

Ratapenkereitten leveys ja luiskakaltevuus

Esitutkimus

Fabrizio Brecciaroli ja Pauli Kolisoja



Ratahallintokeskuksen
julkaisu A 9/2004

Ratapenkereitten leveys ja luiskakaltevuus, esitutkimus

Fabrizio Brecciaroli ja Pauli Kolisoja

Helsinki 2004

Ratahallintokeskus
Kunnossapitoyksikkö

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2004
ISBN 952-445-114-x
ISSN 1455-2604
Helsinki 2004

Saatavana myös pdf-muodossa:
www.rhk.fi

Kannen kuva: Fabrizio Brecciaroli

Brecciaroli, Fabrizio–Kolisoja, Pauli: Ratapenkereitten leveys ja luiskakaltevuus, esitutkimus. Ratahallintokeskus, kunnossapitoyksikkö. Helsinki 2004. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2004. 77 sivua. ISBN 952-445-114-x, ISSN 1455-2604.

Avainsanat: ratapenger, leveys, luiskakaltevuus, kitkakulma, materiaalimalli, siirtymä, deformaatio, murtuminen

TIIVISTELMÄ

Ilmastollisten olosuhteiden ankaruudesta johtuen kaikilla korkealuokkaisemmilla radoilla Suomessa käytettävät radan rakennekerrospaksuudet ovat huomattavan suuret moniin muihin, leudommilla alueilla sijaitseviin maihin verrattuna. Toisaalta ratapenkereet on kustannusten säästämiseksi jouduttu jättämään suhteellisen kapeiksi ja jyrkkäluiskaisiksi. Tästä johtuen eri yhteyksissä on esitetty arveluja, että ratapenkereissä tapahtuu toistuvan junakuormituksen alaisena vähittäistä ratapenkereen muodon latistumiseen johtavaa deformatumista. Ratapenkereiden optimaalisella leveydellä ja luiskakaltevuudella on suuri taloudellinen merkitys, koska penkereiden leventäminen ja/tai pengerluiskien loiventaminen edellyttäisi huomattavan suuria taloudellisia investointeja. Toisaalta ratapenkereen latistuminen lisää tapahtuessaan oleellisesti radan kunnossapitotarvetta ja välillisenä vaikutuksena raiteen toistuva tukeminen taas lisää merkittävästi muun muassa raidesepelin kulumista. Erityisen suuri merkitys ratapenkereen leveyteen ja muotoon liittyvillä valinnoilla on rataosilla, joiden sallittuja akselikuormia tai junanopeuksia ollaan nostamassa, koska junakuorman kasvun voidaan joka tapauksessa otaksua vaikuttavan ratapenkereen deformatumista kiihdyttävästi.

Tässä raportissa täydennettiin sallittujen akselipainojen korottamisedellytyksiä selvittäneen tutkimusprojektin yhteydessä tehtyä kirjallisuustutkimusta eri maissa käytössä olevista pengerleveyksistä ja niiden mitoitusperusteista. Päähuomio kohdistui maihin, joiden ilmastolliset olosuhteet ovat lähellä Suomen olosuhteita. Selkeitä mitoituskäytäntöjä käytettävän pengerleveyden valintaan ei tämän kirjallisuusselvityksen puitteissa ole löydetty. Keskeisimpänä syynä tähän on mitä ilmeisimmin se, että rata-rakenteiden dimensiot ovat enemmänkin paikallisten olosuhteiden ja käytäntöjen sekä kokemusperäisten havaintojen tuloksena syntyneitä eivätkä niinkään laskennollisten mitoituslaskelujen perusteella määräytyneitä. Vaikuttaa myös siltä, että Euroopan maiden ratojen pengerleveydet ovat paljolti kunkin maan rautatieliikennehistorian määräämiä, mikä tarkoittaa myös sitä, ettei tarvittavaa leveyttä ole varta vasten tieteellisin tutkimuksin määritelty. Käytettävissä olleen aineiston perusteella ei myöskään käy ilmi, onko pohjamaan ja radan perustamistavan vaikutusta ollenkaan otettu huomioon tyyppipoikkileikkauksen pengerleveyttä määriteltäessä. Jotta lopulta voitaisiin saavuttaa tilanteen harmonisointi, ehdotetaan ”Yhteentoimivuuden teknisissä eritelmissä” (YTE) suurnopeusradoille sovellettavaa tavoitepengerleveyttä. Samalla säilytettiin kuitenkin mahdollisuus nykyisten leveyksien käyttöön silloin, kun yhteensopivuus tavoiteleveyteen vaatisi liikaa muutoksia.

Tämän esiselvityksen yhteydessä tehtiin myös alustavia pengerleveyteen liittyviä laskennallisia mallinnustarkasteluja kaksiulotteista staattista laskentamallia käyttäen. Alustavissa mallinnuslaskelmissa käytettiin elementtimenetelmään perustuvaa Plaxis-ohjelmaa. Mallinnuslaskelmissa erilaisia penkereitä kuormitettiin pystysuuntaisella kuormalla, jota kasvatettiin portaittain, kunnes saavutettiin murtuminen. Penger-materiaalin kuvaamiseen käytettiin kahta erilaista materiaalimallia: Mohr-Coulomb ja

Hardening-Soil -mallia. Penkereen alla olevan pohjamaan kuvaamiseen käytettiin vain Mohr-Coulomb-mallia. Laskelmat tehtiin kahdella eri laskentamenetelmällä: Staged Construction -menetelmällä ja Total Multipliers -menetelmällä.

Plaxis-ohjelmistolla tehtyjen staattisten laskelmien perusteella saatiin seuraavat tulokset. Tulokset ovat vaikutussuunniltaan varsin odotettuja.

- Mitä pienempi on penkereen leveys, sitä suurempia siirtymiä saadaan. Erot eivät kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti silloin, kun penkereeseen kohdistuvat kuormat ylittävät 150 kN/m.
- Mitä jyrkempi on penkereen luiska, sitä suurempia siirtymiä saadaan ja sitä pienempi kuorma aiheuttaa murtumisen. Erot eivät nytkään kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti ennen murtumista.
- Pengerleveyden ja luiskakaltevuuden vaikutus penkereen käyttäytymiseen ei ole niin merkittävää kuin pengermateriaalin kitkakulman vaikutus.

Staattisten murtokuormitusten arvot ovat pääsääntöisesti varsin suuria rataverkolla sallittaviin junakuormiin verrattuna. Toisaalta myös siirtymät ovat tällöin niin suuria, että vaikka todelliset siirtymät olisivat vain pienen osan näistä arvoista, siirtymät eivät käytännössä olisi enää kimmoisia eli penger luhistuisi vaiheittain varsin nopeasti.

Staattisten laskelmien perusteella ei voida arvioida realistisesti syklisen kuormituksen alaisena olevan penkereen riittävää leveyttä tai sopivaa luiskakaltevuutta. Toisaalta niiden perusteella voidaan kuitenkin tarkastella tehokkaasti kuormitusten jakautumista sekä penkereen muodonmuutos- ja siirtymäjakautumia eri tilanteissa ja näin saada hyödyllistä tietoa ratapenkereen mekaanisesta toimintatavasta myös toistokuormitus-tilannetta silmällä pitäen.

Lopuksi osallistuttiin pengerleveyden ja luiskakaltevuuden vaikutuksen kenttähavainnointiin ja -mittauksiin tarkoitettujen havaintorataosuuksien valintaan ja suunnitteluun. Valittavan havaintokohteen ominaisuuksille asetettiin seuraavia tavoitteita:

- Havaintokohde koostuisi kahdesta tai kolmesta noin 50 metrin pituisesta peräkkäisestä osasta, joiden kohdilla ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta muutettaisiin hallitusti. Lisäksi havaintokohteeseen alueelle sijoittuisi myös rataosan normaalipoikkileikkauksen mukainen vertailuosuus.
- Havaintokohteen tulisi sijaita kohdassa, jossa rata on geometrialtaan suora. Kaarteen vaikutukseen lienee parempi palata myöhemmin.
- Kokonaispituudeltaan noin 200 m olevan havaintokohteen tulisi sijaita pohjasuhteiltaan mahdollisimman tasalaatuisella alueella, pohjamaan ollessa kantavuudeltaan heikohkoa tai keskinkertaista, esimerkiksi siltti tai paksuhko kuivakuori + savikko, ei kuitenkaan suo tai vetelä savikko.
- Radan korkeusviivan tulisi havaintokohteella olla vähintään rakennekerrosten kokonaispaksuuden verran ympäröivän maanpinnan yläpuolella, mieluiten jopa jonkin verran tätä korkeammalla.

Edellä mainittujen kenttähavaintokohteeseen liittyvien tarpeiden ja tavoitteiden perusteella tutkimushanke on edennyt seuraavasti. Ratahallintokeskus (RHK) ehdotti havaintorataosuuden valintaa Kokemäki-Rauma-rataosalta. Matti Konttinen JP-Transplan Oy:stä teki kohteiden alustavan kartoituksen. Hän etsi kolme sekä saviettä moreenipohjalle rakennettua ratapengerosuutta vaakageometrialtaan suorilta rata-

osilta, joista Tampereen Teknillisessä Yliopistossa (TTY) valittiin pehmeälle maapohjalle rakennettu alue.

Pengerlevitysten ja luiskaloivennusten jälkeen havaintokohteelle on tarkoitus asentaa kohtuullisen suuri määrä penkereen muodon vähittäisten muutosten seuraamiseksi tehtävien siirtymämittausten referenssipisteitä. Mittauspisteiden suunniteltu vähimmäismäärä on noin 6 kpl/poikkileikkaus mittauspoikkileikkausten määrän ollessa 8 kpl (2 kpl/50 m osuus). Lisäksi havaintokohteelle tultaneen myöhemmässä vaiheessa asentamaan pengerrakenteessa junakuorman alaisena tapahtuvien palautuvien muodonmuutosten mittaamiseen käytettäviä mittausantureita. Toteutuessaan näiden asentaminen tapahtuu rakentamistoimenpiteiden jälkeen junaliikennettä häiritsemättä penkereen sivulta käsin.

Brecciaroli, Fabrizio–Kolisoja, Pauli: Railway Embankments Width and Slope, Preliminary Study. Finnish Rail Administration, Maintenance Department. Helsinki 2004. Publications of the Finnish Rail Administration A 9/2004. 77 pages. ISBN 952-445-114-x, ISSN 1455-2604.

Key words: railway embankment, width, slope, friction angle, material model, displacement, deformation, failure

ABSTRACT

Due to the severity of the climatic conditions in Finland, the thickness of the bearing layers in all the high-grade railway lines are considerably bigger than in many warmer countries. On the other hand, in order to reduce the expenses, the railway embankments had to be designed and constructed with relatively narrow widths and steep slopes. As a result, under repeated train loading, gradual, permanent deformation occurs within the railway embankment. Eventually, the deformations lead to the railway embankment being flattened.

The optimum width and slope of a railway embankment has great importance because the widening of the embankment and/or the flattening of its slopes would require considerably high investments. In contrast, the flattening of the railway embankment increases the need for maintenance. As an indirect consequence, the repeated tamping of the track increases the degradation of the ballast. The choices related to the shape and width of the embankment have an especially big importance in those rail sections where the allowed axle loads and train speeds are being increased, because an increase of the trainload always influences the embankment deformation.

In this report, we supplemented the literary research on the embankments' widths used in other countries and the fundamentals of their dimensioning. The previous research was carried out in connection with the research project on the prerequisites of the allowed axle load raising. Our focus was mainly on those countries whose climatic conditions are similar to the Finnish conditions. Clear guidance and practices on how the width is calculated were not found. The main reason for this is most likely that the structure dimensions usually depend on local conditions, practices and empirical observations. In other words, they are not determined on the basis of mathematical design methods. It seems also that the railway embankment widths in the European countries strongly depend on the local railway history. This means that the widths are not expressly determined on the basis of scientific research. In addition, from the available material it seems that the influence of the subsoil and the substructure were not taken into account when determining the embankment width of the standard cross-section. In order to harmonize the situation, the European Union (EU) suggested a target embankment width for the track structures. The EU also preserved the possibility to use the existing widths when the compliance with the target width requires too many changes.

In this report, we also performed preliminary computational modelling studies related to the embankment width by using a static two-dimensional computational model. The software used, Plaxis, is based on the finite element method. In the calculations, we loaded the different embankments with a vertical load, which we then raised step by step until they failed. To represent the embankment material, we used two different

material models: the Mohr-Coulomb model and the Hardening Soil model. To represent the subsoil under the embankment, we used only the Mohr-Coulomb model. The calculations were performed using two different methods: the Staged Construction method and the Total Multipliers method.

From the static calculations carried out with Plaxis, we obtained the following results:

- The smaller the embankment width is, the bigger the displacements are. In any case, the differences are not big and they occur especially when the load on the embankment exceeds 150 kN/m.
- The steeper the embankment slope is, the bigger the displacements are. However, the differences are not big and mainly take place before failure.
- The influence of the embankment width and slope on the embankment behavior is not as significant as the influence of the embankment material friction angle.

The main trends of the results were expected and no surprising values occurred.

The values of the static critical loads are generally very high on the railway network compared to the allowed trainloads. However, also the displacements are then so big that, although the real displacements would be only a small fraction of these values, in practice they would not be elastic anymore. This means that stage-by-stage the embankment would collapse very rapidly.

On the basis of the static calculations, it is not realistically possible to estimate the adequate width and slope of the embankment under cyclic loading. On the other hand, on the basis of the calculations it is possible to examine the load distribution, as well as the distribution of the deformations and displacements of the embankment in different situations. These calculations make it possible to obtain useful information on how the railway embankment behaves mechanically, considering also repeated load situations.

Finally, we participated in selecting and designing a railway section for field observations and measurements of the influence of the embankment width and slope. The chosen test section should have the following characteristics:

- The section should consist of two or three consecutive parts of about 50 m, where the embankment width and slope will be altered in a controlled way. In addition, there should also be a comparison section included to the test section area, in accordance with the normal cross-section.
- The section should be located in a place where the railway is straight. The influence of curvature will be analyzed at a later stage.
- The observation area is about 200 m long and should be situated in an area of homogeneous ground conditions. The subsoil should have a low or medium bearing capacity, but it cannot be a swamp or a deposit of very soft clay.
- The track elevation line should be above the surrounding ground surface of a quantity at least greater than the total thickness of the structural layers.

On the basis of the above-mentioned requirements of the section to be chosen, the research project has proceeded as written in the following section. Finnish Rail Administration (RHK) suggested choosing the observation section from the Kokemäki to Rauma railway line. Matti Konttinen from JP-Transplan Oy did the preliminary survey and mapping of the area. He found three different sections: one on soft ground and the other two on moreenic ground. The one on soft ground was chosen.

After widening the embankment and flattening the slope, we are going to install a sufficiently high number of reference points to the observation area for measuring displacements. The reference points are required in order to follow the gradual changes of the embankment shape. The minimum number of measurement points is 6 per cross-section. The number of cross-sections is from 6 to 8, which means about 2 cross-sections every 50 m. In addition, at a later stage we might install measuring sensors, which will be used to measure the recoverable deformations occurring in the embankment under the influence of the train loading. The sensors will be installed from the embankment side, causing no disturbance to the railway traffic.

ESIPUHE

Tämä ratapenkereitten leveyttä ja luiskakaltevuutta käsittelevä esitutkimushanke tehtiin Tampereen teknillisen yliopiston Pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa professori Pauli Kolisojan ohjauksessa. Raportin laati diplomi-insinööri Fabrizio Brecciaroli.

Tutkimuksen tilaajana ja päärahoittajana toimi Ratahallintokeskus, jonka edustajana työtä ohjasi ylitarkastaja Matti Levomäki.

Tutkimushanke jatkuu ratapenkereiden leveyttä ja luiskakaltevuutta koskevan varsinaisen tutkimuksen merkeissä.

Helsingissä, joulukuussa 2004

Ratahallintokeskus
Kunnossapitoyksikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
ABSTRACT	6
ESIPUHE.....	9
1 JOHDANTO.....	11
2 KIRJALLISUUSTUTKIMUS MUIDEN MAIDEN RATAPENGERLEVEYKSISTÄ	12
2.1 Yleistä.....	12
2.2 Ruotsi.....	15
2.3 Norja.....	19
2.4 Saksa.....	21
2.5 Kanada.....	23
2.6 Italia.....	24
2.7 Muut maat.....	27
2.7.1 Etelä-Korea.....	27
2.7.2 Japani.....	27
2.7.3 Ranska.....	27
3 PENGERLEVEYTEEN LIITTYVÄT LASKENNALLISET MALLINNUSTARKASTELUT	28
3.1 Mallinnuksen periaate.....	28
3.2 Materiaalimallit	31
3.2.1 Materiaalimallien kuvaus	31
3.2.2 Materiaalimallien parametrit	35
3.3 Laskentamenetelmät	36
3.4 Laskentamallin verifiointi.....	37
3.5 Laskelmien tulokset ja mallin valinta.....	39
3.6 Varioitujen parametrien vaikutus valitun mallin käyttäytymiseen.....	55
3.7 Laskentaesimerkki heikomman pohjamaan vaikutuksesta.....	63
3.8 Johtopäätökset	68
4 HAVAINTORATAOSUUDEN VALINTA JA SUUNNITTELU	70
4.1 Valitun havaintorataosuuden yleiskuvaus	70
4.2 Pengerleveyden ja luiskakaltevuuden variointi	70
4.3 Kenttämittaukset.....	71
5 YHTEENVETO	73
LÄHDELUETTELO	76

1 JOHDANTO

Ilmastollisten olosuhteiden ankaruudesta johtuen kaikilla korkealuokkaisemmilla radoilla Suomessa käytettävät radan rakennekerrospaksuudet ovat huomattavan suuret moniin muihin, leudommilla alueilla sijaitseviin maihin verrattuna. Toisaalta ratapenkereet on kustannusten säästämiseksi jouduttu jättämään suhteellisen kapeiksi ja jyrkkäluiskaisiksi. Tästä johtuen eri yhteyksissä on esitetty arveluja, että ratapenkereissä tapahtuu toistuvan junakuormituksen alaisena vähittäistä ratapenkereen muodon latistumiseen johtavaa deformatumista. Tätä oletusta tukevia viitteitä on saatu myös muun muassa Koriolla vuonna 1999 ja Toijalassa vuonna 2000 instrumentoiduista ratapenkereistä tehtyjen vaakasuuntaisten muodonmuutosten mittauksen yhteydessä.

Ratapenkereiden optimaalisella leveydellä ja luiskakaltevuudella on suuri taloudellinen merkitys, koska penkereiden leventäminen ja/tai pengerialueiden loiventaminen edellyttäisi huomattavan suuria taloudellisia investointeja. Toisaalta ratapenkereen latistuminen lisää tapahtuessaan oleellisesti radan kunnossapitotarvetta ja välillisenä vaikutuksena raiteen toistuva tukeminen taas lisää merkittävästi muun muassa raide-sepelin kulumista. Erityisen suuri merkitys ratapenkereen leveyteen ja muotoon liittyvillä valinnoilla on rataosilla, joiden sallittuja akselikuormia tai junanopeuksia ollaan nostamassa, koska junakuorman kasvun voidaan joka tapauksessa otaksua vaikuttavan ratapenkereen deformatumista kiihdyttävästi.

Ratapenkereiden leveyttä ja luiskakaltevuutta koskeva tutkimushanke on tarkoituksenmukaista toteuttaa kaksivaiheisena siten, että ennen varsinaista tutkimusvaihetta tehdään sitä valmisteleva esitutkimus. Tässä raportissa esitetään esitutkimusvaiheen tulokset.

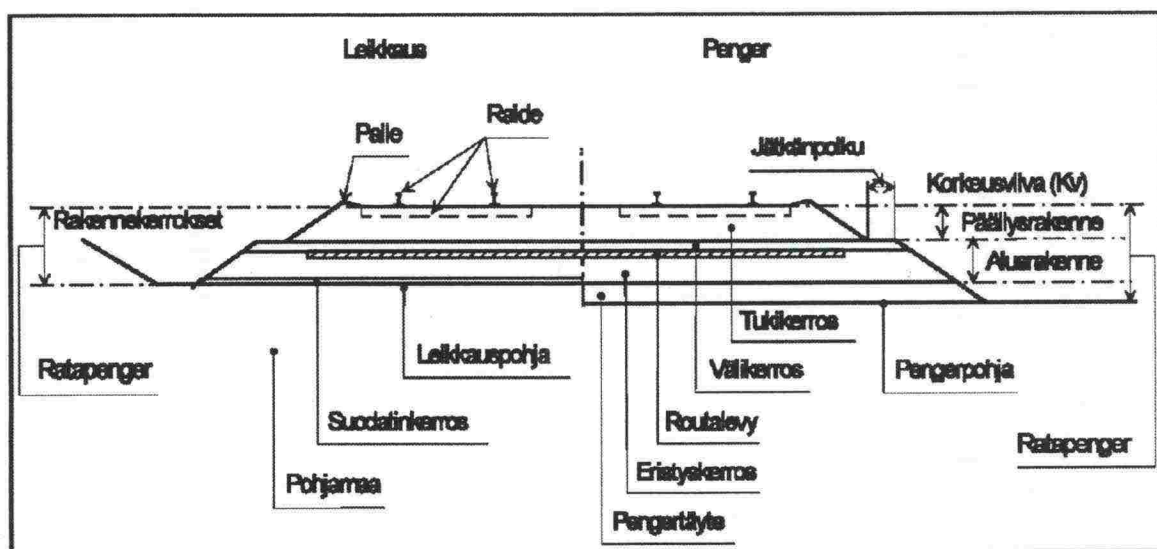
Esitutkimusvaiheeseen sisältyivät seuraavat toimenpiteet:

- Täydennettiin sallittujen akselipainojen korottamisedellytyksiä selvittäneen tutkimusprojektin yhteydessä tehtyä kirjallisuustutkimusta eri maissa käytössä olevista pengerialueista ja niiden mitoitusperusteista. Päähuomio kohdistui maihin, joiden ilmastolliset olosuhteet ovat lähellä omiamme.
- Osallistuttiin pengerialueiden ja luiskakaltevuuden vaikutuksen kenttähavainnointiin ja -mittauksiin tarkoitettujen havaintorataosuuksien valintaan ja suunnitteluun. Yhdeksi havaintorataosuudeksi valittiin perusparannettava Kokemäen ja Rauman välinen rataosuus.
- Ratapenkereen vaakasuuntaisen – sekä yksittäisen akseliylityksen aikana tapahtuvien lyhytaikaisten ja pääosin palautuvien että pidemmällä ajanjaksolla vähittäin ratapenkereen kehittyvien palautumattomien – muodonmuutosten mittaamiseen soveltuvien tekniikoiden edelleen kehittäminen.
- Alustavat pengerialueiden liittyvät laskennalliset mallinnustarkastelut.
- Tehtiin alustava ehdotus varsinaisen tutkimusvaiheen sisällöstä ja muista tarvittavista jatkotoimenpiteistä.

2 KIRJALLISUUSTUTKIMUS MUIDEN MAIDEN RATAPENGERLEVEYKSISTÄ

2.1 Yleistä

Pengerleveydellä tarkoitetaan radan alusrakenteen, normaalisti välikerroksen, yläpinnan leveyttä (kuva 2.1:1).



Kuva 2.1:1 Radan rakenneosiin liittyviä nimityksiä (Ratahallintokeskus 2002).

Penkereen leveys samoin kuin raideväli vaihtelevat selvästi eri maiden sekä vanhoilla radoilla että uusilla suurnopeusradoilla. Tyypillistä on, että suurnopeusradoilla käytetään suurempaa pengerleveyttä ja raideväliä kuin vanhoilla radoilla.

Selkeitä mitoituskäytäntöjä käytettävän pengerleveyden valintaan ei tämän kirjallisuus selvityksen puitteissa ole löydetty. Keskeisimpänä syynä tähän mitä ilmeisimmin on se, että ratarakenteiden dimensiot ovat enemmänkin paikallisten olosuhteiden ja käytäntöjen sekä kokemuseräisten havaintojen tuloksena syntyneitä eivätkä niinkään laskennallisten mitoitustarkastelujen perusteella määräytyneitä. Vaikuttaa myös siltä, että Euroopan maiden ratojen pengerleveydet ovat paljon kunkin maan rautatieliikennehistorian määräämiä, mikä tarkoittaa myös sitä, ettei tarvittavaa leveyttä ole varta vasten tieteellisin tutkimuksin määriteltä. Käytettävissä olleen aineiston perusteella ei myöskään käy ilmi, onko pohjamaan ja radan perustamistavan vaikutusta ollenkaan otettu huomioon tyyppipoikkileikkauksen pengerleveyttä määriteltäessä.

Huomattava on kuitenkin se, että ratapenkeret on Euroopassa perinteisesti rakennettu Suomen penkereitä leveämmiksi. Tähän voi olla syynä se, että Suomessa rakennekerrokset ovat roudan takia hyvin paksuja, kantavuusmitoituksen kannalta ehkä tarpeettoman paksuja. Euroopassa on riittävää kantavuutta sen sijaan etsitty leveämmillä penkereillä.

