, \quad (9)$$

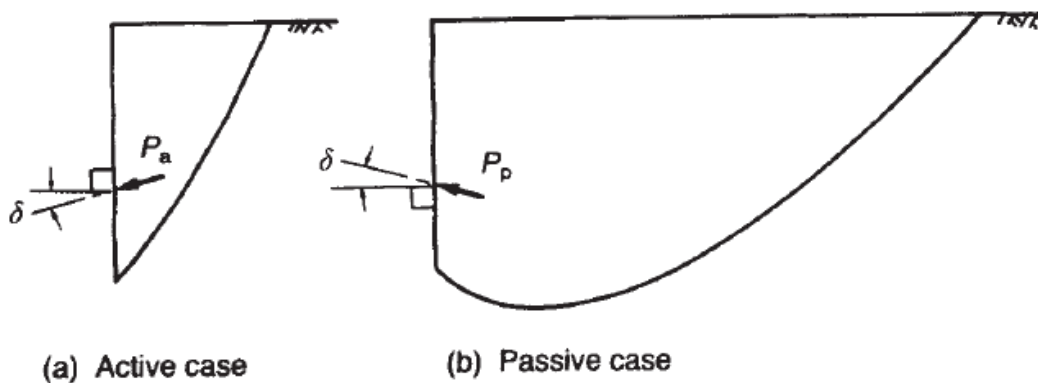
jossa p_p on aktiivipaine ja K_p on aktiivipainekerroin, joka lasketaan yhtälöllä 10

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (10)$$

(Tornivaara-Ruikka, R. 1990)

3.3.2 Coulombin maanpaineteoria

Charles Augustin de Coulomb kehitti vuonna 1776 teorian, joka käsittelee voimia, jotka muodostuvat maanpaineen aiheuttaman murtuman johdosta tukirakenteen sekä sen ja liukupinnan väliin jäävän kiilamaiseen maakappaleen välille. Murtuma tapahtuu teorian mukaan vain tarkasteltavalla pinnalla ja maa oletetaan muuten kimmoiseen tilaan. Coulombin maanpaineteoriaa on täydennetty vuonna 1808 siten, että se ottaa huomioon maan ja tukiseinän välisen kitkan, mikä johtaa kuvan 11 mukaiseen liukupinnan kaareutumiseen tukiseinän lähellä, mutta Coulombin teoria ei kuitenkaan ota sitä huomioon.



Kuva 11. Maan ja tukiseinän välisen seinäkitkan aiheuttama liukupinnan kaareutuminen, jota Coulombin teoria ei ota huomioon. (Craig, R. F. 1997, s. 195)

Kuvassa 11 nähdään, että todellisuudessa seinäkitkan takia maanpaineresultantti ei ole vaakasuora, vaan se kaareutuu. Coulombin teoriassa kaareutumista ei tapahdu, mutta se ei vaikuta merkittävästi aktiivipaineen liukupintaan. Passiivipaineen suora liukupinta kulkee kuitenkin maassa huomattavasti pidemmän matkan kuin kaareutuva liukupinta ja Coulombin teoria antaa siten todellista suurempia arvoja passiivipaineelle. Seinäkitkan ollessa 0° virhettä ei synny, mutta mitä suuremmalla seinäkitkan arvolla lasketaan, sitä suurempi ero saadaan todellisen ja Coulombin teorian passiivipaineen välille. Koska passiivipaine on usein tukiseinää

tukevalla puolella, aiheutuu virhe epävarmalle puolelle, joten Coulombin teorian passiivipaineen arvoja on syytä redusoida. (Craig, R. F. 1997, s.195-196, 199) (Tornivaara-Ruikka, R. 1990)

Coulombin teoriassa tutkitaan maanpaineen voimaresultantin maksimiarvoa, mutta teoriaa voidaan soveltaa myös maanpaineen laskemiseen yleisesti. Tällöin maanpaineiden kaavat ovat Rankinen maanpaineteorian mukaiset yhtälöt 4 ja 6, mutta maanpaine kertoimet K_a ja K_p lasketaan yhtälöillä 11 ja 12

$$K_a = \left(\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2 \quad (11)$$

$$K_p = \left(\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right)^2, \quad (12)$$

joissa α on vaakatason ja tukiseinän välinen kulma, β on kaivannon yläpään maanpinnan ja vaakatason välinen kulma ja δ on maan ja tukiseinän välinen seinäkitka-kulma. (Craig, R. F. 1997, s. 197-199) (Tornivaara-Ruikka, R. 1990)

Coulombin teoriaa voidaan soveltaa myös koheesiomaahan tai maahan, joka omaa sekä kitka- että koheesiomaalle ominaisia piirteitä. Tällöin laskennassa tulee ottaa huomioon myös koheesion aiheuttama leikkausvoima F_c sekä adheesiovoima F_a , joka on seinäkitkan kaltainen liikettä vastustava voima, jonka suuruus riippuu maan adheesiosta a ja koheesiosta c . Coulombin teoriaan Tällöin Coulombin aktiivi- ja passiivipaineet lasketaan yhtälöillä 13 ja 14. (Craig, R. F. 1997, s. 198-199) (Tornivaara-Ruikka, R. 1990)

$$p_a = \sigma' K_a - 2c' \sqrt{K_a (1 + a/c')} \quad (13)$$

$$p_p = \sigma' K_p + 2c' \sqrt{K_p (1 + a/c')} \quad (14)$$

3.3.3 Eurokoodin soveltamisohje NCCI7

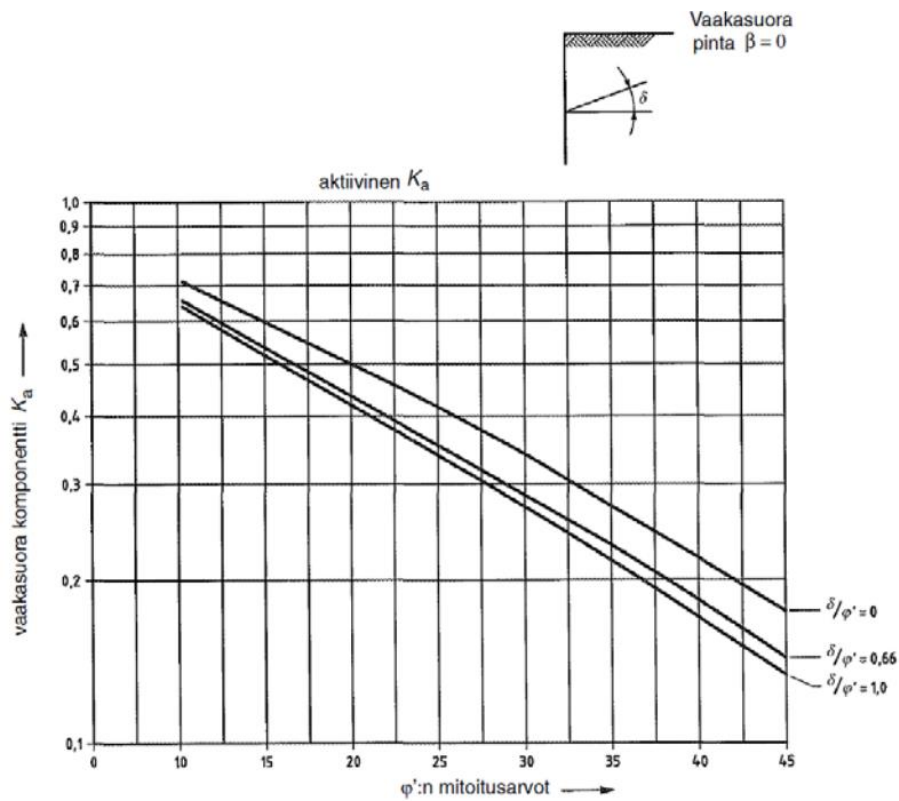
Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7 sisältää standardissa SFS-1997-1 Eurokoodi7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt määritellyt tavat laskea maanpainetta. Standardissa on määritetty oma laskentatapa lepopaine kertoimelle K_0 , joka lasketaan yhtälöllä 15.

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \times \sqrt{OCR} * (1 + \sin \beta) \quad (15)$$

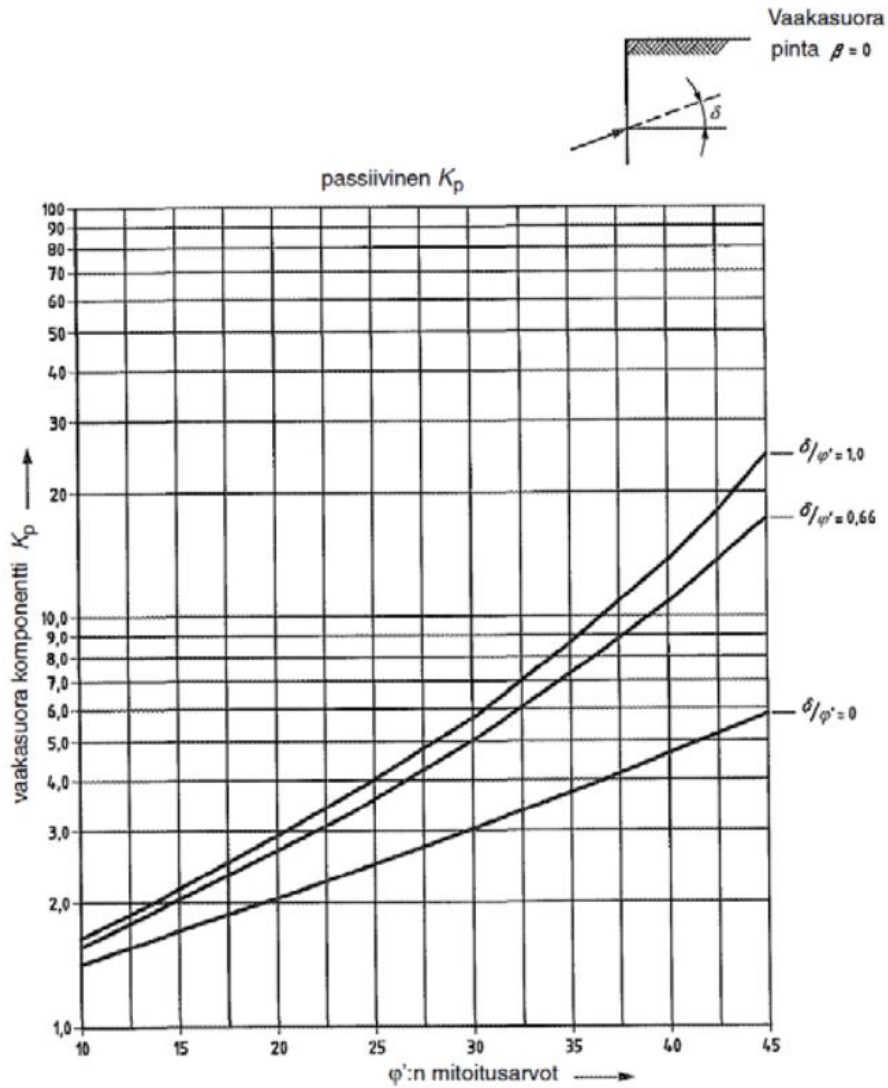
Lepopaine kertoimen kaavaa ei kuitenkaan käytetä erittäin korkeilla OCR-arvoilla eli erittäin ylikonsolidoituneilla savimailla, sillä lepopaine kerroin saa silloin liian suuria arvoja. (SFS-EN 1997-1, s. 99)

Eurokoodin soveltamisohje NCCI7:ssa on määritelty aktiivi- ja passiivipaineiden laskemiseen edellä mainitut Coulombin teorian kaavat 13 ja 14. Lisäksi soveltamisohjeessa on määritelty adheesiolle a maksimiarvo, joka on 1/2 kertaa suljettu leikkauslujuus. Eurokoodin soveltamisohje NCCI7:ssa käytetään kuitenkin Coulombin

teoriasta poiketen kuvien 12 ja 13 mukaisia nomogrammeja aktiivi- ja passiivipainekertoimille, jotta erityisesti Coulombin teorian passiivipainekertoimessa esiintyvää virhettä korjataan lähemmäs todellisuutta. (SFS-EN 1997-1, s. 99) (Väylävirasto 2 2017, s. 74)



Kuva 12. Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 taulukko aktiivipainekertoimelle maan pinnan ollessa vaakasuora. (SFS-EN 1997-1, s. 137)

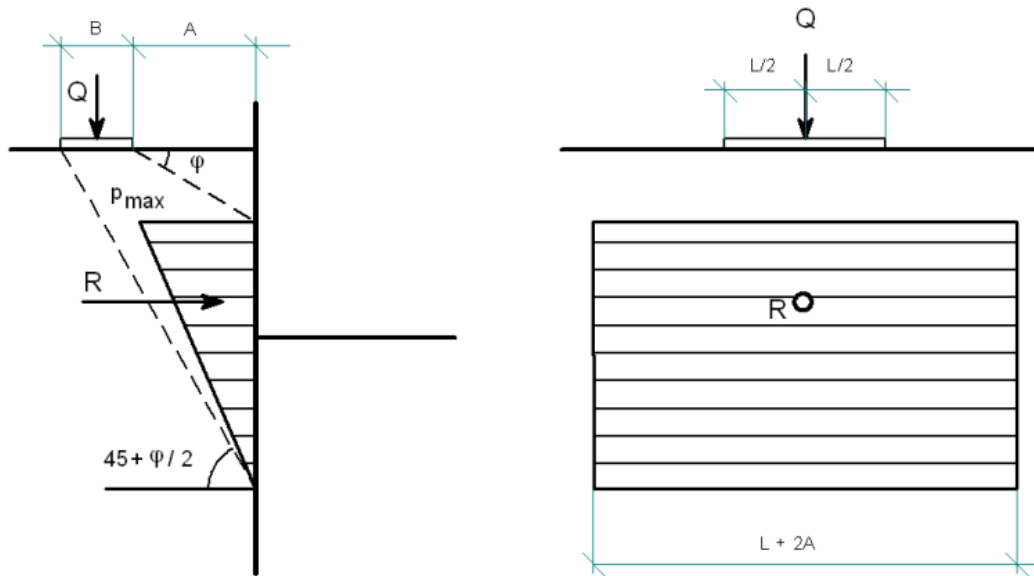


Kuva 13. Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 taulukko passiivipainekertoimelle maan pinnan ollessa vaakasuora. (SFS-EN 1997-1, s. 141)

Kuvien 12 ja 13 mukaisten nomogrammien lisäksi Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 liitteestä 2 löytyy useita nomogrammeja kaltevilla maanpinnalla, mikä tuottaa eri arvoja maanpainekertoimille. (Väylävirasto 2 2017 s. 74, liite 2)

3.4 Jännitysten jakaantuminen maaperässä

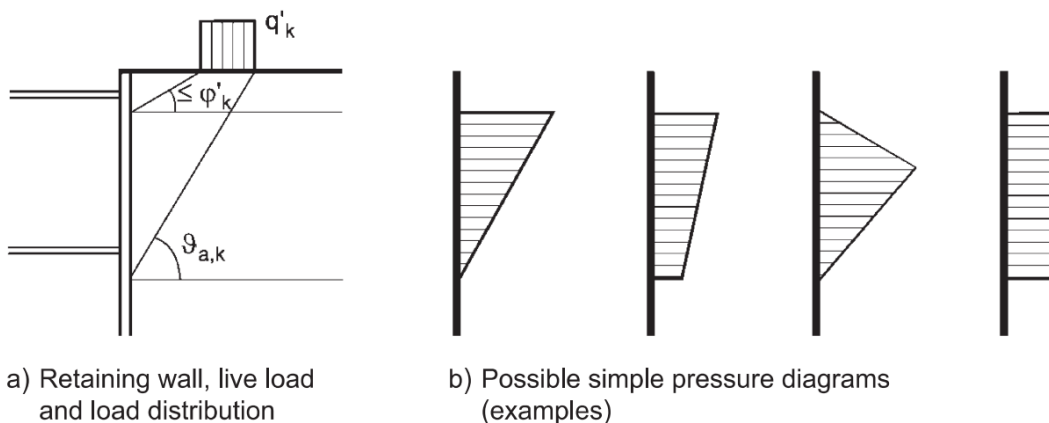
Kuorman siirtyminen maan pinnalta tukiseinään voidaan mallintaa usealla erilaisella yksinkertaistetulla laskentakaavalla. Esimerkiksi Geocalc-laskentasovelluksessa kuorman siirto maanpinnalta tukiseinään tapahtuu kuvan 14 mukaisesti.



Kuva 14. Aluekuorman jännitysjaakauman resultantin laskeminen Geocalc-laskentaohjelmassa (Geocalc Supported Excavation Theory 2017 s. 13)

Kuorma suuntautuu maan kitkakulman suhteen kohti seinää ja saa maksiminsa ylimmässä vaikutuskohdassa, sillä maan oma paino vähentää kuormituksen vaikutusta syvemmällä maan alla. Mitä kauempana tukiseinästä kuorma sijaitsee, sitä pienempi resultantti siitä siirtyy tukiseinään. Tällöin kuorma jakautuu pienemmiltä osin tukiseinälle ja suurempi osa siitä jää kuorman alla olevan maan kannateltavaksi. (Geocalc Supported Excavation Theory 2017 s. 12-13)

Jännityksen jakautumista voidaan mallintaa myös muilla tavoin. Kuvassa 15 nähdään, kuinka monta erilaista kuormakaaviota tukiseinälle voi aiheutua samasta kuormasta laskentatavasta riippuen.



a) Retaining wall, live load and load distribution

b) Possible simple pressure diagrams (examples)

Kuva 15. Mahdollisia jännitysjaakaumia jatkuvan tasaisen kuorman aiheuttamista jännityksistä tukiseinälle. (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. 2013, s.36)

Kuormitus voi olla kuvan 15 tilanteessa hyvin erilainen laskentatavasta riippuen, sillä erilaista kulmaa θ käyttämällä saadaan erilainen kuormakaavio. Myös tukiseinän muodonmuutokset ja siten jäykkyys vaikuttavat kuorman jakautumiseen seinässä. (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. 2013, s. 35-38)

3.5 Elementtimenetelmä maanpainerakenteiden mitoituksessa

FEM-laskentamenetelmä eli elementtimenetelmä on monipuolinen, mutta samalla monimutkainen ja aikaa vievä tapa tutkia geoteknistä suunnittelua vaativia tilanteita. Elementtimenetelmää käytetään geotekniikassa erityisesti silloin, kun perinteisten laskentamenetelmien sisältämät oletukset tai yksinkertaistukset vääristävät laskentatilannetta oleellisesti tai jos perinteisillä menetelmillä ei saada riittävän tarkkaa lopputulosta. Elementtimenetelmän käyttöä tulee harkita, jos suunnittelu-tilanteessa on monimutkaista maan käyttäytymistä, poikkeuksellista geometriaa, vaihtelevat pohjavesiolosuhteet, maan ja rakenteen välistä vuorovaikutusta, monimutkaisia kuormituksia, ajan vaikutusta rakentamiseen tai monitoroituja rakenteita. (Lees, A. 2016, s. 1-2)

FEM-laskennassa maa kuvataan 2D- tai 3D-elementteinä, jotka ovat solmuilla kiinni mallin reunoissa, toisissaan sekä mallin muissa rakenteissa. Maaelementille määritetään erilaisilla materiaalimalleilla jäykkyyttä ja lujuutta, joiden avulla elementit vastustavat voimien aiheuttamia muodonmuutoksia. Koska maan materiaalimalleja on tutkittu ja kehitetty paljon, ne ottavat huomioon entistä useampia eri maille yksilöllisiä käytöstapoja. Materiaalimallia valittaessa tehdään usein kokeita korkealaatuisille maanäytteille, jolloin maan käyttäytyminen mallissa saadaan mahdollisimman todenmukaiseksi. Näytteiden otto ja kokeet ovat kuitenkin kalliita, jolloin yksittäiset kokeet määrittävät materiaaliparametrit laajalle alueelle. (Lees, A. 2016, s. 55-59)

Maaelementtien lisäksi FEM-laskennassa voidaan käyttää erityyppisiä rakenteita kuvaavia elementtityyppejä, kuten jousia, tankoja, palkkeja tai laattoja. Jousi aiheuttaa puristusjäykkyyttä kahden eri solmun välille ilman, että se vaikuttaa maaelementteihin. Tanko on jousen kaltainen rakenne, mutta se kiinnittyy koko matkaltaan maaelementteihin ja altistuu niiden muodonmuutoksille. Palkki on kahden eri solmun väliin kiinnittyvä puristus- ja taivutusjäykkyyttä omaava rakenne. Laatta on tasomainen pinta, joka omaa puristus- ja taivutusjäykkyyttä. Rakenne-elementit valitaan mallinnettavan rakenteen ominaisuuksien mukaan, jotta toiminta mallissa vastaisi todellisuutta. Esimerkiksi jousielementtiä voidaan käyttää kallioankkurina ja laattaelementtiä tukiseinänä. (Lees, A. 2016, s. 126-127)

Elementtimenetelmä ei itsessään tutki maanpaineita, mutta mallista saatavan datamäärän ansiosta muun muassa maanpainetta vastaavaa maan vaakajännityksen arvo saadaan mallin jokaisessa liitospisteessä. Elementtimenetelmällä lasketun vaakajännityksen on todettu olevan vertailukelpoinen analyttisillä maanpaineteorioilla lasketun aktiivimaanpaineen kanssa ja antavan samankaltaisia aktiivipaineen arvoja kuin Rankinen teoria. (Yap et. al. 2012, s. 6-8, 16)

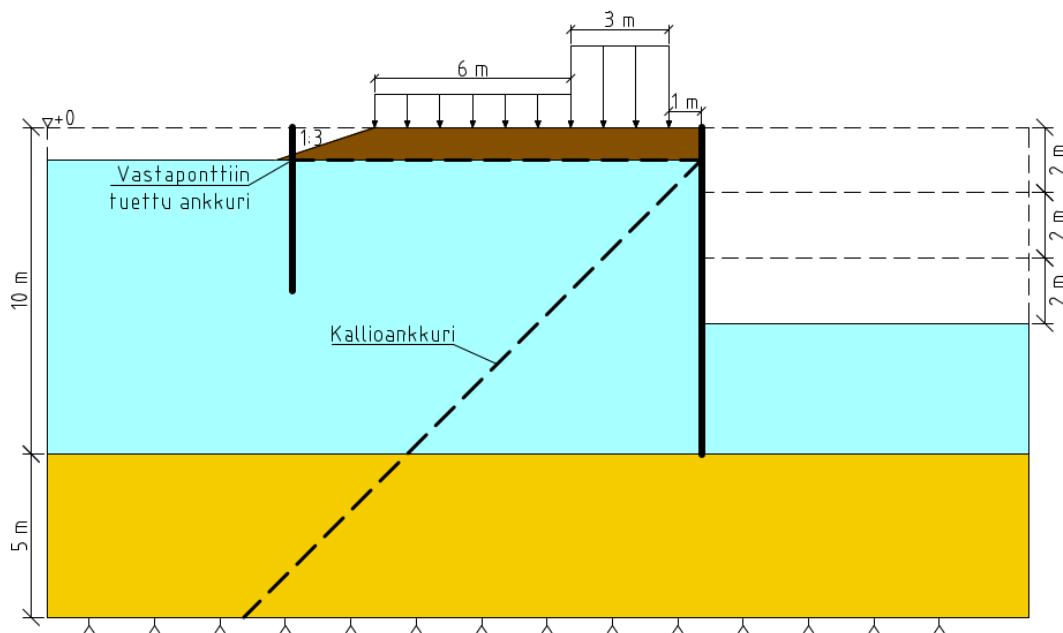
4 Laskentakohteet

Laskentaan valittiin kohteeksi tyypillinen tuettu kaivanto, jossa tiepenkereen viereen täytyy päästä kaivamaan ja tie täytyy tukea ponttiseinällä. Ponttiseinän tukeminen on suoritettu laskennoissa kallioon tai vastaponttiin tuetuilla ankkureilla laskentatilanteesta riippuen. Laskennassa keskityttiin tutkimaan eri tilanteissa syntyviä momenteja ja vaakasiirtymiä tukiseinässä sekä ankkurivoimia kolmella eri kaivusyvyydellä, jotka olivat 2 m, 4 m ja 6 m.

Laskentakohteena on käytetty seuraavia tapauksia:

1. Kallioankkuroitu tukiseinä silttimaassa
2. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä silttimaassa
3. Kallioankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa
4. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa

Laskentakohteiksi valikoitui kallioankkuroitu sekä vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä, sillä näissä kohteissa maa sekä tukiseinä käyttäytyvät hyvin erilaisilla tavoilla. Kallioankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä perustuu tukiseinän taipumiseen, mikä johtaa tukiseinän momentin kasvamiseen. Vastaponttiin ankkuroidussa tukiseinässä taipumaa tapahtuu vähemmän ja momentti on pienempi, mutta vaakasiirtymä on suurempi ankkurin jouston sekä vastapontin liikkeen myötä. Kuvassa 16 on esitetty laskentatilanne dimensioineen ja maakerrospaksuuksineen.



Kuva 16. Laskentatilanne dimensioineen. Tiepinta sijaitsee tasossa +0 ja maanpinta tasossa -1. Moreenikerroksen yläpinta sijaitsee tasossa -10 ja kalliopinta tasossa -15. Ponttiseinän tukemiseen on käytetty kallioankkuria tai vastaponttiin tuettua ankkuria laskentatilanteesta riippuen.

Kuvan 16 mukaisessa laskentatilanteessa on 10 m leveä ja 1 m korkea tiepenger, jonka luiska on 1:3. Tiepenkereen reunaan sijoitetaan 10 m korkea tukiseinä, jonka taakse kaivetaan vaiheittain 2 m, 4 m ja 6 m syvä kaivanto. Tiepenkereen alla sijaitseva maakerros vaihtelee ja on laskentatilanteesta riippuen joko silttimaata

tai savista silttimaata. Tiepenkereen yläpinta sijaitsee tasolla +0. Maanpinta sijaitsee tasossa -1, moreenin yläpinta sekä tukiseinän alapää tasossa -10 ja kalliopinta tasossa -15. Kuormat sijaitsevat kolmella kaistalla, jotka ovat 3 m leveitä ja niiden sekä tukiseinän väliin jätettiin 1 m tilaa. Kuormakaavioissa näkyvät suuremman kuormituksen alueet sijaitsevat kaivantoa lähimpänä olevalla kaistalla. Laskenta-kohteissa käytettiin kuormakaaviona kappaleen 2.2 mukaista 40+9 kPa kuormaa sekä 15, 20 ja 25 kPa tasaisia kuormia, joista kerrotaan lisää kappaleessa 4.2.2.