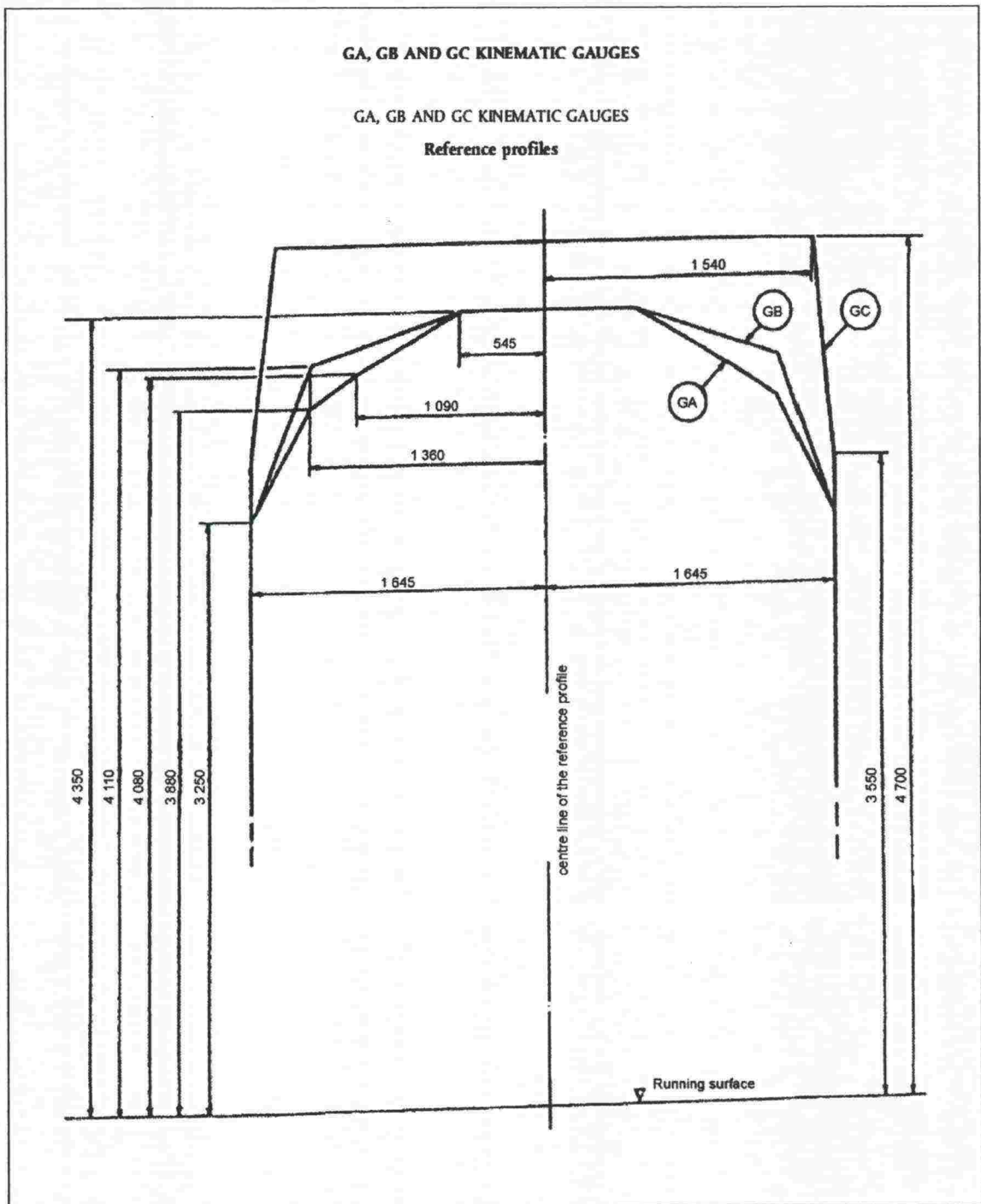
Jotta lopulta voitaisiin saavuttaa tilanteen harmonisointi, Euroopan Unioni ehdotti suurnopeusradoille sovellettavaa tavoitepengerleveyttä ja säilytti samalla mahdollisuuden

nykyisten leveyksien käyttöön, koska yhteensopivuus tavoitelevyyteen vaatisi liikaa muutoksia. Tämä voidaan löytää julkaisusta "Yhteentoimivuuden tekniset eritelvät (YTE)" eli "The Technical Specifications for Interoperability (TSI)", Official Journal of the European Communities (L 245/143) of the 30th of May 2002.

Edellä mainitun viitteen mukaan pengерleveyden tulee täyttää seuraavat vaatimukset:

- Uusien suurnopeusratojen tulee mahdollistaa suurnopeusjunien kulku riittäväällä vapaan tilan marginaalilla, kun otetaan huomioon ennakoitavissa olevat tekniset muutokset tulevaisuudessa.
- Nykyisten ratojen tulee mahdollistaa näiden samojen junien kulku pienennetyillä marginaaleilla, jotta tarvittavien muutosten toteuttaminen voidaan suorittaa vaiheittain.

Lisäksi rakennettavien suurnopeusratojen minimipengerleveyden tulee noudattaa kinemaattisen profiilin mallia GC (kuva 2.1:2). Toisaalta olemassa olevien suurnopeusratojen, parannettujen ja yhdysratojen minimipengerleveyden täytyy noudattaa GC:tä vain niillä rataosuuksilla, joilla se on taloudellisesti kannattavaa. Valitettavasti kyseessä olevassa julkaisussa ei kuitenkaan ole yhtään numeerisia arvoja pengерleveydelle. GA, GB ja GC ovat kuormautettuman (KU) rajaprofiileja. Näiden profiilien käyttö riippuu junan mitoista ja nopeudesta. Isojen ja/tai nopeiden junien yhteydessä tulee käyttää leveitä kinemaattisia profiileja.



Kuva 2.1:2 GA, GB ja GC kinemaattiset profiilit (TSI 2002).

Ratapenkereen leveyden määräävät ensi sijassa raideleveys, raideväli ja tarvittavien teknisten laitteiden (sähköistys tms.) tilanvaraukset. Selkeämpiä tietoja on löydetty raideleveyden ja raidevälin mitoista eri maissa.

- Raideleveys on rautatien kiskojen välinen etäisyys. Se mitataan kiskojen kulku-reunojen välistä 14 mm kiskonselän alapuolelta (Ratahallintokeskus 1995). Maailmalla käytetään monia erilaisia raideleveyksiä, mutta 1435 mm tunnetaan nimellä normaaliraiteinen leveys. Tätä leveämmät ovat siten leveäraiteisia ja kapeammat kapearaiteisia. Yleisesti ottaen leveäraiteinen rata on stabiilimpi, sallii

suurempia nopeuksia ja pystyy kantamaan enemmän kuormaa, kun taas kapearaiteinen rata on nopeampi ja halvempi rakentaa ja vie vähemmän tilaa. Kapearaiteisia ratkaisuja suositaankin edelleen mm. kaupungeissa kulkevissa raitiovaunuissa ja vaikeassa maastossa (esim. vuoristo) kulkevilla radoilla. Suomessa junat käyttävät suunnilleen samaa leveäraiteista raidelevyettä kuin Venäjällä (Suomi: 1524 mm, Venäjä: 1520 mm). Muualla Euroopassa käytetään yleensä normaaliraiteista leveyttä.

- Raideväli on vierekkäisten raiteiden keskilinjojen välinen lyhyin etäisyys. Raidevälin on oltava riittävän suuri, jotta kaksi junaa voi kohdata toisensa suurellakin nopeudella. Kaksiraiteisella radalla penkereen kokonaisleveyteen vaikuttaa omalta osaltaan luonnollisesti myös käytettävä raideväli. Koska raidevälin suhteen erot eri maiden välillä ovat suhteellisen pienet, edustavat pengerialueiden erot lähinnä eroja raiteen ulkoreunan puoleisen kiskon ja ratapenkereen reunan välisessä etäisyydessä. Käytettävän luiskakaltevuuden ohella tämä etäisyys onkin määräävä mitta, kun halutaan tarkastella alusrakennekerrosten leveyden vaikutusta ratapenkereen kykyyn ottaa vastaan erisuuruisia akselipainoista aiheutuvat rasitukset ilman merkittävien palautumattomien muodonmuutosten kehittymistä alusrakenteen rakennekerroksiin (Kolisoja et al. 1999).

Julkaisussa “Yhteentoimivuuden tekniset eritelmät (YTE)” on joitakin yleisiä spesifikaatioita minimiraidevälistä. Suunnitteluvaiheessa minimiraidevälien, jotka on erityisesti suunniteltu suurille nopeuksille, tulee olla 4,5 m. Tätä arvoa voidaan mukauttaa taulukon 2.1:1 arvoihin, jotta se sopisi haluttuihin ratojen suoritusastoihin.

Taulukko 2.1:1 Uusien ratalinjojen minimiraideväli (TSI 2002).

	Kallistumattoman junan nopeus	Minimiraideväli
Uudet ratalinjat	$V \leq 250$ km/h	4,00 m
	$250 < V \leq 300$ km/h	4,20 m

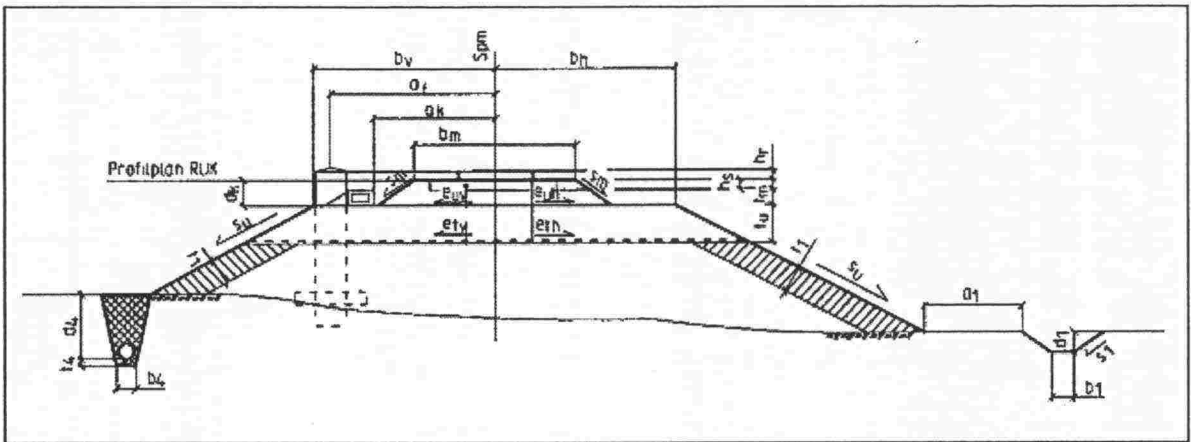
Sen sijaan parannettujen ratalinjojen minimiraidevälien tulee olla taulukossa 2.1:2 esitettyjen arvojen mukaisia.

Taulukko 2.1:2 Parannettujen ratalinjojen minimiraideväli (TSI 2002)

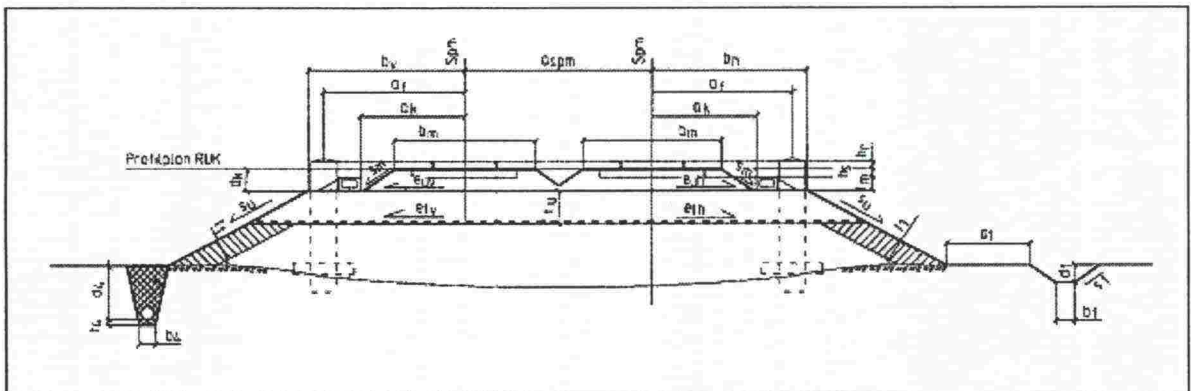
	Kallistumattoman junan nopeus	Minimiraideväli
Parannetut ratalinjat	$V \leq 230$ km/h	vaihteleva
	$230 < V \leq 250$ km/h	4,00 m

2.2 Ruotsi

Kuvassa 2.2:1 ja 2.2:2 on havainnollistettu ruotsalainen tyyppipoikkileikkaus yksiraiteisella radalla ja kaksiraiteisella radalla tässä järjestyksessä.



Kuva 2.2:1 Ruotsalainen yksiraiteisen radan tyyppipoikkileikkaus (BVH 585.31–2002).



Kuva 2.2:2 Ruotsalainen kaksiraiteisen radan tyyppipoikkileikkaus (BVH 585.31–2002).

Taulukosta 2.2:1 voidaan nähdä kaikki kuvissa 2.2:1 ja 2.2:2 esitetyt merkintöjä vastaavat mitat.

Taulukko 2.2:1 Ruotsalaisen yksi- ja kaksiraiteisen radan mitat suoralla rataosalla (BVH 585.31–2002).

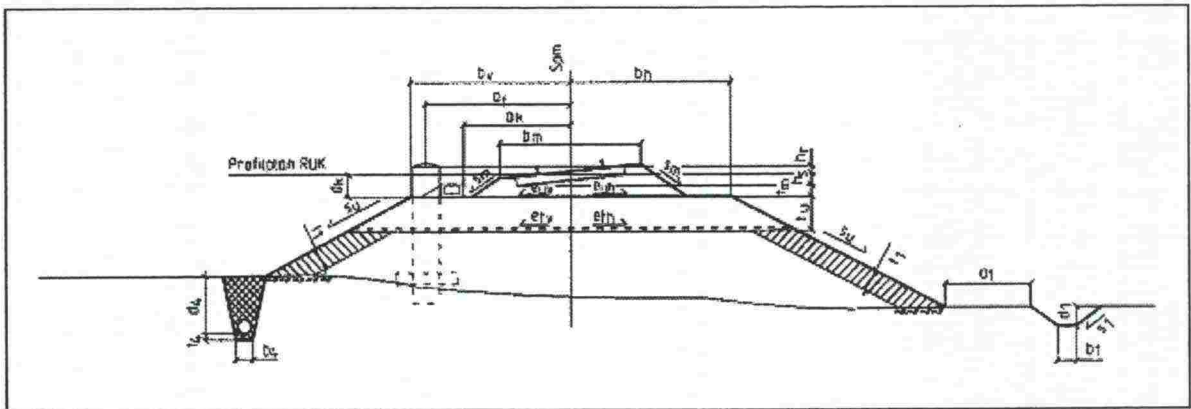
Merkintä	yksikkö	normaalimitta	vaihteluväli
a_f	m	3,35	-
a_k	m	2,6	2,6–2,8
a_l	m	2,0	≥ 0
a_{spm}	m	4,5	4,4–10,0
b_m	m	3,3 (betonipölkky) 3,4 (puupölkky)	3,3–3,5
b_v	m	3,7	3,25–4,0
b_h	m	3,7	3,25–4,0
b_1	m	0,4	0–1,0
b_4	m	0,6	0,4–0,8
d_k	m	0,52	0,3–0,8
d_1	m	0,4	0–1,0
d_4	m	riippuu ilmastovyöhykkeestä	0,6–1,6
eu_v	%	0	0–3
eu_h	%	0	0–3
et_v	%	2	0–5
et_h	%	2	0–5
h_r	m	0,18	-
h_s	m	0,22	-
s_m	-	1 : 1,5	-
s_u	-	1 : 2	1 : 1,5–1 : 2
s_l	-	1 : 1,5	1 : 1,5–1 : 3
t_m	m	0,3	0,3–0,4
t_u	m	riippuu ilmastovyöhykkeestä	-
t_1	m		0,2–1,1
t_4	m	0,15	0–0,2

Taulukosta 2.2:1 sekä kuvista 2.2:1 ja 2.2:2 ilmenee, että yksiraiteisen radan normaali pengerleveys on 7,4 m ja kaksiraiteisen radan normaali pengerleveys on 11,9 m. Pengerleveyden vaihteluväli on 6,5–8,0 m yksiraiteisilla radoilla ja 10,9–18,0 m kaksiraiteisilla radoilla.

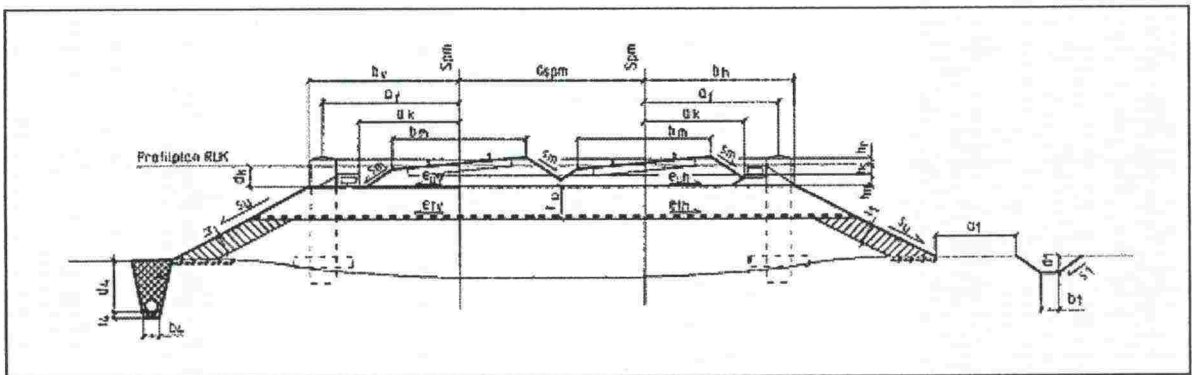
Käsikirjan BVH 585.31 (2002) perusteella voidaan todeta myös, että:

- pohjamaan yläpinnan/pengertäytön yläpinnan kallistus on vähintään 2 %
- maapenkereen luiskakaltevuus on 1:2 vaihteluvälin ollessa 1:1,5–1:2
- louhepenkereen luiskakaltevuus on 1:1,5 vaihteluvälin ollessa 1:1,5–1:2

Kun rata sijaitsee kaarteessa (kuva 2.2:3 ja kuva 2.2:4), jotkut mitat muuttuvat taulukossa 2.2:1 esitettyihin vastaaviin mittoihin verrattuna. Toisaalta suurin osa mitoista pysyy samoina. Muuttuvat mitat on esitetty taulukossa 2.2:2.



Kuva 2.2:3 Ruotsalainen kaarteessa sijaitseva yksiraiteisen radan tyyppi-
poikkileikkaus (BVH 585.31-2002).



Kuva 2.2:4 Ruotsalainen kaarteessa sijaitsevan kaksiraiteisen radan tyyppi-
poikkileikkaus (BVH 585.31-2002).

Taulukko 2.2:2 Ruotsalaisen kaarteessa sijaitsevan yksi- ja kaksiraiteisen radan
suorasta rataosasta poikkeavat mitat (BVH 585.3-2002).

Merkki	yksikkö	normaalimita	vaihteluväli
b_m	m	3,3 (betonipölkky)	3,3 – 3,6
		3,4 (puupölkky)	3,4 – 3,7
b_h	m	3,7	3,7 – 4,0
d_4	m	riippuu ilmastovyöhykkeestä	-

Taulukoista 2.2:1 ja 2.2:2 sekä kuvista 2.2:3 ja 2.2:4 ilmenee, että kaarteessa sijaitsevan yksiraiteisen radan normaali pengerleveys on 7,4 m ja kaarteessa sijaitsevan kaksiraiteisen radan normaali pengerleveys on 11,9 m. Pengerleveyden vaihteluväli on 6,95–8,0 m yksiraiteisilla radoilla ja 11,35–18,0 m kaksiraiteisilla radoilla.

Ruotsissa on myös säännös BVF 586.41 (1996) ja käsikirja BVH 586.40 (1996), jotka käsittelevät radan geometrian parametreja. Säännös on sitova, kun taas käsikirja on ohjeellinen.

radoilla pengerleveys on 6,0 m, kun kallistus on 0 mm tai 50 mm, ja 6,25 m, kun kallistus on 100 mm tai 150 mm. Vanhoilla kaksiraiteisilla radoilla pengerleveys on 10,25 m, kun kallistus on 0 mm tai 50 mm, ja 10,5 m, kun kallistus on 100 mm tai 150 mm.

Taulukko 2.3:1 Norjassa käytössä olevat pengerleveyteen liittyvät mitat yksiraiteisilla radoilla (JD 530–2000).

Kallistus (mm)	Uusi ratalinja		Vanha ratalinja	
	B _i (mm)	B _y (mm)	B _i (mm)	B _y (mm)
0	3500	3500	3000	3000
50	3500	3500	3000	3000
100	3500	3500	3000	3250
150	3500	3500	3000	3250

Taulukko 2.3:2 Norjassa käytössä olevat pengerleveyteen liittyvät mitat kaksiraiteisilla radoilla (JD 530–2000).

Kallistus (mm)	Uusi ratalinja			Vanha ratalinja		
	B _i (mm)	S _p (mm)	B _y (mm)	B _i (mm)	S _p (mm)	B _y (mm)
0	3500	4400	3500	3000	4250	3000
50	3500	4400	3500	3000	4250	3000
100	3500	4400	3500	3000	4250	3250
150	3500	4400	3500	3000	4250	3250

Norjassa käytössä olevat alusrakenteen luiskakaltevuudet vaihtelevat penger materiaalin ja pengerkorkeuden mukaan kuten on esitetty taulukossa 2.3:3.

Taulukko 2.3:3 Norjassa käytössä olevat alusrakenteen luiskakaltevuudet (JD 520–1998).

Alusrakenteen luiskakaltevuudet 1:n		
Penger materiaalit	Pengerkorkeus (m)	1:n
Louhe	0 – 15	1:1,5
	> 15	1:1,75
Sora / Hiekka	0 – 5	1:1,5
	5 – 10	1:1,75
	> 10	1:2,0
Savi / Siltti	0 – 5	1:2,0
	5 – 10	1:2,5
	> 10	1:3,0

Taulukosta 2.3:3 voidaan nähdä, että Norjassa käytössä olevat luiskakaltevuudet riippuvat penger materiaalista ja pengerkorkeudesta. Vaihteluväli on 1:1,5–1:3. Arvoa 1:1,5 käytetään, kun penger materiaali on louhetta ja pengerkorkeus on 0–15 m. Arvoa 1:3 käytetään, kun penger materiaali on savea tai silttiä ja pengerkorkeus on yli 10 m.

2.4 Saksa

Taulukosta 2.4:1 voidaan nähdä, että Saksassa pengerveveys vaihtelee radan kallistuksesta ja nopeudesta riippuen. Mitä suurempia kallistus ja nopeus ovat, sitä leveämpi pengeri on. Kaksiraiteisilla pääradoilla vaihteluväli on 10,6–12,4 m. Arvoa 10,6 m käytetään, kun kallistus on 0–20 mm ja nopeus on alle 160 km/h. Arvoa 12,4 m käytetään, kun kallistus on 105–160 mm ja nopeus on yli 200 km/h. Näyttää myös siltä, että nykyiset penkereet ovat kapeampia kuin Leskelän diplomityössä (1995) käsitellyt suurnopeusratojen penkereet, joiden leveys oli 13,70 m.

Taulukko 2.4:1 Saksassa käytössä olevat pengervevydet (Lichtberger 2003).

Kallistus <i>u</i> (mm)	Kaksiraiteinen päärata			Kaksiraiteinen lähiliikennetata
	Nopeus (km/h)			
	$v \leq 160$	$160 < v \leq 200$	$v > 200$	$v \leq 120$
	Pengerleveys (m)			
0–20	10,6	11,6	12,1	10,2
25–50	10,7	11,7	12,2	10,3
55–100	10,8	11,8	12,3	10,4
105–160	10,9	11,9	12,4	10,5

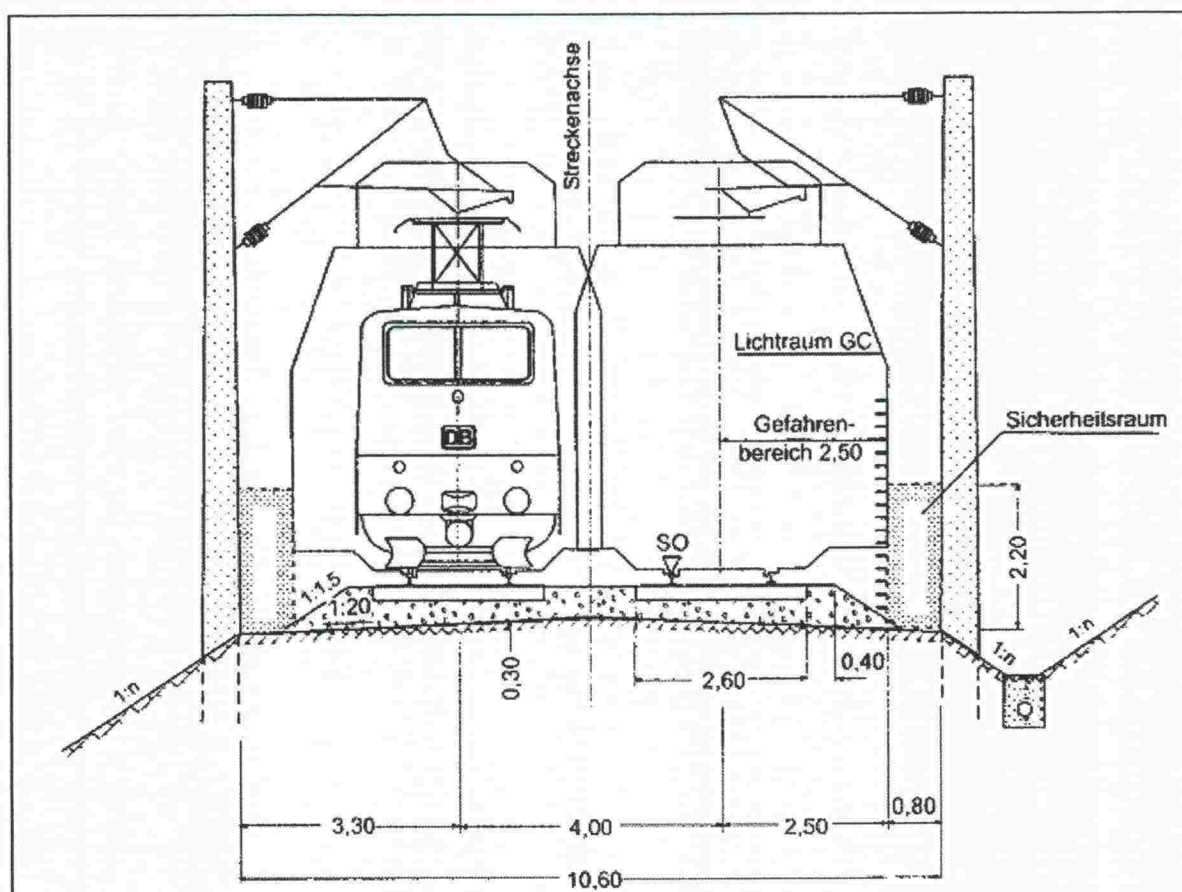
Taulukosta 2.4:2 voidaan nähdä, että Saksassa raideväli vaihtelee luonnollisesti nopeuden mukaan: mitä suurempi nopeus sitä suurempi raideväli. Raidevälin on oltava riittävän suuri, jotta kaksi junaa voisi kohdata toisensa suurellakin nopeudella.

Taulukko 2.4:2 Saksassa käytössä olevat raidevälit (Lichtberger 2003).

Oikaisutyyppi	Nopeus (km/h)	Raideväli (m)
Laajennus	$v \leq 160$	4,0
Laajennus	$160 < v \leq 200$	4,0
Uudisrakennus	$v \leq 300$	4,5
Lähiliikenne	$v \leq 120$	3,8

Kuormautettujen lisäksi on Saksassa suurnopeusratojen raidevälillä määrittämisessä otettu huomioon myös junien kohtaamisessa syntyvät aerodynaamiset olosuhteet. Nämä vaikuttavat erityisesti junien kohdatessa tunneleissa, joita Saksan radoilla on toisin kuin Suomessa varsin paljon. (Leskelä 1995)

Kuvassa 2.4:1 on havainnollistettu saksalainen kaksiraiteisen radan tyyppipoikki-leikkaus, kun nopeus on ≤ 160 km/h ja kallistus on ≤ 20 mm.



Kuva 2.4:1 Saksalainen kaksiraiteisen radan tyyppipoikkileikkaus, kun nopeus on ≤ 160 km/h ja kallistus ≤ 20 mm (Lichtberger 2003).

Penkereen yläpinta on kallistettu 1:20 normaalilla ratarakenteella. Kaksiraiteisilla radoilla on harjanne radan keskellä kuvan 2.4:1 mukaisesti.

Päällysrakenteen luiskakaltevuutena käytetään arvoa 1:1,5 nopeudesta riippumatta (taulukko 2.4:3). Sen sijaan ratapölkky on pitempi, kun nopeus ylittää 200 km/h.

Taulukko 2.4:3 Saksassa käytössä olevat ratapölkyn pituudet ja päällysrakenteen luiskakaltevuudet (Lichtberger 2003).

Nopeus (km/h)	
$v \leq 200$	$v > 200$
Ratapölkyn pituus (m)	
2,6	2,8
Päällysrakenteen luiskakaltevuus	
1:1,5	1:1,5

Saksassa käytössä olevat alusrakenteen luiskakaltevuudet vaihtelevat pengermateriaalin ja pengerkorkeuden mukaan kuten taulukossa 2.4:4 on esitetty. Vaihteluväli on 1:1,5–1:2,0. Arvoa 1:1,5 käytetään, kun pengermateriaali on hyvin tai osittain suhteistunutta

soraa ja pengerkorkeus on 0–12 m. Arvoa 1:2 käytetään, kun pengermateriaali on lajittunutta hiekkaa ja pengerkorkeus on 0–12 m. Arvoa 1:2 käytetään myös, kun pengermateriaali on savista tai silttistä soraa tai hiekkaa ja pengerkorkeus on 9–12 m.

Taulukko 2.4:4 Saksassa käytössä olevat alusrakenteen luiskakaltevuudet (Lechner 2003).

Alusrakenteen luiskakaltevuudet 1:n			
Pengermateriaalit		Pengerkorkeus (m)	1:n
Karkearakeiset pengermateriaalit	Hyvin suhteistuneet sorat	0–12	1:1,5
	Osittain suhteistuneet sorat	0–12	1:1,5
	Lajittuneet sorat	0–12	1:1,7
	Hyvin suhteistuneet hiekat	0–12	1:1,7
	Osittain suhteistuneet hiekat	0–12	1:1,7
	Lajittuneet hiekat	0–12	1:2,0
Saviset sorat ja hiekat / Silttiset sorat ja hiekat		0–6	1:1,6
		6–9	1:1,8
		9–12	1:2,0

2.5 Kanada

Tutkittiin myös Kanadassa käytettyjä ratapengerleveyksiä, mutta hyödyllisiä tietoja ei löydetty. Tietoja löydettiin vain raideleveydestä ja -välistä. Seuraavassa on lyhyt kuvaus tutkimuksen tuloksia.

Kaikkien ratojen, jotka on rakennettu tai muunnettu Kanadan ratayhdistyksen standardin voimaantulon (14.5.1992) jälkeen, tulee noudattaa minimiraideväliä ja asianmukaista raiteen kallistusta ja kaarevuutta seuraavan taulukon mukaisesti:

Taulukko 2.5:1 Kanadassa käytössä olevat raidevälit (The Railway Association of Canada 1992).

Ratatyyppe	Raideväli (m)
Pääradat	3,96
Pää- ja sivuradat	4,27
Pää- tai ajorata ja samansuuntaiset järjestelyradat	4,27
Järjestelyradat	4,11
Tavaraliikenteen radat	3,66
Henkilöaseman radat ilman laituria niiden välillä	3,96

Siellä missä olosuhteet eivät salli taulukossa 2.5:1 määritettyjä raidevälejä, poikkeuksia voi sallia teknillinen johtaja.

Minimiraideväliä tulee kasvattaa kaarteiden ja raiteen kallistuksen vuoksi seuraavasti (The Railway Association of Canada 1992):

- 50,8 mm raiteen kaarevuusastetta kohden
- Siellä missä ulomman raiteen kaarevuuskohouma ylittää viereisen sisemmän raiteen kohouman, ylimääräiset 63,5 mm viereisten raiteiden kaarevuuskohouman 25,4 mm eroa kohden.

Taulukossa 2.5:2 on esitetty raiteiden luokat. Jakaminen luokkiin tehdään sallittujen maksimi käyttönopeuksien perusteella.

Taulukko 2.5:2 Raiteiden luokat (The Railway Association of Canada 1997)..

Luokat	Tavarajunien maksimi sallittu käyttönopeus on:	Henkilöjunien maksimi sallittu käyttönopeus on:
1	10	15
2	25	30
3	40	60
4	60	80
5	80	95*
6	110	110

Raideleveyden on oltava taulukossa 2.5:3 esitettyjen rajojen sisällä.

Taulukko 2.5:3 Raideleveyden minimi- ja maksimiarvot (The Railway Association of Canada 1997).

Rataluokka	Minimiraideleveys (m)	Maksimiraideleveys (m)
1	1,4224	1,4732
2 ja 3	1,4224	1,46685
4 ja 5	1,4224	1,4605
6	1,4224	1,45415

2.6 Italia

Italian rataverkostosta on löydetty tietoja vain suurnopeusradoista. Tosin nykyään vain nämä tiedot Italiasta ovat oleellisia, koska vanhoja ratoja korvataan vähitellen suurnopeusradoilla.

Italian uudet suurnopeusradat on suunniteltu modernisoimaan Italian rautatiejärjestelmää ja siten kehittämään palveluja sekä maanlaajuisella että paikallisella tasolla. Tämä on saavutettu laajentamalla rautatieverkostoa ruuhkaisimpia linjoja pitkin ja kehittämällä vanhojen reittien toimivuutta.

Uusien suurnopeusrautatielinjojen pääpiirteet ovat (www.tav.it):

- Rautatiekuljetuksen kehittäminen ja parantaminen laajentamalla päälinjat (Milano–Napoli-linja, Torino–Milano–Venetsia-linja ja Genovan ja Po-laakson yhdistävä linja Terzo Valicon eli 'kolmannen vuoren ylityksen' kautta) sekä kaupunkiliittymiä uudelleen järjestelemällä.

- Koko rautatiejärjestelmän kapasiteetin lisääminen johtuen integraatiosta jo olemassa olevaan verkostoon.
- Yhteensopivuus ympäristöllisiin sekä historiallisiin kohteisiin, mikä on saavutettu jatkuvalla yhteistyöllä viranomaisten kanssa.
- Modernien rakennusteknologioiden käyttö yhdessä korkeiden laatuvaatimusten kanssa.

Suurnopeusratoja on suunnittelu- tai rakentamisvaiheessa tai käytössä yli 1100 km pitkin Italian tärkeimpiä liikennereittejä: Torinosta Venetsiaan ja Milanosta Napoliin (kuva 2.6:1).



Kuva 2.6:1 Italian suurnopeusradat (www.tav.it).

Nykyisin:

- 630 km ratoja on rakennusvaiheessa Torinon, Milanon ja Napolin sekä 14 km Padovan ja Mestren välillä.

- Yli 270 km ratoja on suunnitteluvaiheessa Milanon ja Padovan sekä Genovan ja Po-laakson välillä.
- Rooma–Firenze Direttissima-linjan 250 km on muunnostöiden alainen.
- Uusia suurnopeusratoja tutkitaan kohti Calabriaa ja Sisiliä sekä Messinan ja Palermon välille.

Suurnopeusradat rakennetaan taulukossa 2.6:1 esitettyjen teknisten ominaisuuksien mukaan.

Taulukko 2.6:1 Italialaisten suurnopeusratojen tekniset ominaisuudet (www.tav.it).

Tekninen ominaisuus	Arvo	Yksikkö
Liikennemuoto	Sekaliikenne (henkilö- ja tavara-liikenne)	
Tavoitenopeus	300 *	km/h
Minimikaarresäde	5450	m
Maksimipituuskaltevuus	1,8 **	%
Maksimipituuskaltevuus tunneleissa	1,5	%
Maksimikallistus	10,5	cm
Pyörityssäde	25	km
Akselikuorma	25	t
Pengerleveys	13,6	m
Raideväli	5,0	m
Poratunnelien poikkileikkauspinta-ala	82	m ²

(*) Firenze Rifredin kohtaa ja Modenan maakuntaa lukuun ottamatta.

(**) 2,1 % Rooma–Napoli-linjan kahdessa leikkauksessa.

Taulukosta 2.6:1 voidaan nähdä, että nykyiset penkereet ovat huomattavasti leveämpiä kuin Leskelän diplomityössä käsitellyt suurnopeusratojen penkereet, joiden leveys oli 11,00 m.

Kun kaikki suurnopeusradat ovat valmiita, matka-ajat lyhenevät huomattavasti taulukon 2.6:2 mukaisesti.

Taulukko 2.6:2 Nykyiset ja tavoitellut matka-ajat italialaisten suurkaupunkien välillä (www.tav.it).

Reitti	Etäisyys (km)	Nykyinen matka-aika	Uusi matka-aika
Torino–Milano	153	1h30'	50'
Milano–Bologna	215	1h42'	60'
Bologna–Firenze	92	59'	30'
Firenze–Rooma	254	1h35'	1h20'
Rooma–Napoli	214	1h45'	1h05'

2.7 Muut maat

Tutkittaessa muita maita sama ongelma ilmaantui. Lehdistä, julkaisuista ja nettisivustoista löytyi tietoja vain suurnopeusradoista. Lisäksi kaikki tiedot kohdistuivat lähinnä raidelevyteen ja -väliin. Ratapenkereen leveydestä ja luiskakaltevuudesta ei löydetty mitään. Seuraavissa kappaleissa on muutamia tietoja Etelä-Koreassa, Japanissa ja Ranskassa käytetyistä raidelevyksistä ja -väleistä.

2.7.1 Etelä-Korea

Seoulin ja Busanin välillä oleva suurnopeusrata yhdistää toisiinsa Etelä-Korean suurimpia kaupunkeja. Rataosa on kaksiraiteinen ja 412 km pitkä. Näistä 191 km kulkee tunneleissa ja 109 km silloilla. Ratapenkereen muutamia ominaispiirteitä on esitetty taulukossa 2.7:1.

Taulukko 2.7:1 Ratapenkereen muutamia ominaispiirteitä (Esveld 2001).

Piirre	Arvo	Yksikkö
Nopeus	300	km/h
Akselikuorma	170	kN
Minimikaarresäde	7000	m
Raideleveys	1435	mm
Raideväli	5,0	m

2.7.2 Japani

Eriteltyä radan geometrian standardia Japanin rautateille ei ole löytynyt englanniksi, mutta ”Data Book 2000, Central Japan Railway Company” on olemassa. Lindahl (2001) teki kirjan perusteella kokoelman rakenteellisista spesifikaatioista. Taulukossa on joitakin arvoja:

Taulukko 2.7:2 Japanilaisten suurnopeusratojen nopeus ja raideväli (Lindahl 2001).

Piirre	Ratalinja (Shinkansen)		
	Tokaido	Sanyo	Tohoku-Joetsu
Toiminnan alkuvuosi	1964	1972	1982
Maksimikäyttönopeus (km/h)	270	300 (planned speed)	275
Raideväli (m)	4,24	4,3	4,3

2.7.3 Ranska

Ranskan suurnopeusradoilla raidevälinä käytetään 4,5 metriä. Tämä sallii 300 km/h nopeuden. Kuitenkin uusimmalla (toiminnan alkuvuosi 2001) suurnopeusratalinjalla, LGV Välimeri Valencesta Marseilleen, raideväli on 4,8 m (Railway Gazette International 7/2001). Tämän ansiosta maksiminopeus, joka nykyään on 300 km/h, voitaisiin nostaa 350 km:iin/h.

3 PINGERLEVEYTEEN LIITTYVÄT LASKENNALLISET MALLINNUSTARKASTELUT

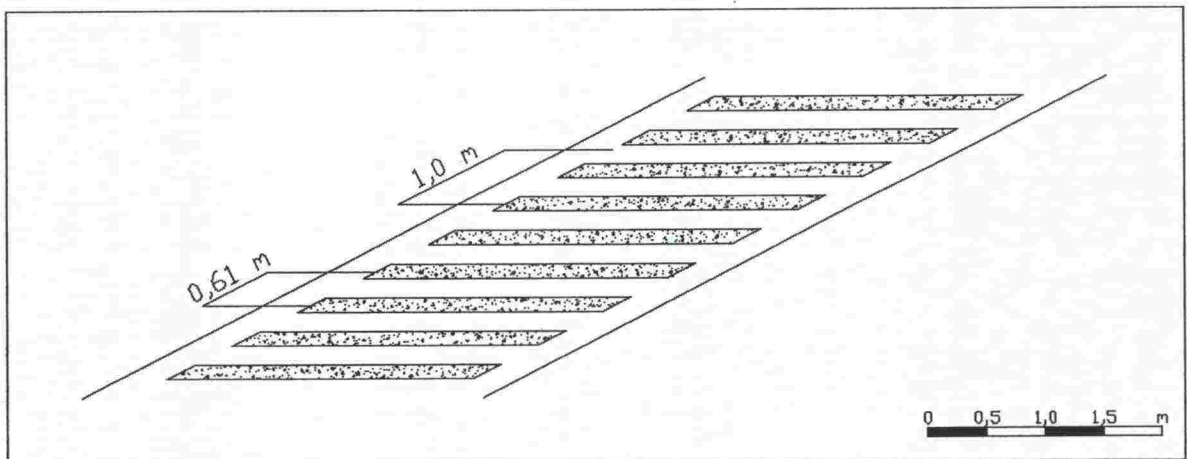
3.1 Mallinnuksen periaate

Pengerleveyteen liittyvät alustavissa laskennallisissa tarkasteluissa päätettiin käyttää Delftin teknillisessä yliopistossa kehitettyä Plaxis-ohjelmaa. Plaxis on kaksiulotteinen elementtimenetelmään perustuva tietokoneohjelma, joka on kehitetty erityisesti muodonmuutoksen ja stabiiliteetin analyysia varten geoteknisissä mitoitustarkasteluissa.

Plaxis-manuaalin mukaan Plaxis-koodi ja sen materiaalimallit on kehitetty realististen geoteknisten ongelmien laskemiseen. Tältä osin Plaxis-ohjelmaa voidaan pitää geoteknisen simuloinnin työvälineenä. Materiaalimalleja voidaan pitää maan käyttäytymisen kvalitatiivisina malleina, kun taas mallin parametreja käytetään maan käyttäytymisen määrittämiseen. Todellisuuden simulointi on kuitenkin approksimaatio, joka sisältää numeerisia ja mallintamiseen liittyviä virheitä. Karkein approksimaatio on se, että Plaxis on kaksiulotteinen ohjelma, kun taas todelliset ongelmat ovat tietysti kolmiulotteisia. Lisäksi tulosten tarkkuus riippuu myös käyttäjän asiantuntemuksesta sekä kyvystä ymmärtää materiaalimalleja ja niiden rajoituksia.

Ratapölkkyjen mallintaminen

Kahden peräkkäisen ratapölkyn väliksi on mallinnuksessa otaksuttu 0,61 m (kuva 3.1:1).



Kuva 3.1:1 Kahden peräkkäisen pölkyn väli ja yhden metrin pituinen rataosuus.

Laskentamallissa otetaan huomioon yhden metrin pituinen rataosuus. Tämän takia on laskettava, kuinka monta ratapölkkyä on yhdellä ratametrimillä.

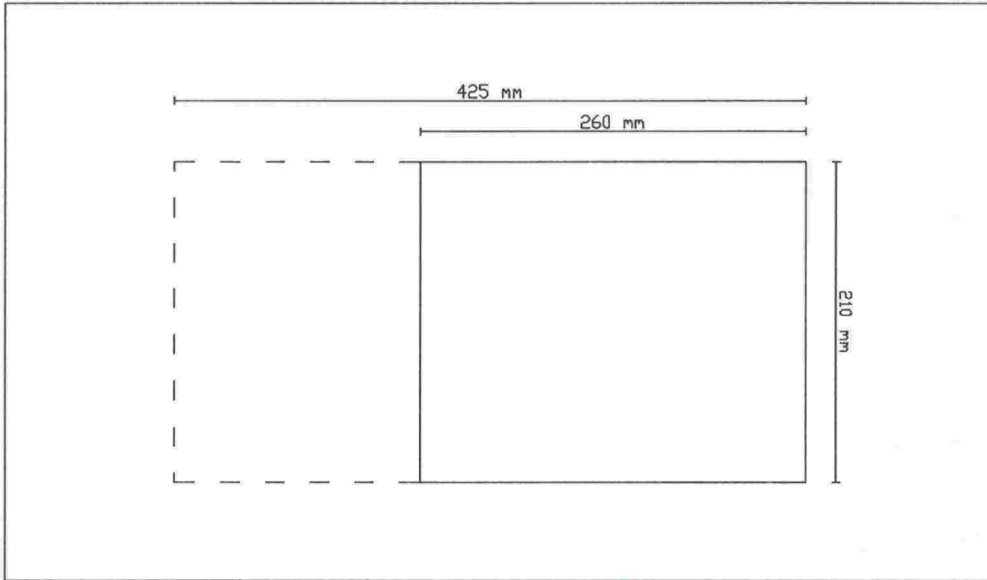
$$1 \text{ m} / 0,61 \text{ m} = 1,64$$

Laskentamallissa yhden metrin matkalle sijoittuvan 1,64 ratapölkyn vaikutus pyritään kuvaamaan korvaamalla erilliset ratapölkkyt jatkuvalla laattalla, jonka leveys on sama kuin pölkkyjen pituus. Laatan paksuus valitaan siten, että laatta vastaa taivutus-

jäykkyydeltään erillisten pölkkyjen taivutusjäykkyyttä radan pituusmetriä kohti. Toisin sanoen ratametriä kohden lasketun laatan taivutusjäykkyyden täytyy vastata 1,64 pölkyn taivutusjäykkyyttä.

Ratapölkyn leveydeksi laskelmassa otaksuttiin 260 mm, korkeudeksi 210 mm ja betonin lujuusluokaksi K64. Kertomalla otaksuttu pölkyn leveys luvulla 1,64 saadaan yhden ratametrin matkalle sijoittuvien pölkkyjen teoreettiseksi yhteisleveydeksi (kuva 3.1:2).

Teoreettinen yhteisleveys = $260 * 1,64 = 426,4 \text{ mm} \approx 425 \text{ mm}$



Kuva 3.1:2 Ideaalinen pölkky, joka on 1,64 kertaa leveämpi kuin oikea pölkky.

Pölkyn ominaisuudet, jotka tarvitaan PLAXIS-ohjelman laskelmissa ja joiden yksiköt ilmaistaan jaettuina radan yksikköpituusyksiköllä eli yhdellä metrillä, ovat taivutusjäykkyys EI, aksiaalinen jäykkyys EA, paino w ja Poissonin luku ν .

– Taivutusjäykkyys EI laskettiin seuraavasti:

$$E = 5000 * (K)^{1/2} = 5000 * (64)^{1/2} = 5000 * 8 = 40000 \text{ MPa} = 4,0 * 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$I = (bh^3)/12 = (425 * 210^3)/12 = 327993750 \text{ mm}^4 = 3,3 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$EI = 4,0 * 10^7 * 3,3 * 10^{-4} = 1,3 * 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

– Aksiaalinen jäykkyys EA laskettiin seuraavasti:

$$E = 5000 * (K)^{1/2} = 5000 * (64)^{1/2} = 5000 * 8 = 40000 \text{ MPa} = 4,0 * 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$A = b * h = 425 * 210 = 89250 \text{ mm}^2 = 0,09 \text{ m}^2 = 9,0 * 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$EA = 4,0 * 10^7 * 9,0 * 10^{-2} = 3,6 * 10^4 \text{ kN/m}$$

- Paino w laskettiin seuraavasti:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$h' = (0,425 * 0,210) / 1 = 0,089 \text{ m}$$

$$w = \gamma * h' = 25 * 0,089 = 2,23 \text{ kN/m/m}$$

- Poissonin lukuna käytettiin $\nu = 0$, koska sen merkitys on hyvin pieni. Betoninormien RIL 131-2004 mukaan betonin Poissonin luku voidaan valita väliltä 0...0,2.

Tässä:

E = kimmomoduuli

K = betonin nimellislujuus

b = leveys

h = korkeus

I = jäyhyysmomentti

A = pinta-ala

γ = tilavuuspaino

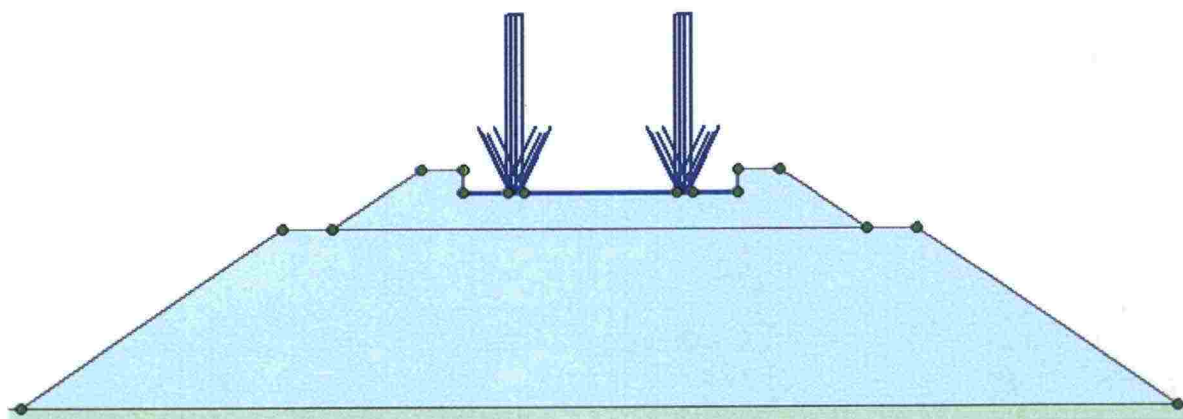
h' = muunnettu korkeus

w = paino

ν = Poissonin luku

Kuormitusten mallintaminen

Laskentamallissa pengertä kuormitettiin pystysuuntaisella kuormalla kuten kuvassa 3.1:3:



Kuva 3.1:3 Pengertä ja kuorma.

Kuormaa kasvatettiin portaittain, kunnes saavutettiin murtuminen. Käytetyt kuormat olivat: 5 kN/m^2 , 40 kN/m^2 , 500 kN/m^2 , 1500 kN/m^2 ja tarvittaessa 2500 kN/m^2 . Kuormien yksikkö on tämä, koska kuorma on pintakuorma kummankin kiskon kohtaa vastaavalla kaistalla. Kaistan leveys on 150 mm ja kaistojen keskipisteiden etäisyys

toisistaan on 1,6 m. Näin ollen vastaavat kuorman suuruudet ratametriä kohti voidaan nähdä taulukosta 3.1:1.

Taulukko 3.1:1 Laskelmissa käytetyt kuormat sekä vastaavat kuormat ratametriä kohti.

Laskelmissa käytetty kuorma (kN/m ²)	Kuorma ratametriä kohti (kN/m)
5	1,5
40	12
500	150
1500	450
2500	750

3.2 Materiaalimallit

3.2.1 Materiaalimallien kuvaus

Mallinnuslaskelmissa käytettiin kahta erilaista materiaalimallia: Mohr-Coulomb ja Hardening-Soil -mallia.

Mohr-Coulomb (kimmoinen – täydellisesti plastinen)

Plastisuus liitetään palautumattomien muodonmuutosten kehitykseen. Jotta voidaan arvioida, ilmeneekö plastisuus laskelmassa, myötöfunktio f otetaan käyttöön jännityksen ja muodonmuutoksen funktiona. Täydellisen plastinen malli on konstitutiivinen malli, jossa on kiinteä myötöpinta eli myötöpinta, joka on täysin määritelty mallin parametrien avulla, eikä siihen vaikuta (plastinen) muodonmuutos. Kun jännitystila on esitetty myötöpinnan sisäpuolella olevilla pisteillä, käyttäytyminen on täysin elastista ja kaikki muodonmuutokset ovat palautuvia. Elastoplastisuuden peruseriaate on, että muodonmuutokset ja muodonmuutosmäärät voidaan jakaa elastiseen osaan ja plastiseen osaan.