4.1 Laskentamenetelmät

Laskennat on tehty käyttäen Plaxis 2D ja -3D ohjelmistoja. Ohjelmistoversiot olivat Plaxis 2D 2019 ja Plaxis 3D CE V20 Update 2. Elementtityyppinä on käytetty 2D-ohjelmistossa 15-solmuista ja 3D-ohjelmistossa 10-solmuista elementtiä.

4.1.1 Materiaalimalli

Maan materiaalimallina on käytetty Hardening soil -materiaalimallia, joka on kehitetty simuloimaan sekä pehmeiden että kovien maalajien käyttäytymistä. Mallissa lujittuminen on jaettu leikkaus- ja puristuslujittumiseen. Primäärinen deviatorinen kuormitus aiheuttaa palautumattomia muodonmuutoksia, joista leikkauslujittuminen johtuu. Isotrooppinen kuormitus saa aikaan plastista muodonmuutosta, joka aiheuttaa materiaalin puristuslujittumista.

Hardening soil -malli perustuu Mohr-Coulombin murtokriteeristä johdettuun pystysuuntaisen muodonmuutoksen ja deviatorisen jännityksen väliseen hyperboliseen suhteeseen, joka nähdään yhtälössä 16

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a}, \quad (16)$$

jossa ε_1 on pystysuuntainen muodonmuutos, E_i on maan jäykkyyshmoduuli ja q on deviatorinen jännitys. Suurin deviatorinen jännitys q_f saadaan yhtälöllä 17

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (17)$$

ja asymptoottinen leikkauslujuuden arvo q_a yhtälöllä 18

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (18)$$

jossa R_f on murtotilan jännityssuhde, jonka arvona käytetään yleisesti 0,9. Kun deviatorinen jännitys q saa suurimman arvonsa q_f , Mohr-Coulombin murtokriteeri täyttyy ja tapahtuu täysin plastinen viruminen. (Plaxis 1 2020, s. 68)

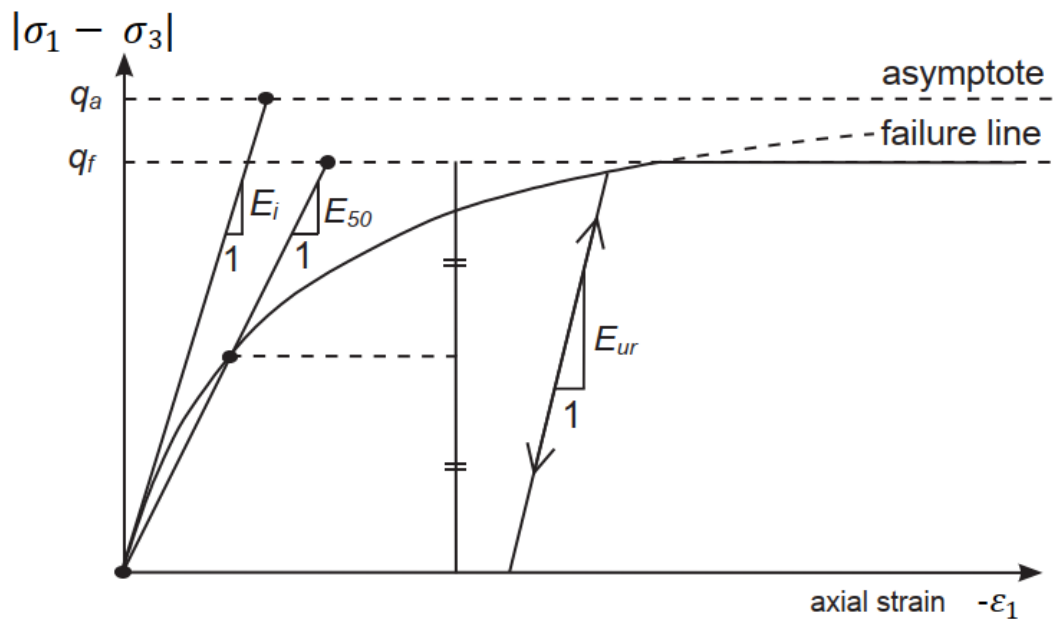
Hardening soil -mallissa on käytetty kolmea eri jäykkyyshparametria eli moduulia, jotta maan jäykkyyttä voidaan kuvata tarkemmin kuin pelkän kimmomodulin avulla. Niiden avulla malli kuvaa paremmin jäykkyyden ja jännitystilän riippuvuutta. Hardening soil -mallissa tarvittavat parametrit nähdään taulukossa 2.

Taulukko 2. Hardening soil -materiaalimallissa tarvittavat parametrit. (Plaxis 1 2020, s. 73-74)

Parametri	Yksikkö	Kuvaus
E_{50}^{ref}	kN/m ²	Ensimmäisessä kolmiaksaalikokeen kuormitusvaiheessa määritetty sekanttimoduuli
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	Ödometrikokeen kuormitusvaiheessa määritetty tangenttimoduuli
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	Kolmiaksaalikokeen toisto- ja palautusvaiheen moduuli
m	-	Jäykkyyden jännitystilariippuvuutta kuvaava eksponentti
c	kN/m ²	Koheesio
φ	°	Kitkakulma
ψ	°	Dilataatiokulma

Taulukossa 2 esiintyvät jäykkyytparametrit E_{50} ja E_{ur} voidaan määrittää avoimen kolmiaksaalikokeen tuloksista kuvan 17 mukaisesti.

deviatoric stress



Kuva 17. Jäykkyytparametrien määrittäminen avoimen kolmiaksaalikokeen tuloksista Hardening soil -malliin (Plaxis 1 2020, s. 69)

Loputkin taulukossa 2 esitetyt parametrit voidaan antaa tutkimustulosten perusteella, mutta malliin tarvitaan lisäksi muita niin sanottuja edistyneitä parametreja, joiden kohdalla suositellaan käytettäväksi oletusarvoja. Edistyneet parametrit on lueteltu taulukossa 3. (Plaxis 1 2020, s. 67-74)

Taulukko 3. Hardening soil -materiaalimallissa tarvittavat edistyneet parametrit. (Plaxis 1 2020, s. 73-74)

Para- metri	Vakio- arvo	Yksikkö	Kuvaus
v_{ur}	0,2	-	Poissonin luku uudelleenkuormitusvaiheessa
p^{ref}	100	kN/m ²	Referenssikuormitus jäykkyyksille
K_0^{nc}	$1 - \sin \varphi$	-	Lepopaine kerroin normaalikonsolidoituneelle maalle
R_f	0,9	-	murtotilan jännityssuhde
$\sigma_{tension}$	0	kN/m ²	vetolujuus
c_{inc}	0	kN/m ³	koheesion kasvu syvyyden suhteen

Hardening soil -materiaalimallin huonoihin puoliin kuuluu, että se ei ota huomioon dilataatio- tai koheesiovoimien häviämisestä aiheutuvaa maan pehmenemistä eikä se pysty huomioimaan hystereettistä eikä syklistä muodonmuutoskäyttäytymistä. Mallissa ei myöskään pystytä suoraan huomioimaan muodonmuutosten vaikutusta jäykkyyteen, sillä jäykkyys on suuri pienillä muodonmuutoksilla ja pienenee muodonmuutosten kasvaessa. Siksi jäykkyysparametrien valinta mallinnettavaa kohdetta vastaavaksi on erityisen tärkeää mallin käyttäytymisen kannalta. (Plaxis 1 2020, s. 81-82)

Kaikki tutkimuksessa käytetyt maalajit voidaan mallintaa tarkasti Hardening soil -mallia käyttäen. Kuivatustyyppiä on valittu kaikille maalajeille drained eli avoin tila, sillä se soveltuu sekä kuivalle että suuren vedenläpäisevyyden omaavalle maalajille. Avoimessa tilassa ei synny huokosveden ylipainetta, joten se kuvaa maan pitkäaikaista käyttäytymistä ja jättää huomioimatta kuorman lisäyksestä johtuvan hetkellisen huokosveden ylipaineen. (Plaxis 2 2020, s. 165)

4.1.2 Rakenne-elementit

Laskennassa käytetään neljää erilaista rakenne-elementtiä. Elementtien käyttötarkoitukset vaihtelevat myös geometrian muuttuessa kaksiulotteisesta kolmiulotteiseksi. Käytettäviä elementtejä ovat node-to-node anchor eli jousielementtinä toimiva ankkuri, plate eli laattaelementti, beam eli palkkielementti sekä interface-elementti eli rajapintaelementti. (Plaxis 2 2020, s. 103)

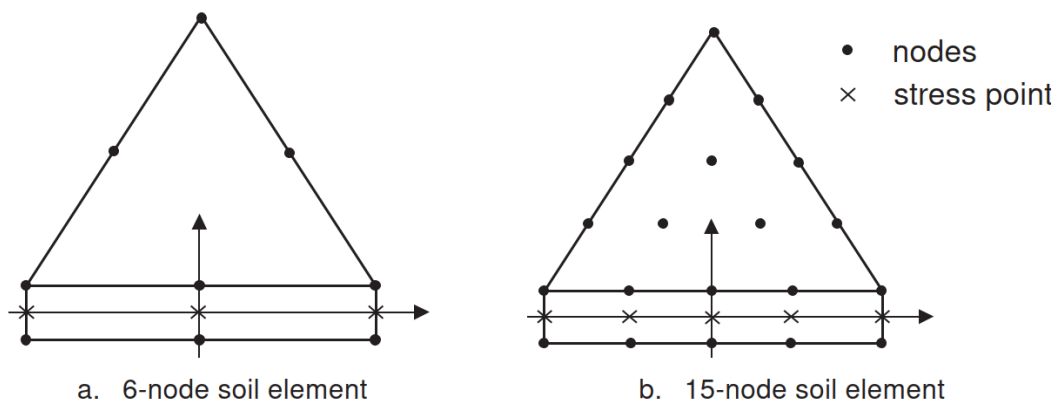
Node-to-node anchor on elastinen jousielementti, joka on kiinnittynyt kahdesta solmusta eli molemmista päistään ja jolla on tasainen jäykkyys. Sitä käytetään kuvaamaan kallio- ja vastaponttianskureita, sillä ne kiinnittyvät tukiseinän lisäksi joko mallin siirtymättömään pohjaan tai vastaponttiin. Jousielementille voidaan antaa myös maksimivoima, jonka se kestää murtumatta. (Plaxis 2 2020, s. 105)

Plate on laattaelementti, joka toimii kolmiulotteisessa mallissa tasana. Sillä voidaan mallintaa kaksiulotteisia rakenteita, joilla on suuri taivutusjäykkyys. Sitä käytetään esimerkiksi erilaisten tukiseinien tai geolujitteiden mallintamisessa. Laattaelementit ovat 6-solmuisia tasoelementtejä, jotka kykenevät liikkumaan ja kiertymään kol-

miulotteisessa avaruudessa. Elementin mitat voivat myös vaihdella voimien vaikutuksesta. Kaksiulotteinen plate-elementti vastaa syvyysuunnassa äärettömän leveää palkkia, joten se käyttäytyy elementtinä palkkielementin tavoin. (Plaxis 2 2020, s. 109) (Plaxis 3 2020, s. 146)

Beam on palkkielementti, jota voidaan käyttää kolmiulotteisessa mallissa. Sillä voidaan mallintaa ohuita viivamaisia rakenteita, jotka omaavat aksiaalista jäykkyyttä ja taivutuslujuutta. Palkkielementit ovat 3-solmuisia viivaelementtejä ja ne kykenevät liikkumaan ja kiertymään kolmiulotteisessa avaruudessa. Palkkielementtien pituus voi myös vaihdella voimien vaikutuksesta. Palkki- ja tasoelementit ovat siis hyvin samankaltaisia poiketen ainoastaan fyysiseltä muodoltaan. Kaksiulotteisessa mallissa ei ole beam-elementtiä, joten palkit tulee mallintaa joko ankkureina tai plate-elementteinä. (Plaxis 3 2020, s. 142)

Interface- eli rajapintaelementtejä käytetään plate- ja geogrid-elementtien kanssa, jotta maan ja rakenteen välinen vuorovaikutus voidaan mallintaa oikein. Interface-elementti toimii rakenne- ja maelementtien välissä kiinnittäen ne toisiinsa kuvan 18 mukaisesti.

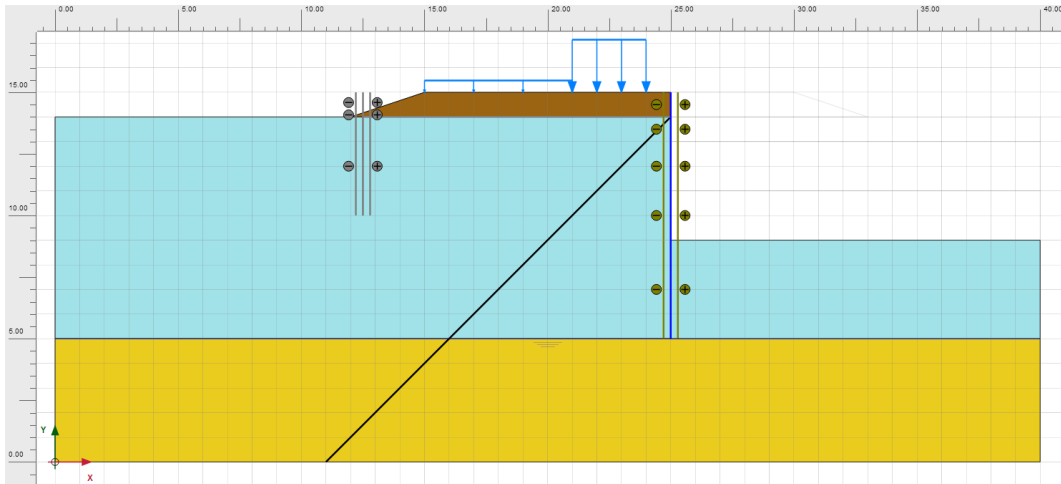


Kuva 18. Interface- ja soil-elementtien kiinnittyminen toisiinsa. (Plaxis 2 2020, s.115)

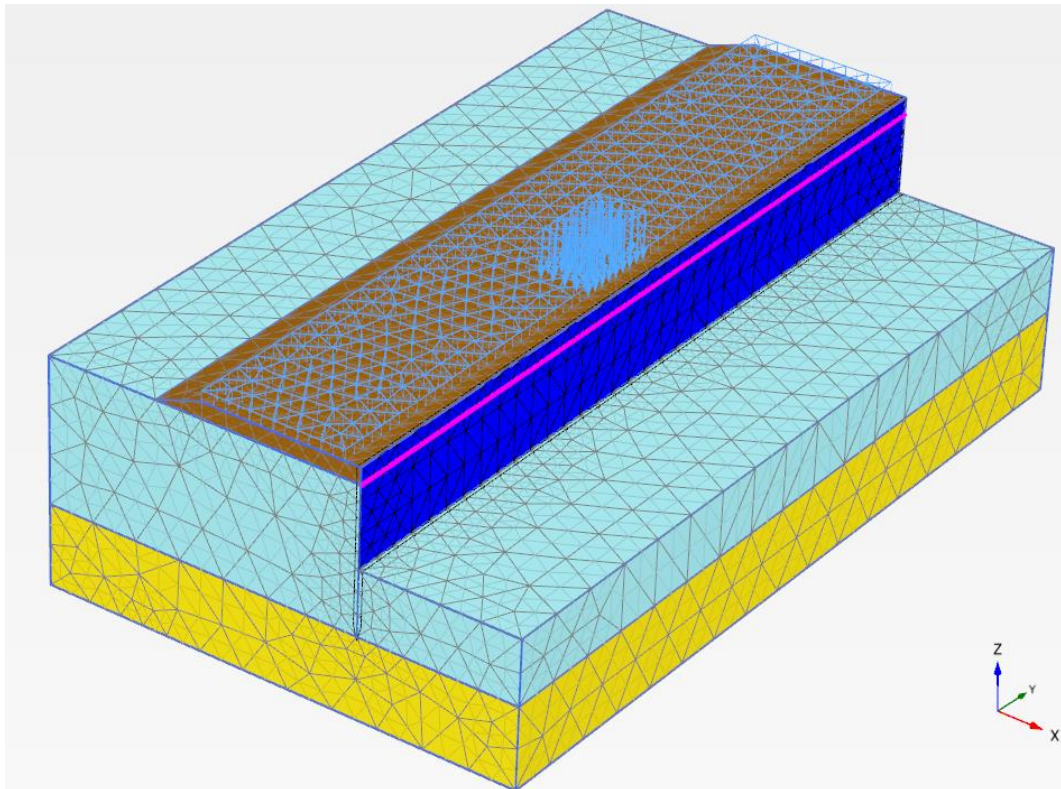
Kuvan 18 alaosassa interface-elementti on kiinnittynyt rakenne-elementtiin, kuten plate-elementtiin. Esimerkiksi tukiseinän ja maan välistä kitkaa voidaan vähentää antamalla maan voimanvähennyskertoimelle R_{inter} pienempiä arvoja, kuten tämän diplomityön laskennassa käytetty $R_{inter} = 0,5$. Suomessa tyypillisempi tapa ilmaista tukiseinän ja maan vuorovaikutusta on käyttää seinäkitkaa δ , jonka suuruus on $0,5 \dots 0,67 \cdot \varphi$. Sen vaikutus tukiseinän ja maan välisiin voimiin on suurusluokaltaan samaa kuin voimanvähennyskertoimen R_{inter} . (Plaxis 2 2020, s. 112-116) (Rantamäki et. al. 1997, s. 255)

4.2 2D- ja 3D-mallin geometriat

Mallin geometria on pyritty pitämään mahdollisimman samankaltaisena sekä 2D-että 3D-laskennassa. Penkereen alla oleva 9 m syvä maakerros, joka on laskentatilanteesta riippuen silttiä tai savista silttiä. Alimmaisena kerroksena on 5 m syvä moreenikerros, jonka alapinta on mallinnettu siirtymättömäksi ja se kuvaa kal-liopintaa. Kuvissa 19 ja 20 on kuvattu 2D- ja 3D-laskentatilanteet.



Kuva 19. 2D-laskenta kallioankkurilla ja 40+9 kPa kuormalla. 2D-laskennassa oli mahdollista tehdä vastaponttilaskenta samaan laskentaan kuin kallioankkuri, joten se näkyy taustalla deaktivoituna.



Kuva 20. 3D-laskenta kallioankkurilla ja 40+9 kPa kuormalla.

Kuvan 19 2D-laskennassa malli on 40 m leveä, mutta kuvan 20 mukaiseen 3D-laskentaan mallia kavennettiin x-suunnassa 30 m leveäksi laskennan nopeuttamiseksi sen jälkeen, kun oli todettu, ettei se vaikuta laskentatuloksiin. Pituussuunnassa 2D-laskentatilanne on äärettömän pituinen, jolloin myös ankkuri ja tukiseinä sekä kuormat ovat äärettömän pitkiä. 3D-laskennassa on valittu 50 m leveä geometria, joka eroaa 2D-laskentatilanteesta ainoastaan siten, että ankkurit on mallinnettu yksittäisinä ankkureina ja ankkurien kiinnittymiskohtaan tukiseinään on lisätty HEB300-teräspalkki, joka estää tukiseinän taipumisen pituussuunnassa.

Suurimmat erot geometrioiden välillä ovat rakenteiden lisäksi solmujen määrä elementtiä kohden sekä elementin keskimääräinen koko. Silttimaassa kallioankkuroidulla tukiseinällä elementtien koko rakenteiden ja kuormien lähistöllä on 2D-laskennassa 0,02-0,5 m² ja 3D-laskennassa 0,04-1 m³. 2D-geometriassa jokaisessa elementissä on 15 solmua ja 3D-geometriassa 10 solmua.

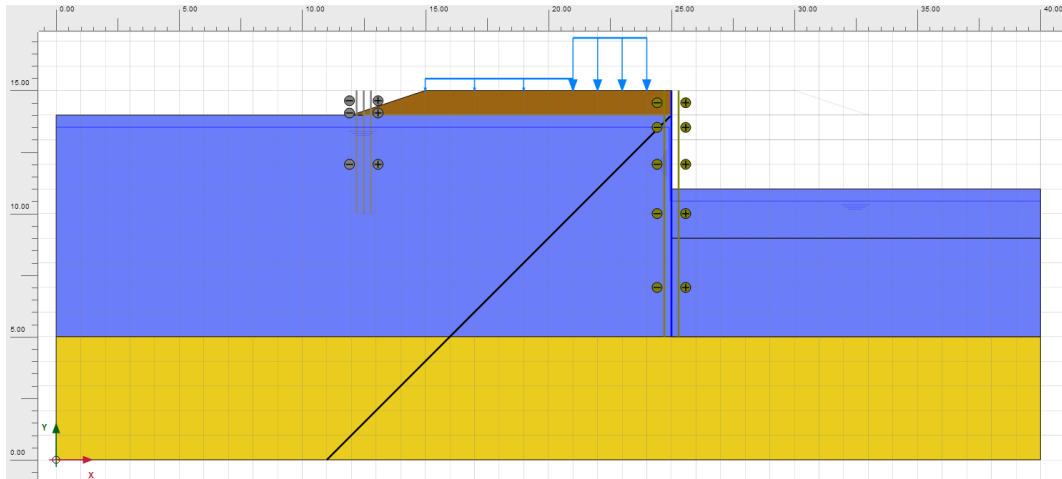
4.2.1 Pohjasuhteet

Laskelmat tehtiin käyttäen kahta eri maata. Heikompaa tilannetta tutkiessa käytettiin silttikerroksen tilalla savista silttikerrosta. Maakerrosten materiaaleissa käytettiin Hardening soil- materiaalimallia drained-tilassa. Maaparametrit on näytetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Maaparametrit Plaxis 2D ja -3D malleissa.

Nimi		Penger	Moreeni	Siltti	Savinen siltti
Material model		Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	kN/m ³	20	20	17	17
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	17	17
E_{50}	MPa	150	150	20	5
E_{oed}	MPa	150	150	20	5
E_{ur}	MPa	450	450	60	15
c'	kPa	0,2	0,2	0,2	0,2
φ'	°	38	38	30	27
ψ'	°	8	8	0	0
R_{inter}		0,5	0,5	0,5	0,5

Pohjaveden sijainti vaihteli tilanteen mukaan. Silttikerrosta käytettäessä pohjaveden pinta oli moreenin yläpinnassa tasolla -10 ja savista silttikerrosta käytettäessä pohjaveden pinta on puolen metrin syvyydessä maanpinnasta tasolla -1,5. Savista silttikerrosta kaivettaessa pohjaveden pinta laskee 0,5 m kaivutason alapuolelle kaivannon puolella. Kuvasta 21 nähdään pohjaveden pinnan kulkureitti savisen silttimaan tilanteessa.



Kuva 21. 2D-laskenta savisessa silttimaassa. Pohjaveden pintaa kuvaava viiva kulkee 0,5 m kaivutason alapuolella.

Pohjaveden virtausta ei ole laskentatilanteessa huomioitu eli se on staattisessa tilassa. Tukiseinän parametreina on käytetty kaikissa laskentatilanteissa Arcelor-Mittal PU 12-ponttiseinän parametreja, jotka vastaavat Suomessa yleisimmin käytetyn ponttiseinän jäykkyyttä. Niin ikään kaikissa laskentatilanteissa käytettyjen ankkurien parametrit vastaavat 7-punoksista punosankkuria tai pyöröterästankoa, jonka halkaisija on noin 35 mm. Ankkurin parametrit ovat samat sekä kallioankkurilla että vastaponttianskkurilla. Tukiseinän ja ankkurin parametrit on lueteltu taulukossa 5.

Taulukko 5. Tukiseinän ja ankkurin parametrit Plaxis 2D ja -3D malleissa.

Ankkuri		
EA	kN	200 000
L_{spacing}	m	3,2
Ponttiseinä 2D		
EA	kN/m	2 940 000
EI	kN m ² /m	45 360
w	kN/m/m	1,1
Ponttiseinä 3D		
d	m	0,43
γ	kN/m ³	17,50
E	kN/m ²	6 833 000
G	kN/m ²	3 417 000

Laskennat on tehty käyttäen kuormien sekä maan ja rakenteiden lujuuksien ominaisarvoja, sillä ne antavat parhaan kuvan rakenteen todellisista momenteista, vaakasiirtymistä sekä ankkurivoimista. Lisäksi kokonaisvarmuustarkastelussa nähdään, millaisia muodonmuutoksia maassa tapahtuu ja milloin murtuminen tapahtuu.

4.2.2 Kuormakaaviot geometriassa

Laskennassa verrattiin kappaleen 2.2 Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 mukaisen 40+9 kPa kuorman 3D-laskennassa antamia tuloksia erilaisilla 2D-kuormilla saatuihin tuloksiin. Laskentojen tavoitteena oli löytää tasainen 2D-kuorma, joka vastaisi tukiseinän momentin, vaakasiirtymän ja ankkurivoimien osalta 3D-laskennan 40+9 kPa kuormaa mahdollisimman hyvin. 2D-laskennassa käytettiin 15, 20 ja 25 kPa:n 9 m leveitä tasaisia kuormia sekä kappaleen 2.2 40+9 kPa kuormaa, jossa 40 kPa osuus on jatkuva pituussuunnassa. Lisäksi laskettiin referenssiksi yksi laskenta kappaleen 2.1 LM1-kuormakaaviota käyttäen ja saatuja momenteja, vaakasiirtymiä ja ankkurivoimia verrattiin muihin laskentoihin. Jotta LM1-kuormakaavion pienelle pinta-alalle kohdistuvat kuormat eivät "uppoaisi" maahan, tuli penkereen yläpintaan mallintaa 100 mm paksu "asfalttikerros", jonka lujuusparametrit estivät maan pinnan paikallisen murtumisen.

Plaxis 2D -ohjelmistossa kuormakaaviot mallinnettiin line load -rakennetta eli viivakuormaa ja Plaxis 3D -ohjelmistossa käytettiin surface load -rakennetta eli pinta-kuormaa.