Mohr-Coulomb-malli vaatii viisi parametria, jotka ovat yleensä tuttuja useimmille geoteknikoille ja jotka voidaan saada määritettyä maanäytteistä hyvinvarustetuissa laboratorioissa käytössä olevilla normaaleilla geoteknisillä laboratoriotutkimusmenetelmillä. Nämä parametrit ja niiden yksiköt on listattu alla:

E	:	Kimmoduuli	[kN/m ²]
ν	:	Poissonin luku	[-]
φ	:	Kitkakulma	[°]
c	:	Koheesio	[kN/m ²]
ψ	:	Dilataatiokulma	[°]

Kun jännitystilat ovat myötöpinnan sisäpuolella, käyttäytyminen on elastista ja noudattaa Hooken lakia, joka kuvaa isotrooppista lineaarista elastisuutta. Tämän vuoksi plastisuusparametrien c , φ ja ψ lisäksi tarvitaan kimmomoduuli E ja Poissonin luku ν .

Kimmomoduuli (E)

PLAXIS käyttää kimmomoduulia jäykkyyssmoduulin perustana elastisessa mallissa ja Mohr-Coulomb-mallissa, mutta myös vaihtoehtoisia jäykkyyssmoduuleja on mahdollista käyttää.

Poissonin luku (ν)

Kun käytetään Mohr-Coulomb-mallia, tavanomaista korkeamman arvon käyttö on suositeltavaa. Yleensä arvoja 0,3:n ja 0,4:n välillä voidaan käyttää muissa kuormitusolosuhteissa kuin yksiulotteisessa kokoonpuristuksessa. Kuormituksen poistovaiheessa on kuitenkin yleisempää käyttää arvoja 0,15:sta 0,25:een.

Koheesio (c)

Koheesiolujuudella on jännityksen yksikkö. PLAXIS osaa käsitellä koheesiottomia hiekkvoja ($c=0$), mutta jotkut vaihtoehdot eivät toimi hyvin. Ongelmien välttämiseksi kokemattomia käyttäjiä suositellaan syöttämään ainakin pieni koheesioarvo ($c>0,2$ kPa).

Kitkakulma (φ)

Laskenta-aika kasvaa eksponentiaalisesti kitkakulman kasvaessa. Siksi suuria kitkakulmia tulisi välttää, kun tehdään alustavia laskelmatoimituksia johonkin tiettyyn projektiin. Kitkakulma määrittää suureksi osaksi leikkauslujuuden.

Dilataatiokulma (ψ)

Dilataatiokulma on määritelty kulman yksiköissä. Toisin kuin erittäin ylikonsolidoituneilla maakerroksilla, savimaalajeilla dilataatio on pientä ($\psi \approx 0$). Hiekan dilataatio riippuu sekä tiheydestä että kitkakulmasta. Kvartsihiekoilla suuruusluokka on $\psi = \varphi - 30^\circ$. Kuitenkin φ :n arvoilla, jotka ovat pienempiä kuin 30, dilataatiokulma on yleensä nolla. Pieni negatiivinen arvo ψ :lle on realistinen vain erittäin löyhille hiekoille.

Viiden perusparametrin lisäksi Mohr-Coulomb-mallissa on myös joitain kehittyneitä parametreja, jotka sisältävät jäykkyyden ja koheesiolujuuden kasvun syvyyden kasvaessa ja vetojännitysrajoituksen käyttömahdollisuuden.

Jäykkyyden kasvu ($E_{increment}$)

Todellisissa maaperissä jäykkyys riippuu merkittävästi jännitystasosta, mikä tarkoittaa, että jäykkyys yleensä kasvaa syvyyden kasvaessa. Kun Mohr-Coulomb-malli on käytössä, jäykkyys on vakio. Jotta jäykkyyden kasvu syvyyden kasvaessa voitaisiin ottaa huomioon, voidaan käyttää E -arvoa, jolla on tietty kasvunopeus yksikkösyvyyttä kohti (ilmaistuna jännitys jaettuna yksikkösyvyys yksikössä)

Koheesioarvon kasvu ($c_{increment}$)

PLAXIS tarjoaa kehittyneen vaihtoehdon mallintaa savikerrosta, missä koheesio kasvaa syvyyden kasvaessa. Jotta koheesioarvon kasvu syvyyden kasvaessa voitaisiin ottaa huomioon, voidaan käyttää c -arvoa, jolla on tietty kasvunopeus yksikkösyvyyttä kohti (ilmaistuna jännitys jaettuna yksikkösyvyys yksikössä).

Vetojännitysrajoitus

Joissakin käytännön ongelmissa voi kehittyä alue, jossa materiaaliin muodostuu vetojännityksiä. Tällöin maamateriaali voi murtua vedon eikä leikkauksen johdosta. Tällai-

nen käyttäytyminen voidaan sisällyttää PLAXIS-ohjelman analyysiin valitsemalla vetokatkaisu. Kun valitaan vetokatkaisu, sallittu vetolujuus voidaan syöttää. Mohr-Coulomb-mallille ja Hardening-Soil-mallille vetokatkaisu on oletusarvoisesti valittu vetojännityksellä nolla.

Mohr-Coulomb-mallia käyttäen voidaan tehdä alustava arvio maaperän ja kallioperän käyttäytymisestä. On suositeltavaa käyttää tätä mallia ensimmäisessä ongelmaa koskevassa analyysissä. Jokaiselle maakerrokselle arvioidaan vakio keskimääräinen jäykkyys. Tämän vakiojäykkyyden ansiosta laskennat ovat yleensä varsin nopeita ja saadaan ensimmäiset arviot muodonmuutoksista. Viiden yllä mainitun parametrin lisäksi alkuperäiset jännitysolosuhteet vaikuttavat huomattavasti useimpiin maaperän muodonmuutosongelmiin. Alkuperäiset vaakasuuntaiset jännitykset täytyy luoda valitsemalla sopivat K_0 -arvot.

Hardening-Soil (isotrooppinen myötölujittuminen)

Toisin kuin elastisessa täydellisen plastisessa mallissa myötölujittuvan plaastisuuden mallin myötöpinta ei ole kiinteä pääjännitysten avaruudessa, vaan se voi laajentua plastisen muodonmuutoksen ansiosta. Voidaan tehdä ero kahden erityyppisen myötölujittumisen välillä, nimittäin leikkaus-myötölujittuminen ja kokoonpuristuvuus-myötölujittuminen. Leikkaus-myötölujittumista käytetään mallintamaan palautumattomia muodonmuutoksia, jotka johtuvat deviatoorisesta pääjännityskomponentista. Kokoonpuristuvuus-myötölujittumista käytetään mallintamaan palautumattomia muodonmuutoksia, jotka johtuvat päämuodonmuutoksista ödometrisessä kuormituksessa ja isotrooppisessa kuormituksessa.

Hardening-Soil-malli on kehittynyt malli simuloimaan erilaisten sekä pehmeiden että kovien maaperätyyppien käyttäytymistä. Kuten Mohr-Coulomb-mallissa, rajajännitystilat kuvataan kitkakulmalla φ , koheesiolla c ja dilataatiokulmalla ψ . Maaperän jäykkyyttä kuvataan paljon tarkemmin käyttämällä kolmea eri jäykkyyttä: kolmiaksiaalikuormituksen jäykkyys E_{50} , kolmiaksiaalipoistokuormituksen jäykkyys E_{ur} ja ödometrikuormituksen jäykkyys E_{oed} . Toisin kuin Mohr-Coulomb-mallissa, Hardening-Soil-malli ottaa huomioon myös jäykkyysmoduulin jännitysriippuvuuden. Tämä tarkoittaa, että kaikki jäykkyydet kasvavat jännityksen kasvaessa. Hardening-Soil-mallin käyttö johtaa yleensä pidempiin laskenta-aikoihin, koska materiaali-jäykkyysmatriisi muodostetaan ja hajotetaan jokaisessa laskennan vaiheessa.

Jotkut nykyisen Hardening-Soil-mallin parametrit vastaavat Mohr-Coulomb-mallin parametreja. Nämä ovat murtoparametrit c , φ ja ψ .

Murtoparametrit kuin Mohr-Coulomb-mallissa:

c	:	Koheesio	[kN/m ²]
φ	:	Kitkakulma	[°]
ψ	:	Dilataatiokulma	[°]

Maaperän jäykkyyden perusparametrit:

- E_{50}^{ref} : Sekanttimoduulina määritetty jäykkyys normaalissa avoimessa kolmiakselialikokeessa [kN/m²]
 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$: Ödometrikokeen primaarikuormitusvaiheesta (tai esikuormitusvaiheesta) määritetty tangenttimoduuli [kN/m²]
 m : Jäykkyyden jännitystilariippuvuutta kuvaava eksponentin arvo [-]

Kehittyneet parametrit (on suositeltavaa käyttää perusasetuksia):

- $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Poisto-/uudelleenkuormitusvaiheen jäykkyys (default $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 3E_{50}^{\text{ref}}$) [kN/m²]
 ν_{ur} : Poissonin luku poisto-/uudelleenkuormitusvaiheessa (default $\nu_{\text{ur}} = 0.2$) [-]
 $p_{\text{ref}}^{\text{ref}}$: Jäykkyyden vertailujännitys (default $p_{\text{ref}} = 100$ stress units) [kN/m²]
 K_0^{nc} : K_0 -arvo normaalikonsolidoituneessa tilassa (default $K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin\phi$) [-]
 R_f : Murtotilan jännityssuhde q_f / q_a (default $R_f = 0.9$) [-]
 σ_{tension} : Vetolujuus (default $\sigma_{\text{tension}} = 0$ stress units) [kN/m²]
 $c_{\text{increment}}$: Kuten Mohr-Coulomb-mallin yhteydessä (default $c_{\text{increment}} = 0$) [kN/m³]

Jäykkyydsmoduulit E_{50}^{ref} & $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$

Hardening-Soil-mallin yksi etu Mohr-Coulomb-malliin nähden on mahdollisuus mallintaa jännitystasosta riippuvaa käyttäytymistä. Kun käytetään Mohr-Coulomb-mallia, käyttäjän täytyy valita kiinteä arvo kimmomoduulille, kun taas oikeissa maaperissä tämä jäykkyys riippuu jännitystasosta. Täytyy siis arvioida jännitystasot maaperän sisällä ja käyttää niitä, jotta voitaisiin saavuttaa sopivat jäykkyyden arvot. Hardening-Soil-mallissa tätä hankalaa parametrien valintaa ei vaadita. Toisin kuin malleissa, jotka perustuvat kimmoisuuteen, elastoplastinen Hardening-Soil-malli ei käytä kiinteää yhteyttä (avoimen) kolmiakselijäykkyyden ja ödometrijäykkyyden välillä yksiulotteiselle kokoonpuristuvuudelle, vaan nämä jäykkyydet voidaan syöttää erillisinä.

Kehittyneet parametrit

Realistinen arvo ν_{ur} :lle on noin 0,2 ja siksi tätä arvoa käytetään oletusarvoisesti. Toisin kuin Mohr-Coulomb-mallissa K_0^{nc} ei ole yksinkertaisesti funktio Poissonin luvusta, vaan oikea syöttöparametri. Oletusasetuksena PLAXIS käyttää korrelaatiota $K_0^{\text{nc}} = 1 - \sin\phi$. Riippuen muista parametreista, kuten E_{50} , E_{oed} , E_{ur} ja ν_{ur} , K_0^{nc} -arvoilla on tietty vaihteluväli. PLAXIS hylkää K_0^{nc} -arvot, jotka ovat vaihteluvälin ulkopuolella. Kun arvoja syötetään, ohjelma näyttää lähimmän mahdollisen arvon, jota käytetään laskelmissa.

Dilataatiokatkaisu

Suurten leikkausmuodonmuutosten jälkeen laajenevat materiaalit saavuttavat kriittisen tiiviystilan, jossa dilataatio loppuu. Tämä maaperän käyttäytymisen ilmiö voidaan sisällyttää Hardening-Soil-malliin dilataatiokatkaisun avulla. Jotta voidaan määrittää tämä käyttäytyminen, materiaalin alkuperäinen huokosluku e_{init} ja maksimi huokosluku e_{max} täytyy syöttää yleisinä parametreina.

3.2.2 Materiaalimallien parametrit

Penkereen alla olevan pohjamaan kuvaamiseen valittiin Mohr-Coulomb-malli, jonka parametrit on esitetty taulukossa 3.2:1.

Taulukko 3.2:1 Pohjaamaan Mohr-Coulomb-mallin parametrit.

Parametri		Arvo	Yksikkö
Materiaali	Tunnistus	Pohjamaa	-
	Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	-
	Tyyppi	Avoim	-
Tilavuus-paino	γ_{unsat}	22	kN/m ³
	γ_{sat}	25	kN/m ³
Veden-läpäisevyys	k_x	1	m/vrk
	k_y	1	m/vrk
Jäykkyys	E^{ref}	150000	kN/m ²
	ν	0,3	-
Lujuus	c_{ref}	30	kN/m ²
	ϕ	40	°
	ψ	5	°

Laskelmilla haluttiin kuvata kovaa pohjamaata, jossa syntyvät muodonmuutokset eivät muodostu hallitseviksi kokonaisuuden kannalta. Tämä johtuu siitä, että kyseessä on penkereen käyttäytymisen tutkiminen. Jos pohjamaa olisi pehmeää eli jos pohjamaassa syntyvät muodonmuutokset olisivat suuria, ei olisi mahdollista havaita penkereen käyttäytymistä kuorman kasvaessa sekä penkereen maaparametrien vaihtuessa. Kuorma ja penkereen maaparametrien vaihtelu vaikuttaisivat sekä pohjamaahan että penkereeseen. Sen sijaan pohjamaan ollessa kovaa kuorma ja penkereen maaparametrien vaihtelu vaikuttavat erityisesti penkereeseen. Tämä mahdollistaa penkereen käyttäytymisen tutkimisen.

Penger materiaalin kuvaamiseen käytettiin sekä Mohr-Coulomb että Hardening-Soil-mallia. Näiden mallien parametrit on esitetty taulukoissa 3.2:2 ja 3.2:3.

Taulukko 3.2:2 Penkereen Mohr-Coulomb-mallin parametrit.

Parametri		Arvo	Yksikkö
Materiaali	Tunnistus	Penger	-
	Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	-
	Tyyppi	Avoim	-
Tilavuus-paino	γ_{unsat}	20	kN/m ³
	γ_{sat}	23	kN/m ³
Veden-läpäisevyys	k_x	1	m/vrk
	k_y	1	m/vrk
Jäykkyys	E^{ref}	50000	kN/m ²
	ν	0,2	-
Lujuus	c_{ref}	1	kN/m ²
	ϕ	35	°
	ψ	1	°

Taulukko 3.2:3 Penkereen Hardening-Soil-mallin parametrit.

Parametri		Arvo	Yksikkö
Materiaali	Tunnistus	Penger	-
	Materiaalimalli	Hardening Soil	-
	Tyyppi	Avoin	-
Tilavuus-paino	γ_{unsat}	20	kN/m ³
	γ_{sat}	23	kN/m ³
Veden-läpäisevyys	k_x	1	m/vrk
	k_y	1	m/vrk
Jäykkyys	E_{50}^{ref}	45000	kPa
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	45000	kPa
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	180000	kPa
	m	0,5	-
	v_{ur}	0,2	-
	p^{ref}	100	kN/m ²
	K_0^{nc}	0,4	-
Lujuus	c_{ref}	1	kN/m ²
	φ	35	°
	ψ	1	°
	$c_{\text{increment}}$	0	kN/m ³
	y_{ref}	0	m
	R_f	0,9	-

3.3 Laskentamenetelmät

Laskelmissa käytettiin kahta erilaista laskentamenetelmää: Staged Construction ja Total Multipliers -menetelmää.

Staged Construction

Staged construction on tärkein kuormituksen syöttötapa. Tässä erityisessä PLAXIS-ohjelman ominaisuudessa on mahdollista vaihtaa geometriaa ja kuormitusta kytkemällä pois päältä tai aktivoimalla kuormituksia, tilavuusklustereita tai rakenteellisia objekteja. Staged Construction mahdollistaa useiden kuormitus-, rakentamis- ja kaivuprosessien tarkan ja realistisen simulaation. Vaihtoehtoa voidaan käyttää myös materiaali-parametrien sijoittamiseen tai vedenpainejakauman vaihtamiseen geometriassa. Jotta voitaisiin suorittaa Staged Construction -laskenta, on luotava geometriamalli, joka sisältää kaikki objektit, joita käytetään laskennan aikana. Objektit, joita ei tarvita laskennan alussa, tulee kytkeä pois päältä alkuperäisessä geometria-asetuksessa syöttövaiheen lopussa.

Total Multipliers

Muodonmuutosanalyysin aikana täytyy tarkkailla kaikenlaisien kuormitusten suuruutta. Yleensä kuormitukset aktivoidaan Staged Construction -puitteissa syöttämällä sopiva arvo. Sovellettavat kuormitukset lasketaan kertomalla kuormituksen syöttöarvo ja sitä vastaava kerroin (multiplier). Incremental ja Total -kertoimien välille tehdään ero. Incremental-kertoimet esittävät kuormituksen kasvua yksittäisellä

laskennan askeleella, kun taas Total-kertoimet esittävät kuormituksen kokonaistasoa tietyssä laskennan askeleessa tai vaiheessa. Kertoimella ei ole siihen yhdistettyä yksikköä, koska se on vain kerroin.

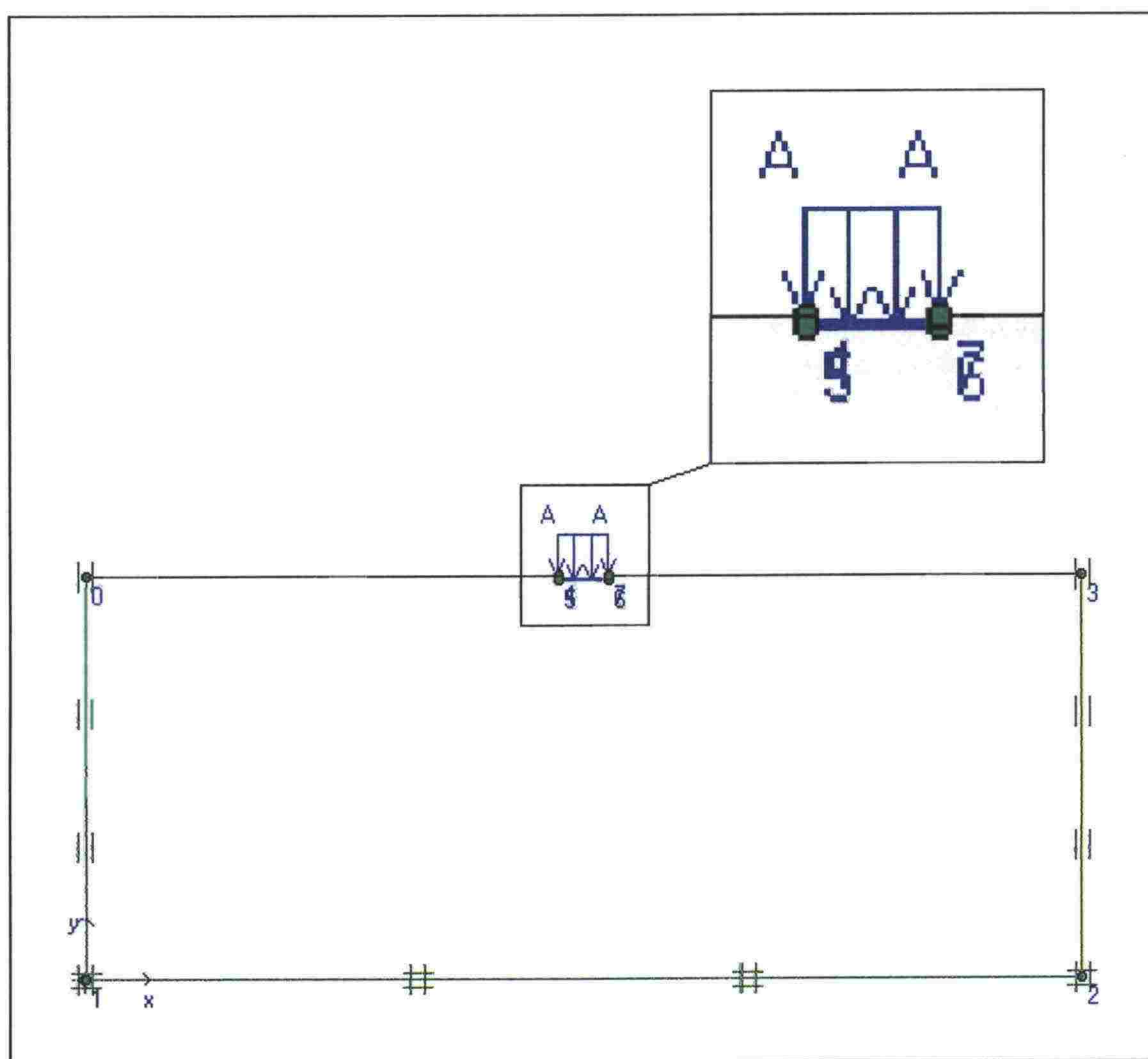
Murtuminen saavutettiin mallinnuslaskelmissa kahdella eri tavalla:

- Staged Construction → Ensin laskettiin penkereen ja pohjamaan oman painon aiheuttamat siirtymät. Seuraavissa laskentavaiheissa laskettiin junakuormituksen aiheuttamat siirtymät ottamatta huomioon penkereen ja pohjamaan vaikutusta. Käytännössä siis ensimmäisessä laskentavaiheessa, jossa ei ole ulkoista kuormaa, siirtymiin vaikuttaa penkereen ja pohjamaan omapaino, kun taas seuraavissa laskentavaiheissa vaikuttaa vain penkereeseen kohdistuva ulkoinen kuorma.
- Total Multipliers → Ensin laskettiin penkereen ja pohjamaan oman painon aiheuttamat siirtymät. Seuraavissa laskentavaiheissa laskettiin junakuormituksen aiheuttamat siirtymät ja otettiin huomioon myös penkereen ja pohjamaan vaikutus. Nyt jokaisessa laskentavaiheessa siirtymiin vaikuttaa sekä penkereen ja pohjamaan omapaino että penkereeseen kohdistuva ulkoinen kuorma, paitsi tietysti ensimmäisessä laskentavaiheessa, jossa ei ole ulkoista kuormaa.

Luonnollisesti jälkimmäisellä tavalla murtumisen saavuttamiseksi tarvitaan pienempi kuorma.

3.4 Laskentamallin verifiointi

Jotta voitaisiin vahvistaa tulosten pätevyys ja verifioida Plaxis-malli, Plaxis-ohjelmasta saatuja tuloksia verrattiin kantavuuskaavalla laskettuihin tuloksiin. Vertailu tehtiin mitoiltaan mallinnuslaskelmissa ratapölkkyjen kuvaamiseen käytettyä laattaa vastaavalle perustukselle kuvassa 3.4:1 havainnollistetun mallin mukaan. Laskentamalli ulottuu riittävän pitkälle alaspäin, vasemmalle ja oikealle. Perustus sijaitsee 0,21 m syvyydellä ja sen leveys on 2,6 m.



Kuva 3.4:1 Vertailussa käytetty laskentamalli.

Kun kantokyky laskettiin Plaxis-ohjelmalla, maan kuvaamiseen käytettiin sekä Mohr-Coulomb että Hardening-Soil -mallia ja maan parametreina käytettiin sekä penkereen että pohjamaan parametreja. Laskelmat tuottivat seuraavat tulokset:

- Mohr-Coulomb
 - Penkereen parametrit → Murtuminen tapahtuu, kun kuorma saavuttaa 1206 kN/m^2 .
 - Pohjamaan parametrit → Murtuminen tapahtuu, kun kuorma saavuttaa 5869 kN/m^2 .
- Hardening-Soil
 - Penkereen parametrit → Murtuminen tapahtuu, kun kuorma saavuttaa 1488 kN/m^2 .
 - Pohjamaan parametrit → Murtuminen tapahtuu, kun kuorma saavuttaa 5333 kN/m^2 .

Kun kantokyky laskettiin kantavuuskaavalla, käytettiin nauhamaiselle perustukselle kehitettyä kaavaa:

$$q_f = 0,5\gamma BN_\gamma + cN_c + \gamma DN_q$$

missä:

q_f	= perustuksen kantokyky	
γ	= maan tilavuuspaino	
B	= perustuksen leveys	
N_γ	= $1,8 (N_q - 1) \tan\phi'$	→ kantokykykerroin, Hansen (1961)
c	= maan koheesio	
N_c	= $\cot\phi' (N_q - 1)$	→ kantokykykerroin, Prandtl (1921)
D	= perustuksen perustamissyvyys	
N_q	= $e^{\pi \tan\phi'} \tan^2 (45 + \phi'/2)$	→ kantokykykerroin, Reissner (1924)

Laskelmat tuottivat seuraavat tulokset:

- Penkereen parametrit
 - $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $c = 1 \text{ kPa}$ $\phi = 35^\circ$
 - $N_\gamma = 40,7$ $N_c = 46,1$ $N_q = 33,3$
 - $q_f = 1243,8 \text{ kN/m}^2$
- Pohjamaan parametrit
 - $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $c = 30 \text{ kPa}$ $\phi = 40^\circ$
 - $N_\gamma = 95,4$ $N_c = 75,3$ $N_q = 64,2$
 - $q_f = 5284,0 \text{ kN/m}^2$

Kahdella eri menetelmällä saadut tulokset ovat varsin lähellä toisiaan, joskus jopa hyvin lähellä. Tämä antaa luvan olettaa, että laskentamalli, jota käytettiin tämän esiselvityksen yhteydessä, kuvaa todellisuutta kohtuullisen realistisesti.

3.5 Laskelmien tulokset ja mallin valinta

Jotta voitaisiin löytää malli, joka kuvaa parhaiten ratapengertä, tehtiin useita mallinnuslaskelmia käyttäen erilaisia materiaalimalleja, laskentamenetelmiä ja kuormia.