4.3 Maanpaineen laskeminen

Maanpainetta tutkittiin vertaamalla 2D- ja 3D- FEM-laskennan tehokkaita vaakajännityksiä tukiseinän molemmin puolin eri kuormitusyhdistelmillä. Maanpaineen tutkiminen suoritettiin kallioankkuroidulle tukiseinälle siltti- ja saviselle silttimaalle. Maanpainetta tutkittiin ottamalla pistepilvi tehokkaiden vaakajännitysten lukuarvoista 10 cm tukiseinän molemmilta puolin niiltä syvyyksiltä, joilla maa on kosketuksissa tukiseinään. 2D-laskennassa käytettiin 20 kPa tasaista kuormaa ja 3D-laskennassa käytettiin 9+40 kPa kuormakaaviota, jossa pistepilvi otettiin 40 kPa kuorman keskikohdasta 1 m leveältä kaistaleelta pituussuunnassa, jotta maan vaakajännitys vastaisi parhaiten 2D- laskennan maksimiarvoa. Pistepilvistä tehtiin kuvaajat aktiivi- ja passiivimaanpaineille.

5 Tulokset

Laskennat suoritettiin kappaleessa 4 mainituille tapauksille kaksi- ja kolmiulotteisina:

1. Kallioankkuroitu tukiseinä silttimaassa
2. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä silttimaassa
3. Kallioankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa
4. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa

Silttimaan ja savisen silttimaan eroavaisuudet olivat jäykkyydessä ja lujuudessa taulukon 3 mukaisesti. Silttimaan E-moduulin arvo oli 20 MPa ja savisen silttimaan 5 MPa. Lisäksi Silttimaalla kitkakulma oli 30 ° ja savisella silttimaalla 27 °. Pohjavedenpinta sijaitsee silttimaassa 10 m syvyydessä moreenikerroksen yläpinnassa ja savisessa silttimaassa 0,5 m syvyydessä maan pinnasta ja kaivannon pohjasta. Molemmissa tilanteissa maakerrokset olivat avoimessa tilassa. Pohjaveden virtausta ei oltu kuitenkaan huomioitu eli se oli staattisessa tilassa.

Laskenta suoritettiin kussakin tilanteessa käyttäen kappaleen 2.2 mukaista 40+9 kPa kuormaa 3D-mallissa ja tulosta verrattiin 2D-mallilla saataviin tuloksiin 40+9 kPa kuormalla sekä 15, 20 ja 25 kPa tasaisilla kuormilla. 2D-laskennan tasaiset kuormat valittiin herkkyytarkastelun perusteella siten, että niillä saatiin sekä suurempia että pienempiä tuloksia kuin 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla.

Laskentatapauksista otettiin ylös tukiseinän suurin momentti sekä vaakasiirtymä ja suurimmat ankkurivoimat 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla. Tuloksista huomattiin, että 6 m syvällä kaivannolla savinen silttimaa murtuu ja laskenta keskeytyy. Tämä oletettiin johtuvan siitä, että pohjavesi on korkeammalla savisessa silttimaassa, jolloin se heikentää varmuutta murtoa vastaan. Oletus varmistettiin myöhemmin laskemalla savisen silttimaan tilanne moreenin yläpinnassa olevalla pohjavedenpinnalla, jolloin laskenta saatiin suoritettua loppuun myös 6 m syvällä kaivannolla. Tästä johtuen savisen silttimaan tapauksissa on tilastoitu ainoastaan 2 ja 4 m syvien kaivantojen tulokset. Kaikista laskentatapauksista otettiin lisäksi ylös eri kaivantosyvyyksillä vallinnut FOS eli kokonaisvarmuus murtoa vastaan, jota verrattiin 2D- ja 3D-laskentojen välillä. Laskentatulokset kaikista laskentatapauksista tukiseinän momentin, suurimman vaakasiirtymän sekä ankkurivoimien osalta nähdään liitteissä 1-3.

Lisäksi tutkittiin erilaisten kuormakaavioiden vaikutus maanpaineeseen laskemalla 3D-mallissa 40+9 kPa liikennekuorman aiheuttamat vaakajännitykset tukiseinään ja vertaamalla niitä 2D-mallin 20 kPa tasaisen kuorman aiheuttamiin vaakajännityksiin. Vaakajännityslaskenta tehtiin ainoastaan kallioankkuroidulle tukiseinälle silttimaassa ja savisessa silttimaassa. Vaakajännitys mitattiin pistepilvestä, joka otettiin 10 cm päästä tukiseinästä molemmin puolin seinää. Jotta vaakajännityksistä saataisiin suurimmat arvot, otettiin 3D-mallista huomioon pituussuunnassa vain 1 m leveä pistepilvikaistale keskeltä 40 kPa kuormaa.

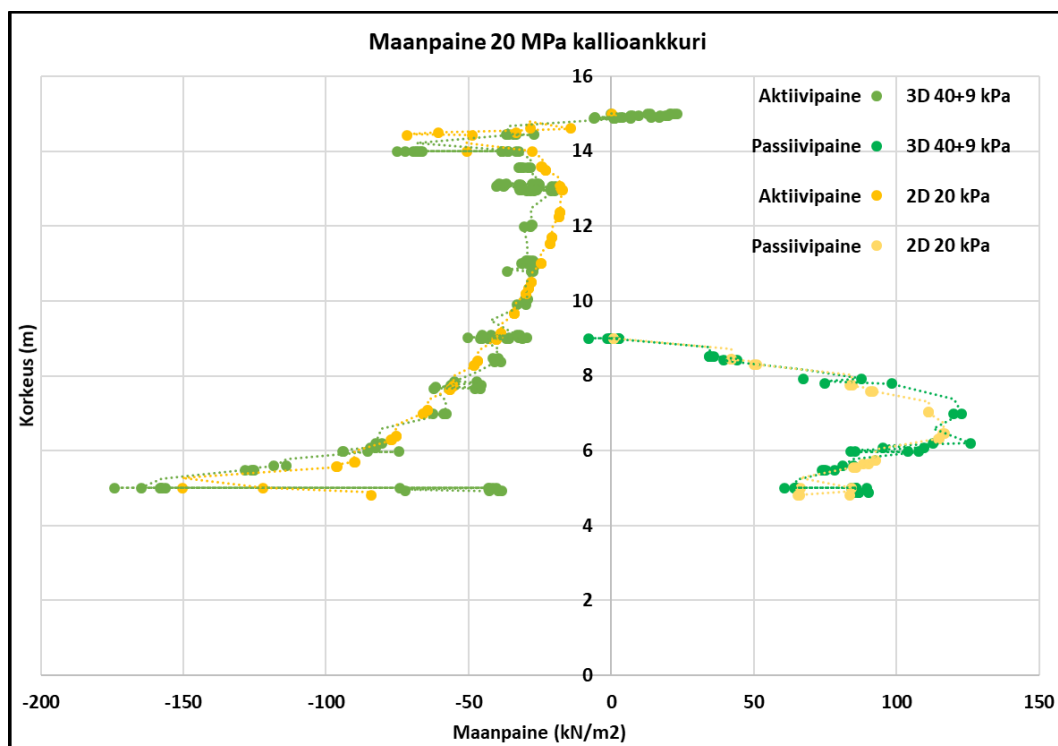
5.1 Tulosten tarkastelu

Maanpaineesta tukiseinälle aiheutuvaa suurinta vaakajännitystä tutkittiin Plaxis 2D- ja 3D Output sovelluksista saaduista pistepilvestä. Pistepilvet otettiin 10 cm poikkileikkauksesta 2D-laskennasta saadut pistepilvet sijoitettiin kuvaajiksi maan

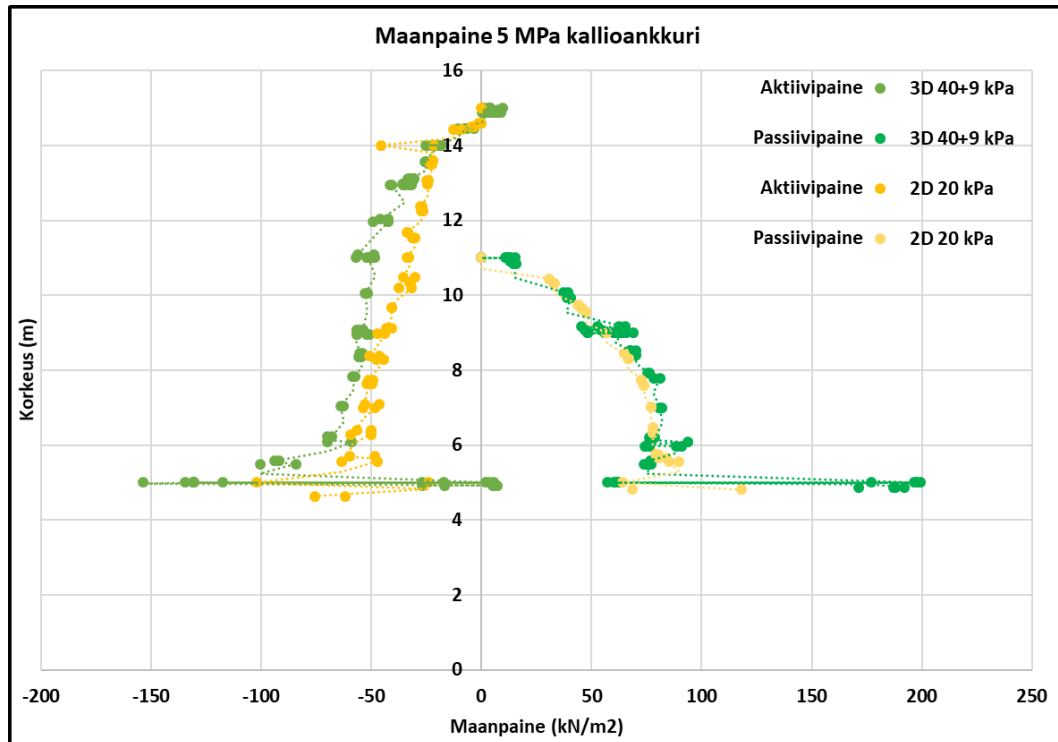
vaakajännityksen ja korkeuden suhteen, mutta 3D-laskennasta saatu pistepilvi tuli karsia tarkkuuden parantamiseksi. 3D-laskennan pistepilvestä karsittiin pois kaikki pisteet, jotka sijaitsivat pituus suunnassa yli 0,5 m päässä 40 kPa kuorman keskipisteestä, jolloin saatiin 1 m leveä pistepilvi suurimpien vaakajännitysten alueelta. Lisäksi tukiseinän suurinta momenttia ja vaakasiirtymää sekä suurinta ankkurivoimaa tarkasteltiin Plaxis 2D- ja 3D Output sovelluksilla itse laskennan jälkeen. 2D- ja 3D-laskentatapausten tuloksista kirjattiin taulukkoon lukuarvoina kyseisen laskentavaiheen tukiseinän maksimimomentti 0,1 kNm/m tarkkuudella, tukiseinän suurin vaakasiirtymä kaivantoon päin 1 mm tarkkuudella sekä suurin ankkurivoima 0,1 kN tarkkuudella, joka valittiin 3D-laskennassa suurimman voiman vastaanottaneesta ankkurista. Tulokset kirjattiin 2 m, 4 m ja 6 m syvällä kaivannolla, jos laskenta saatiin suoritettua loppuun. Tämän jälkeen tuloksista tehtiin kuvaajia, jotta niiden keskinäinen vertailu olisi helpompaa ja eroavaisuudet huomattaisiin laskentatuloksista. Kaikista laskentatilanteista tutkittiin lisäksi kokonaisvarmuus murtoa vastaan ja tulokset kirjattiin ylös ja esitettiin pylväsdiagrammeina, jos murtuminen tapahtui tukiseinärakenteiden läheisyydessä. Silttimaassa luotettavat tulokset saatiin 6 m syvällä kaivannolla ja savisessa silttimaassa 4 m syvällä kaivannolla.

5.1.1 Tukiseinään kohdistuva maanpaine

Maanpainetta tutkittiin maan tukiseinään kohdistamien vaakajännitysten perusteella. 2D- ja 3D malleista saadut pistepilvet sijoitettiin korkeuden ja vaakajännityksen eli maanpaineen suhteen kahteen kuvaajaan, josta nähdään tukiseinän maanpaine kuvaajat eri tilanteissa. Silttimaan maanpaine kuvaaja on esitetty kuvassa 22 ja savisen silttimaan kuvaaja kuvassa 23. 3D-laskenta on esitetty kuvissa vihreällä ja 2D-laskenta keltaisella.



Kuva 22. Maanpaine kuvaajat kallioankkuroidulle tukiseinälle silttimaassa.

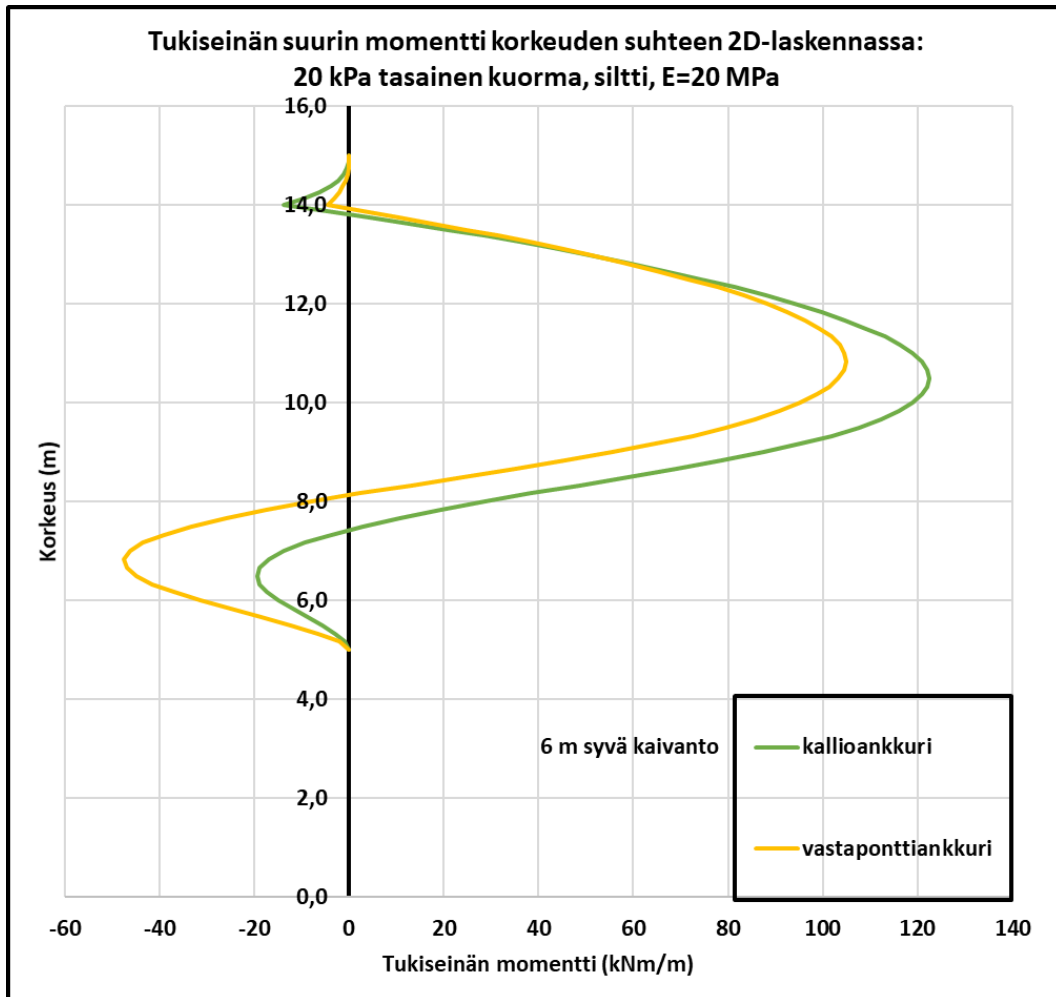


Kuva 23. Maanpainekuvaajat kalliioankkuroidulle tukiseinälle savisessa silttimaassa.

Kuten kuvista 22 ja 23 nähdään, on Maanpaineen mobilisoituminen passiivipuolella hyvin samankaltaista 2D- ja 3D- laskennassa. Pienet erot voidaan selittää mallin vaakajännityksen mittaustavalla, jossa vaakajännitys määritetään tietyissä pisteissä, jotka eivät sijaitse 2D- ja 3D-malleissa täsmälleen samoissa kohdissa. Lisäksi 3D- mallissa pisteitä on paljon enemmän kuin 2D-mallissa. Sen sijaan aktiivipaineessa nähdään selkeämpi ero erityisesti savisessa silttimaassa, jossa 2D-laskennalla saadaan noin 10-20 kPa pienemmät vaakajännityksen arvot kuin 3D-laskennassa. Suurimmat erot aktiivipaineiden välillä sijaitsevat 3-5 m syvyydessä. Myös silttimaalla on havaittavissa 2D-mallin suurimmillaan noin 10 kPa pienemmät arvot aktiivipuolen vaakajännitykselle 3-5 m syvyydessä. Kaikissa kuvaajissa nähdään häiriötä 1 m sekä 10 m syvyydessä, sillä 1 m syvyydessä tukiseinän vaakajännitykseen vaikuttavat esijännitetyt kalliioankkurit ja 10 m syvyydessä sijaitsee tukiseinän alapää.

5.1.2 Tukiseinän momentti

Momenttikuvaajan muoto vaihteli pienillä kaivantosyvyyksillä tuentatavasta eli tuennan jäykkyydestä riippuen, mutta syvällä kaivannolla momenttikuvaaja oli kaikissa tapauksissa hyvin samankaltainen. Kalliioankkurien esijännityksestä johtuen suurimmat momentit syntyvät kalliioankkuroidulle tukiseinälle, kun taas vastaponttiin kytketyt ankkurit jännittyvät vasta kuormitettaessa ja joustavat aiheuttaen siten vähemmän momenttia tukiseinälle. Tukiseinän momenttikuvaajat syvyyden suhteen silttimaassa kalliio- ja vastaponttiankkurilla 6 m syvällä kaivannolla 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla nähdään kuvassa 24.

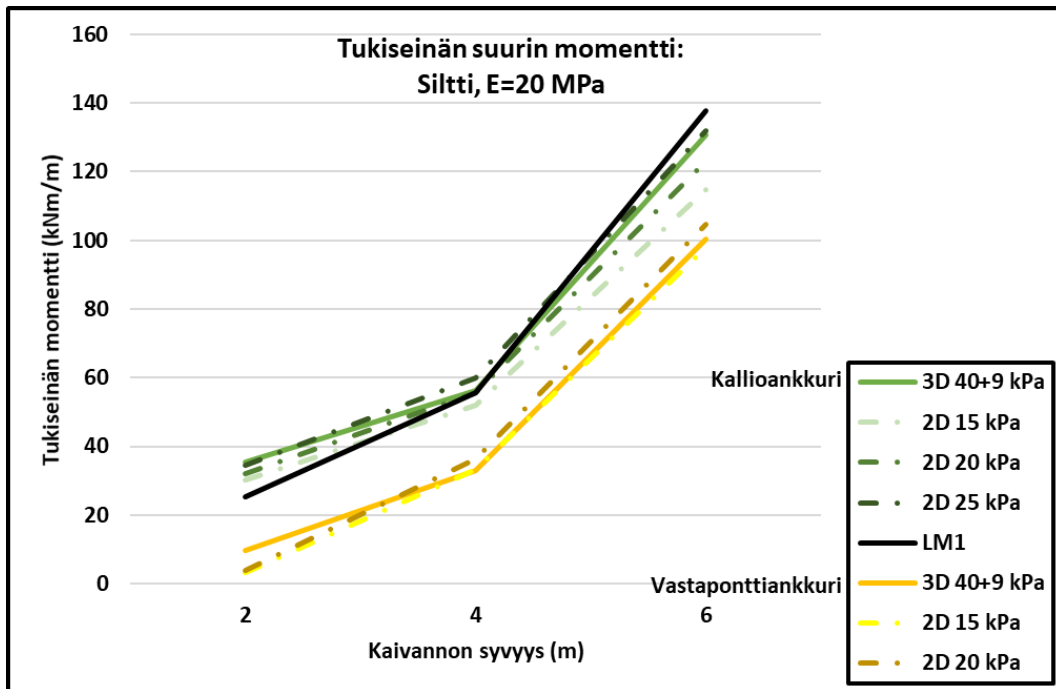


Kuva 24. Tukiseinän momenttikuvaaja syvyyden suhteen silttimaassa kallioankkurilla ja vastaponttianskurilla 6 m syvällä kaivannolla.

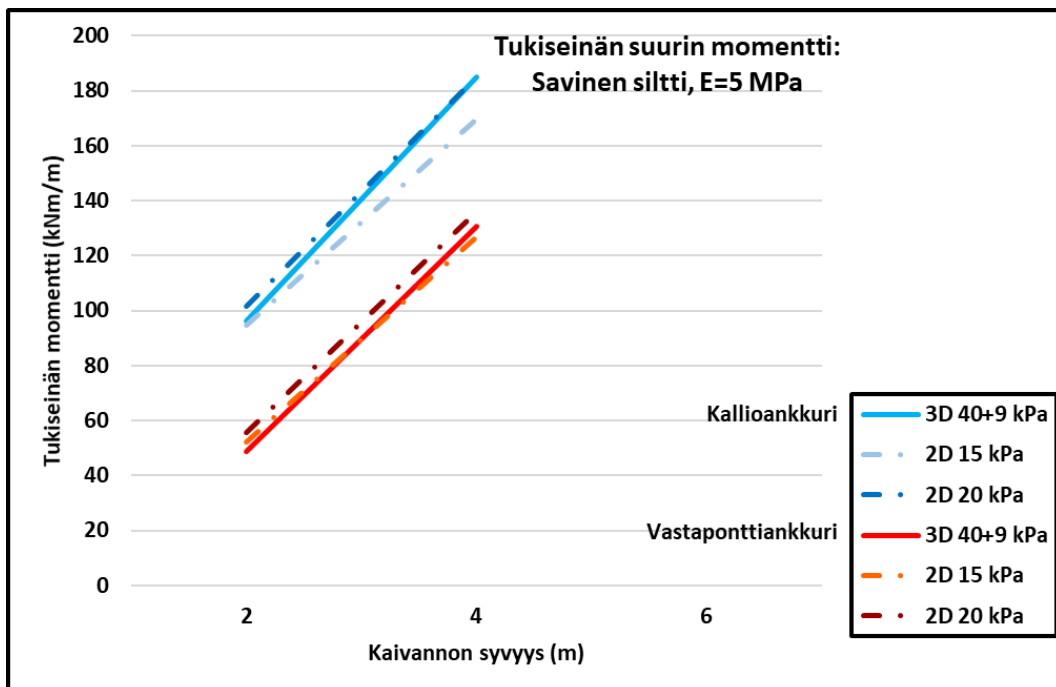
Suurimmat eroavaisuudet kallioankkuroidun ja vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän momenttikuvaajissa näkyvät kuvaajien negatiivisella puolella. Kallioankkuroidun tukiseinän momentti sijaitsee lähes yksinomaan positiivisella puolella, kun taas vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän momentti on maan alla negatiivisella puolella. Lisäksi kallioankkuroidun tukiseinän maksimimomentti on noin 20 % suurempi kuin vastaponttiin tuetulla tukiseinällä. Erot johtuvat siitä, että kallioankkuroidulle tukiseinälle syntyy vain kaksi selkeää tukipistettä, ankkuri ja seinän alapää, joiden väliin momentti syntyy. Vastaponttiin ankkuroidulle tukiseinälle seinän siirtyminen aiheuttaa kolmannen tukipisteen, joka syntyy seinän tukeutumisesta kaivannon puoleiseen maahan. Tällöin positiivinen ja negatiivinen momentti syntyy kolmen tuen väliin. Koska kallioankkuroitu tukiseinä liikkuu huomattavasti vähemmän, se ei tukeudu maahan samalla tavalla.

Tukiseinän momenttien arvoja eri syvyyksillä ja eri laskentatapauksissa verrattiin 3D-laskennassa käytetyn kappaleessa 2.2 esitellyn 40+9 kPa kuorman aiheuttamiin momentteihin tukiseinässä. Kuviissa 25 ja 26 nähdään kuvaajat eri laskentatapauksista kerätyistä tuloksista. Laskentatapaukset on eroteltu värikoodeilla, joissa vihreä kuvaa silttimaata kallioankkurilla, keltainen silttimaata vastaponttianskurilla, sininen savista silttimaata kallioankkurilla ja punainen savista silttimaata

vastaponttianskurilla. Mustalla on piirretty kappaleen 2.1 mukaisen LM1-kuorma-kaavion antamat 3D-laskennan tulokset silttimaassa kallioankuroidulle tukiseinälle.



Kuva 25. Tukiseinän suurimpien momenttien arvot silttimaalla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.



Kuva 26. Tukiseinän suurimpien momenttien arvot savisella silttimaalla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

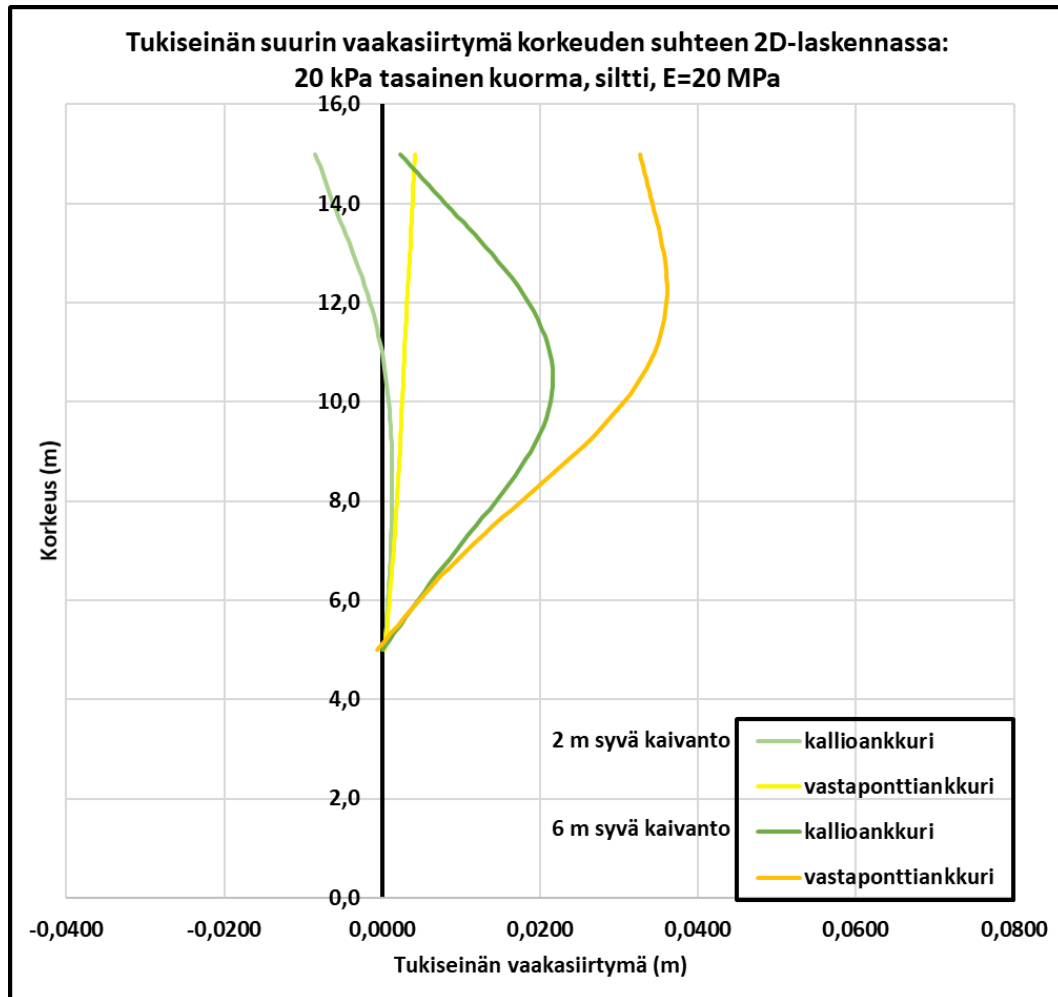
Kuvista 25 ja 26 nähdään, että 3D-laskennan eurokoodin mukaista 40+9 kPa kuormaa vastaa 2D-laskennassa pääasiassa 20 kPa tasainen kuorma. Poikkeuksena nähdään, että silttimaalla kallioankkuroidulla tukiseinällä 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatu suurin momentti vastaa parhaiten 2D-laskennan 25 kPa tasaisella kuormalla saatua suurinta momenttia. Kuvista nähdään myös, että vastaponttiin kiinnitetty ankkuri aiheuttaa molemmilla maan lujuuksilla selkeästi pienemmän momentin tukiseinään kuin kallioankkurointi. Pienillä kaivantosyvyyksillä korostuu 3D-laskennassa käytetty 40 kPa paikallinen kuorma, joka kasvattaa momentin maksimiarvoa pienempiin tasaisiin kuormiin verrattuna. Kaivannon syvyyden kasvaessa 40 kPa paikallisen kuorman vaikutus seinän momenttiin pienenee, sillä ympäröivä 9 kPa kuorma on pienempi kuin 2D-laskennassa käytetty tasainen kuorma ja se kumoaa 40 kPa kuorman vaikutusta. Tasaisilla kuormilla laskettaessa 20 kPa kuormasta aiheutuva momentti on sekä silttimaassa että savisessa silttimaassa kaikilla syvyyksillä noin 6-8 % suurempi kuin 15 kPa kuormasta aiheutuva momentti.

Silttimaalla momentti suurenee eksponentiaalisesti kaivannon syventyessä, sillä momentti kasvaa eksponentiaalisesti varmuuden pienentyessä murtoa vastaan. Savisella silttimaalla kuvaajien muutosta on vaikeampi tutkia, sillä laskenta keskeytyi maan murtumisen takia 6 m syvyydellä, joten tulokset saatiin vain 2 ja 4 m syvyydessä. Momenttiarvojen kuvaaja sisältää ainoastaan kaksi mittauspistettä, jolloin kuvaaja on niiden välinen suora. Todellisuudessa momentti kasvaa kuitenkin eksponentiaalisesti myös savisella silttimaalla, mutta mittauspisteiden puutteen takia kuvaaja vääristää todellista tilannetta.

Kun vertaillaan eri laskentatilanteista laskettuja kuvaajia keskenään, huomataan, että tuentatapa vaikuttaa merkittävästi tukiseinän momenttien suuruuksiin. Silttimaalla kallioankkuroidun tukiseinän momentti on 6 m syvyydessä 15-30% suurempi kuin vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän momentti kuormakaaviosta riippuen, mutta pienemmillä syvyyksillä ero on prosentuaalisesti vielä suurempi. Savisella silttimaalla havaitaan 4 m syvyydessä 35-40 % suurempi momentti kallioankkuroidulle tukiseinälle vastaponttiin ankkuroituun tukiseinään verrattuna kuormakaaviosta riippuen. Tässäkin tapauksessa ero on pienemmillä syvyyksillä prosentuaalisesti suurempi.

5.1.3 Tukiseinän vaakasiirtymä

Tukiseinän vaakasiirtymä riippuu pääasiassa tukiseinän tuentatavasta. Kallioankkurit vetävät tukiseinän yläpäätä pois päin kaivannosta toisin kuin vastaponttianskurit, jotka eivät ole esijännitetyjä ja antavat tukiseinän yläpäähän liikkua kaivantoon päin jonkin verran ennen kuin ankkurit jännittyvät ja alkavat tukea tukiseinää. Esijännitetyllä kallioankkurilla tukiseinän yläosan vaakasiirtymä on matalalla kaivannon itse asiassa negatiivinen ankkurin vetojännityksestä johtuen, sillä esijännityksen täytyy olla riittävä myös lopulliselle kaivantosyvyydelle. Kallioankkuroidun sekä vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä korkeuden suhteen silttimaalla 2 m ja 6 m syvillä kaivannoilla 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla nähdään kuvassa 27.

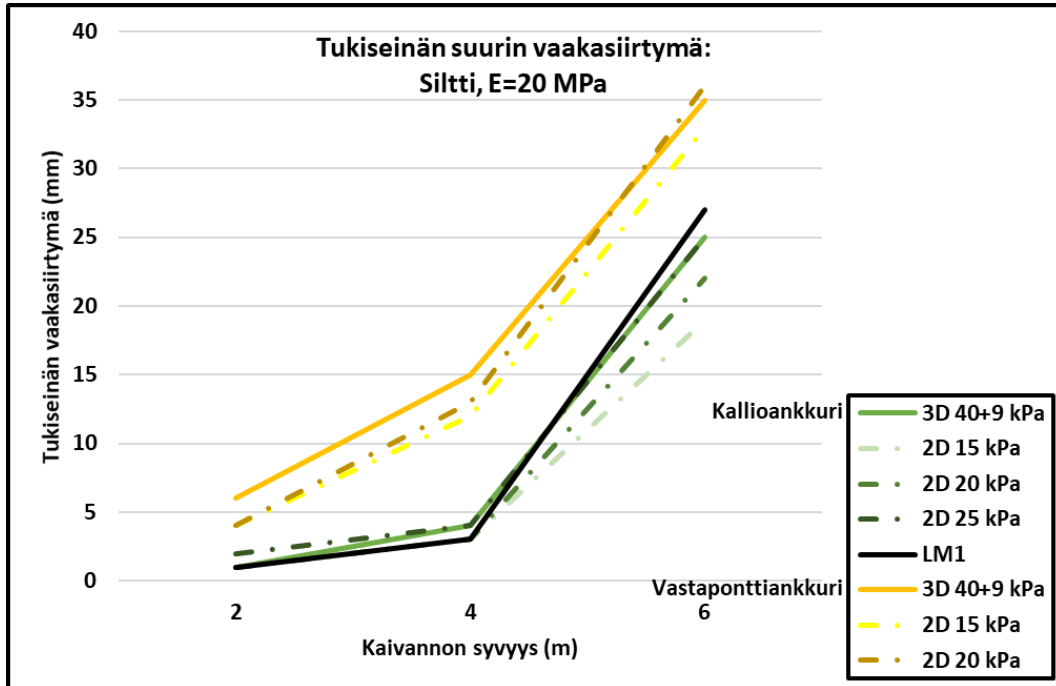


Kuva 27. Tukiseinän vaakasiirtymäkuvaaja syvyyden suhteen silttimaassa kallioankkurilla ja vastaponttianskkurilla 2 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

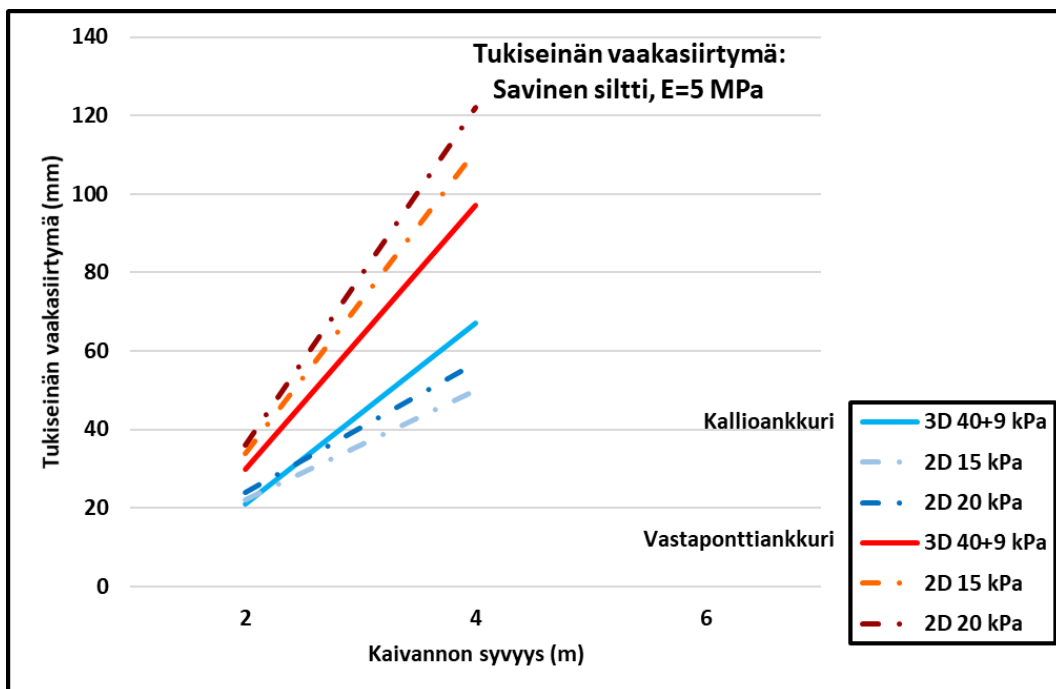
Kuvassa 27 nähdään, että 2 m syvällä kaivannolla 500 kN esijännitys ankkureissa aiheuttaa tukiseinälle negatiivista siirtymää ja taipumaa, sillä maan vaakasuuntainen kuormitus tukiseinään tiepenkereen puolella on pienempi kuin esijännityksestä aiheutuva voima eli passiivipaine mobilisoituu. Esijännitys tulee kuitenkin valita riittävän suureksi, jotta kaivannon lopullisessa syvyydessä ankkuri kykenee pitämään tukiseinän yläpään siirtymän riittävän pienenä. Vastaponttiin tuettu ankkuri liikkuu 2 m syvällä kaivannolla hieman kaivantoon päin, mutta ei taivu juurikaan verrattuna muihin kuvan 27 laskentatilanteisiin.

Kuvan 27 mukaan 6 m syvällä kaivannolla tukiseinä taipuu kummallakin tuentatavalla maan aiheuttaman kuormituksen takia. Kallioankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä on lähellä nollaa ankkurin kohdalla, jolloin suurin vaakasiirtymä syntyy lähelle kaivannon pohjaa noin 4 metrin syvyyteen. Vastaponttiin tuettu ankkuri sen sijaan venyy jonkin verran ennen kuin se kykenee ottamaan vastaan kuormaa, jolloin kaivannon yläosaan syntyy suurempi vaakasiirtymä. Tukiseinän yläpään vaakasiirtymä on tällöin lähes yhtä suuri kuin maksimisiirtymä, joka syntyy noin 3 metrin syvyyteen. Suurimmat erot tukiseinän vaakasiirtymässä tuentatapojen välillä ilmenevät lähellä maanpintaa, mikä vaikuttaa tiepenkereen kuntoon ja toiminnallisuuteen merkittävästi. Esimerkiksi asfaltin halkeilu ja painumat tukiseinän läheisyydessä eivät vaadi suurta siirtymää tukiseinän yläpäältä, mutta aiheuttavat muodostuessaan vakavia ongelmia tierakenteeseen.

Tukiseinän vaakasiirtymän arvoja eri laskentatapauksissa vertailtiin samankaltaisesti kuin momenttien arvoja ja tukiseinän vaakasiirtymien arvot kuvaajina nähdään kuvissa 28 ja 29. Tulosten selkiyttämiseksi laskennoista tilastoitiin suurin kaivantoon päin suuntautuva vaakasiirtymä, sillä esijännitetty kallioankkuri aiheutti pienillä kaivantosyvyyksillä tukiseinän maksimisiirtymän maata kohti kaivannon sijaan.



Kuva 28. Tukiseinän suurimpien vaakasiirtymien arvot silttimaalla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.



Kuva 29. Tukiseinän suurimpien vaakasiirtymien arvot savisella silttimaalla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

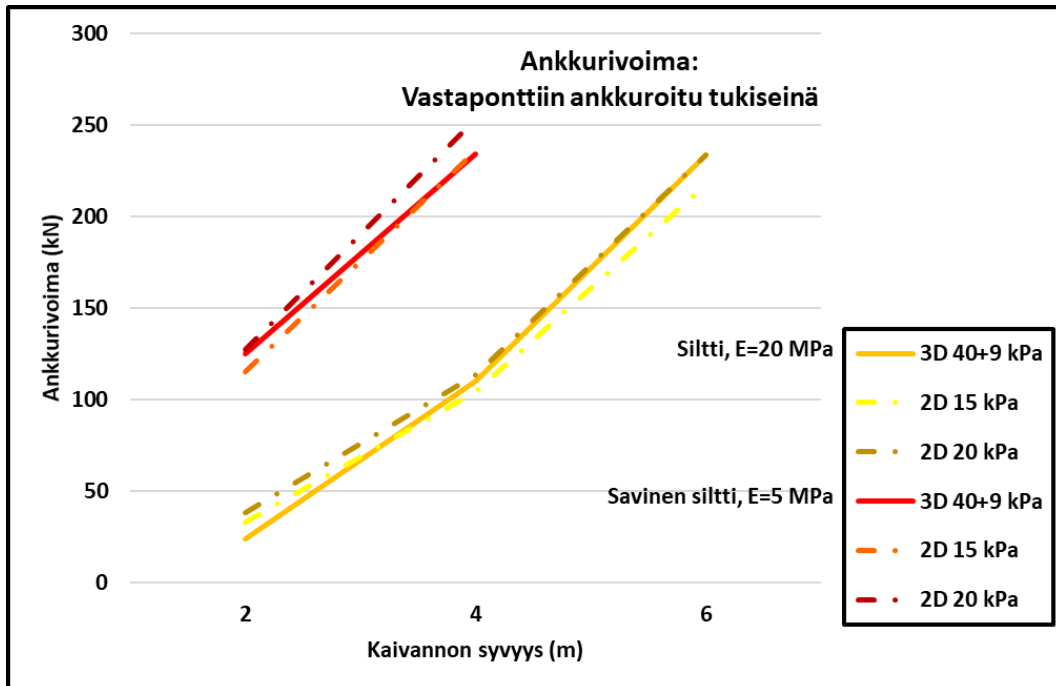
Kuvien 28 ja 29 mukaan silttimaassa sekä kallioankkuroitu ja vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä käyttäytyvät samankaltaisesti kuin suurimpien momenttien kohdalla, sillä myös vaakasiirtymän osalta silttimaassa kallioankkuroidulla tukiseinällä saadaan 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla samankaltaiset suurimmat vaakasiirtymät kuin 2D-laskennassa 25 kPa tasaisella kuormalla. Muissa laskentatilanteissa 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja suurimpia vaakasiirtymiä vastaa 2D-laskennan 15 kPa tai 20 kPa kuormakaavioilla saadut tulokset. Myös vaakasiirtymät kasvavat eksponentiaalisesti varmuuden pienentyessä, mikä korostuu erityisesti kallioankkuroidulla tukiseinällä, sillä matalalla kaivannolla varmuus on suuri, mutta kaivannon syventyessä 6 m syvyyseksi varmuus pienenee merkittävästi. Silttimaassa 15 kPa ja 20 kPa tasaisen kuorman aiheuttama vaakasiirtymä on lähes sama 2 ja 4 m syvyydessä, mutta 6 m syvyydessä saatujen vaakasiirtymien erotus oli kallioankkureita käytettäessä 15 % ja vastaponttiin tuetuilla ankkureilla 9 %.

Savisesa silttimaassa tasaisten kuormien aiheuttamien vaakasiirtymien erot olivat havaittavissa jo 2 m syvyydessä, mutta ne kasvoivat molemmilla ankkurityypeillä syvemmälle mentäessä. Kuvasta 29 huomattiin, että kallioankkuroidulla tukiseinällä 4 m syvällä kaivannolla 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatiin suurimmat vaakasiirtymät, mutta vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä 2D-laskennan 20 kPa tasaisella kuormalla saatiin suurimmat vaakasiirtymät. Savisen silttiin suurimpien vaakasiirtymien arvot ja erot eri laskentatilanteiden kuvaajien välillä selittyvät parhaiten varmuustarkastelulla. Savisen silttiin kokonaisvarmuudet murtoa vastaan 4 m kaivantosyvyydellä on tarkasteltu kappaleessa 5.1.5 Kuvassa 34. Tasaisen kuorman muutos 15 kPa:sta 20 kPa:han aiheutti kallioankkureilla tuetun tukiseinän vaakasiirtymään 9-15 % kasvun ja vastaponttiin tuetun tukiseinän vaakasiirtymään 5-10 % kasvun kaivannon syvyydestä riippuen.

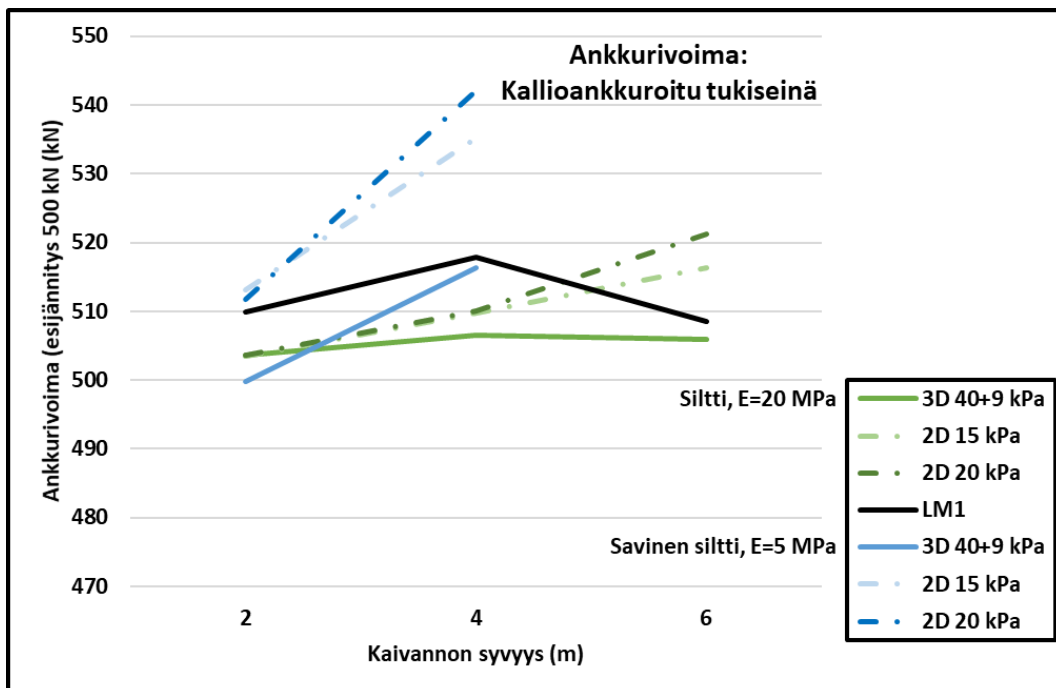
Kuvista 27, 28 ja 29 nähdään, että tuentatapa vaikuttaa merkittävästi vaakasiirtymien suuruuksiin. Pienillä kaivantosyvyyksillä kallioankkurin jännittäminen aiheuttaa usein negatiivista vaakasiirtymää tukiseinän yläpäähän, kun taas vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä liikkuu usein hieman kaivantoon päin ankkurin venyessä ennen kuorman vastaanottamista. Silttimaalla vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä on 6 m syvyydessä 40-60% suurempi kuin kallioankkuroidulla tukiseinällä kuormakaaviosta riippuen. Savisella silttimaalla vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä on 4 m syvyydessä jopa yli kaksinkertainen kallioankkuroituun tukiseinään verrattuna kuormakaaviosta riippuen.

5.1.4 Ankkurivoimat

Ankkurivoimat ovat suurimmillaan kallioankkurin 500 kN esijännityksen jälkeen, erityisesti savisen silttiin tilanteessa, jossa maa on lähellä murtoa ja ankkureille siirtyvä voima ylittää jopa 550 kN. Vastapontteihin kiinnitettyjen ankkureiden voimat kasvavat lähes lineaarisesti suhteessa kaivannon syvyyteen ja ovat korkeimmillaan noin 250 kN. Ankkurivoimien arvot kaivannon syvyyden suhteen nähdään kuvissa 30 ja 31.



Kuva 30. Suurimman ankkurivoiman arvot vastaponttiin tuetuilla ankkureilla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.



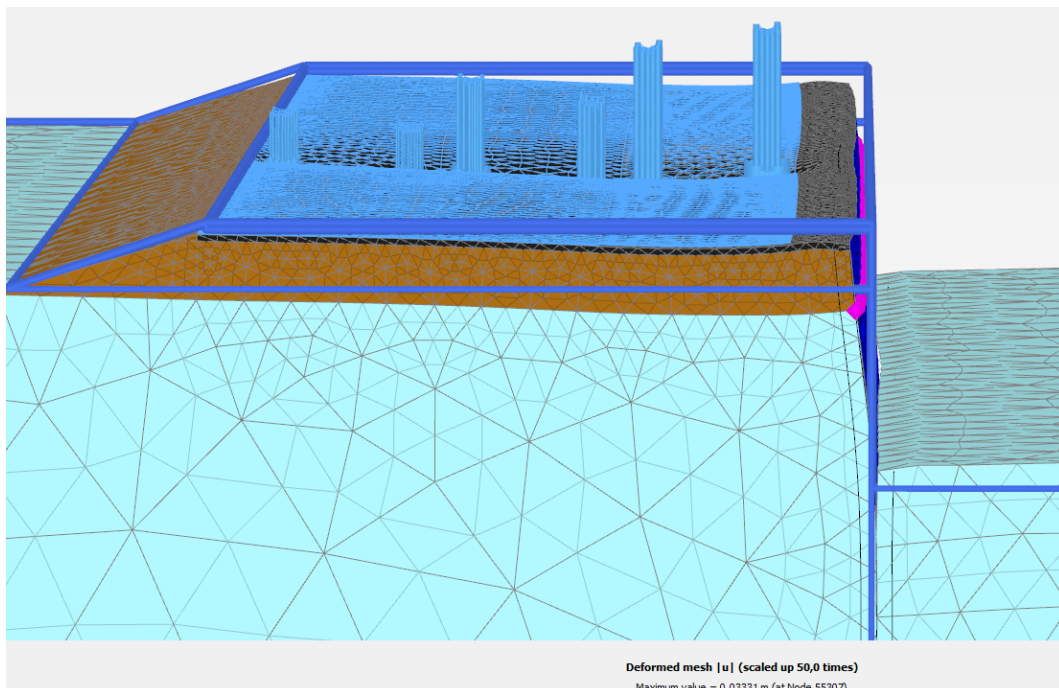
Kuva 31. Suurimman ankkurivoiman arvot kallioankkureilla 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

Kuvasta 30 nähdään, että vastaponttiin tuettujen ankkureiden ankkurivoimat kasvavat lähes lineaarisesti kaivannon syvyyden kasvaessa. 20 kPa tasaisella kuormalla lasketussa tilanteessa syntyvät ankkurivoimat ovat silttimaassa 7-15 % suuremmat ja savisessa silttimaassa 7-10 % suuremmat kuin 15 kPa tasaisella kuormalla laskettaessa. 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja ankkurivoimien arvoja vastaa parhaiten 20 kPa tasainen kuorma, jonka arvot olivat 0-8 %

suuremmat kuin 40+9 kPa kuormakaaviolla saadut arvot 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

Kuvassa 31 esitettyjen esikuormitettujen kallioankkurien voimien arvot eivät muutu loogisella tavalla, koska 3D-laskennassa kuormakaaviosta riippumatta ankkurivoimat itse asiassa pienenevät, kun kaivanto syvenee 4 metristä 6 metriin. 3D-laskenta testattiin 40+9 kPa kuormakaaviolla, 20 kPa tasaisella kuormalla sekä kappaleen 2.1 LM1-kuormakaaviolla ja kaikissa tapahtui sama lasku ankkurivoimien maksimiarvoissa. Laskentaa testattiin LM1-kuormakaaviolla sekä 400 kN että 600 kN esijännitetyillä kallioankkureilla, joista 400 kN laskennassa ankkurivoimat kasvoivat lähes lineaarisesti, mutta 600 kN laskennassa tulokset olivat samankaltaiset kuin 500 kN esijännitetyillä kallioankkureilla.

Sytä kallioankkurien voimien muutoksille etsittiin vertailemalla LM1-kuormakaavion laskentatuloksia 400 kN ja 500 kN esijännitysvoimilla. Niistä nähdään, että 500 kN esijännityksellä 4 m syvyydessä tukiseinän yläreunan vaakasiirtymä on erityisen suuri negatiiviseen suuntaan juuri kuorman kohdalla, mutta 400 kN esijännityksellä tukiseinän siirtymä kuorman kohdalla ei ole niin suuri. Tukiseinän vaakasiirtymä johtuu suurelta osin LM1-kuormakaavion rakenteesta, jossa ajoneuvo-kuormaa kuvataan suurilla lähes pistemäisillä kuormilla. Kuormat aiheuttavat malliin suuret paikalliset painumat, jotka edelleen aiheuttavat tukiseinän liikkeen maata kohti juuri kuormien kohdalla. Pienemmillä ankkurien esijännityksillä siirtymää ei syntynyt, sillä esijännityksen voima ei riitä vetämään seinää maata kohti. Kuvassa 32 nähdään 500 kN esijännitetyillä kallioankkureilla LM1-kuormakaavion aiheuttamat muodonmuutokset kuorman alueella.