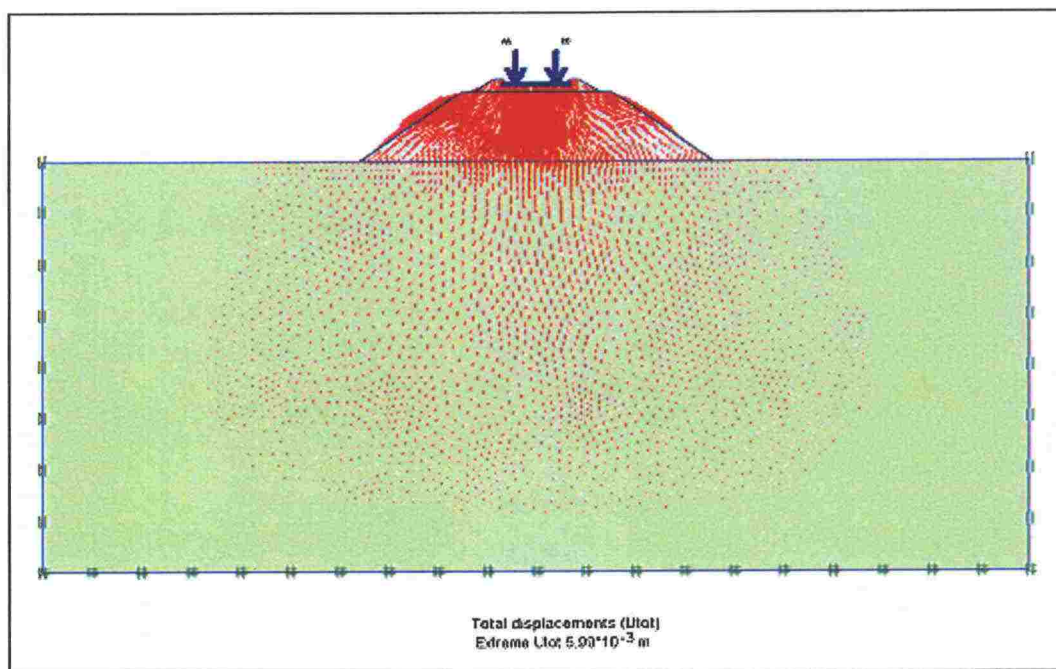
Lähtökohdaksi laskelmille valittiin penkereitä, jotka ovat 6,0 m leveitä ja vaihtelevan korkuisia: 2,2 m, 3,2 m ja 4,2 m. Lisäksi pengermateriaalin kuvaamiseen käytettiin kahta eri materiaalimallia: Mohr-Coulomb ja Hardening-Soil -malleja. Yhdistämällä leveys, kolme eri korkeutta ja kaksi materiaalimallia saadaan kuusi eri laskentatapausta:

- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 2,2 m	Materiaalimalli = Mohr-Coulomb
- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 2,2 m	Materiaalimalli = Hardening-Soil
- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 3,2 m	Materiaalimalli = Mohr-Coulomb
- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 3,2 m	Materiaalimalli = Hardening-Soil
- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 4,2 m	Materiaalimalli = Mohr-Coulomb
- Leveys = 6,0 m	Korkeus = 4,2 m	Materiaalimalli = Hardening-Soil

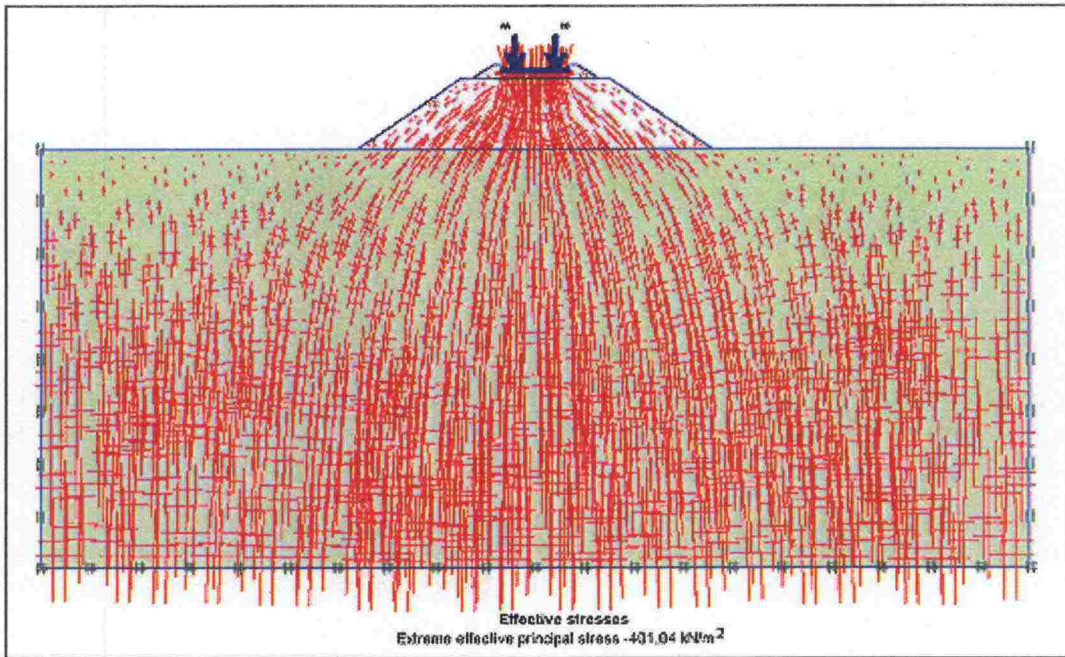
Tapauksessa, jossa pengeri on 3,2 m korkea, mallinnettiin lisäksi tilanne, jossa kuormalla on myös vaakasuuntainen komponentti. Kuorman vaakasuuntainen komponentti

oli 10 % pystysuuntaisesta komponentista. Tällöin ei otettu huomioon siirtymiä, jotka johtuivat penkereen omasta painosta.

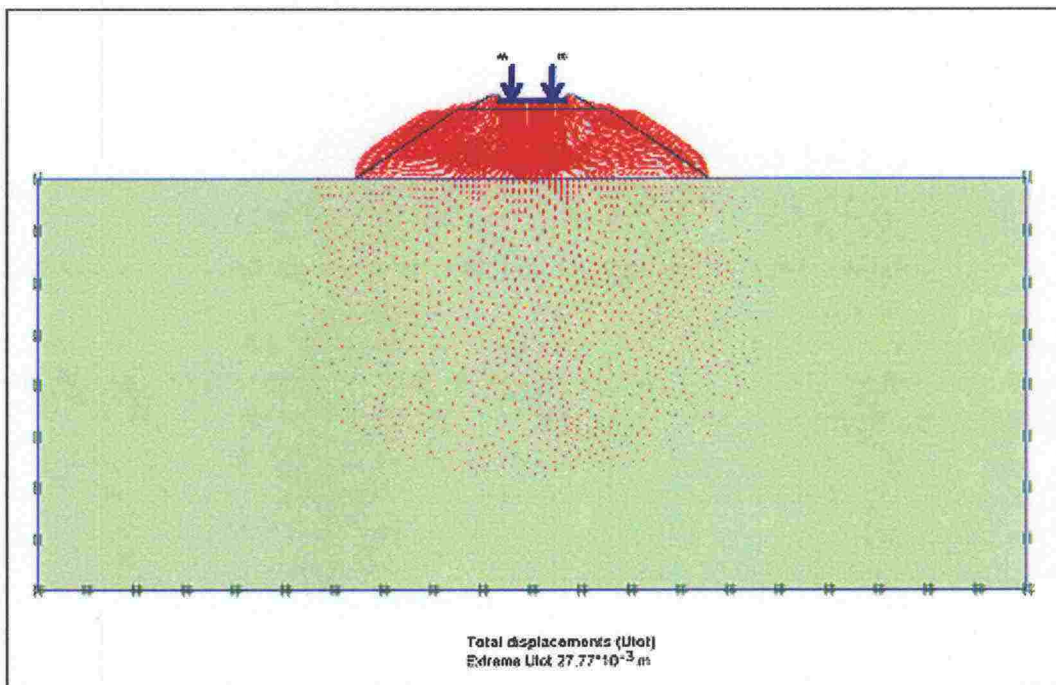
Tähän kappaleeseen on koottu laskelmien tulokset. Jokaisesta laskelmasta oli mahdollista tulosta joukko penkereen käyttäytymisen ominaispiirteitä kuvaavia jännitys-jakaumia ja siirtymävektoreita. Kuvissa 3.5:1, 3.5:2, 3.5:3 ja 3.5:4 on esimerkki jännitysjakauksista ja siirtymävektoreista. Kuvat 3.5:1 ja 3.5:2 liittyvät laskentatapaukseen, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalmalli on Mohr-Coulomb-malli. Kuvat 3.5:3 ja 3.5:4 liittyvät vastaavasti laskentatapaukseen, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalmalli on Hardening Soil-malli. Kaikki kyseessä olevat laskelmat tehtiin käyttämällä Staged Construction -laskentamenetelmää eli junakuormitusta simuloivassa laskelmavaiheessa ei otettu huomioon siirtymiä, jotka syntyivät penkereen ja pohjamaan omasta painosta. Samantyyppiset kuvat on saatavilla kaikille tämän esiselvityksen yhteydessä tehdyille laskelmille. Kuvia tarkastellessa on syytä pitää mielessä, että eri kuvissa on eri mittakaava.



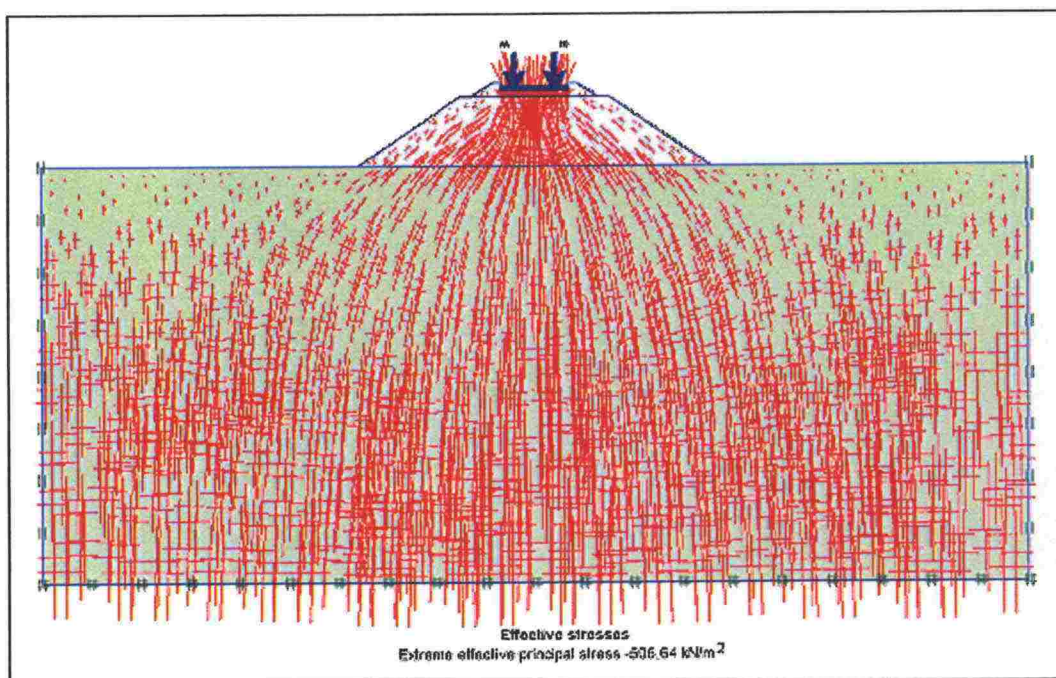
Kuva 3.5:1 Ennen murtumista esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalmalli on Mohr-Coulomb-malli.



Kuva 3.5:2 Ennen murtumista esiintyvät pääjännityksinä kuvatut tehokkaat jännitykset kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli.



Kuva 3.5:3 Ennen murtumista esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalimalli on Hardening Soil-malli.

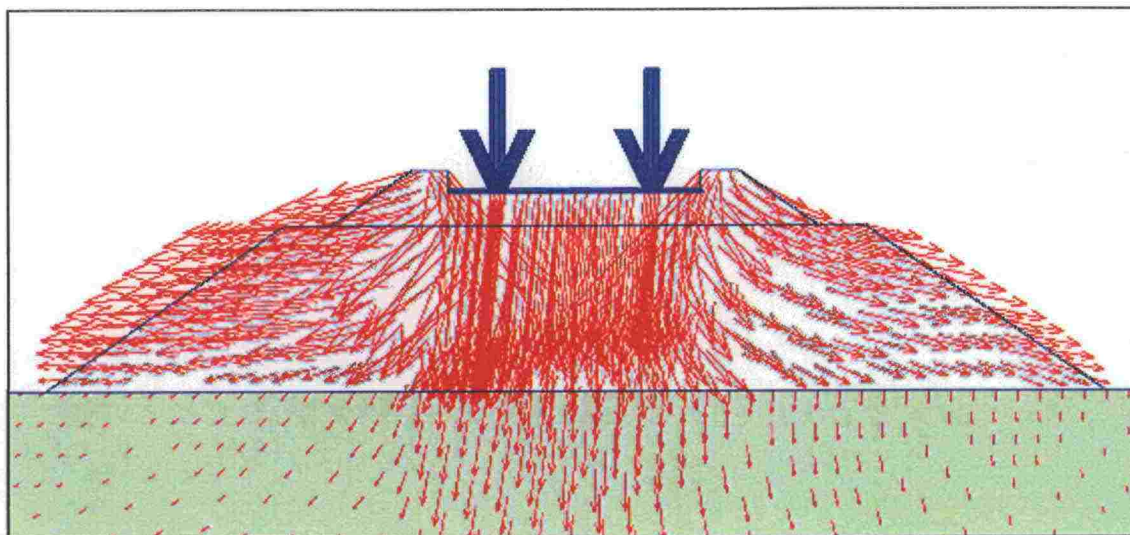


Kuva 3.5:4 Ennen murtumista esiintyvät pääjännityksinä kuvatut tehokkaat jännitykset, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalimalli on Hardening Soil-malli.

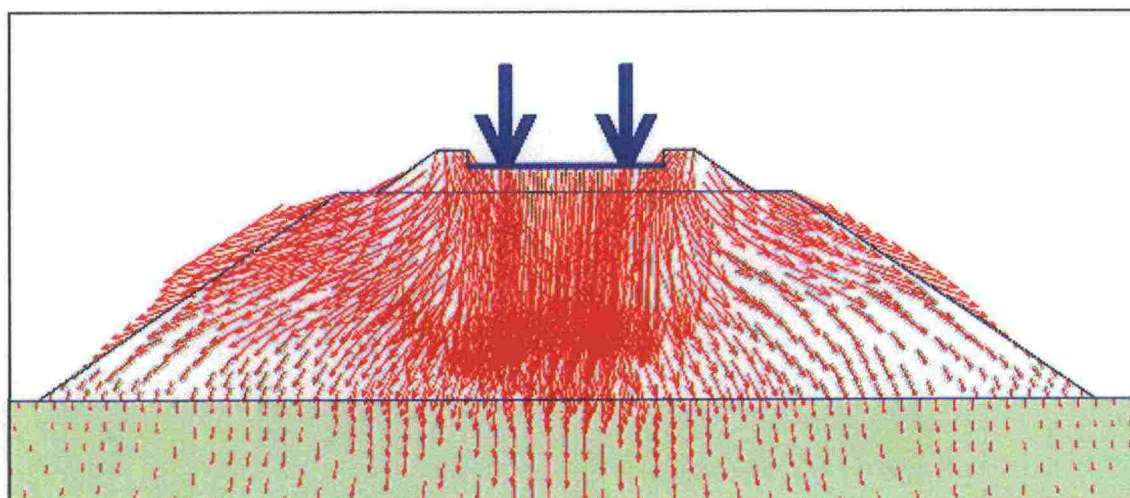
Kuvista 3.5:1...3.5:4 voidaan todeta, että kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening Soil-mallia:

- pohjamaassa oleva alue, johon syntyy siirtymiä, on pienempi eikä ulotu niin syvälle kuin siinä tapauksessa, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia
- maksimi kokonaissiirtymä on yli nelinkertainen verrattuna maksimi kokonaissiirtymään, joka havaitaan, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia
- maksimi tehokas jännitys on noin 100 kN/m^2 korkeampi kuin tehokas jännitys, joka havaitaan, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia.

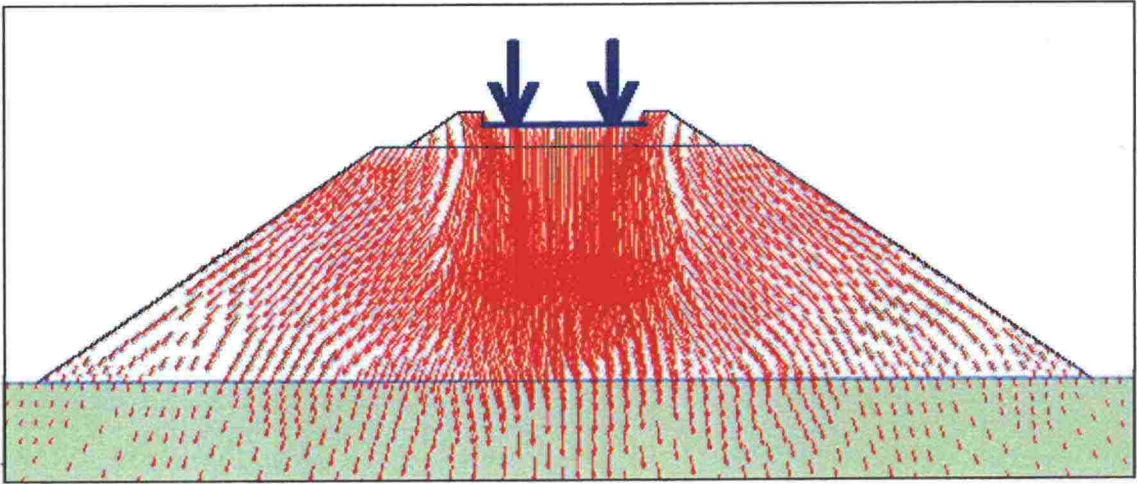
Kuvista 3.5:5...3.5:7 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen korkeuden mukana, kun materiaalimallina käytetään Mohr-Coulomb-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Staged Construction-menetelmää.



Kuva 3.5:5 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 13,46 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus
on 2,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Staged
Construction -menetelmä.

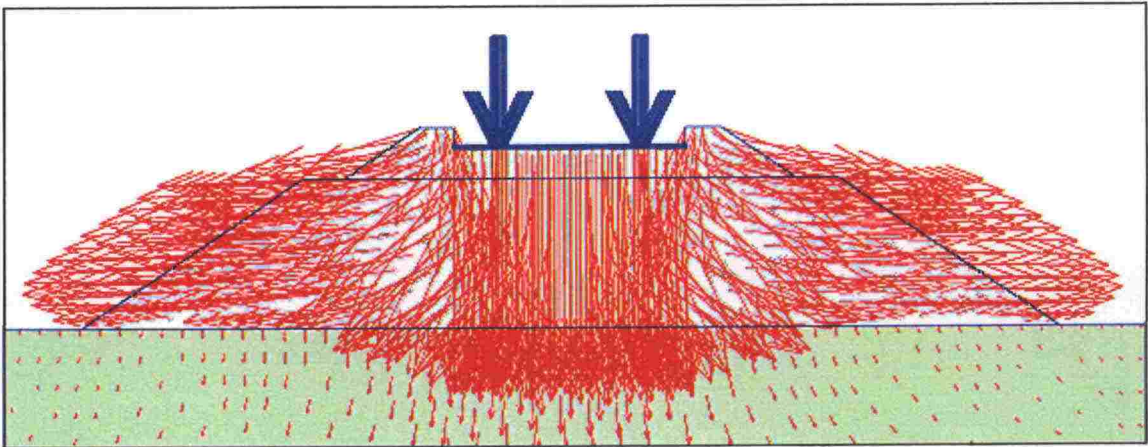


Kuva 3.5:6 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 5,99 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on
3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Staged
Construction -menetelmä.

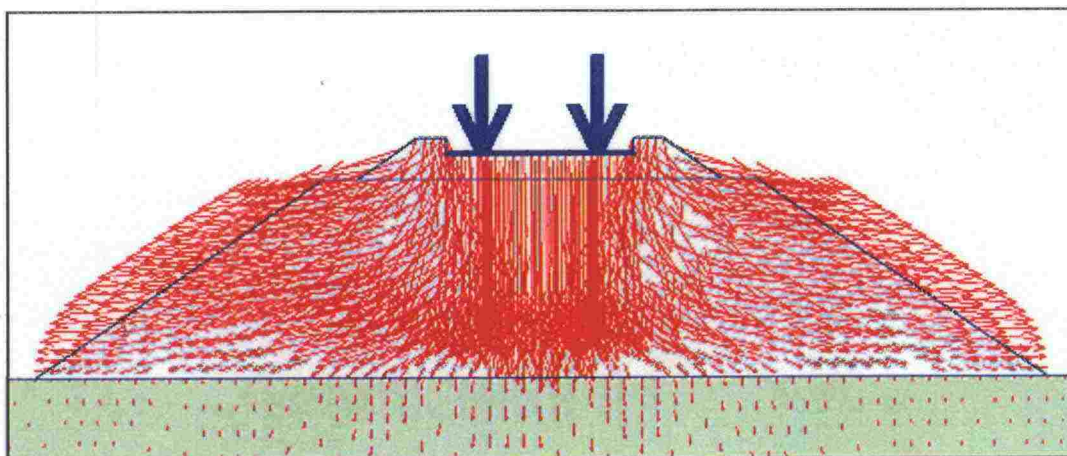


Kuva 3.5:7 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa ($U_{max} = 13,78 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 4,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

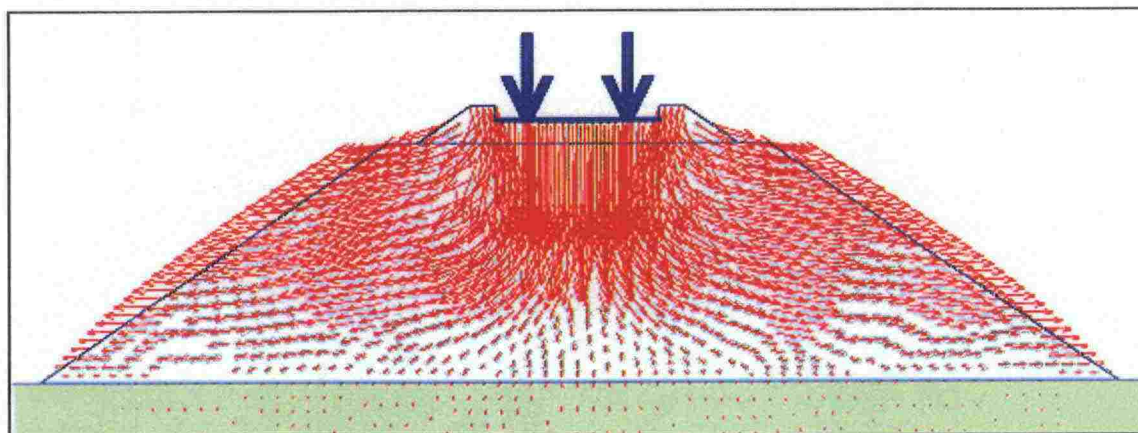
Kuvista 3.5:8...3.5:10 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen korkeuden mukana, kun materiaalimallina käytetään Hardening-Soil-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Staged Construction -menetelmää.



Kuva 3.5:8 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa ($U_{max} = 53,08 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 2,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.



Kuva 3.5.9 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 27,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

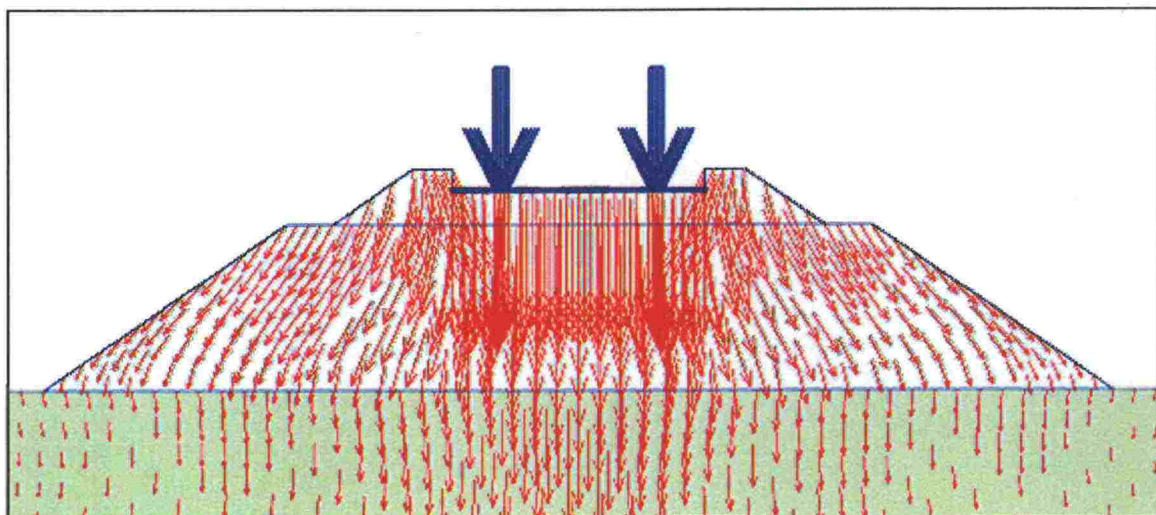


Kuva 3.5.10 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 37,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 4,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

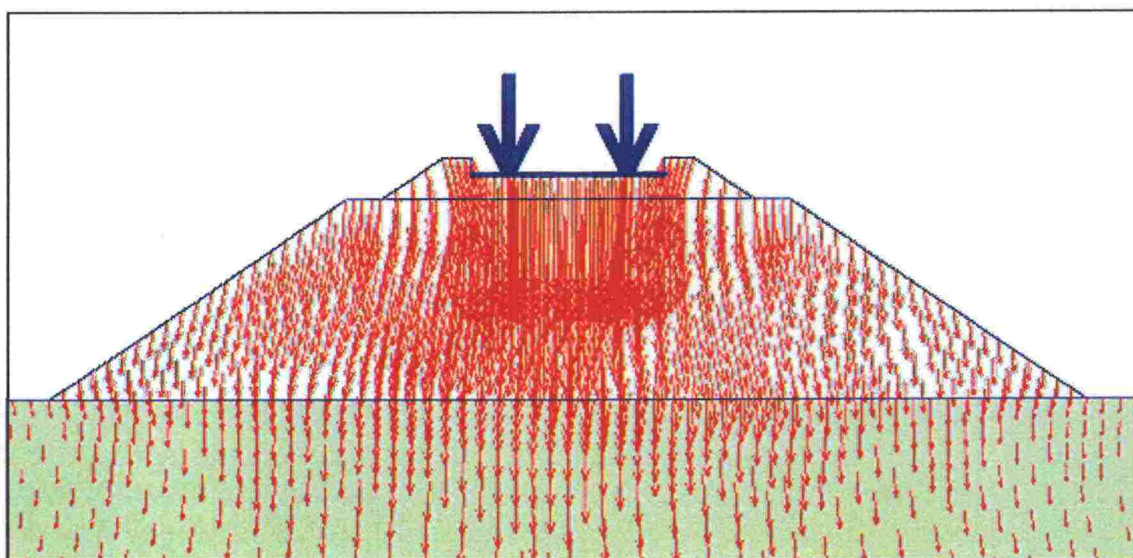
Vertaamalla kuvia 3.5:5...3.5:7 kuviin 3.5:8...3.5:10 voidaan nähdä, että:

- Kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening Soil -mallia, saadaan suurempia maksimikokonaissiirtymiä kuin siinä tapauksessa, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia. Edelliset maksimikokonaissiirtymät voivat olla jopa yli nelinkertaisia verrattuna jälkimmäisiin.
- Kun pengeri on 2,2 m korkea ja penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening Soil -mallia, osa suurimmista kokonaissiirtymistä esiintyy pohjamaassa penkereen keski-osan alla. Tätä ilmiötä ei havaita silloin, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia.
- Kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening Soil -mallia, penkereen luiskissa kokonaissiirtymät ovat täysin ulospäin. Kun pengeri on 2,2 m korkea ja penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia, penkereen luiskissa kokonaissiirtymät ovat ulospäin, mutta ne muuttuvat vähitellen alaspäin suuntautuneiksi penkereen korkeuden kasvaessa.