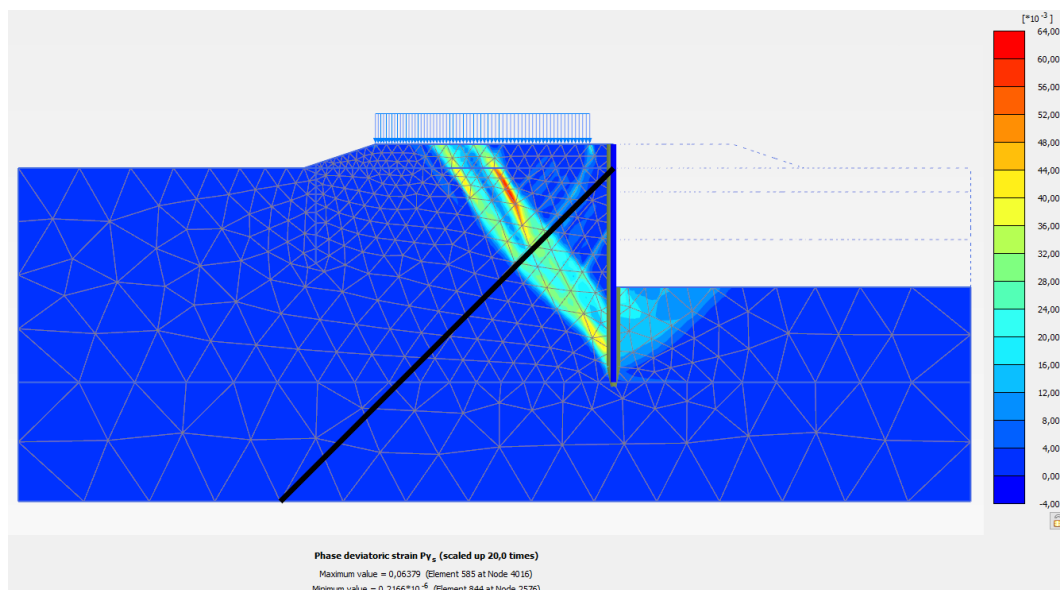


Kuva 32. Plaxis 3D-mallin muodonmuutokset LM1-kuormakaaviolla 500 kN esijännitetyillä kallioankkureilla 4 m syvyydessä.

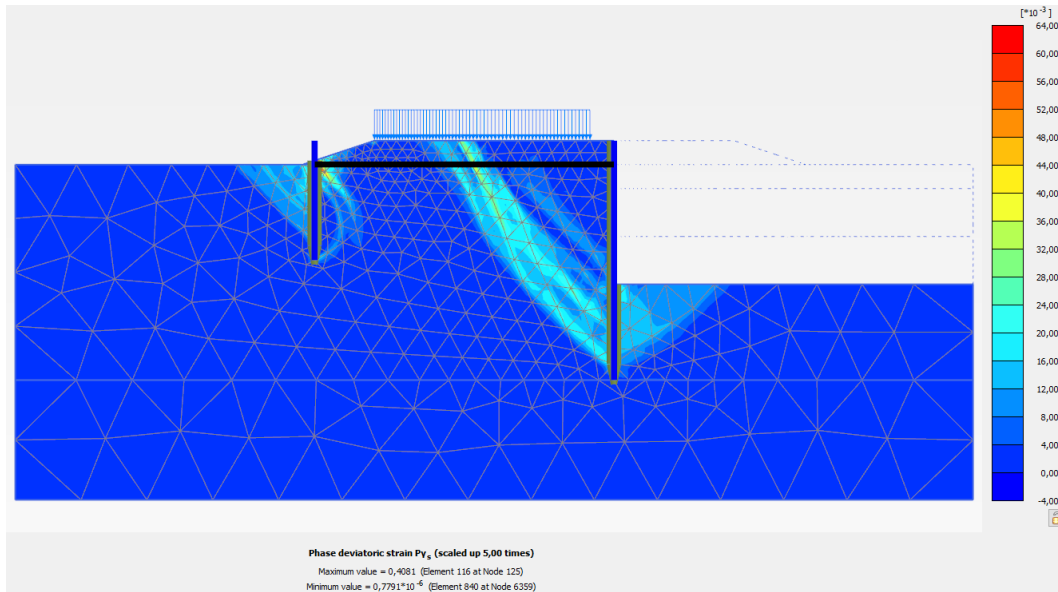
Kuvasta 32 nähdään, että 4 m syvyydessä maa painuu kuormien vaikutuksesta paljon, jolloin ankkurin esijännitysvoima riittää paikallisesti vetämään tukiseinää maata kohti kuormituksen kohdalla. 400 kN esijännityksellä tätä ei tapahdu havaittavasti, sillä esijännitysvoima ei ole riittävän suuri. Lisäksi laskennoista nähtiin, että tukiseinä liikkuu marginaalisesti vähemmän ankkurin sijaitessa kuormakaavion keskellä kuin kahden ankkurin puolivälin sijaitessa kuormakaavion keskellä. Ankkurin sijaitessa kuorman keskellä ankkurivoimien maksimiarvot olivat vain noin 1 % suuremmat yksittäisessä ankkurissa.

5.1.5 Kokonaisvarmuus murtoa vastaan

Kaikista laskentatapauksista tutkittiin kokonaisvarmuus murtoa vastaan, jotta nähtäisiin, vastaako 3D-laskentatapauksen varmuuskerroin 2D-laskennan tasaisten kuormitusten varmuuskerrointa silttimaalla ja savisella silttimaalla. Varmuuksia tutkiessa tulee huomioida myös tapa, jolla maa murtuu. Laskentatilanteissa käytettiin kallioankkuroitua sekä vastaponttiin ankkuroitua tukiseinää, joiden murtumismekanismi poikkeaa toisistaan. Kuvissa 33 ja 34 nähdään 2D-laskennassa silttimaassa kallioankkuroidulla sekä vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä 20 kPa tasaisella kuormalla syntyvä murtokuvio, joka muodostuu mittaamalla Plaxis 2D:n varmuuslaskennasta leikkausmuodonmuutosta.



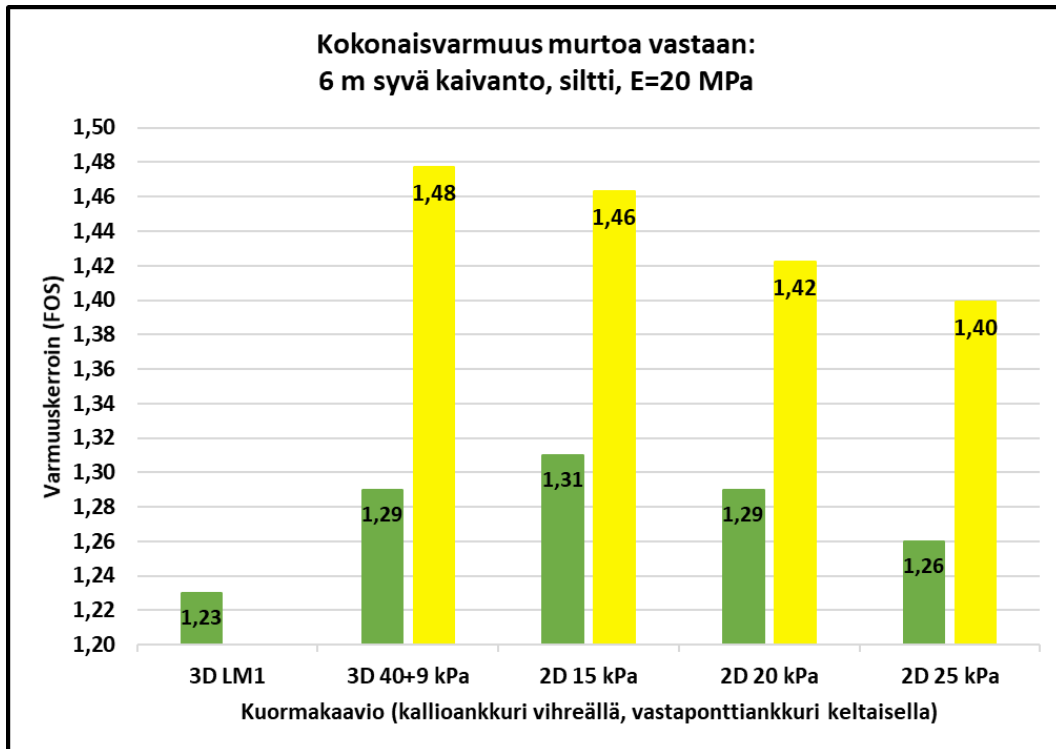
Kuva 33. Maan murtumismekanismi 2D-laskennassa silttimaassa kallioankkuroidulla tukiseinällä 20 kPa tasaisella kuormalla.



Kuva 34. Maan murtumismekanismi 2D-laskennassa silttimaassa vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä 20 kPa tasaisella kuormalla.

Kuvan 33 perusteella kallioankkuroidulla tukiseinällä muodostuu kaksi selkeää liukupintaa, joista lähempänä tukiseinää oleva pinta murtuu ensimmäisenä. Kuvan 34 mukaan vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän laskentatilanteessa voidaan havaita vastaavat liukupinnat, mutta murtuma tapahtuu kuitenkin vastapontin yläpäässä, jossa vastaponttia paikallaan pitävä maa murtuu ja pontti pääsee liikkumaan. Tuentatapojen toisistaan poikkeavilla murtokuvioilla voidaan selittää myös kokonaisvarmuuksien eroja niiden välillä.

Kokonaisvarmuudet tarkasteltiin silttimaalla kaikissa kaivantosyvyyksissä, mutta 2D-laskennassa 2 m ja 4 m kaivantosyvyyksillä lähes kaikissa tapauksissa laskentatilanteen varmuuskertoimen määrittäväksi tekijäksi syntyi pengerialueen murtuminen, jolloin varmuuskertoimet eivät vastaa kaivannon sortumisen varmuutta. 6 m syvyydessä saatiin kuitenkin tutkittua kaikista silttimaan laskentatapauksista kaivannon kokonaisvarmuus murtoa vastaan. Savisella silttimaalla kokonaisvarmuus murtoa vastaan tutkittiin 2 m 4 m syvällä kaivannolla, sillä laskentatilanne murtui 6 m syvällä kaivannolla eli kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli $FOS < 1$. 2 m syvällä kaivannolla havaittiin sama ongelma kuin silttimaan tapauksessa, eli malli murtui luiskasta eikä tukiseinän kohdalta ja kokonaisvarmuutta tukiseinän murtumiselle ei saatu laskettua. Silttimaan kokonaisvarmuudet murtoa vastaan 3D-laskennassa LM1 ja 40+9 kPa kuormakaavioilla sekä 2D-laskennassa 15 kPa, 20 kPa ja 25 kPa tasaisilla kuormilla nähdään kuvassa 35.



Kuva 35. Eri laskentatilanteiden kokonaisvarmuus murtoa vastaan silttimaassa kallio- ja vastaponttianskuroidulla tukiseinällä 6 m syvällä kaivannolla.

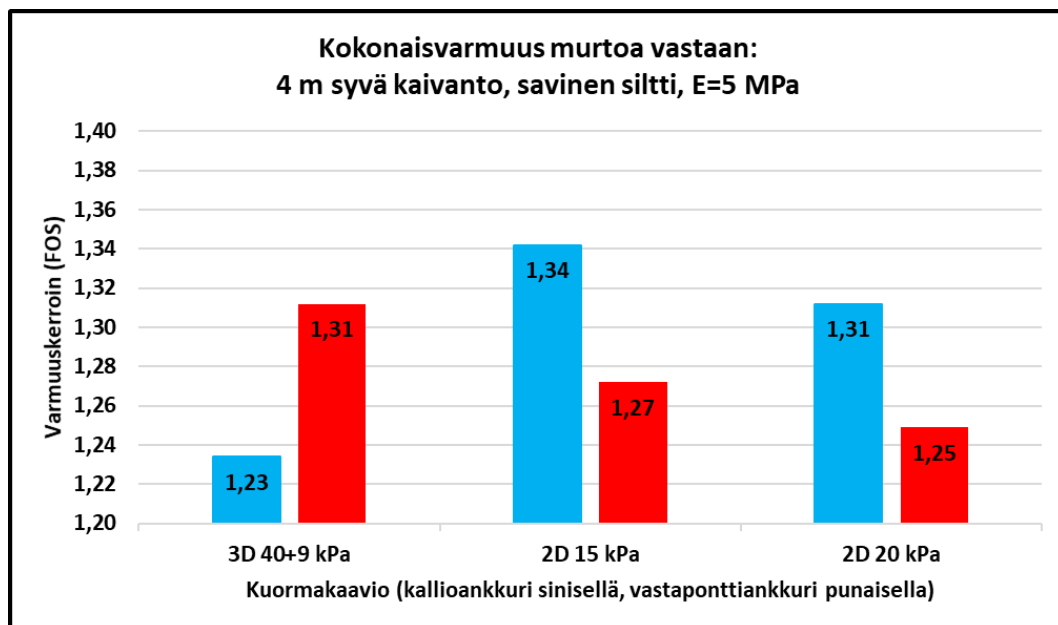
Kuvan 35 pylväsdiagrammeista nähdään, että vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä saadaan suuremmat kokonaisvarmuudet murtoa vastaan kuin kallioankkuroidulla tukiseinällä, vaikka yleisesti kallioankkuroidulle tukiseinälle saadaan suurempi kokonaisvarmuus. Kallioankkuroidun tukiseinän pystystabiliteetti on heikompi, sillä ankkurit vetävät tukiseinää alaviistoon. Stabiliateetilaskennassa liukupinnan alkaessa muodostua, tukiseinän pystystabiliteetti heikkenee maan ja pontin liikkeen vaikutuksesta aiheuttaen tukiseinän merkittävää painumista. Tulosten perusteella alhaisempi kokonaisvarmuus vaikuttaa olevan yhdistelmä perinteistä liukupintamurtumaa ja pontin heikkoa pystystabiliteettia. Vastaponttiin tuetut ankkurit tukevat tukiseinää vaakasuunnassa eivätkä ne kuormita maata pystysuunnassa kallioankkureiden tavoin, jolloin pystystabiliteettiin liittyvää tekijää ei ole. Vastaponttiin kohdistuva ankkurivoima alkaa kuitenkin siirtää vastaponttia, jolloin maan murtuma syntyy vastapontin yläpäässä.

Tukiseinän pystystabiliteettiin vaikuttavat muun muassa pontin alapäätä ympäröivä materiaali sekä se, kuinka syvälle lujaan maakerrokseen tukiseinä on lyöty. Tässä laskentatilanteessa ponttiseinän alapää sijaitsee siltin ja moreenin rajapinnassa eikä sitä ole lyöty moreeniin, jolloin muodonmuutoksia ponttiseinän alapäässä pääsee herkemmin tapahtumaan. Pystystabiliteetin osuutta heikossa varmuudessa on vaikeaa arvioida, sillä Plaxis 2D ja 3D sovelluksissa ei pystytä tutki-
maan tukiseinän kärkivastusta. Kallioankkuroidun laskentatilanteen kokonaisvarmuutta murtoa vastaan voitaisiin parhaiten parantaa lyömällä tukiseinää syvem-
mälle moreeniin.

Vaikka kuvissa 25 ja 28 silttimaassa kallioankkuroidulla tukiseinällä 25 kPa tasainen kuorma vastasi tukiseinän suurimman momentin ja vaakasiirtymän osalta parhaiten 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja tuloksia, vastaa 20 kPa tasaisen kuorman varmuuskerroin parhaiten 40+9 kPa kuormakaaviolla saatua varmuuskerrointa. LM1-kuormakaaviota käytettiin laskennassa ainoastaan kallioankkuroidulla tukiseinällä silttimaassa, joten kokonaisvarmuus murtoa vastaan on tutkittu vain kallioankkureilla. LM1-kuormakaaviolla esiintyvä pieni kokonaisvarmuus $FOS=1,23$ selittyy kuormakaaviossa olevilla suurilla rengaskuormilla, jotka murtaavat maan paikallisesti ilman erillistä vahvistusta. Myös varmuuskertoimien osalta huomattiin, ettei LM1-kuormakaaviolla saada luotettavia varmuuksia laskentatilanteen murtumiselle.

Vastaponttiin tuetulla ankkurilla 6 m syvyydessä 2D-laskennassa jo 15 kPa tasaisella kuormalla saadaan hieman pienempi kokonaisvarmuus murtoa vastaan kuin 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla. Vastaponttiin tuetuille ankkureille saatiin 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla sekä 2D-laskennassa 15 kPa ja 20 kPa tasaisille kuormille määritettyä kokonaisvarmuus murtoa vastaan myös 4 m syvällä kaivannolla. 40+9 kPa kuormakaaviolla varmuuskerroin oli $FOS=2,04$, joka oli pienempi kuin 15 kPa tasaisella kuormalla saatu $FOS=2,17$ ja lähellä 20 kPa tasaisella kuormalla saatua varmuuskerrointa $FOS=2,07$. 4 m syvyydessä 40+9 kPa kuormakaavio varmuuskerrointa vastasi siis parhaiten 20 kPa tasaisen kuorman varmuuskerroin.

Savisen silttimaan laskentatilanteita tarkasteltiin ainoastaan 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla ja 2D-laskennassa 15 kPa ja 20 kPa tasaisilla kuormilla. Kokonaisvarmuus murtoa vastaan näissä laskentatilanteissa nähdään kuvassa 36.



Kuva 36. Eri laskentatilanteiden kokonaisvarmuus murtoa vastaan savisessa silttimaassa kallio- ja vastaponttianskuroidulla tukiseinällä 4 m syvällä kaivannolla.

Kuvassa 36 nähdään, että savisella silttimaalla laskentatilanteen kokonaisvarmuus murtoa vastaan riippuu useammasta eri tekijästä. Tuloksia vertailtaessa huomattiin, että kallioankkuroidulla ja vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä kuvan 29 mukaiset suurimmat vaakasiirtymät syntyivät laskentatilanteissa, joissa kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli pienin. Kuvasta 29 nähdään kuitenkin, että 2 m syvällä kaivannolla kallioankkuroidulla tukiseinällä 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saadaan pienemmät vaakasiirtymät kuin 2D-laskennan 20 kPa tasaisella kuormalla, joten kokonaisvarmuus murtoa vastaan voidaan olettaa 2 m syvyydessä olevan sama tai suurempi 40+9 kPa kuormakaaviolla kuin 20 kPa tasaisella kuormalla, vaikka luotettavia tuloksia asiasta ei saatukaan luiskan murtumisen vuoksi. 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavion tilanteen ja 2D-laskennan 20 kPa tasaisen kuorman tilanteen kokonaisvarmuus murtoa vastaan vaihteli 4 m syvyydessä jonkin verran, mutta kaikki kokonaisvarmuudet olivat reilusti alle suunnitteluvaatimusten eli $FOS \geq 1,5$.

Kallioankkuroidulla tukiseinällä 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla saatiin 4 m syvällä kaivannolla pienin kokonaisvarmuus murtoa vastaan. Laskentatilanteessa syntyy vain yksi selkeämpi liukupinta kahden sijaan, mikä voi vaikuttaa murtion kokonaisvarmuuteen. Lisäksi huomattiin, että 3D-laskennassa ankkurille mobilisoituu vähemmän jännitystä verrattuna 2D-laskentaan. Myös 40 kPa paikallisen kuorman aiheuttamat muodonmuutokset heikentävät tukiseinän pystystabiliteettia paikallisesti, mikä todennäköisesti osaltaan vaikuttaa pieneen kokonaisvarmuuteen. Savisen silttimaan laskentatilanteista huomattiin myös, että kallioankkuroidun ja vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän varmuuskertoimissa ei ollut selkeää eroa.

Vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla saatiin suurempi kokonaisvarmuus kuin 2D-laskennassa tasaisilla kuormituksilla. Murtuma tapahtuu 2D- ja 3D-laskennoissa samankaltaisesti vastapontin yläpäässä, vaikka liukupintoja alkaakin muodostua tukiseinän lähetyville. 2D-laskennassa tasaisella kuormalla vastapontti lähtee liikkeelle herkemmin kuin 3D-laskennassa, sillä kokonaiskuormitus teialueella on suurempi erityisesti 20 kPa tasaisella kuormalla kuin 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla.

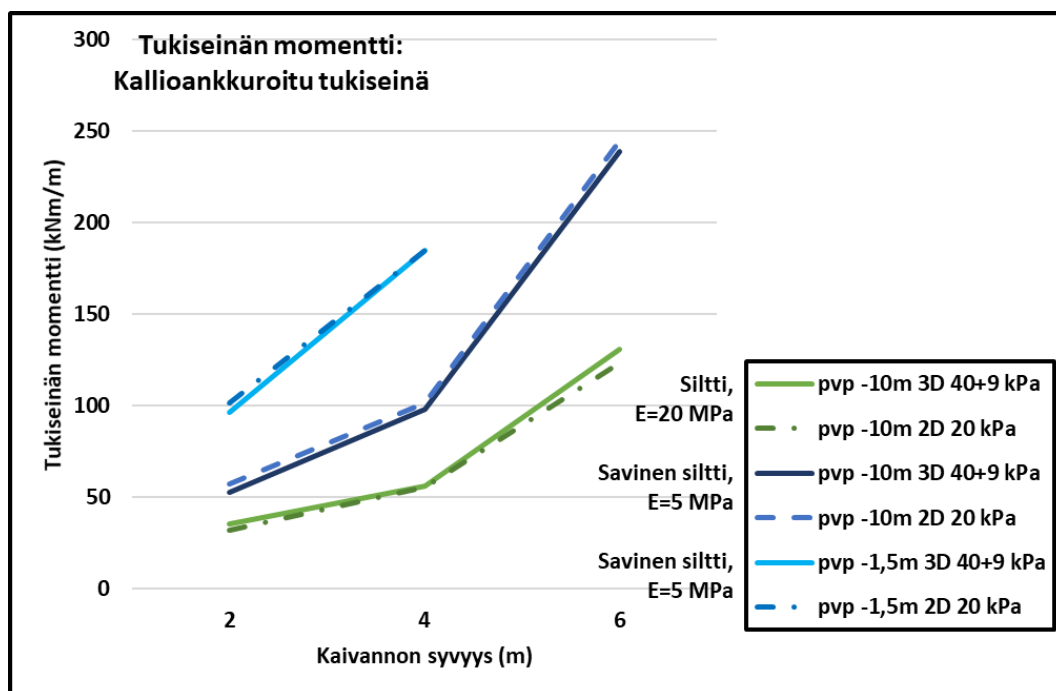
Laskentatilanteiden varmuuteen eniten vaikuttava tekijä on kuitenkin lähimpänä maanpintaa sijaitsevan maakerroksen lujuus- ja jäykkyysparametrit, jos oletetaan tierakenteen parametrit vakioiksi. Heikommilla lujuus- ja jäykkyysparametreilla maahan syntyy suurempia muodonmuutoksia, jotka aiheuttavat suuremman maanpaineen tukiseinälle sekä suuremman tukiseinän momentin ja vaakasiirtymän, jolloin laskentatilanteen varmuus murtoa vastaan on pienempi. Jos kokonaisvarmuus on laskentasyvyydellä suunnitteluvaatimusten mukainen eli $FOS \geq 1,5$, ei suurempia muodonmuutoksia pääse syntymään ja erot eri kuormakaavioiden aiheuttamilla vaakasiirtymillä ovat pieniä.

5.2 Pohjaveden pinnan korkeuden vaikutus laskennassa

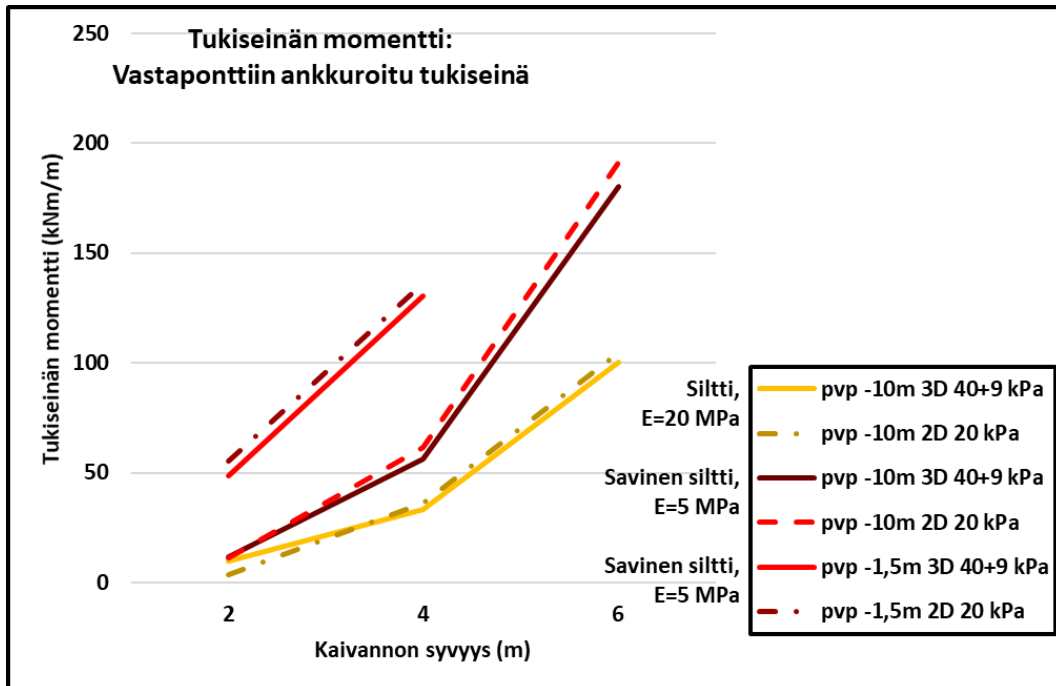
Kappaleessa 4.2.1 mainittiin, että pohjaveden pinta oli eri korkeudella silttimaalla ja savisella silttimaalla laskettaessa. Pohjaveden pinta sijaitsi silttimaalla tasolla -10 eli moreenin yläpinnassa ja savisella silttimaalla puoli metriä maanpinnan alapuolella tasolla -1,5. Laskenta suoritettiin erilaisilla pohjaveden korkeuksilla, sillä pohjaveden pinnan todettiin olevan tyypillisesti eri korkeudella erilaisessa maaperässä. Laskenta suoritettiin kuitenkin myös savisessa silttimaassa siten, että pohjaveden pinta sijaitsee silttimaatilanteen mukaisesti moreenin yläpinnassa 10 m syvyydessä. Näin saatiin eriteltyä, kuinka suuri osa laskentatilanteen heikkenemisestä johtui maan lujuuden heikkenemisestä ja mikä osuus oli pohjaveden pinnan korkeuden muutoksella.

Laskentatilanteessa, jossa Savisella silttimaalla pohjaveden pinta sijaitsi moreenin yläpinnassa 10 m syvyydessä, laskettiin tukiseinän momenttia ja vaakaasiirtymiä 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla ja 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla. Saatuja laskentatuloksia verrattiin silttimaan laskentatuloksiin, joissa pohjavesi oli 10 m syvyydessä sekä savisen silttimaan laskentatuloksiin, joissa pohjavesi oli 0,5 m maanpinnan alapuolella tasolla -1,5.

Laskennassa huomataan ensimmäisenä, että pohjaveden pinnan ollessa alhaalla 6 m syvä kaivanto ei romahda, vaikka maan jäykkyys olisi vain 5 MPa ja kitkakulma 27° , joka on savisen silttimaan tilanne. Sen sijaan, kuten jo kappaleen 5 alussa todettiin, vedenpinnan ollessa lähellä maanpintaa savinen silttimaa murtuu. Kuvissa 37 ja 38 nähdään, miten pohjaveden korkeuden muutos vaikuttaa tukiseinän momenttiin.



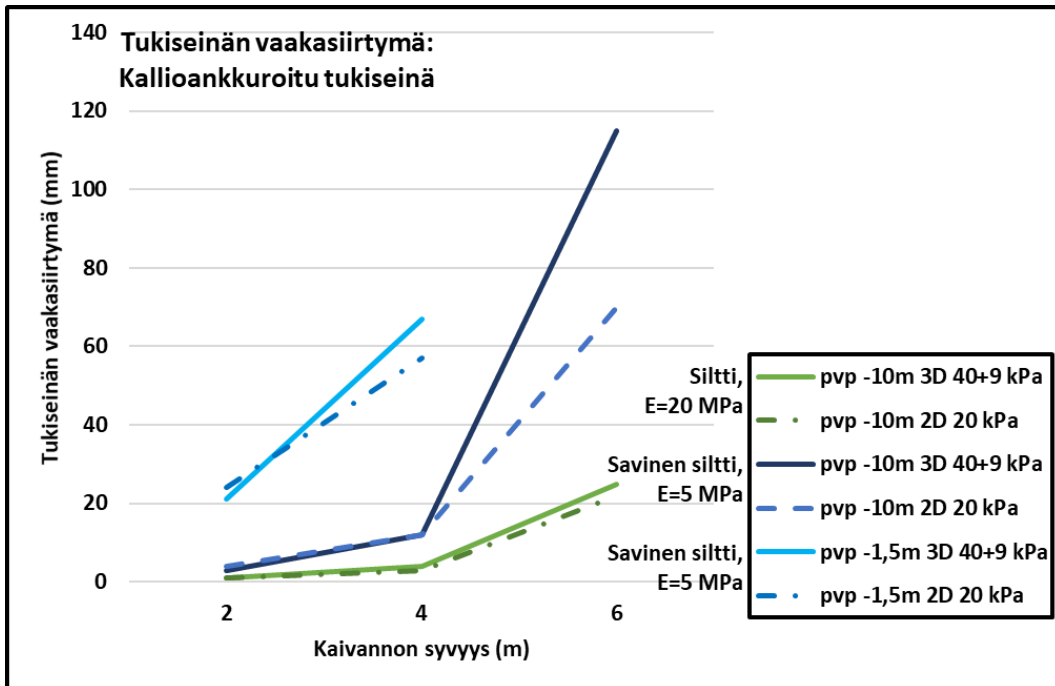
Kuva 37. Pohjaveden pinnan korkeuden sekä maan lujuuden vaikutus kallioankkuroidun tukiseinän suurimpaan momenttiin. Pvp -10m ja pvp -1,5m -merkinnät kertovat syvyyden, jolla pohjavedenpinta on sijainnut laskentatilanteissa.



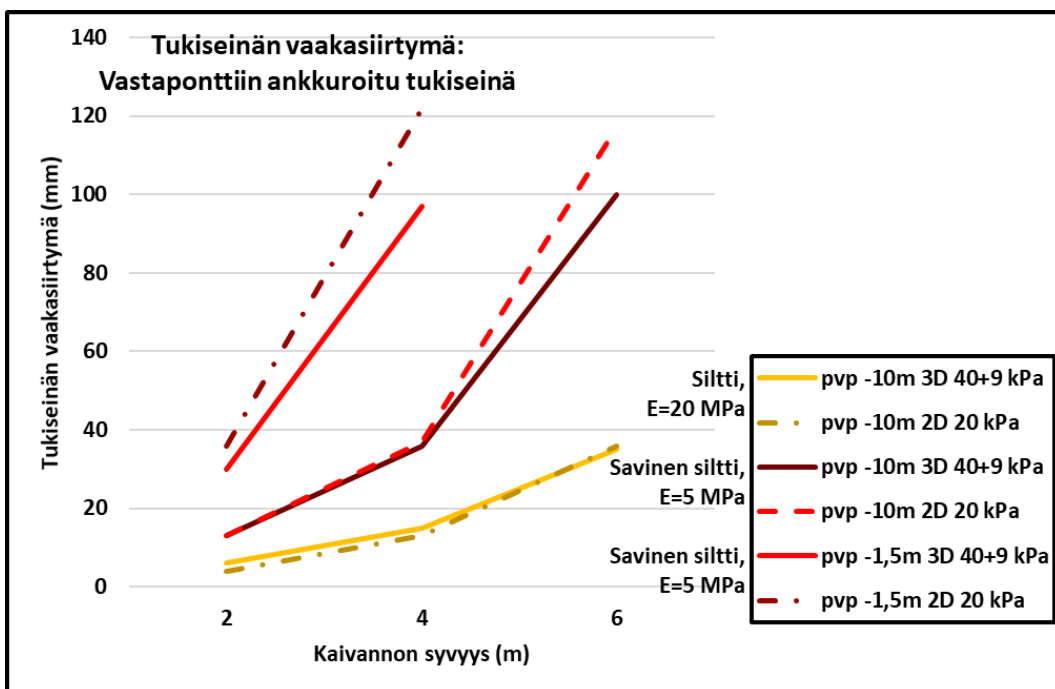
Kuva 38. Pohjaveden pinnan korkeuden sekä maan lujuuden vaikutus vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän suurimpaan momenttiin. Pvp -10m ja pvp -1,5m -merkinnät kertovat syvyyden, jolla pohjavedenpinta on sijainnut laskentatilanteissa.

Kuvista 37 ja 38 nähdään, että maan jäykkyyden heikentyessä 20 MPa:sta 5 MPa:an ja maan kitkakulman pienentyessä 30 asteesta 27 asteeseen tukiseinän momentti kasvaa itseasiassa vähemmän verrattuna pohjaveden nostamiseen moreenin yläpinnasta 10 metrin syvyydestä puolen metrin päähän maanpinnasta. Siitä voidaan päätellä, että pohjaveden korkeudella on suurempi merkitys kuin tässä työssä käytettyjen parametrien eroavaisuuksilla. Lisäksi kuvista nähdään, että 2D-laskenta antaa tasaisella 20 kPa kuormakaaviolla jokaisessa laskentatilanteessa lähes identtisen tuloksen 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavion kanssa, joskin 20 kPa tasaista kuormaa käyttäen saadut momentin maksimi-arvot ovat pääasiassa muutamia prosentteja suuremmat kuin 40+9 kPa kuormaa käytettäessä saadut momentin maksimi-arvot.

Laskennassa tutkittiin myös pohjaveden pinnan korkeuden vaikutus tukiseinän vaakasiirtymään. Tukiseinän vaakasiirtymän arvot 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla ja 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla eri pohjaveden pinnan korkeuksilla nähdään kuvissa 39 ja 40.



Kuva 39. Pohjaveden pinnan korkeuden sekä maan lujuuden vaikutus kallioankkuroidun tukiseinän suurimpaan vaakasiirtymään. Pvp -10m ja pvp -1,5m -merkinnät kertovat syvyyden, jolla pohjavedenpinta on sijainnut laskentatilanteissa.



Kuva 40. Pohjaveden pinnan korkeuden sekä maan lujuuden vaikutus vastapontiin ankkuroidun tukiseinän suurimpaan vaakasiirtymään. Pvp -10m ja pvp -1,5m -merkinnät kertovat syvyyden, jolla pohjavedenpinta on sijainnut laskentatilanteissa.

Kuvista 39 ja 40 nähdään, että erityisesti kallioankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymässä syntyy eroavaisuuksia eri laskentatilanteiden välillä kuvien 37 ja 38 momenttikuvaajiin verrattuna. Silttimaalla 2D- ja 3D- laskentojen tuloksissa ei ole juurikaan eroavaisuuksia, mutta savisessa silttimaassa erilaiset kuormakaaviot aiheuttavat hyvin erilaiset vaakasiirtymät tukiseinään. Erot selittyvät kappaleessa 5.1.5 esite-tyillä eroilla laskentatapausten kokonaisvarmuuksissa, eli laskennat, joissa havaitaan suurimmat vaakasiirtymät omaavat suunnitteluvaatimusten mukaista tasoa pienemmän kokonaisvarmuuden murtoa vastaan. Muutoin kuvista havaitaan selkeästi tukiseinän vaakasiirtymien kasvaminen, kun pohjaveden pintaa nostetaan lähelle maanpintaa. Myös tukiseinän vaakasiirtymien osalta havaitaan, että niihin vaikuttaa enemmän pohjaveden pinnan korkeuden muutos kuin maan jäykkyyden ja lujuuden heikentäminen.

Pohjaveden pinnan korkeuden vaikutus tukiseinälaskelmissa on merkittävä, jolloin sen korkeuden määrittäminen on erityisen tärkeää. Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 pohjaveden pinnan korkeus määritellään lähtökohtaisesti maanpintaan, jos maaperä on vettä huonosti läpäisevää. Poikkeuksena voidaan harkita maanpinnan tasoa alempana olevaa vedenpintaa, jos pohjavesi sijaitsee yli 4 metrin syvyydessä tai jos tukiseinän takana on luotettava kuivatusjärjestelmä. Kuivatusjärjestelmän rikkoutuminen tulee tällöin käsitellä onnettomuustilanteena. Savisella silttimaalla sijaitsevan tukiseinän mitoituksessa pohjaveden pinta on siis yleisesti lähellä maanpintaa. (Väylävirasto 2 2017, s. 73)

Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 tapa olettaa pohjavedenpinta maanpintaan poikkeaa tavanomaisesta suunnitteluolettamasta, jossa yleensä oletetaan maanpintaan vedellä kyllästymätön kuivakuorikerros. Syy, miksi NCCI7 mukaan pohjaveden pinta tulisi mitoittaa maanpintaan johtuu kuitenkin juuri maaperän heikosta vedenläpäisevyydestä. Teoriassa pitkittyneen sateen aikana maaperä tukiseinän yläpäässä kerää vettä kunnes se on täysin vedellä kyllästynyt kuivakuorta myöten, sillä vesi kulkeutuu pois maasta hitaammin kuin sitä sinne siirtyy sateen mukana. Se johtaa tilanteeseen, jossa pohjaveden pinta on todellisuudessa maanpinnan tasolla. Se on tukiseinän stabiliteetin kannalta epävarmin tilanne, jolloin tukiseinä tulee mitoittaa kyseiselle tilanteelle.

5.3 Tulosten luotettavuus

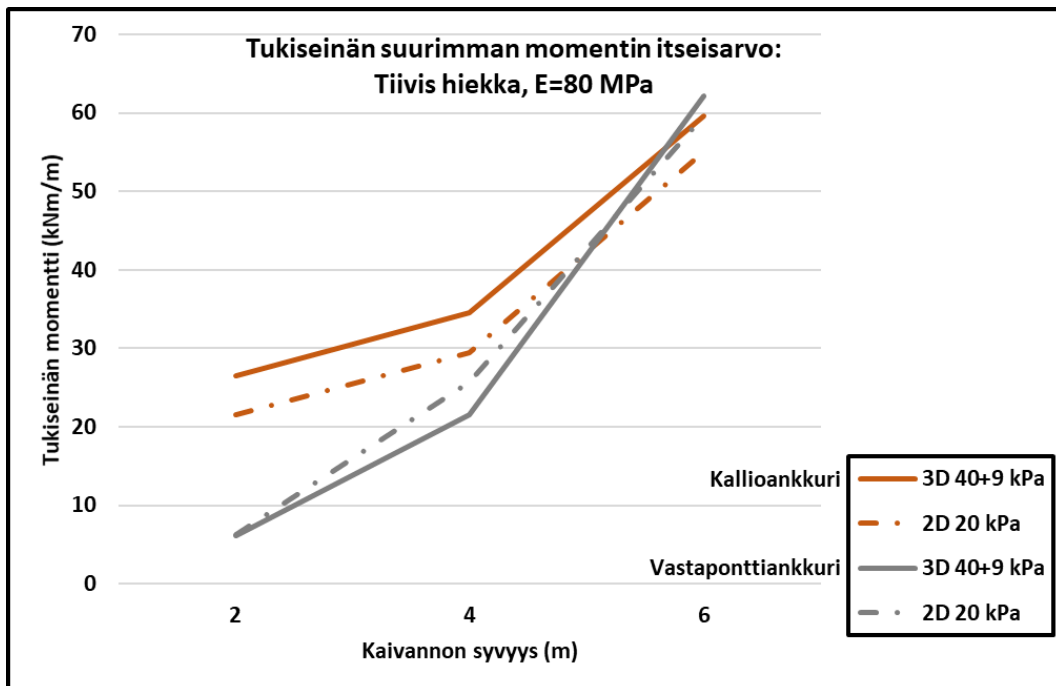
Laskenta suoritettiin Plaxis 2D ja 3D sovelluksilla, jotka käyttävät elementtimenetelmää maan jännitysten ja muodonmuutosten määrittämiseen. Elementtimen-temä on tällä hetkellä monipuolisin ja kattavin tapa tutkia ja vertailla laskentata- pausten kaltaisia geoteknisiä ongelmia. Teoreettisia laskelmia on kuitenkin haas- tavaa vertailla suoraan todellisiin tilanteihin, joten parhaimmillaankin ne ovat vain arvioita tietynlaisten olosuhteiden simuloimisesta. Tässä työssä keskityttiin tutki- maan tyypillistä, maan tehokkailla lujuusparametreilla mallinnettua silttimaata sekä savista silttimaata, mutta tukiseinän momenttien ja vaakasiirtymien sekä ankkuri- voimien arvot riippuvat merkittävästi maaperän ominaisuuksista. Tukiseinän mo- mentti ja suurin vaakasiirtymä ovat esimerkkikohteiden maaperää hienommassa maaperässä suurempia ja karkeammassa maaperässä pienempiä. Tukiseinän mo- mentti ja suurin vaakasiirtymä kasvoivat kuitenkin tutkituissa laskentakohteissa sa- massa suhteessa 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavion ja 2D-laskennan 20 kPa tasaisen kuorman osalta.

Työhön valitut laskentatapaukset eivät kuitenkaan antaneet tietoa siitä, kuinka tukiseinän momenttien ja vaakasiirtymien arvot vertautuvat eri kuormakaavioiden välillä valittuja laskentatapauksia karkeammassa maaperässä. Siksi suoritettiin uusi laskenta kallio- ja vastaponttianskkuroidulle tukiseinälle, jossa silttimaa oli korvattu tiiviillä hiekalla. Pohjavedenpinta sijaitsi moreenin yläpinnassa tasolla -10. Tiiviin hiekan parametrit ovat muuten samat kuin silttimaalla, mutta silttimaasta poikkeavat parametrit nähdään taulukossa 6.

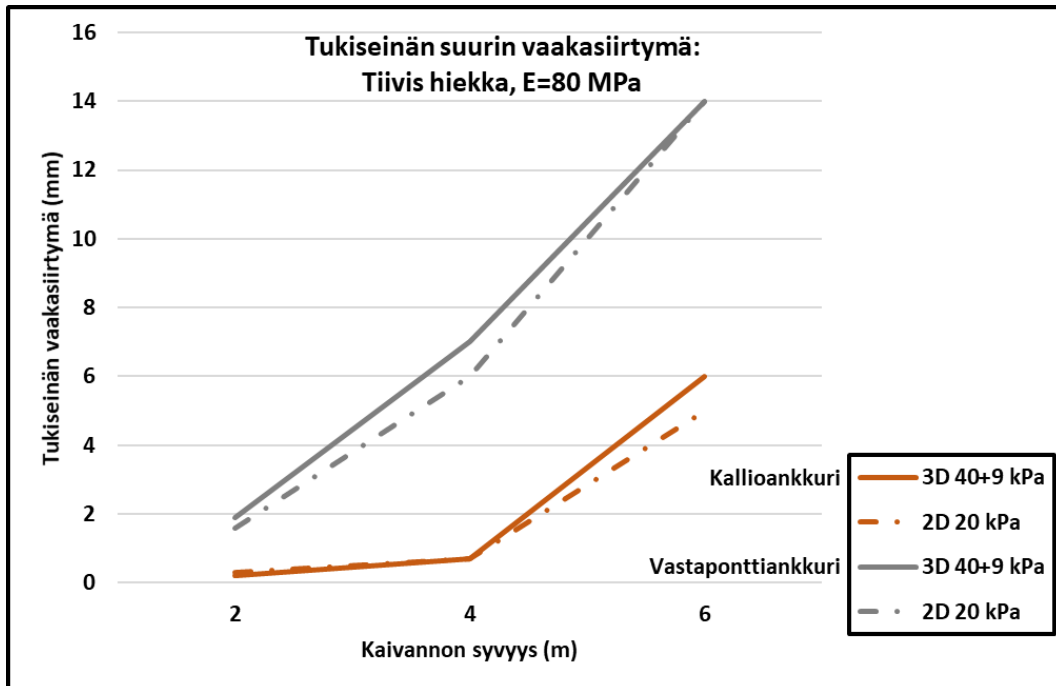
Taulukko 6. Tiiviin hiekan silttimaasta poikkeavat parametrit.

Tiivis hiekka	γ_{sat} ja γ_{unsat} (kN/m ³)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	φ' (°)	ψ' (°)
	19	80	80	240	36	6

Laskennat suoritettiin kallio- ja vastaponttianskkuroidulla 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavioille sekä 2D-laskennan 20 kPa tasaiselle kuormalle. Laskentatuloksista huomattiin, että vastaponttiin ankkuroidulle tukiseinälle saatiin suurin momentin itseisarvo negatiiviselta puolelta, mutta kuvaajat tehtiin kuitenkin itseisarvoina niiden keskinäisen vertailun selkiyttämiseksi. Tukiseinän suurin momentti ja suurin vaakasiirtymä tiiviissä hiekkamaassa nähdään kuvissa 41 ja 42.



Kuva 41. Tukiseinän suurimpien momenttien itseisarvot kallio- ja vastaponttianskkuroidulla tiiviissä hiekkassa 2 m, 4 m ja 6 m kaivantosyvyyksillä.



Kuva 42. Tukiseinän suurimpien vaakasiirtymien arvot kallio- ja vastaponttianskureilla tiiviissä hiekkassa 2 m, 4 m ja 6 m kaivantosyvyyksillä.

Kuvista 41 ja 42 nähdään, että tiiviillä hiekkalla saatiin hyvin samankaltaisia laskentatuloksia 40+9 kPa kuormakaavion ja 20 kPa tasaisen kuorman osalta kuin siltti-maalla. Tukiseinän momentti oli kallioankkureilla jokaisella syvyydellä 40+9 kPa kuormakaaviolla noin 5 kNm suurempi kuin 20 kPa tasaisella kuormalla. Maksimimomentin arvo oli 40+9 kPa kuormakaaviolla 6 m syvyydessä 8 % suurempi kuin 20 kPa tasaisen kuorman tukiseinään aiheuttaman maksimimomentin arvo. Myös siltti-maassa huomattiin, että kallioankkuroidulla tukiseinällä saadaan 40+9 kPa kuormakaaviolla noin 6 % suurempi tukiseinän maksimimomentin arvo 6 m syvyydessä kuin 20 kPa tasaisella kuormalla. Vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä tulokset olivat keskenään samankaltaisia. Vaikasiirtymät tiiviissä hiekkamaassa vaihtelivat kuormakaavioiden välillä vain 0-1 mm ja ankkurivoimat olivat myöskin lähes identtiset. Maan lujuuden ja jäykkyyden kasvaessa saadaan 2D-laskennan 20 kPa tasaisella kuormalla hieman pienempiä momentin arvoja kallioankkuroidulle tukiseinälle kuin 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla. Kaikkien muiden laskentatulosten osalta 20 kPa tasaisella kuormalla saadut tukiseinän momentin ja vaikasiirtymän sekä ankkurivoimien arvot vastaavat 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja arvoja tiiviissä hiekkamaassa.

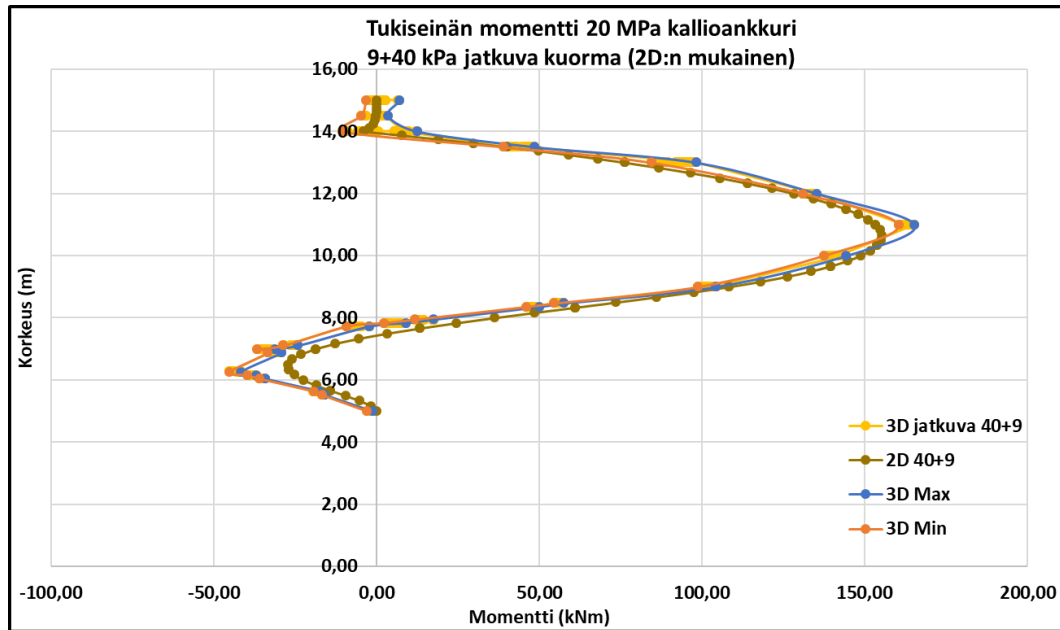
Varmuuskertoimiksi tiiviille hiekkalle saatiin 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla kallioankkureilla FOS=1,69 ja vastaponttianskureilla FOS=1,72. 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla kallioankkureilla FOS=1,79 ja vastaponttianskureilla FOS=1,68. Varmuustarkasteluissa ei kuitenkaan havaittu poikkeavuuksia, joilla erot kokonaisvarmuuksissa voitaisiin selittää. Varmuuskertoimien osalta voidaan todeta, että eroavaisuudet voidaan selittää paremmin 2D- ja 3D-geometrioiden ja laskentatilanteiden eroilla kuin kuormakaavioiden eroilla. Tiiviin hiekan laskentatulokset on taulukoitu muiden laskentatulosten ohessa liitteisiin 1-3.

Tämän työn laskentatilanteeseen valittiin tukiseinäksi ArcelorMittal PU12-teras-ponttiseinä ja lisäksi laskettiin muutama referenssilaskelma jäykemmällä ArcelorMittal AU-25 teräsponttiseinällä. Laskentatulokset muuttuvat seinän jäykkyyden kasvaessa siten, että tukiseinän momentin arvot suurenevat samalla kun vaakasiirtymä pienenee, kunhan ankkureiden esijännitystä suurennetaan optimaaliseksi jäykemmälle tukiseinälle. Jäykkä tukiseinä ottaa siis vastaan enemmän momenttia ja taipuu vähemmän, mikä aiheuttaa maksimisiirtymän lähemmäs tukiseinän yläpäättä. Ankkurin esijännityksen suuruuden muuttaminen vaikuttaa merkittävästi myös PU12-teras-ponttiseinällä saataviin tuloksiin, sillä liian suurella esijännityksellä tukiseinä vetäytyy tiepengertä kohti ja lisää seinän taipumaa ja toisaalta liian pienellä esijännityksellä tukiseinän yläpää liikkuu kaivantoa kohti ja vaakasiirtymät kasvavat.

Työssä valittiin liikennekuorman ja tukiseinän välille 1 m kuormittamaton alue, joka ei välttämättä toteudu todellisessa tilanteessa. Mitä lähempänä seinää liikennekuorma on, sitä epävarmempi tilanne on laskennan kannalta. Työmaalla 1 m kuormittamaton alue voidaan kuitenkin varmistaa liikennejärjestelyillä. Tukiseinien suunnittelussa tulee myös harkita onnettomuustilanteiden tarkistamista, jos tavanomaisen mitoituksen oletettuja reunaehtoja ei voida riittävän luotettavasti varmistaa. Esimerkiksi raskaan ajoneuvon törmäys tukiseinään aiheuttaa suuren paikallisen kuorman ja todennäköisesti tukiseinän hajoamisen paikallisesti. Onnettomuustilanteen varalle voidaankin tehdä muita rakenteita, jotka estävät ajoneuvon osumisen tukiseinään.