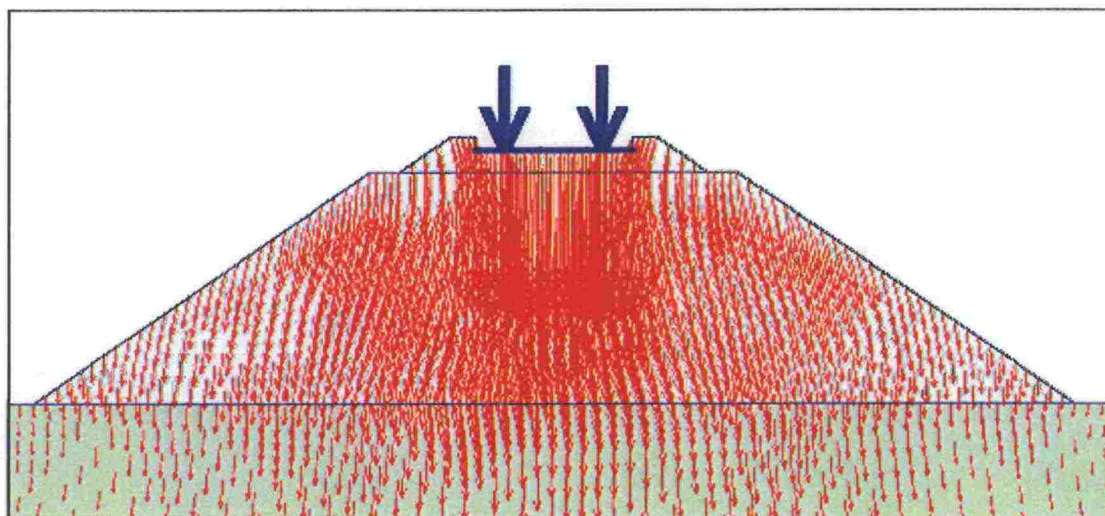
Kuvista 3.5:11...3.5:13 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen korkeuden mukana, kun materiaalimallina käytetään Mohr-Coulomb-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Total Multipliers -menetelmää.



Kuva 3.5:11 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 29,15 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 2,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.

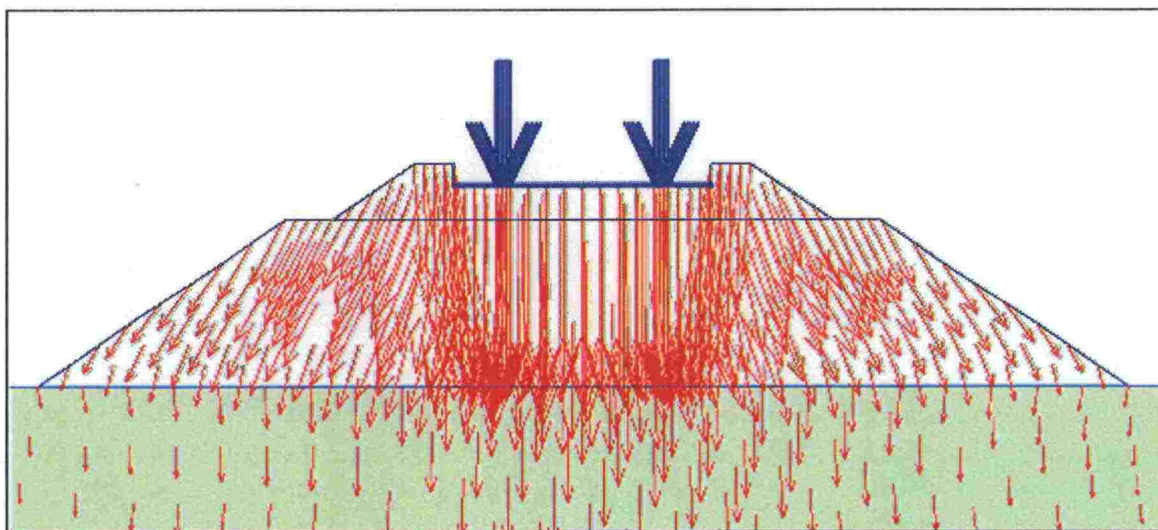


Kuva 3.5:12 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 19,36 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.

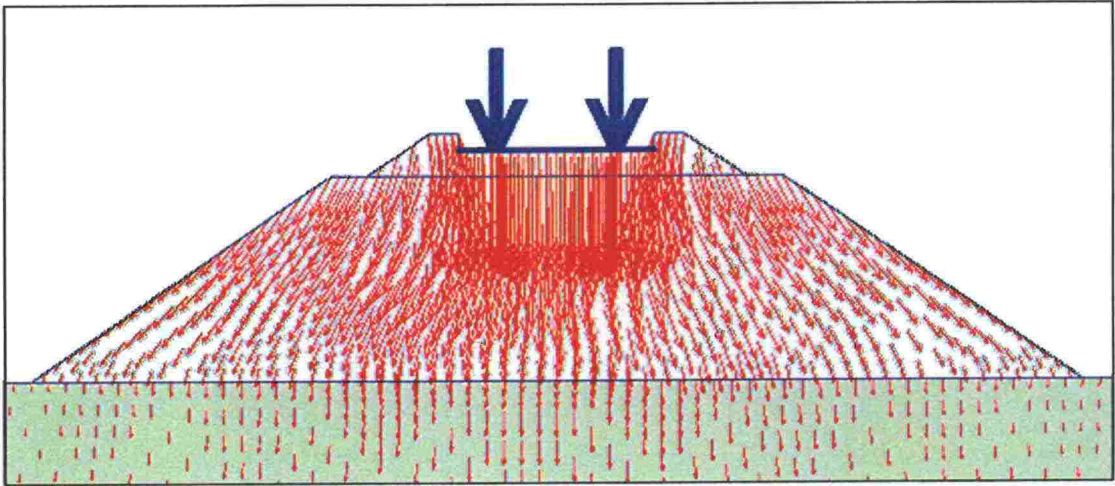


Kuva 3.5:13 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 26,20 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 4,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.

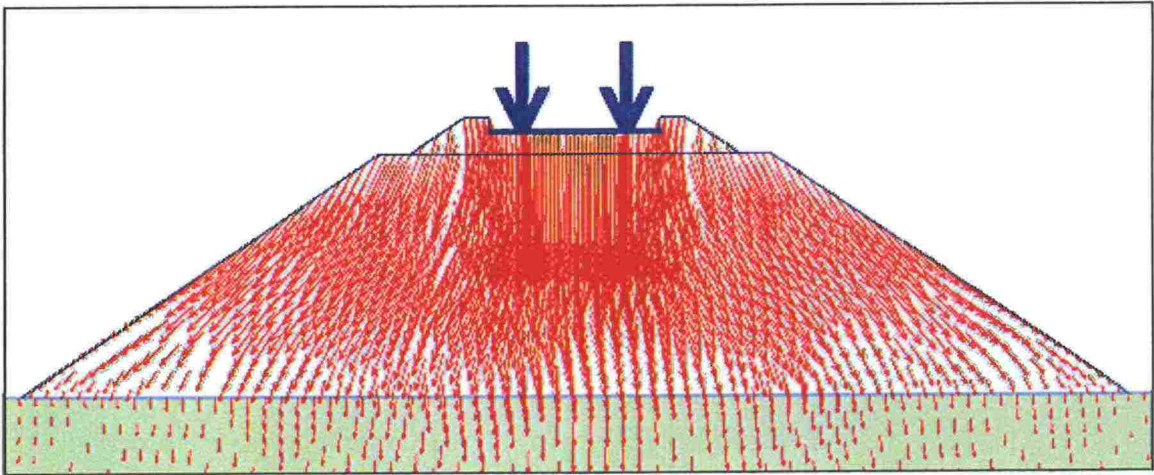
Kuvista 3.5:14...3.5:16 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen korkeuden mukana, kun materiaalimallina käytetään Hardening Soil -mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Total Multipliers -menetelmää.



Kuva 3.5:14 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 21,50 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 2,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil -malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.



Kuva 3.5:15 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 32,99 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil -malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.

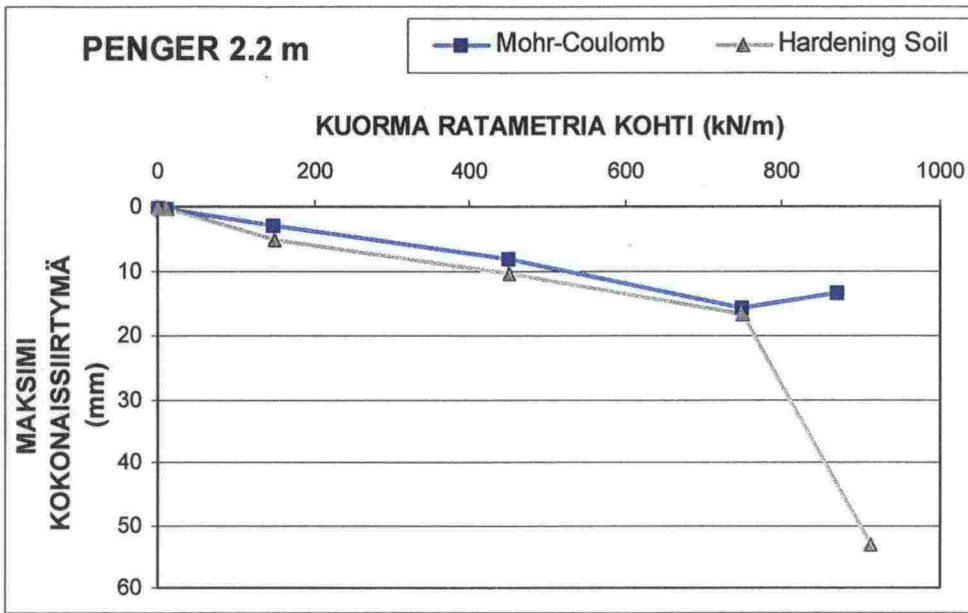


Kuva 3.5:16 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 45,89 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 4,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil -malli ja laskentamenetelmä on Total Multipliers -menetelmä.

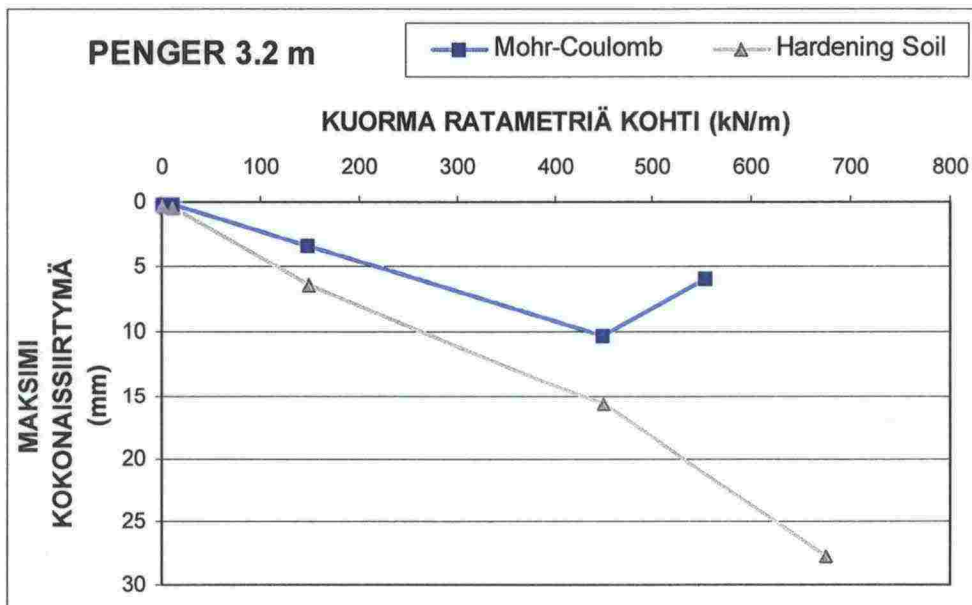
Vertaamalla kuvia 3.5:11...3.5:13 kuviin 3.5:14...3.5:17 ei käy ilmi suuria eroja siirtymätasoisissa eikä penkereen deformaatioimuodossa.

Kuvista 3.5:5...3.5:16 voidaan nähdä, että penkereen luiskissa siirtymät ovat alaspäin, kun käytetään Total Multipliers -menetelmää, ja ulospäin, kun käytetään Staged Construction -menetelmää.

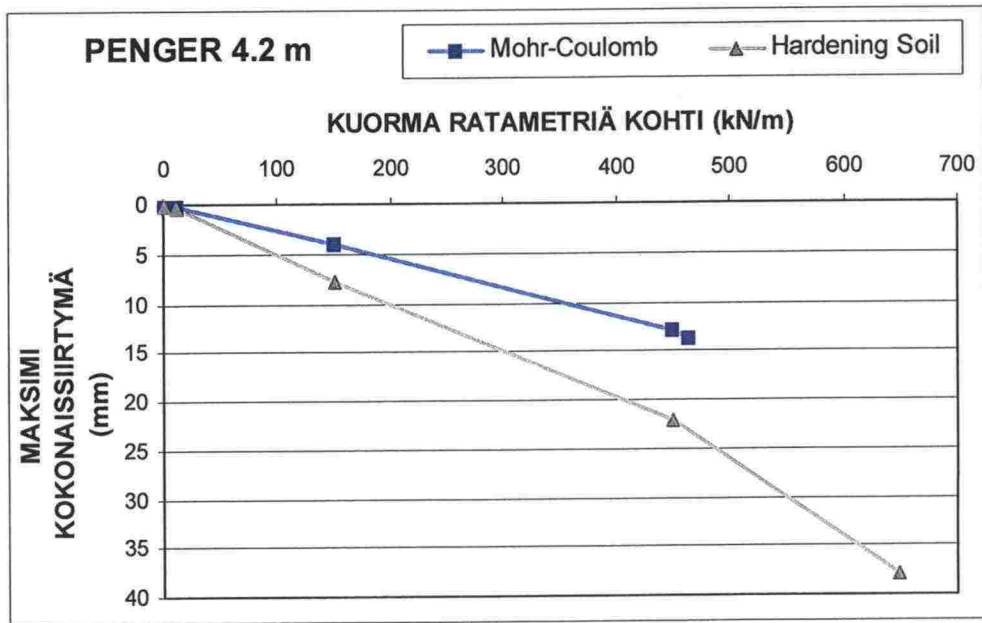
Seuraaviin kuviin on koottu yhteenvetoja tehdyistä laskelmista. Kuvista 3.5:17, 3.5:18 ja 3.5:19 voidaan nähdä maksimikokonaissiirtymien kasvu kuorman kasvaessa, kun laskelmat tehdään käyttämällä Staged Construction -laskentamenetelmää.



Kuva 3.5:17 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 2,2 m korkea). Laskettu Staged Construction -laskentamenetelmällä.

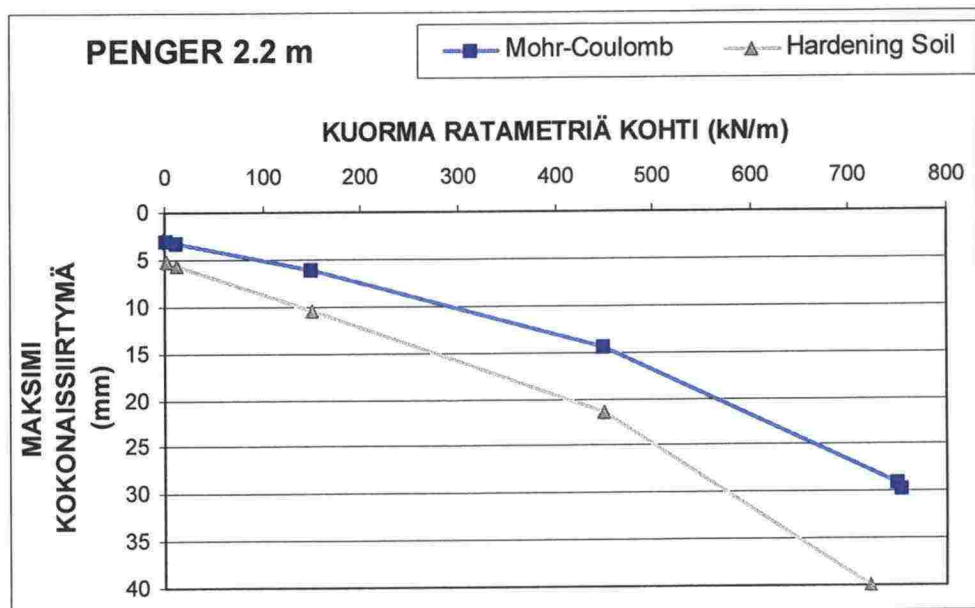


Kuva 3.5:18 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 3,2 m korkea). Laskettu Staged Construction -laskentamenetelmällä.

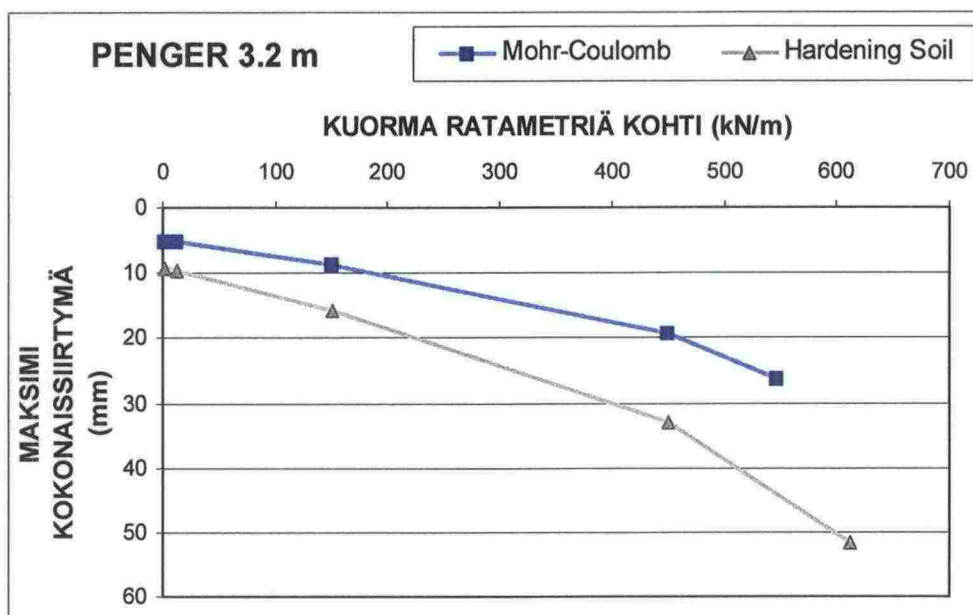


Kuva 3.5:19 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 4,2 m korkea). Laskettu Staged Construction -laskentamenetelmällä.

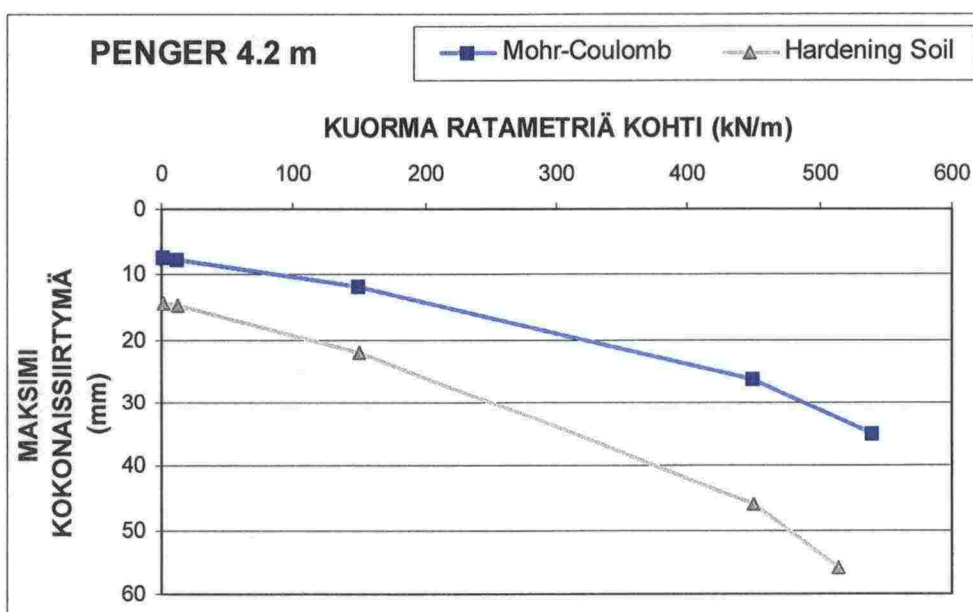
Kuvista 3.5:20, 3.5:21 ja 3.5:22 voidaan nähdä maksimikokonaissiirtymien kasvu kuorman kasvaessa, kun laskelmat tehdään käyttämällä Total Multipliers -laskentamenetelmää.



Kuva 3.5:20 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 2,2 m korkea). Laskettu Total Multipliers -laskentamenetelmällä.

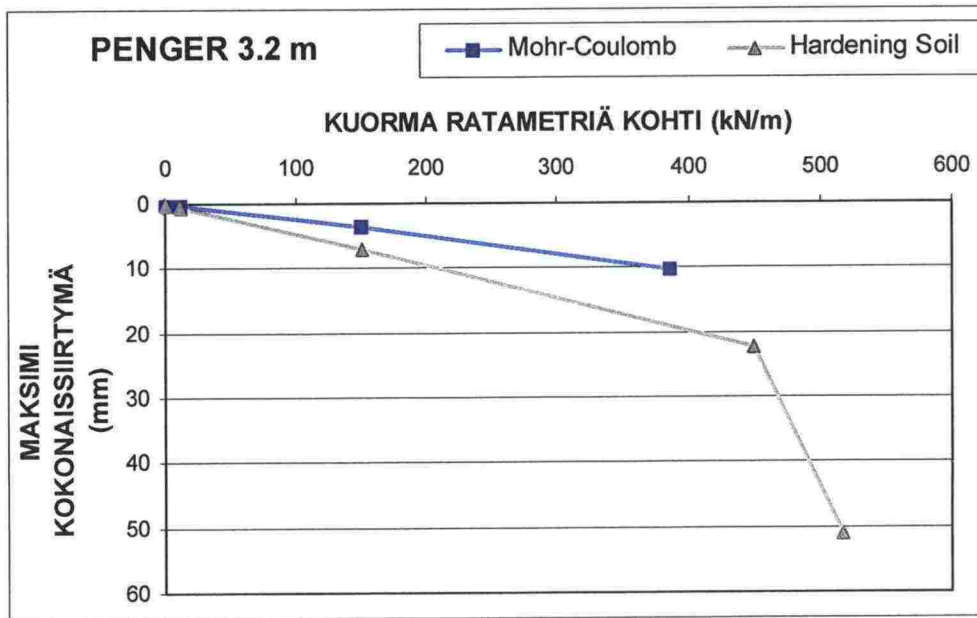


Kuva 3.5:21 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 3,2 m korkea). Laskettu Total Multipliers -laskentamenetelmällä.



Kuva 3.5:22 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 3,2 m korkea). Laskettu Total Multipliers -laskentamenetelmällä.