5.3.1 2D ja 3D geometrioiden väliset tuloserot

Laskentoja tehdessä huomattiin, että 2D ja 3D-geometrioiden tuloksissa on eroavaisuuksia, vaikka itse laskentatilanteet olisikin mallinnettu täysin identtisiksi. Esimerkiksi kuvassa 43 on kuvaajat 2D- ja 3D-laskennan momenttiarvosta täysin identtisellä kuormakaaviolla. Ainoat poikkeukset laskentatilanteiden välillä olivat 3D-laskennassa mallinnettavat ankkurit jatkuvan ankkurin sijaan, ankkurin päiden kohdalla tukiseinässä sijaitseva teräspalkki ja laskennan rajoittuminen 50 m pituiseksi suunnassa, joka on 2D-laskennassa ääretön. Myös maaelementtien koko sekä muoto vaihtelee 2D- ja 3D-malleissa, mutta se ei tuonut havaittavaa muutosta laskentatuloksiin. Kuvassa 43 on seulottu silttimaan laskentatilanteesta kalioankkuroidulla tukiseinällä 6 m kaivussyvyydellä 3D-laskennasta syvyyden suhteen saatujen momenttien arvoista suurimmat ja pienimmät arvot, jolloin nähdään momenttien vaihteluväli laskentamallin eri kohdissa.



Kuva 43. Tukiseinän momenttien ero 2D- ja 3D-laskennassa silttimaassa kalliioankkureilla 6 m syvyydessä pituussuunnassa jatkuvalla 40+9 kPa kuormalla. Keltainen kuvaaja kuvaa 3D-laskennan keskiarvoista momenttia, kun taas sininen ja oranssi kuvaavat 3D-laskennassa saatua pienintä ja suurinta momenttia.

Kuvasta 43 huomataan, että sekä momentin maksimi- että minimiarvo ovat 3D-laskennassa hieman suuremmat kuin 2D-laskennassa. Erityisesti tukiseinän yläpäässä 3D-laskentatuloksissa on suuri hajonta. Momentin nollakohta tukiseinässä on myös 3D-laskennassa noin 40 cm korkeammalla kuin 2D-laskennassa, mikä vaikuttaa erityisesti momentin minimiarvon suuruuteen. Kuvasta nähdään myös, että 3D-laskennassa pisteitä on huomattavasti vähemmän korkeuden suhteen kuin 2D-laskennassa, mikä heikentää 3D-laskennan tuloksien tarkkuutta. Kuvaajat olisivat todennäköisesti entistä lähempänä toisiaan, jos 3D-pistepilvessä olisi pisteitä useammalta korkeustasolta.

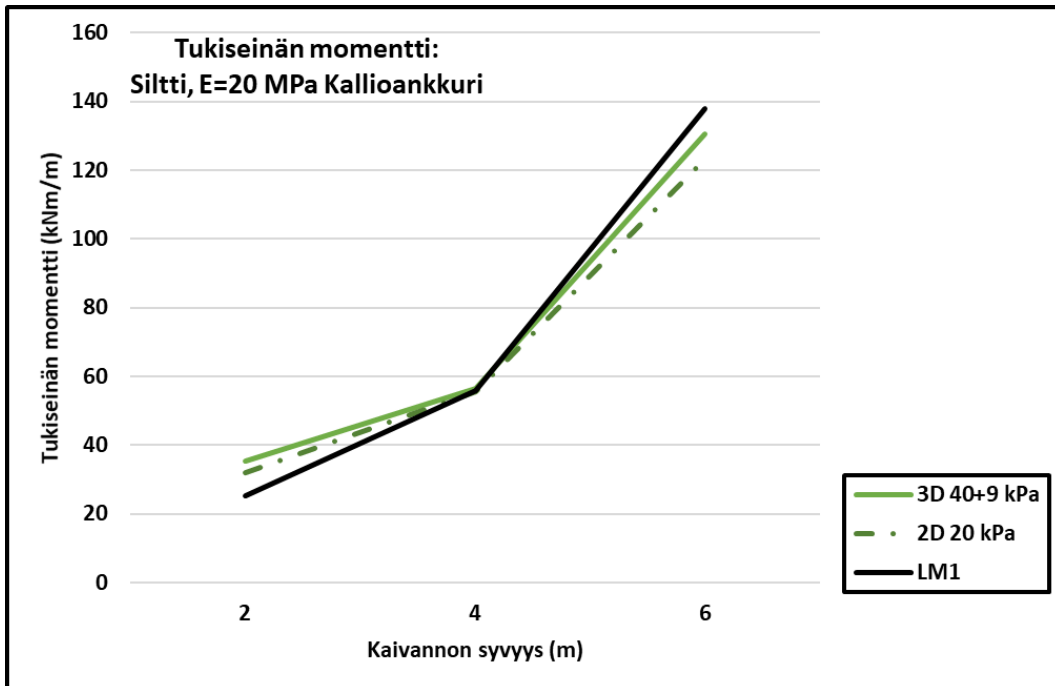
Muissakin laskentatapauksissa huomattiin samankaltaista eroavaisuutta 2D- ja 3D-geometrioiden välisissä tuloksissa. Erot eivät kuitenkaan ole huomattavia, vaan niiden suuruus on 5-10 % suuruusluokkaa. Suurimman osan ajasta 3D-laskenta aiheuttaa hieman suurempia momenteja ja vaakasiirtymiä kuin 2D-laskenta, mutta poikkeuksiakin havaittiin. Kaivannon varmuustason ollessa suunnitteluväestöjen mukaisella tasolla tai reilusti niiden yläpuolella, saadaan 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla hieman suurempia vaakasiirtymiä paikallisen 40 kPa kuorman alueelle, mutta erot 2D-laskennan vaakasiirtymiin eivät kuitenkaan ole suunnitelmaratkaisujen kannalta merkittävän suuria. 3D-geometrialla ja 40+9 kPa kuormakaaviolla laskentojen kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli sama tai suurempi kuin 2D-geometrialla 20 kPa tasaisella kuormalla. 3D-geometrian avulla voidaan kuitenkin tarkastella paljon kattavammin erilaisia tilanteita kuin 2D-geometrialla, joten ainoastaan huomattavasti hitaampi laskentaprosessi tekee 3D-geometrian käyttämisestä huonomman vaihtoehdon kuin 2D-geometrian.

5.3.2 Kuormakaavioiden väliset tuloserot

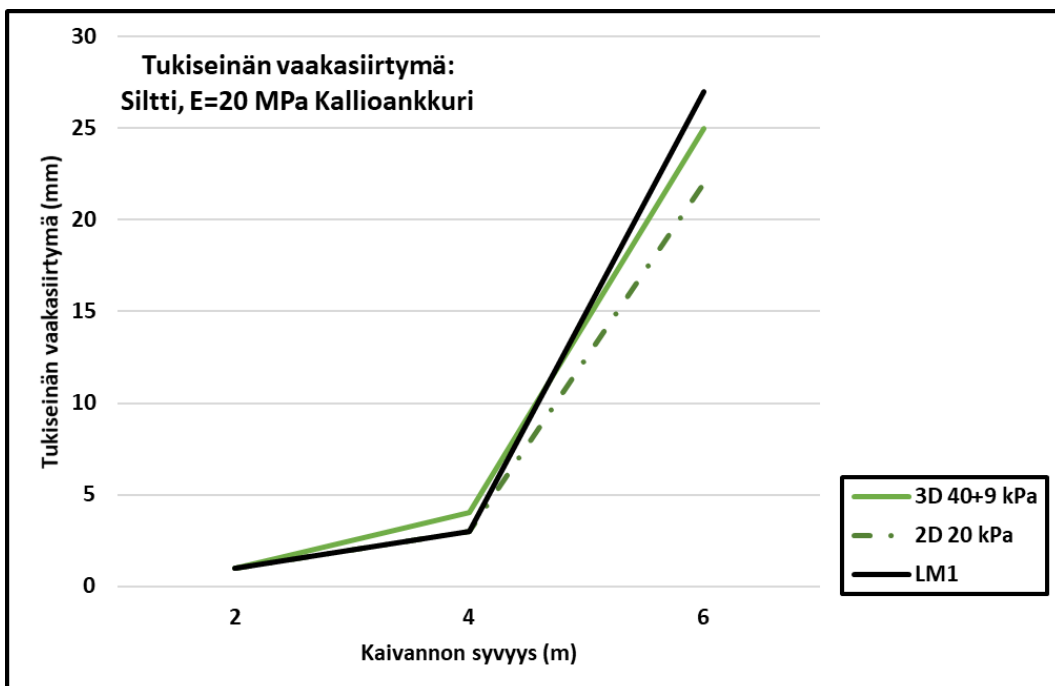
Laskennoissa käytettiin kappaleen 2.2 Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 mukaista 40+9 kPa kuormakaaviota, johon verrattiin eri 15, 20 ja 25 kPa tasaisia kuormia. Laskentatuloksia tarkastellessa tulee kuitenkin muistaa, että myös 40+9 kPa kuormakaavio on vain arvio ajoneuvoasetuksen mukaisesta suurimmasta sallitusta ajoneuvokuormasta, joka Suomessa saa kulkea. Todellista ajoneuvokuorman vaikutusta on haastavaa tutkia myös kuormien luonteen takia, sillä ajoneuvon aiheuttama kuorma syntyy ainoastaan renkaiden ja maan välisiin kosketuspintoihin. Ajoneuvon renkaista aiheutuvien aluekuormien pintapaineet ovat hyvin suuria, sillä ajoneuvon kuorma jakautuu hyvin pienelle kokonaispinta-alalle. LM1-kuormakaavio vastaa parhaiten todellista ajoneuvokuormaa, vaikka siihenkin on lisätty pieni tasainen kuorma koko kuormitusalueelle. 40+9 kPa kuormakaavio eroaa todellisesta ajoneuvokuormasta merkittävästi yksinkertaistettujen tasaisten aluekuormien takia, mutta kuten kappaleessa 2.2 osoitettiin, sitä käyttämällä saadaan aikaan samankaltaiset kuormitukset kuin LM1-kuormakaaviolla. Eri suuruisilla tasaisilla kuormilla pyritään yksinkertaistetuksi, mutta turvallisuudesta tinkimättä kuvaamaan liikenteen todellisia pistemäisiä kuormituksia, mikä on tarpeen käytännön suunnittelutyön kannalta.

Kappaleen 2.1 LM1-kuormakaavion mukaiset, lähempänä todellista ajoneuvokuormaa olevat ja hyvin pienelle pinta-alalle kohdistuvat suuret kuormat ovat mallinuksen ja laskennan näkökulmasta hyvin haastavia toteuttaa, sillä esimerkiksi tämän diplomityön laskentaosiossa LM1-kuormakaavio aiheutti maan murtumisen lähellä maan pintaa, ellei maanpintaan lisätty 10 cm paksua hyvin lujaa "asfalttikerrosta". Todellisuudessa maanpinnassa olevan tiivistetyn murskekerroksen lujuus on suurempi kuin suunnittelussa käytetty $\phi' = 38^\circ$, jolloin laskentatilanteen murtumaa ei todellisuudessa tapahdu. Lisälujuutta maanpintaan voi tuoda liikennekuorman kohdalla oleva sidottu kerros eli asfalttipäällyste, jonka lujuus on huomattavasti suurempi kuin murskekerroksella. Lisäksi tyyppillinen ajoneuvokuorma kestää vain lyhyen hetken tai korkeintaan joitakin tunteja pysähtymisen takia, mutta mallissa ajoneuvokuorma on pysyvä kuorma, joka vaikuttaa niin kauan kuin muodonmuutoksia syntyy ja jännitystilat muuttuvat. LM1-kuormakaavio on kuitenkin todellista ajoneuvokuormaa parhaiten vastaava ja siltasuunnittelussa yleisesti käytetty sekä hyväksytty kuormakaavio.

Vaikka kuormakaaviot ovatkin keskenään hyvin erilaisia, saadaan niillä samankaltaisia laskentatuloksia tukiseinän momentille ja vaakasiirtymille. Laskentatulokset silttimaassa kallioankkuroidulle tukiseinälle 3D-laskennan LM1-kuormakaaviolla ja 40+9 kPa kuormakaaviolla sekä 2D-laskennan tasaisella 20 kPa kuormalla ovat esitettyinä kuvissa 44 ja 45.



Kuva 44. Tukiseinän suurin momentti silttimaassa kallioankkuroidulle tukiseinälle.



Kuva 45. Tukiseinän suurin vaakasiirtymä silttimaassa kallioankkuroidulle tukiseinälle.

Kuvista 44 ja 45 nähdään, että sekä tukiseinän momentti että vaakasiirtymä olivat 6 m syvyydessä LM1-kuormakaaviota käytettäessä suurimmat, mikä johtuu kuormakaavion luonteesta sekä sen pienemmästä kokonaisvarmuudesta murtoa vastaan verrattuna muiden laskentatapausten kokonaisvarmuuksiin. 6 m syvyydessä kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli LM1-kuormakaaviota käytettäessä $FOS=1,23$, mutta 40+9 kPa kuormakaaviolla sekä tasaisella 20 kPa kuormakaaviolla kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli $FOS=1,29$. 2 m ja 4 m syvyydessä eli

silloin, kun kokonaisvarmuus murtoa vastaan on suunnitteluvaatimusten mukaisella tasolla, laskentatuloksissa ei havaita juurikaan eroja. 2 m syvyydessä tukiseinän momenteissa näkyvä ero selittyy sillä, että syvyyssuunnassa jatkuva 20 kPa kuorma on kokonaiskuormalta suurin, ja 40+9 kPa kuormakaavion kokonaiskuormat ovat myös laajemmalla alueella kuin LM1-kuormakaaviolla, mikä johtaa suuremman maksimimomentin syntymiseen kuormakaavion keskikohdassa.

Sekä kuvien 42 ja 43 kuvaajien että kappaleessa 2.2 esitetyn kuvan 4 perusteella 40+9 kPa kuormakaavio toimii hyvänä yksinkertaistuksena LM1-kuormakaavioille ja toisaalta 20 kPa tasainen kuorma toimii edelleen 40+9 kPa kuormakaavion yksinkertaistuksena ainakin tukiseinälaskennan osalta. Pieniä eroavaisuuksia on mahdotonta välttää kuormakaaviota yksinkertaistettaessa, mutta suuria eroavaisuuksia ei laskentatulosten perusteella ole havaittavissa.

6 Laskentatulosten yhteenveto

Työssä tutkittiin maanpaineen vaikutusta tukiseinään sekä tukiseinän suurinta momenttia, vaakasiirtymää ja ankkureiden maksimijännitystä erilaisilla liikennettä kuvaavilla kuormakaavioilla. Laskentatapaukset sijoituivat 4 eri laskentatilanteeseen:

1. Kallioankkuroitu tukiseinä silttimaassa
2. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä silttimaassa
3. Kallioankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa
4. Vastaponttiin ankkuroitu tukiseinä savisessa silttimaassa

Työssä tarkasteltiin ensimmäisenä maan tukiseinään kohdistamaa maanpaineen eli vaakajännityksen arvoa 2D- ja 3D-laskennoissa. 3D-laskennassa käytettiin Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 40+9 kPa kuormaa ja 2D-laskennassa 20 kPa tasaista kuormaa. Laskennat suoritettiin kallioankkuroidulle tukiseinälle silttimaassa ja savisessa silttimaassa. 3D-laskennassa tukiseinän vaakajännitystä tutkittiin suurimman kuormituksen alueella sijainneelta 1 m leveältä kaistaleelta ja verrattiin sitä 2D-laskennassa saatuihin tukiseinän vaakajännityksen arvoihin.

Tukiseinän vaakajännitys oli passiivipuolella samankaltainen molemmissa laskennoissa. Aktiivipuolella vaakajännitys oli 2D-laskennassa jonkin verran pienempi kuin 3D-laskennassa ja suurimmat eroavaisuudet maanpaineissa sijaitsivat noin 3-4 metrin syvyydessä tien pinnasta sekä silttimaassa että savisessa silttimaassa. Silttimaassa eroa aktiivipuolen vaakajännitysten välillä oli suurimmillaan 10 kPa ja savisessa silttimaassa 20 kPa.

Lisäksi työssä tarkasteltiin erilaisten liikennekuormakaavioiden tukiseinään aiheuttamia momenteja, vaakasiirtymiä sekä kallio- ja vastaponttiankkureiden ankkurivoimia 2, 4 ja 6 m syvyisillä tuetuilla kaivannoilla. Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI7 40+9 kPa kuormakaavion 3D-laskentamallista saatuja tuloksia verrattiin 15, 20 ja 25 kPa tasaisten kuormien 2D-laskentamalleista saatuihin tuloksiin. Lisäksi tutkittiin LM1-kuormakaavion aiheuttamia momenteja, vaakasiirtymiä sekä ankkurivoimia referensseinä laskentatilanteessa 1, mutta LM1-kuormakaavion käyttäminen geoteknisessä mitoituksessa oli haastavaa suurien, lähes pistemäisten kuormien takia. Laskennoissa käytettiin Plaxis 2D ja Plaxis 3D sovelluksia, jotka perustuvat FEM-menetelmään. Laskennat suoritettiin kahdella eri pohjamaatyypillä, silttimaalla sekä savisella silttimaalla. Silttimaalla laskettaessa pohjavedenpinta sijaitsi syvällä kaivannon alapuolella, mutta savisella silttimaalla laskettaessa pohjaveden pinta sijaitsi 0,5 metriä maanpinnan ja kaivannon pohjan alapuolella. Lisäksi tehtiin referenssilaskelma tukiseinän momentille ja vaakasiirtymälle tiiviissä hiekassa. Laskentatulokset eri laskentatapauksista taulukoitiin ja esitettiin kuvaajina.

Eurokoodin suunnitteluohjeen 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja tuloksia tukiseinän momentille, vaakasiirtymälle ja ankkurivoimille vastasivat parhaiten 2D-laskennassa 20 kPa tasaista kuormaa käyttäen saadut tulokset. Pääasiassa 20 kPa tasainen kuorma antaa hieman suuremmat tulokset tukiseinän momentille ja vaakasiirtymille 40+9 kPa kuormakaavion verrattuna, jolloin kuormakaavion yksinkertaistus tapahtuu varmalla puolella. 20 kPa tasaisella kuormalla laskettaessa tukiseinän momentin arvot ovat 0-4 % suuremmat ja tukiseinän vaakasiirtymien arvot 3-20 % suuremmat kuin 40+9 kPa kuormakaaviolla. Tämän diplomityön laskentatilanteista ainoastaan silttimaalla ja kallioankkuroidulla tukiseinällä toteutettu laskelma antoi pienemmät tukiseinän momentit ja vaakasiirtymät 20 kPa tasaisella

kuormalla kuin 40+9 kPa kuormakaaviolla. Kyseisessä tapauksessa suurin momentti oli noin 6 % pienempi ja suurin vaakasiirtymä noin 12 % pienempi kuin 40+9 kPa kuormakaaviota käytettäessä. Ankkurivoimien suuruuksiin vaikutti eniten ankkurin esijännitys, mutta esijännittämättömät vastapontteihin tuetut ankkurit saivat 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla lähes identtisiä arvoja kuin 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla. 2D-laskennan arvot olivat 0-8 % suuremmat kuin 3D-laskennassa. Suurimmat erot kuormakaavioiden välillä saatiin savisen silttimaan laskentatilanteista, joissa laskennan kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli suunnitteluvaatimuksia pienempi ja se vaihteli eniten eri kuormakaavioiden välillä.

Eurokoodin suunnitteluohjeen NCCI7 40+9 kPa kuormakaavioilla saatuja tuloksia verrattiin 20 kPa tasaisen kuorman tuloksien lisäksi myös 15 kPa ja 25 kPa tasaisilla kuormilla saataviin tuloksiin. 25 kPa tasainen kuorma antoi silttimaalla ja kallioankkureilla vain 0-6 % suuremmat tukiseinän momentit ja vaakasiirtymät kuin 40+9 kPa kuorma, mutta kaikissa muissa laskentatapauksissa 25 kPa tasainen kuorma antaa huomattavasti suuremmat momentit ja vaakasiirtymät kuin 40+9 kPa kuormakaavio. Kyseisissä laskentatapauksissa myös 20 kPa tasainen kuorma antaa 40+9 kPa kuormakaaviota suuremmat tukiseinän momentin sekä vaakasiirtymän arvot. 15 kPa tasaista kuormaa käytettäessä saatiin tukiseinän momenttien osalta noin 6-8 % pienempiä, vaakasiirtymien osalta 5-15 % pienempiä ja ankkurivoimien osalta noin 7-15 % pienempiä tuloksia kuin 20 kPa tasaista kuormaa käytettäessä. Kaikista laskentatilanteista tutkittiin myös tukiseinän kokonaisvarmuus murtoa vastaan kaikilla kaivantosyvyyksillä, mutta vertailukelpoiset tulokset saatiin silttimaalla ainoastaan 6 m syvällä kaivannolla ja osasta laskutapauksista 4 m syvällä kaivannolla ja savisella silttimaalla 4 m syvällä kaivannolla. Silttimaan laskentatilanteen varmuuskertoimista huomattiin, että vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä saadaan parempi kokonaisvarmuus murtoa vastaan kuin kallioankkuroidulla tukiseinällä 6 m syvyydessä. 4 m syvyydessä varmuuskertoimissa tuentatapojen välillä ei ollut eroa 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla. Varmuuskertoimien perusteella silttimaassa kallioankkuroidulla tukiseinällä 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavion laskentatilanteen ja 2D-laskennan 20 kPa tasaisen kuorman varmuuskertoimet olivat samat, vaikka 3D-laskennassa saatiin hieman suurempia tukiseinän maksimimomentteja ja vaakasiirtymiä kuin 2D-laskennassa 20 kPa tasaisella kuormalla. Vastaponttiankkureilla kokonaisvarmuus murtoa vastaan oli 3D-laskennassa 40+9 kPa kuormakaaviolla hieman suurempi kuin 2D-laskennassa 15 kPa tasaisella kuormalla. Kallioankkureilla saatiin silttimaassa selvästi pienempiä varmuuksia kuin vastaponttiankkureilla.

Savisella silttimaalla laskentatilanteiden kokonaisvarmuus murtoa vastaan ei riipunut pelkästään tuentatavasta, sillä kullakin tuentatavalla suurimmat vaakasiirtymät synnyttäneellä laskentatapauksella oli pienin kokonaisvarmuus murtoa vastaan. 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatiin kallioankkureilla pienin kokonaisvarmuus, mutta vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä suurin kokonaisvarmuus. 3D-mallissa saatu pienin kokonaisvarmuus kallioankkureilla johtui siitä, että kaikista kuormitetuin ankkuri ei kyennyt vastaanottamaan samanlaista voimaa kuin 2D-mallin jatkuva ankkuri. Vastaponttiankkureilla 3D-mallin kokonaisvarmuus oli suurin, sillä siinä kokonaiskuormitus koko tien alueella oli pienin ja sen takia myös maan muodonmuutokset jäivät pienemmiksi ja vastapontti ei lähtenyt liikkeelle yhtä herkästi. Savisella silttimaalla ei havaittu selkeää eroa tuentatapojen välisissä varmuuskertoimissa.

Pohjavedenpinnan korkeuden vaikutusta laskentatuloksiin tutkittiin laskemalla savisen silttimaan tilanne 10 m syvyydessä sijaitsevalla pohjaveden pinnalla, mikä vastasi silttimaalla käytettyä pohjavedenpinnan korkeutta. Laskentatulosten perusteella pohjavedenpinnan korkeudella on merkittävä vaikutus tukiseinän suurimpaan momenttiin ja vaakasiirtymään. Tukiseinän takana kaivantoa korkeammalla sijaitseva pohjavesi lisää tukiseinälle kohdistuvaa kuormaa ja heikentää siten laskentatilanteen kokonaisvarmuutta murtoa vastaan, mikä aiheuttaa suurempia momentteja ja vaakasiirtymiä. Suunnitteluvaatimuksia pienemmällä kokonaisvarmuudella murtoa vastaan aiheutui myös suurimmat eroavaisuudet eri kuormakaavioiden välillä pohjaveden korkeuden vaikutusta tutkittaessa.

Jokaisesta neljästä laskentatilanteesta tutkittiin tukiseinän maksimimomentti ja suurin vaakasiirtymä sekä suurimmat ankkurivoimat 2 m, 4 m ja 6 m syvyydessä eli laskentatapauksia oli 12 kullekin suurelle. Koska 6 m syvyydessä savisessa silttimaassa maa murtui eikä laskentatuloksia saatu, saatiin loppujen lopuksi arvo 30 eri tapauksesta. Kun jokaista 40+9 kPa kuormakaaviolla saatua arvoa verrattiin vastaavan laskentatapauksen 20 kPa tasaisella kuormalla saatua arvoon, saatiin 15 tapauksesta $\pm 5\%$ virhemarginaalin sisään mahtuva arvo. Lisäksi 2 tapauksessa momentin arvojen erotus oli alle 4 kNm ja 4 tapauksessa vaakasiirtymien ero maksimissaan 3 mm eli absoluuttiset erot olivat pieniä, vaikka prosentuaalisesti ne ylittivät $\pm 5\%$ virhemarginaalin. 3 tapauksessa 40+9 kPa kuormakaavio antoi yli 5 % suuremman arvon kuin 20 kPa tasainen kuorma ja 6 tapauksessa 40+9 kPa kuormakaavio antoi yli 5 % pienemmän arvon kuin 20 kPa tasainen kuorma.

3 tapausta, joissa 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavio antaa suurempia arvoja kuin 2D-laskennan tasainen 20 kPa kuorma, voidaan selittää laskentaan vaikuttavilla tekijöillä. Silttimaalla kallioankkuroidun tukiseinän momentti 6 m syvyydessä on 40+9 kPa kuormakaaviolla 6% suurempi kuin 20 kPa tasaisella kuormalla, mikä on hyvin lähellä valittua virhemarginaalia. 40+9 kPa kuormakaaviolla suuremmilla syvyyksillä paikallisen 40 kPa kuorman vaikutus pienenee suhteessa ympäröivään 9 kPa kuormaan, jonka vaikutus on 20 kPa tasaista kuormaa pienempi. Silttimaalla vastaponttiin ankkuroidun tukiseinän momentti on 2 m syvyydessä 40+9 kPa kuormakaaviolla 150 % suurempi kuin 20 kPa tasaisella kuormalla, sillä erityisesti pienillä kaivantosyvyyksillä 40 kPa paikallinen kuorma 40+9 kPa kuormakaaviossa aiheuttaa suuremman paikallisen kuormituksen tukiseinään ankkureiden jännittymisen jälkeen kuin 20 kPa tasainen kuorma. Savisella silttimaalla kallioankkuroidun tukiseinän vaakasiirtymä on 4 m syvyydessä 40+9 kPa kuormakaaviolla 18 % suurempi kuin 20 kPa tasaisella kuormalla, sillä 40+9 kPa kuormakaaviolla tilanteen kokonaisvarmuus on $FOS=1,23$ kun taas 20 kPa tasaisella kuormalla kokonaisvarmuus on $FOS=1,31$ eli se on suurempi.