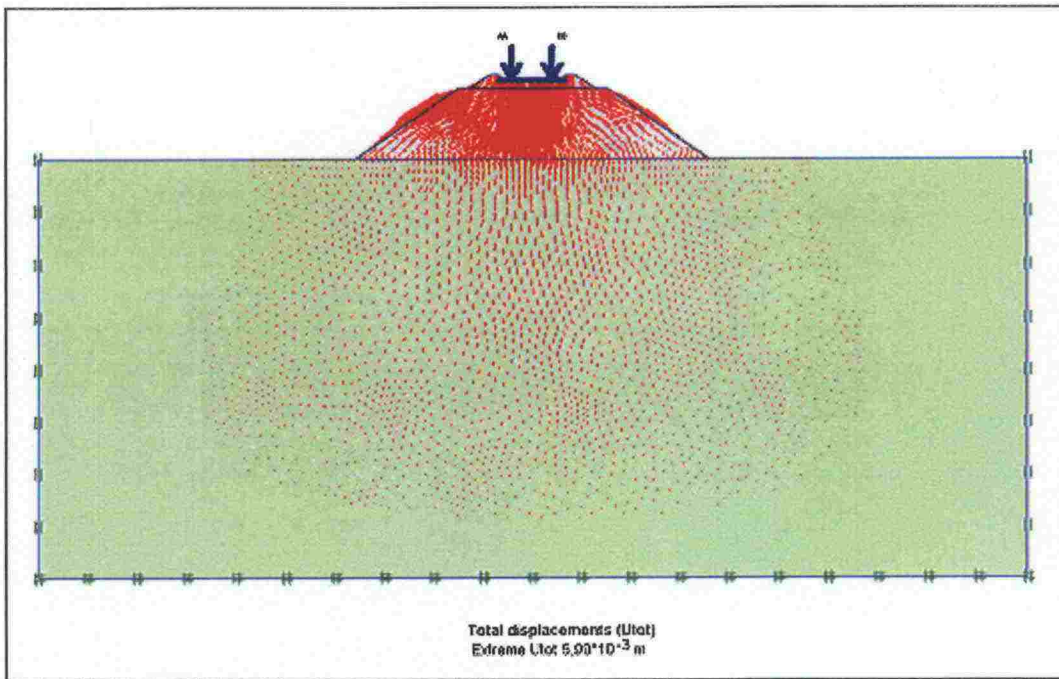
Kuvasta 3.5:23 voidaan nähdä maksimikokonaissiirtymien kasvu kuorman kasvaessa siinä tapauksessa, jossa kuormalla on myös vakaakomponentti, jonka suuruus on 10 % pystysuuntaisesta komponentista. Kuvan 3.5:23 x-akselilla on esitetty pelkkä kuorman pystykomponentti. Laskelmat tehtiin käyttämällä Staged Construction -laskentamenetelmää.



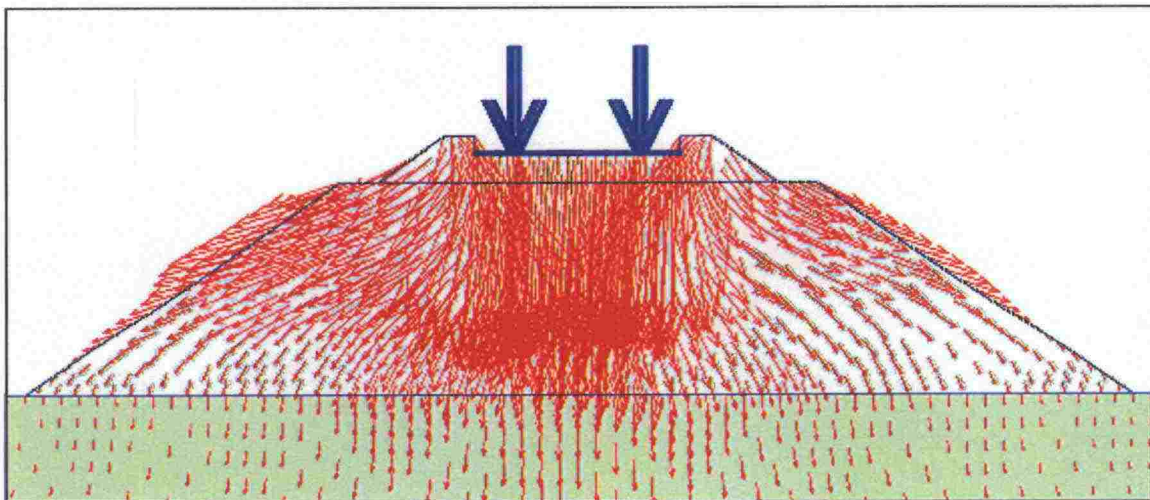
Kuva 3.5:23 Maksimikokonaissiirtymät kuorman kasvaessa (penger 3,2 m korkea). Laskettu Staged Construction -laskentamenetelmällä. Kuormalla on vakaakomponentti.

Vertaamalla kuvaa 3.5:23 kuvaan 3.5:18 voidaan nähdä, että kun otetaan huomioon kuorman vaakakomponentti, penkereessä ja pohjamaassa esiintyy suurempia kokonaissiirtymiä ja murtuminen tapahtuu pienemmällä kuormalla kuin silloin, kun huomioon otetaan vain kuorman pystykomponentti. Kokonaissiirtymien kasvamista tapahtuu erityisesti silloin, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening-Soil -mallia ja laskentakuorman pystykomponentti on yli 1000 kN/m^2 eli kuorman pystykomponentti ratametriä kohti on yli 300 kN/m .

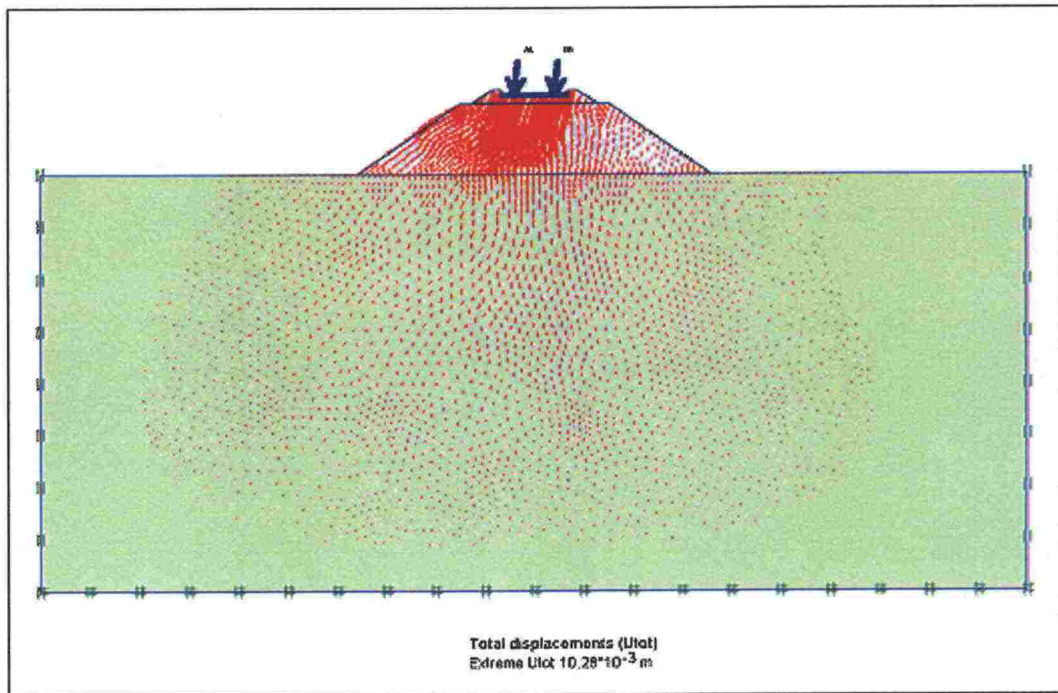
Vastaava vertailu voidaan tehdä myös kokonaissiirtymävektorikuvien avulla. Kuvat 3.5:24 ja 3.5:25 liittyvät laskentatapaan, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalmalli on Mohr-Coulomb-malli ja kuormalla on vain pystykomponentti. Kuvat 3.5:26 ja 3.5:27 liittyvät vastaavasti laskentatapaan, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalmalli on Mohr-Coulomb-malli ja kuormalla on myös vakaakomponentti, jonka suuruus on 10 % pystysuuntaisesta komponentista. Kaikki kyseessä olevat laskelmat tehtiin käyttämällä Staged Construction -laskentamenetelmää.



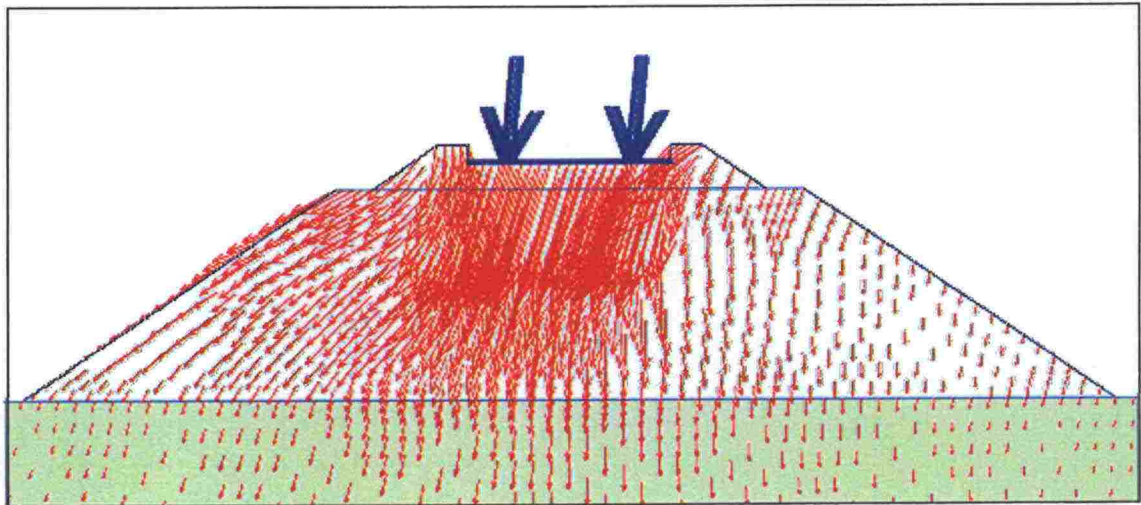
Kuva 3.5:24 Ennen murtumista esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb -malli ja kuormalla on vain pystykomponentti.



Kuva 3.5:25 Yksityiskohta kuvasta 3.5:24.



Kuva 3.5:26 Ennen murtumista esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja kuormalla on myös vakaakomponentti.



Kuva 3.5:27 Yksityiskohta kuvasta 3.5:26.

Tehtyjen laskelmien perusteella arvioitiin, että Hardening-Soil-malli kuvaa rata-penger materiaalien todellista käyttäytymistä paremmin kuin Mohr-Coulomb-malli ja sitä käytetään jatkossa. Tämä johtuu muun muassa seuraavista syistä:

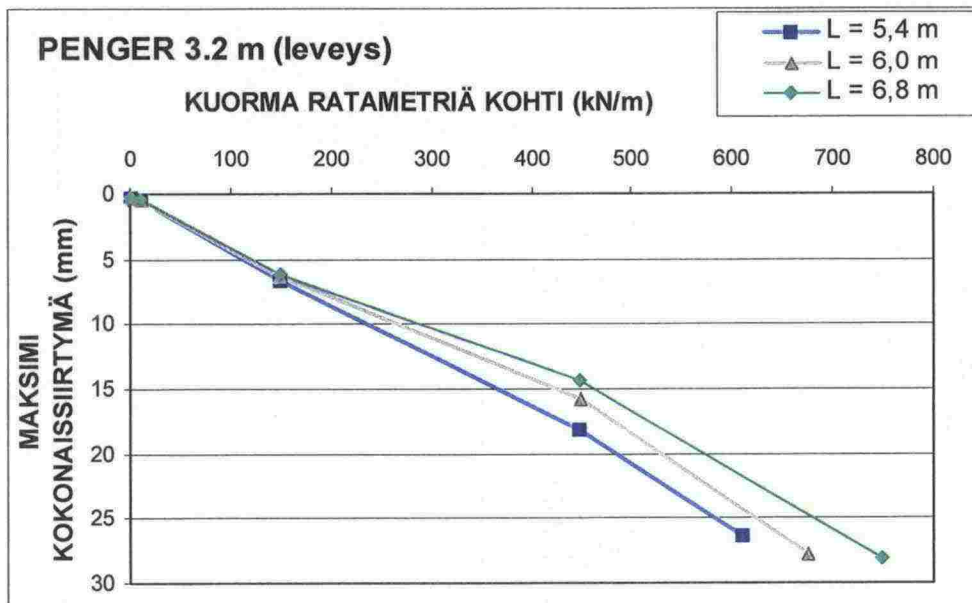
- Hardening-Soil-malli on jonkin verran kehittyneempi kuin Mohr-Coulomb-malli. Esimerkiksi maaperän jäykkyyttä kuvataan paljon tarkemmin käyttämällä kolmea eri jäykkyyttä: kolmiaksaalikuormituksen jäykkyys E_{50} , kolmiaksaalipoisto-kuormituksen jäykkyys E_{ur} ja ödometrikuormituksen jäykkyys E_{oed} .

- Toisin kuin Mohr-Coulomb-malli, Hardening-Soil-malli ottaa huomioon myös jäykkyysmoduulin jännitysriippuvuuden ja antaa mahdollisuuden mallintaa jännitystasosta riippuvaa käyttäytymistä. Tämä tarkoittaa sitä, että kaikki jäykkyydet kasvavat jännitysten kasvaessa.
- Kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening-Soil-mallia, siirtymät kasvavat johdonmukaisesti kuorman kasvaessa erityisesti ennen murtumista. Sen sijaan kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia, murtuminen tapahtuu äkillisesti, mikä ilmenee laskelmissa saavutettujen maksimisiirtymien pienenemisenä ennen murtumista.
- Hardening-Soil-materiaalimallilla saadut penkereen deformaatio- ja siirtymämuodot arvioitiin toteutettujen kenttämittausten yhteydessä tehtyihin havaintoihin nähden realistisemmiksi.

3.6 Varioitujen parametrien vaikutus valitun mallin käyttäytymiseen

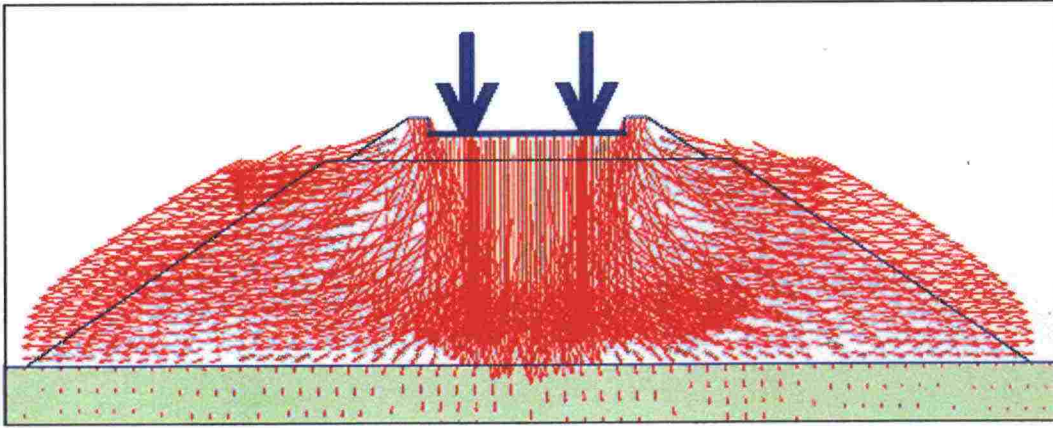
Mallin valinnan jälkeen tutkittiin muutamien parametrien vaikutusta mallin käyttäytymiseen. Nämä parametrit olivat penkereen leveys, luiskakaltevuus ja kitkukulma. Penkereen korkeutena käytettiin tässä vaiheessa 3,2 metriä. Kaikissa tässä kappaleessa käsitellyissä laskelmissa laskentamenetelmänä käytettiin Staged Construction -menetelmää.

Kuvasta 3.6:1 voidaan nähdä, että mitä pienempi on penkereen leveys, sitä suurempia kokonaissiirtymiä saadaan. Erot eivät kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti silloin, kun laskentamallissa kiskojen kohdalla ratapölkkyjä kuvaavaan laattaan kohdistuva laskentakuorma ylittää 500 kN/m^2 eli kuin penkereeseen kohdistuvat kuormat ratametria kohti ylittävät 150 kN/m .

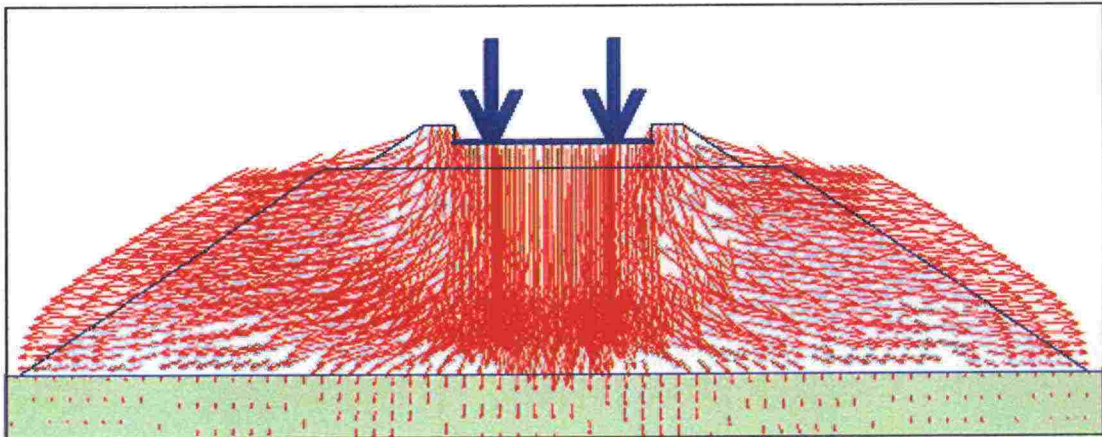


Kuva 3.6:1 Pengerleveyden vaikutus penkereen käyttäytymiseen.

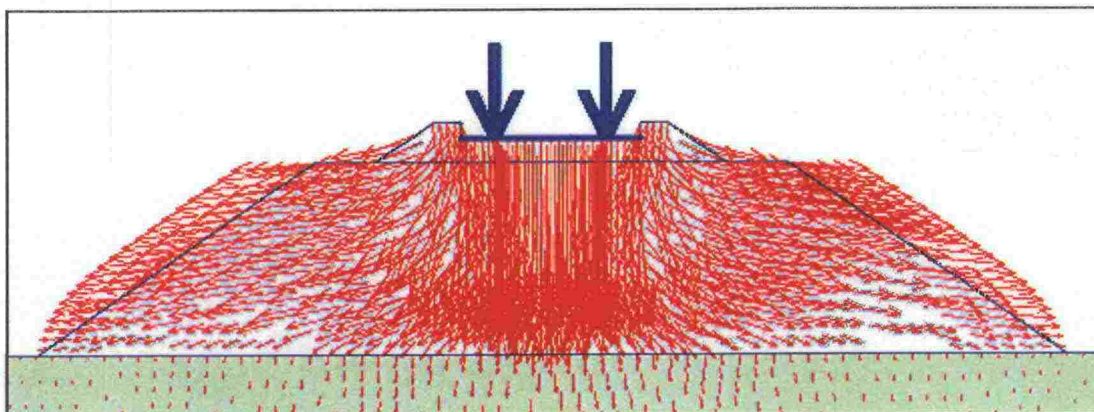
Kuvista 3.6:2...3.6:4 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen leveyden mukana, kun pengerkorkeus on 3,2 m, kun materiaalimallina käytetään Hardening-Soil-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Staged Construction -menetelmää.



Kuva 3.6:2 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 26,37 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 5,4 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

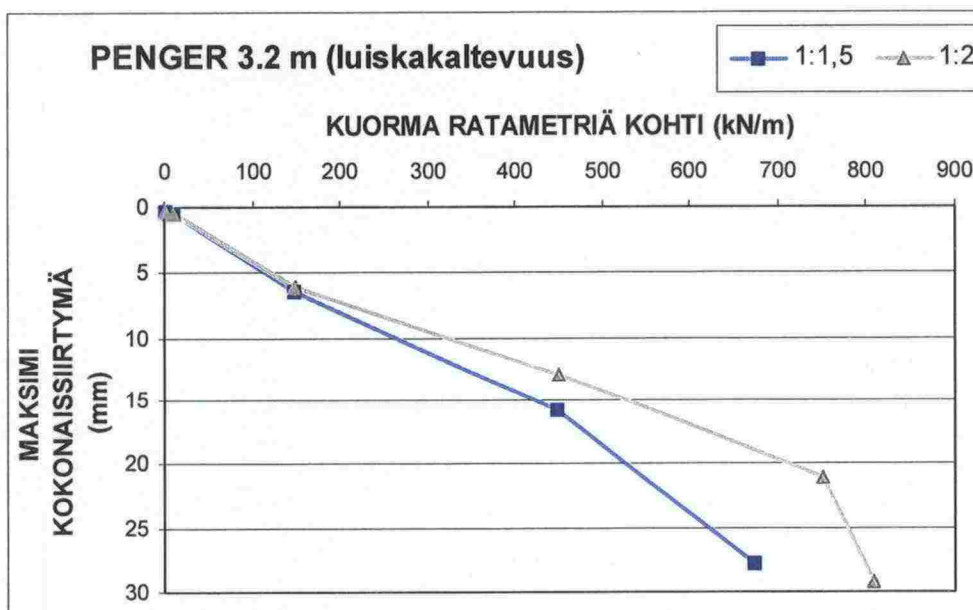


Kuva 3.6:3 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 27,77 * 10^{-3} m$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.



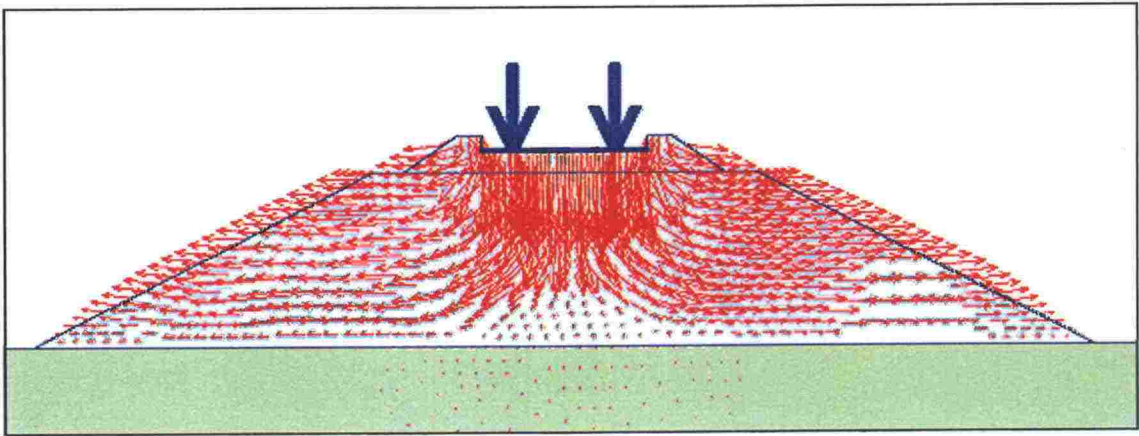
Kuva 3.6:4 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 28,06 \cdot 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,8 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Hardening-Soil-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

Kuvasta 3.6:5 voidaan nähdä, että mitä jyrkempi on penkereen luiska, sitä suurempia kokonaissiirtymiä saadaan ja sitä pienempi kuorma aiheuttaa murtumisen. Erot eivät nytkään kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti ennen murtumista.

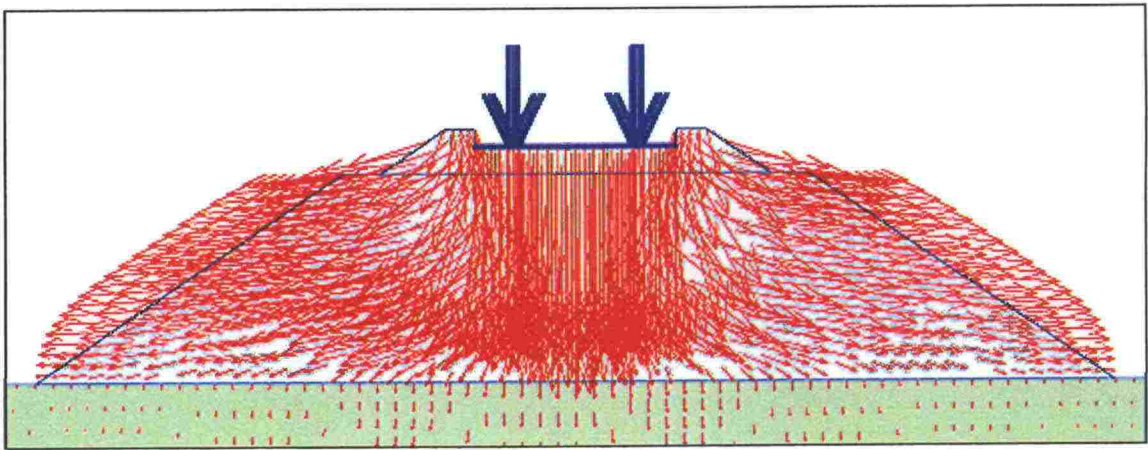


Kuva 3.6:5 Pengerluiskakaltevuuden vaikutus penkereen käyttäytymiseen.

Kuvista 3.6:6 ja 3.6:7 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu penkereen luiskakaltevuuden mukana, kun pengerkorkeus on 3,2 m, kun pengerleveys on 6,0 m, kun materiaalimallina käytetään Hardening-Soil-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Staged Construction -menetelmää.