7 Johtopäätökset

Tämän diplomityön laskentatuloksissa pyrittiin etsimään tasaisen kuorman arvoa, joka aiheuttaisi 2D-laskennassa tukiseinälle samankaltaisen maksimimomentin ja suurimman vaakasiirtymän sekä saman suuruiset ankkurivoimien maksimi-arvot kuin 3D-laskennassa käytetty Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI7 esitetty 40+9 kPa kuormakaavio. Laskentatulokset osoittavat, että parhaiten 3D-laskentan 40+9 kPa kuormakaaviota edustaa 2D-laskennassa tasainen 20 kPa kuormakaavio, kun vaihtoehtoina käytettiin 15 kPa, 20 kPa ja 25 kPa tasaisia kuormia. 20 kPa tasainen kuorma vastasi tutkituista kuormista parhaiten 40+9 kPa kuormaa silttimaalla vastaponttiin ankkuroidulla tukiseinällä sekä savisella silttimaalla kallio- ja vastaponttianskuroidulla tukiseinällä. Silttimaalla kallioankkuroidulla tukiseinällä 40+9 kPa kuormaa vastasi momentin ja vaakasiirtymän osalta parhaiten 25 kPa tasainen kuorma, mutta varmuuskertoimen osalta 20 kPa tasainen kuorma. Muissa laskentatapauksissa 20 kPa tasaisella kuormalla saatiin hieman suurempia tukiseinän momentin ja vaakasiirtymän arvoja ja pienempiä kokonaisvarmuuksia murtoa vastaan kuin 40+9 kPa kuormakaaviolla. 3D-laskennassa LM1-kuormakaavio aiheuttamat maksimimomentit, suurimmat vaakasiirtymät ja suurimmat ankkurivoimat olivat hyvin lähellä sekä 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaaviolla saatuja tuloksia että 2D-laskennan 20 kPa tasaisella kuormalla saatuja tuloksia.

Tulosten perusteella laskentatilanteessa lähellä maanpintaa sijaitsevan maakerroksen maaparametrit vaikuttivat eniten 40+9 kPa kuormakaaviota vastaavan tasaisen kuorman suuruuden määrittämiseen. Mitä heikompaa tiepenkereen alla sijaitseva maa oli, sitä pienemmällä tasaisella kuormalla saatiin 40+9 kPa kuormakaavio aiheuttamia momentteja ja vaakasiirtymiä sekä ankkurivoimia vastaavat tulokset. 40+9 kPa kuormakaavio aiheuttaessa suuria momentteja ja siirtymiä varmuustason ollessa suunnitteluvaatimuksia heikempi, havaittiin myös eri tasaisten kuormien välillä suurempia eroja. Pienillä kaivantosyvyyksillä erot olivat prosentuaalisesti suurempia kuin suurilla kaivantosyvyyksillä, mutta absoluuttiset erot olivat silti pieniä.

Tämän työn laskentatuloksien perusteella lisätutkimustarvetta on erityisesti erilaisen maaperäolosuhteiden vaikutuksesta 3D-laskennan 40+9 kPa kuormakaavio ja 2D-laskennan 20 kPa tasaisen kuorman välisiin tuloseroihin tukiseinän maksimimomenttien ja suurimpien vaakasiirtymien sekä ankkurivoimien osalta. Laskentatapauksia voidaan tehdä lisää esimerkiksi tiepenkereen alla olevan maakerroksen maaparametreja vaihtelemalla sekä kerroksen paksuutta muuttamalla. Myös tutkiminen useammalla kaivussyvyydellä antaa lisädataa eri kuormakaavioilla saatuihin tuloksiin. Tutkimalla tilannetta, jossa tierakenne on ohuempi kuin tämän työn laskentatilanteen 1 m, saadaan tietoa siitä, lisääkö ohuempi tierakenne 40 kPa aluekuorman aiheuttamia kuormituksia ja siirtymiä tukiseinässä suhteessa 20 kPa tasaiseen kuormitukseen.

Tutkimustarvetta on myös eri laskentasovelluksilla saatavien momenttien, vaakasiirtymien, ankkurivoimien sekä kokonaisvarmuuksien vertailussa. Plaxis ja muut FEM-laskentasovellukset havaitsevat laskennan aikaiset muodonmuutokset, johon muut yksinkertaisemmat sovellukset eivät kykene. Esimerkiksi jousimallia käytettäessä laskennassa ei tapahdu laskennan aikaista liikettä maaperässä ja jännitysten jakautuminen maassa tapahtuu tietyn oletettaman mukaan. Suuri osa tukiseinien geoteknisestä suunnittelusta tapahtuu kuitenkin yksinkertaisemmilla sovelluksilla, joten olisi hyvä vertailla tämän työn 2D-laskentatuloksia ja yksinkertaisemmalla

laskentasovelluksella tehtyjä laskelmia keskenään samaa tasaista kuormaa käyttäen. Koska jousimalli on yleinen laskentamenetelmä tukiseinien geoteknisessä suunnittelussa, voitaisiin vertailulaskelmat suorittaa jousimallia hyödyntävällä laskentasovelluksella.

Tukiseiniä käytetään usein myös raideliikenteen läheisyydessä, joissa pienilläkin siirtymillä on suuri vaikutus radan toimintaan. Raideliikenteelle käytetään useita erilaisia kuormakaavioita ympäri Eurooppaa, mutta niiden käytössä on havaittu samankaltaisia ongelmia kuin esimerkiksi LM1-kuormakaavion käytössä liikennekuormana. Tämän diplomityön kaltainen esimerkki on mahdollista toteuttaa myös raitteiden läheisyydessä eri suuruisia junakuormia käyttäen, jolloin niiden eroavaisuuksia voidaan tutkia ja yhdenmukaistaa.

Lähdeluettelo

Andersson-Berlin, K. (2017). [Tieliikennekuormien aiheuttamien jännitysten mallinnus](#), Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 14/2017, Väylävirasto, 36 s. (viitattu 22.2.2021).

BS 8006-1:2010+A1:2016 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. (2016). The British Standards Institution, 260 s.

Craig, R.F. (1997). Soil Mechanics: Solutions manual, Routledge, Milton.

CivilPoint Oy (2017). Geocalc Supported Excavation Theory, Espoo, 35 s.

Department of the Navy. (1982). U.S. Army Corps of Engineers "Soil Mechanics", Design Manual 7.1. Washington, D.C.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (2013). Recommendations on Excavations (EAB) 3rd Edition, Ernst & Sohn, Berlin, 302 s.

Lees, A. (2016). Geotechnical Finite Element Analysis: a Practical Guide. ICE Publishing, London, 320 s.

Ministerio de Fomento. (2011). [IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera](#), Ministerio de Fomento, 86 s. (viitattu 22.2.2021).

Plaxis 1. (2020). [Plaxis 2D 2020. Material Models Manual, V20.04](#) (viitattu 22.2.2021).

Plaxis 2. (2020). [Plaxis 2D 2020. Reference Manual, V20.04](#) (viitattu 22.2.2021).

Plaxis 3. (2020). [Plaxis 3D 2020. Reference Manual, V20.04](#) (viitattu 22.2.2021).

Polish Regulation of the Minister of Transport and Maritime Economy (Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie). Journals of Law from 14.05.1999, no 43, pos. 430.

Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. (1997). Geotekniikka, Otatieto, Espoo, 307 s.

Samferdselsdepartementet. (2017). [Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet](#) (trafikklastforskrift for bruer m.m.), (viitattu 22.2.2021).

SFS-EN 1991-2. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 2: Siltojen liikennekuormat, Suomen Standardoimisliitto SFS, 145 s.

SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt, Suomen Standardoimisliitto SFS, 161 s.

Topolnicki M. (2020). [Road traffic loads for geotechnical analyses of embankments](#), (viitattu 22.2.2021).

Tornivaara-Ruikka, R. (1990). Maanpaine. Korhonen, K-H., Mäkelä, H. & Suomen rakennusinsinöörien liitto (toim.). Teoksessa Geomekaniikka 2, Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL, Helsinki, s. 162–168.

Trafikverket. (2016). [Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner-TK Geo 13](#), Version 2.0, 105 s. (viitattu 22.2.2021).

Vegdirektoratet. (2018). [Vegbygging. Håndbok N200](#), Vegdirektoratet, 307 s. (viitattu 22.2.2021).

Väylävirasto 1 (2016). [Siltojen suunnittelussa käytetyt kuormat ja osavarmuusluvut](#), Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 12/2016, Väylävirasto, 68 s. (viitattu 22.2.2021).

Väylävirasto 2 (2017.) [Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7](#), Väylävirasto, 91 s. (viitattu 22.2.2021).

Yap, S. P., Salman, F. A. & Shirazi, S. M. (2012). [Comparative study of different theories on active earth pressure](#), Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Malaya, Kuala Lumpur, Malaysia, 17 s. (viitattu 22.2.2021).

LIITE 1:

Tukiseinän suurin momentti:

							Kaivannon syvyys (m)			
Laskenta:	Pohjamaa	pvp taso	Ankkuri / esijännitys	Ankkurin jäykkyys	Kuorma	HUOM.	2	4	6	m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		36,3	65,8	155,2	kNm/m
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		35,4	56,3	130,7	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		7,7	44,7	132,9	kNm/m
3D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		9,8	33,1	100,5	kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		109,8	209,3		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		96,1	184,9		kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		40,3	142,8		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		48,7	130,7		kNm/m
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	Kuorma 2D:n mukainen	38,2	65,7	165,7	kNm/m
3D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa	Kuorma 2D:n mukainen	15,4	43,1	122,9	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		30,2	52,1	114,9	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		3,2	33,4	97,8	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		32,1	55,63	123,1	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		3,8	36,4	104,7	kNm/m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 25 kPa		34,5	59,8	132	kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		94,8	169,8		kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		52,2	126,9		kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		101,7	184,9		kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		55,5	136,2		kNm/m
REFERENSSIT										
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	102,4	200,1		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	56,9	148,2		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa	Referenssi	52,6	137,6		kNm/m
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	LM1		25,2	55,8	137,8	kNm/m
3D	5 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		52,8	97,9	239	kNm/m
2D	5 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		57	101,5	244,5	kNm/m
3D	5 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		11,9	56,1	180,1	kNm/m
2D	5 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		11,5	61,7	191,1	kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	AU25 Tukiseinä	154,5	227,4		kNm/m
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	156,8	235,4		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	140,1	214,5		kNm/m
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä 700 kN esijän	175,5	235,3		kNm/m
3D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		26,5	34,6	59,6	kNm/m
2D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		21,5	29,4	55	kNm/m
3D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		-6,1	-21,6	-62,1	kNm/m
2D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		-6,3	-25,7	-59,6	kNm/m

LIITE 2:

Tukiseinän suurin vaakasiirtymä kaivantoon päin:

							Kaivannon syvyys (m)			
Laskenta:	Pohjamaa	pvp taso	Ankkuri / esijännitys	Ankkurin jäykkyys	Kuorma	HUOM.	2	4	6	m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		1	5	30	mm
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		1	4	25	mm
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		7	19	46	mm
3D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		6	15	35	mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		26	83		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		21	67		mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		47	182		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		30	97		mm
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	Kuorma 2D:n mukainen	2	5	41	mm
3D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa	Kuorma 2D:n mukainen	9	21	45	mm
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		1	3	19	mm
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		4	12	33	mm
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		1	3	22	mm
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		4	13	36	mm
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 25 kPa		2	4	25	mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		22	50		mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		34	111		mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		24	57		mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		36	122		mm
REFERENSSIT										
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	23	79		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	31	102		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa	Referenssi	29	95		mm
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	LM1		1	3	27	mm
3D	5 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		3	12	115	mm
2D	5 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		4	12	70	mm
3D	5 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		13	36	100	mm
2D	5 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		13	37	117	mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	AU25 Tukiseinä	19	45		mm
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	22	76		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	18	109		mm
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä 700 kN esijän	17	73		mm
3D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		0,2	0,7	6	mm
2D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		0,3	0,7	5	mm
3D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		1,9	7	14	mm
2D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		1,6	6	14	mm

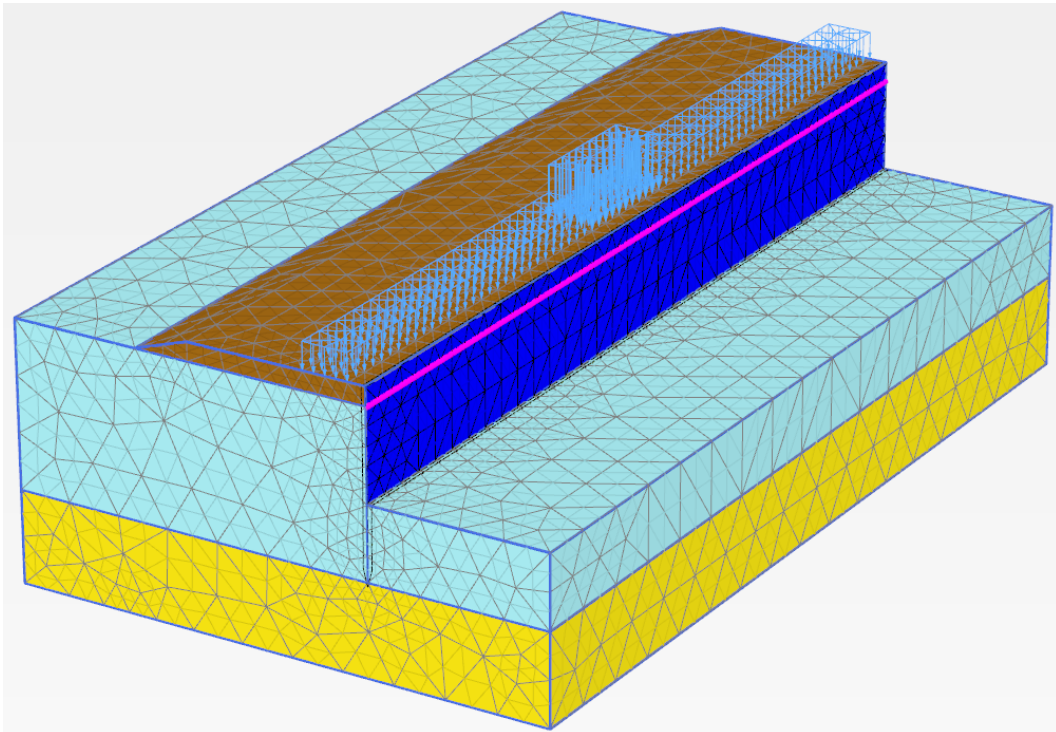
LIITE 3:

Suurin ankkurivoima:

							Kaivannon syvyys (m)			
Laskenta:	Pohjamaa	pvp taso	Ankkuri / esijännitys	Ankkurin jäykkyys	Kuorma	HUOM.	2	4	6	m
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		503,6	508,7	511,7	kN
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		503,6	506,6	505,9	kN
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		56,6	146,8	276,8	kN
3D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		24	110,2	233,3	kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		505,5	556,4		kN
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		499,8	516,4		kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		143,9	270		kN
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		124,9	234,3		kN
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		503,4	509,8	516,3	kN
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		33,2	104,3	217,7	kN
2D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		503,6	510	521,2	kN
2D	20 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		38,4	113,7	233,6	kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		513,1	535,1		kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 15 kPa		115,5	235,8		kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		511,8	542,1		kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		127,3	253,2		kN
REFERENSSIT										
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	LM1		509,9	517,8	508,5	kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	AU25 Tukiseinä	511,5	551,5		kN
2D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	506,8	585,3		kN
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa	AU25 Tukiseinä	496,2	521,7		kN
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	502,7	505	504,5	kN
3D	5 MPa	saSi yp-0,5 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa	Referenssi	498,5	530,6		kN
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 600 kN	200E3 EA	LM1	Referenssi	609,6	613,8	587	kN
3D	20 MPa	-10 m	Kallio 400 kN	200E3 EA	LM1	Referenssi	410,5	422,8	436,3	kN
3D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	40+9 kPa		501,5	503,3	502,3	kN
2D	80 MPa	-10 m	Kallio 500 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		501,4	503,5	505,2	kN
3D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	40+9 kPa		11,6	69	160,5	kN
2D	80 MPa	-10 m	Vastapontti 0 kN	200E3 EA	Tasainen 20 kPa		15,9	68,8	158,5	kN

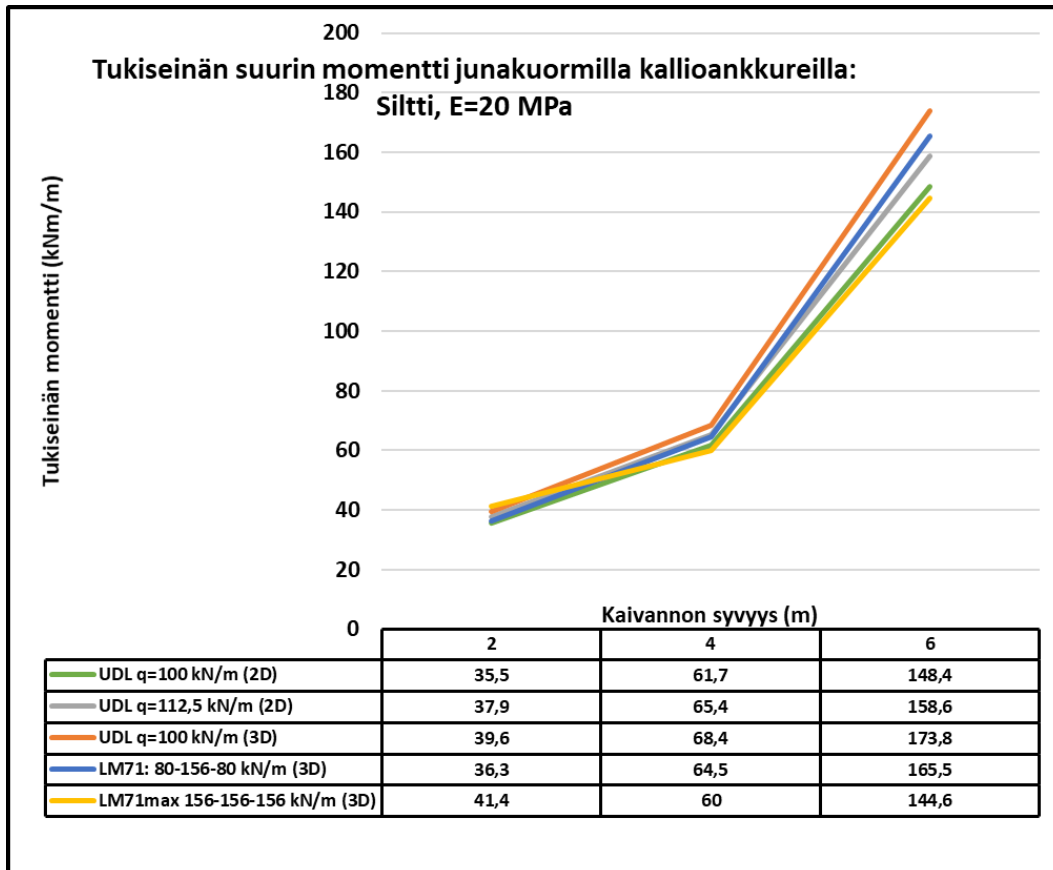
Junakuormat tukiseinien läheisyydessä

Diplomityön laskentatilannetta sovellettiin myös tarkastelussa, jossa tutkittiin junakuorman tukiseinään aiheuttamaa suurinta momenttia ja vaakasiirtymää. Laskentatilanteena käytettiin silttimaata ja kallioankkuroitua tukiseinää. Junakuormana käytettiin 2D- ja 3D-laskennassa 2,5 m leveitä jatkuvia tasaisia kuormia. Lisäksi 3D-laskennassa käytettiin LM71-junakuormalle 2,5 m leveää aluekuormaa, jossa oli 6,4 m pitkä 156 kN/m kuormitus ja sen molemmilla puolilla jatkuva 80 kN/m kuormitus, sekä LM71max-junakuormalle kahta 2,5 m leveää ja 6,4 m pitkää aluekuormaa, joiden etäisyys toisistaan oli 6,1 m. Kaikkien kuormien etäisyys tukiseinään oli 1 m. Junakuorman suuruus vaihteli 2D-laskennassa 100–112,5 kN/m ja 3D-laskennassa 80–156 kN/m. Kuvassa L4.1 nähdään LM71-junakuorman sijainti ja 3D-geometria laskentatapauksessa.



Kuva L4.1. LM71-junakuorman sijainti 3D-geometriassa.

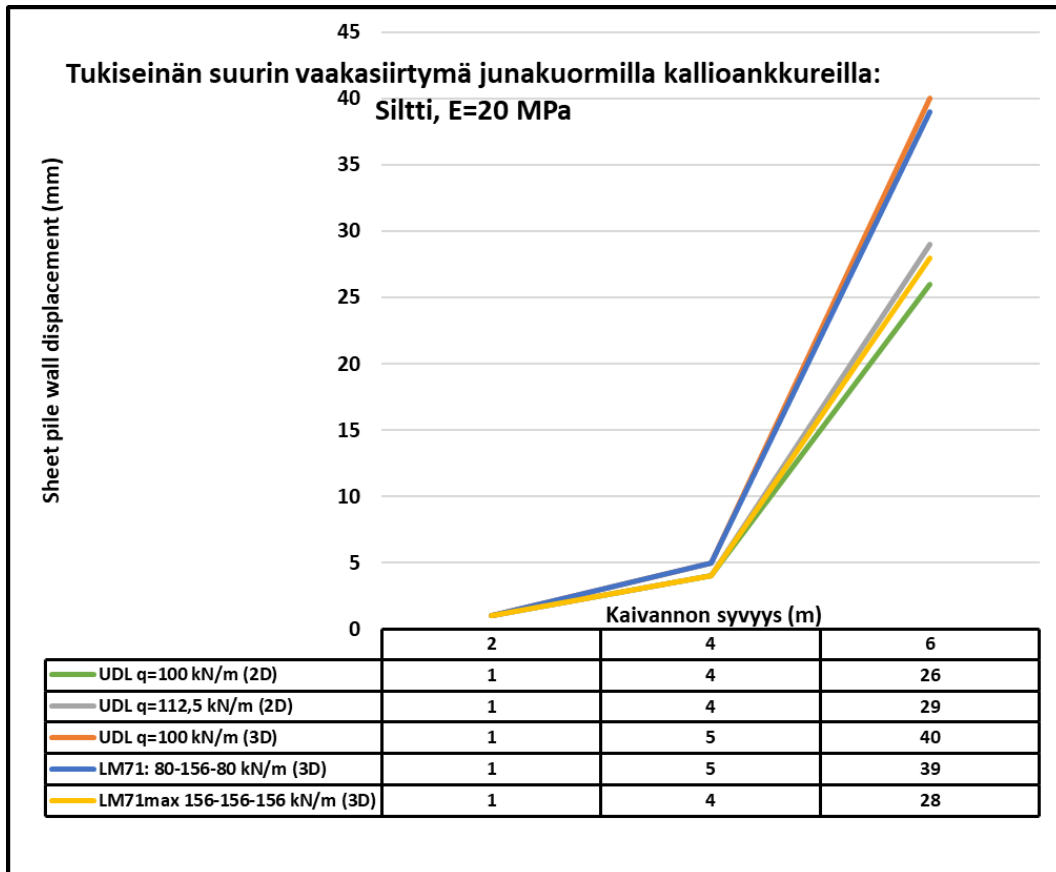
Koska laskennassa käytetään liikennekuormien laskemisessa käytettyä geometriaa, on 3D-geometria ja jatkuva kuorma vain 50 m pitkä, eikä siten vastaa täysin 2D-laskennan jatkuvaa kuormaa. Tasaisten aluekuormien ja LM71-junakuormien aiheuttamat momentit tukiseinään nähdään kuvassa L4.2.



Kuva L4.2. Tukiseinän suurimpien momenttien arvot junakuormilla kallioankkureilla silttimaassa 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

Kuvassa L4.2 nähdään, että 3D-laskennassa saadaan suurin ja pienin maksimimomentti 6 m syvällä kaivannolla, sillä kuorman ollessa jatkuva se antaa suurempia momentin arvoja kuin 2D-laskenta, mutta LM71max-kuormakaavio antaa pienimmän momentin, sillä se koostuu vain kahdesta 6,4 m pitkstä kuormasta eikä kuormitus näin ollen ole jatkuva. 3D-laskennan LM71-kuormakaaviota vastaa momenttien osalta parhaiten 2D-laskennan 112,5 kN/m tasainen kuorma ja 3D-laskennan 100 kN/m jatkuva aluekuorma. LM71max-kuormakaaviota vastaa momenttien osalta parhaiten 2D-laskennan 100 kN/m tasainen kuorma.

Laskettilanteen suurimmat vaakasiirtymät eri junakuormilla ovat samankaltaisia kuin liikennekuormilla. Siirtymät ovat hyvin pieniä pienillä kaivantosyvyyksissä, mutta suurilla kaivantosyvyyksillä vaakasiirtymät kasvavat eksponentiaalisesti, kun varmuus murtoa vastaan ei ole suunnitteluvaatimusten mukainen eli $FOS \geq 1,5$. Tasaisten aluekuormien ja LM71-junakuormien aiheuttamat vaakasiirtymät tukiseinään nähdään kuvassa L4.3.



Kuva L4.3. Tukiseinän suurimpien vaakasiirtymien arvot junakuormilla kallioankkureilla silttimaassa 2 m, 4 m ja 6 m syvillä kaivannoilla.

Kuvasta L4.3 nähdään, että vaakasiirtymät kaivannon ollessa 2 m tai 4 m syvä ovat hyvin lähellä toisiaan, mutta 3D-laskennan jatkuvilla kuormilla saadaan suurimmat vaakasiirtymät 6 m syvyydessä. 3D-laskennan LM71-kuormakaaviota vastaa vaakasiirtymien osalta parhaiten 3D-laskennan 100 kN/m jatkuva aluekuorma. LM71max-kuormakaaviota vastaa momenttien osalta parhaiten 2D-laskennan 112,5 kN/m tasainen kuorma.



Väylävirasto
Trafikledsverket

ISSN 2490-1202
ISBN 978-952-317-861-8
www.vayla.fi