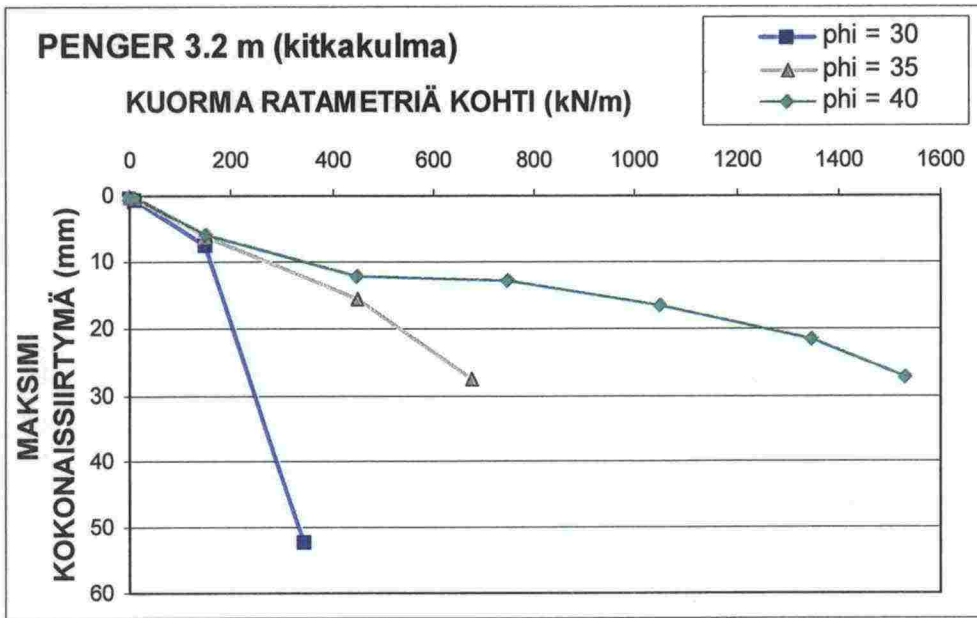


Kuva 3.6:6 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 29,26 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, penkereen luiskakaltevuus on 1 : 2, materiaalimalli on Hardening-Soil -malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

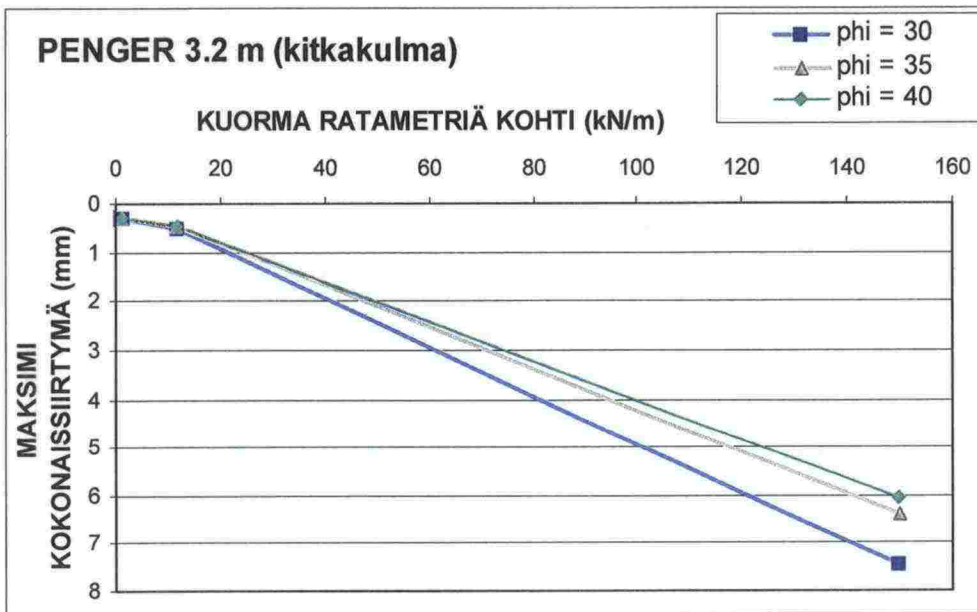


Kuva 3.6:7 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-muodossa ($U_{max} = 27,77 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, penkereen luiskakaltevuus on 1:1,5, materiaalimalli on Hardening-Soil -malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

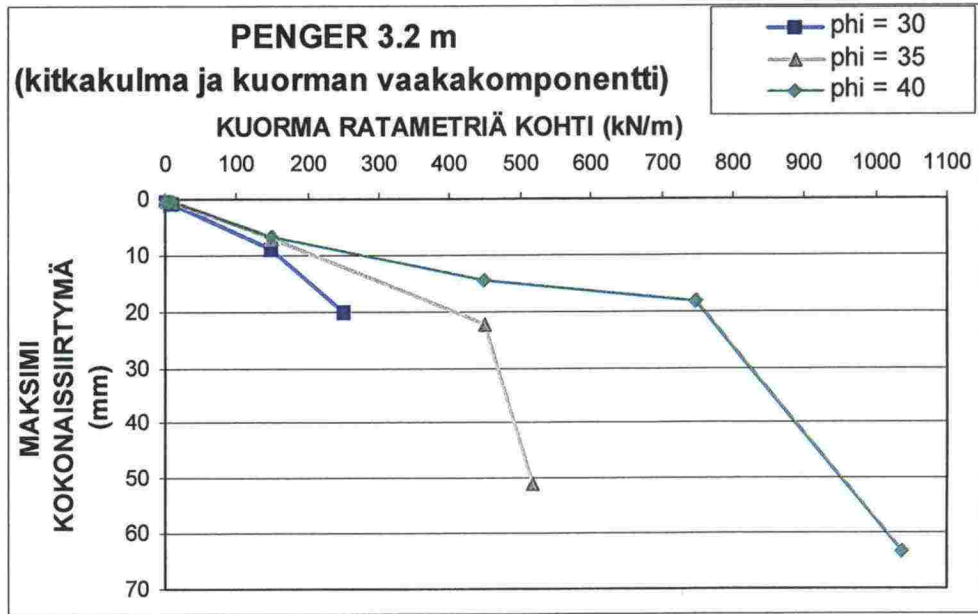
Kuvista 3.6:8 ja 3.6:9 voidaan nähdä, että penkereen käyttäytymiseen vaikuttaa enemmän penkereen kitkakulma kuin luiskakaltevuus ja leveys. Mitä suurempi on penkereen kitkakulma, sitä pienempiä kokonaissiirtymiä saadaan ja sitä suurempi kuorma tarvitaan murtumisen saavuttamiseen. Erot ovat suuria erityisesti silloin, kun laskentamallissa kiskojen kohdalla ratapölkkyjä kuvaavaan laattaan kohdistuva laskentakuorma ylittää 500 kN/m^2 eli kun penkereeseen kohdistuvat kuormat ratametriä kohti ylittävät 150 kN/m . Tietenkin, kun otetaan huomioon myös kuorman vaakakomponentti (kuva 3.6:10), murtuminen tapahtuu pienemmillä pystykuormilla. Kuvissa 3.6:9 ja 3.6:11 on esitetty yksityiskohdat kuvasta 3.6:8 ja kuvasta 3.6:10 tässä järjestyksessä.



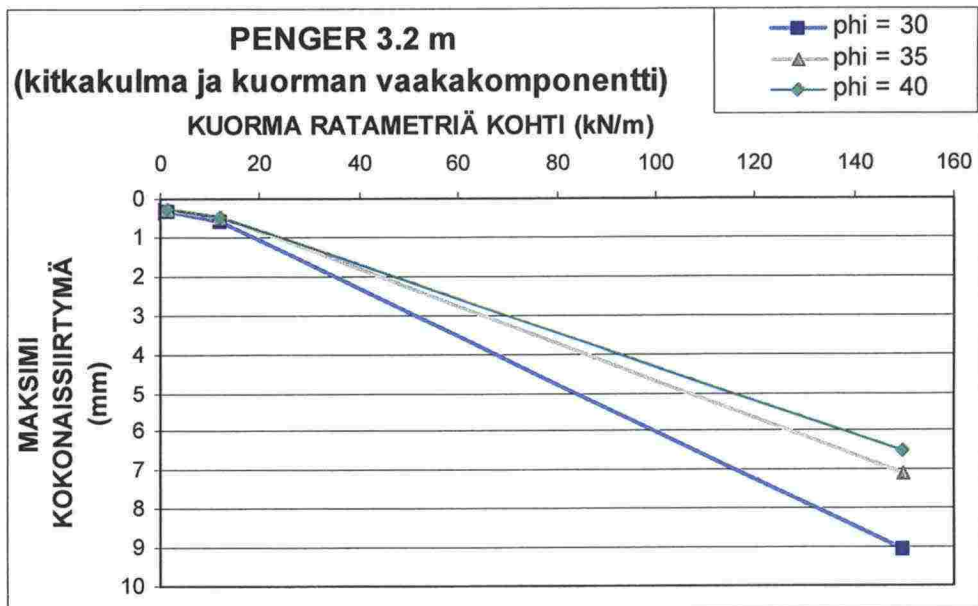
Kuva 3.6:8 Pengerkitkakulman vaikutus penkereen käyttäytymiseen.



Kuva 3.6:9 Yksityiskohta pengerkitkakulman vaikutuksesta penkereen käyttäytymiseen.

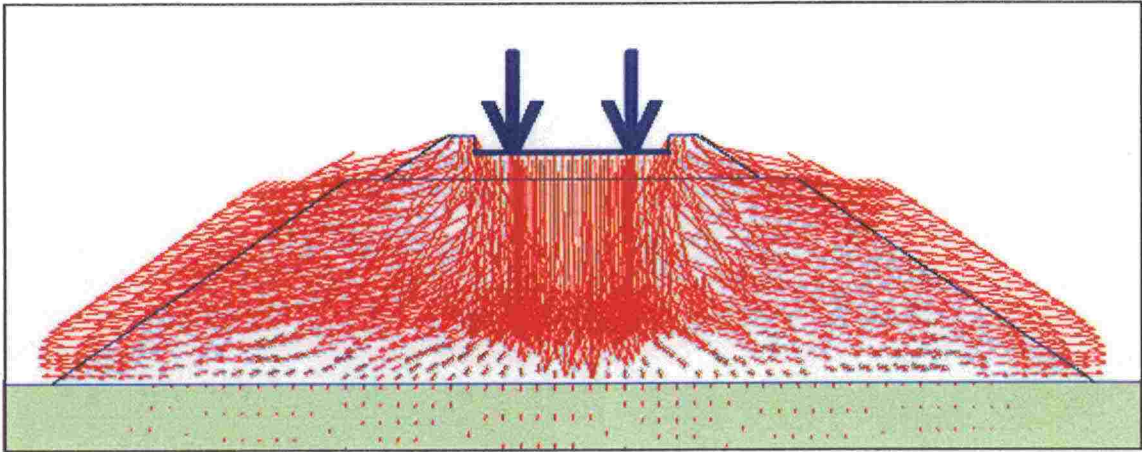


Kuva 3.6:10 Pengerkitkakulman vaikutus penkereen käyttäytymiseen, kun kuormalla on myös vaakakomponentti.

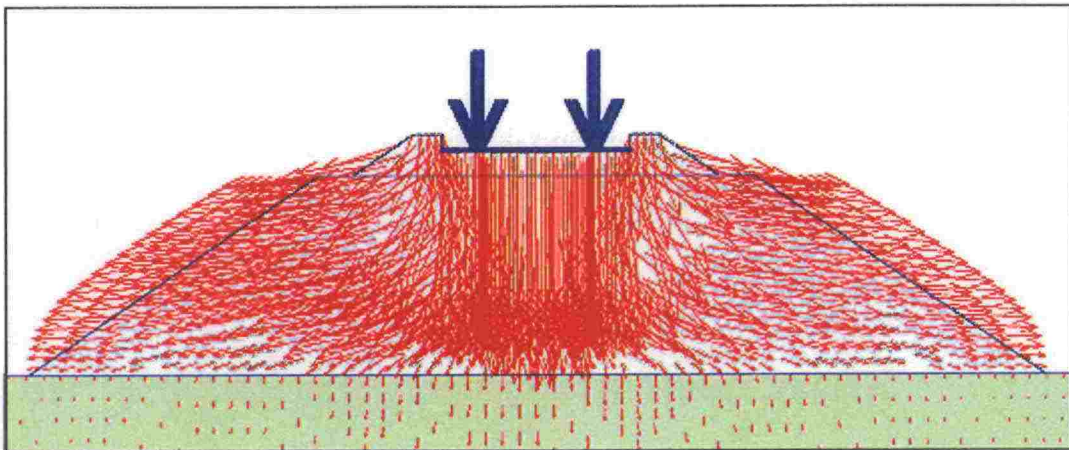


Kuva 3.6:11 Yksityiskohta pengerkitkakulman vaikutuksesta penkereen käyttäytymiseen, kun kuormalla on myös vaakakomponentti.

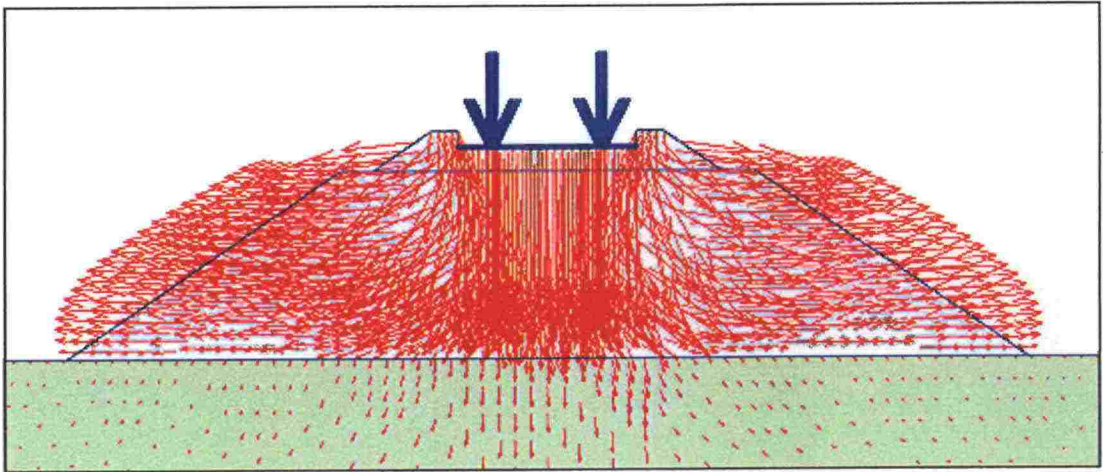
Kuvista 3.6:12...3.6:14 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu pengermateriaalin kitkakulman mukana, kun pengerkorkeus on 3,2 m, pengerleveys on 6,0 m, materiaalimallina käytetään Hardening-Soil-mallia ja laskentamenetelmänä käytetään Staged Construction -menetelmää.



Kuva 3.6:12 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 52,18 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus
on 3,2 m, pengermateriaalin kitkakulma on 30° , materiaalimalli on Hardening-Soil
-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

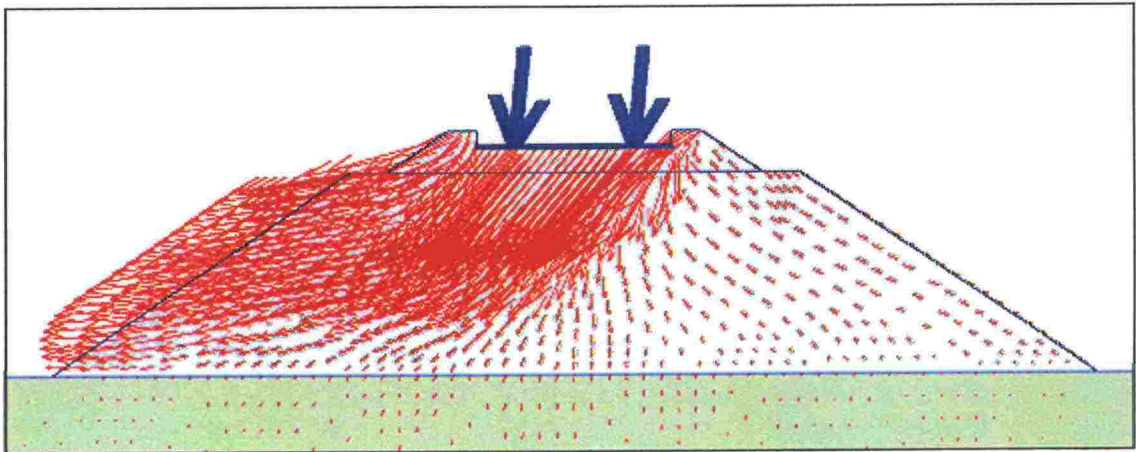


Kuva 3.6:13 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 27,77 * 10^{-3} \text{ m}$), kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus
on 3,2 m, pengermateriaalin kitkakulma on 35° , materiaalimalli on Hardening-Soil
-malli ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

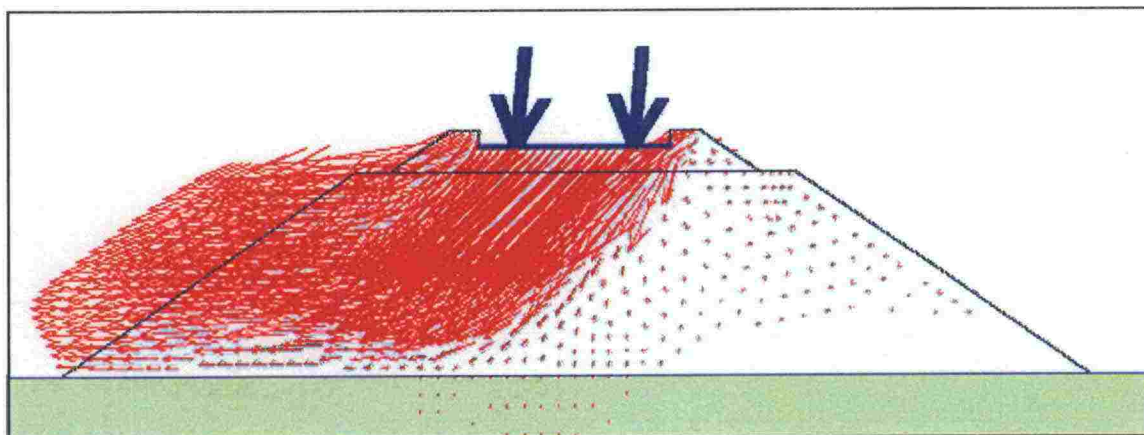


Kuva 3.6:14 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 27,47 * 10^{-3} \text{ m}$) kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on
3,2 m, pengermateriaalin kitkakulma on 40° , materiaalimalli on Hardening-Soil-malli
ja laskentamenetelmä on Staged Construction -menetelmä.

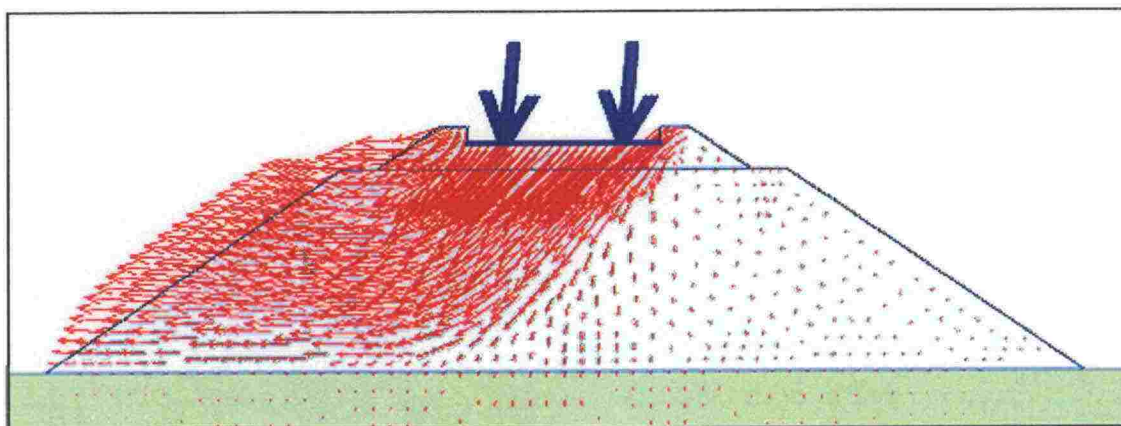
Kuvista 3.6:15...3.6:17 voidaan nähdä, miten penkereen käyttäytymistapa muuttuu
pengermateriaalin kitkakulman mukana. Tilanne on kuten kuvissa 3.6:12...3.6:14,
mutta nyt otetaan huomioon myös kuorman vakaakomponentti.



Kuva 3.6:15 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 20,19 * 10^{-3} \text{ m}$), kun pengermateriaalin kitkakulma on 30° ja
kuormalla on myös vakaakomponentti.



Kuva 3.6:16 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 50,98 \cdot 10^{-3} \text{ m}$), kun pengermateriaalin kitkakulma on 35° ja
kuormalla on myös vakaakomponentti.



Kuva 3.6:17 Ennen murtumista penkereessä esiintyvät kokonaissiirtymät vektori-
muodossa ($U_{max} = 63,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}$), kun pengermateriaalin kitkakulma on 40° ja
kuormalla on myös vakaakomponentti.

3.7 Laskentaesimerkki heikomman pohjamaan vaikutuksesta

Tähän kappaleeseen on koottu laskentaesimerkkejä heikomman pohjamaan vaikutuksesta. Pengerkorkeutena käytettiin arvoa 3,2 m ja pengerleveytensä arvoa 6,0 m. Pohjamaan kuvaamiseen valittiin edelleen Mohr-Coulomb-malli, jonka parametrit on esitetty taulukossa 3.7:1, ja laskentamenetelmänä käytettiin Staged Construction-menetelmää. Pohjamaan kuvaamiseen käytettiin samaa tilavuuspainoa ja samoja lujuusparametreja kuin käytettiin aikaisemmin penkereen kuvaamiseen. Pohjamaan kimmomoduulina käytettiin nyt arvoa 50000 kN/m^2 ensimmäisessä laskentaesimerkissä ja arvoa 25000 kN/m^2 toisessa laskentaesimerkissä. Penkereen kuvaamiseen käytettiin taulukossa 3.7:2 esitettyjä arvoja, jotka ovat samoja kuin aikaisemmin.

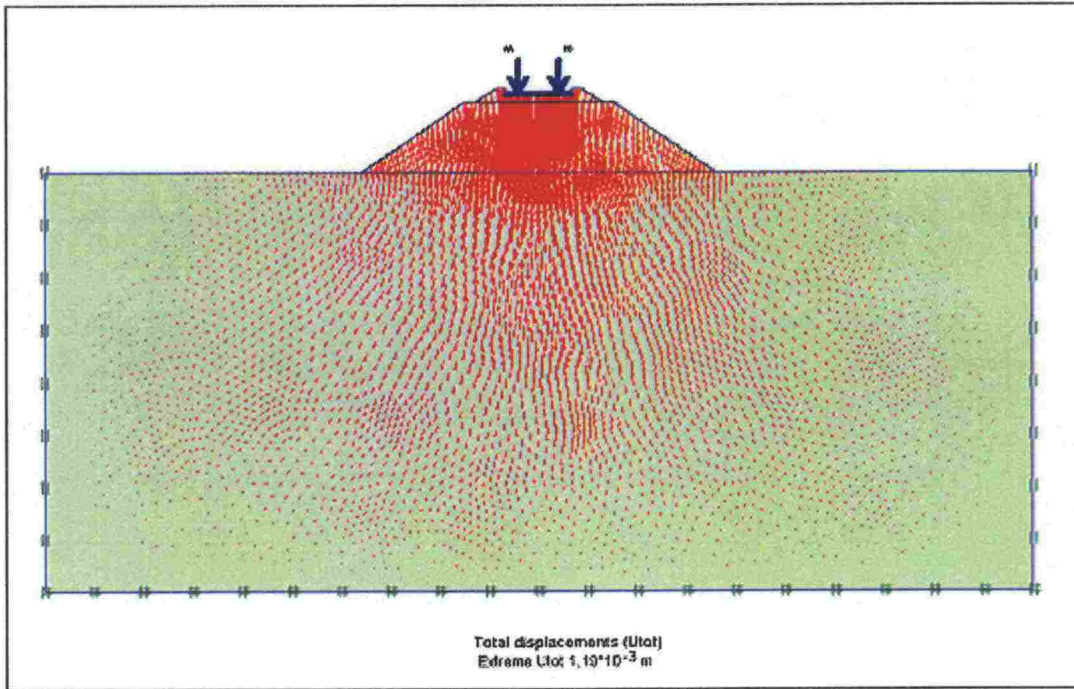
Taulukko 3.7:1 Heikomman pohjaamaan Mohr-Coulomb-mallin parametrit.

Parametri		Arvo	Yksikkö
Materiaali	Tunnistus	Pohjamaa	-
	Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	-
	Tyyppi	Avoim	-
Tilavuus-paino	γ_{unsat}	22	kN/m^3
	γ_{sat}	25	kN/m^3
Veden-läpäisevyys	k_x	1	m/vrk
	k_y	1	m/vrk
Jäykkyys	E^{ref}	50000 ja 25000	kN/m^2
	ν	0,3	-
Lujuus	c_{ref}	1	kN/m^2
	ϕ	35	°
	ψ	1	°

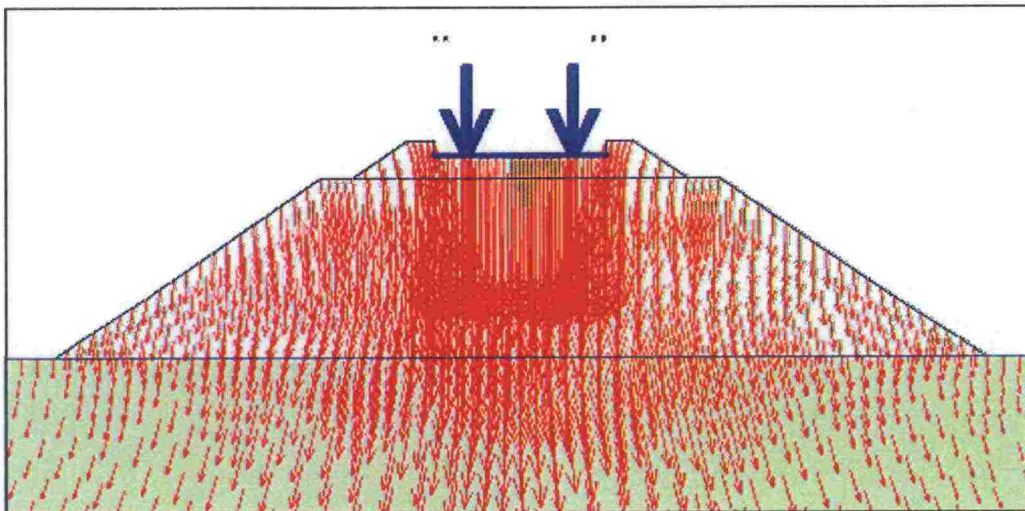
Taulukko 3.7:2 Penkereen Mohr-Coulomb-mallin parametrit.

Parametri		Arvo	Yksikkö
Materiaali	Tunnistus	Penger	-
	Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	-
	Tyyppi	Avoim	-
Tilavuus-paino	γ_{unsat}	20	kN/m^3
	γ_{sat}	23	kN/m^3
Veden-läpäisevyys	k_x	1	m/vrk
	k_y	1	m/vrk
Jäykkyys	E^{ref}	50000	kN/m^2
	ν	0,2	-
Lujuus	c_{ref}	1	kN/m^2
	ϕ	35	°
	ψ	1	°

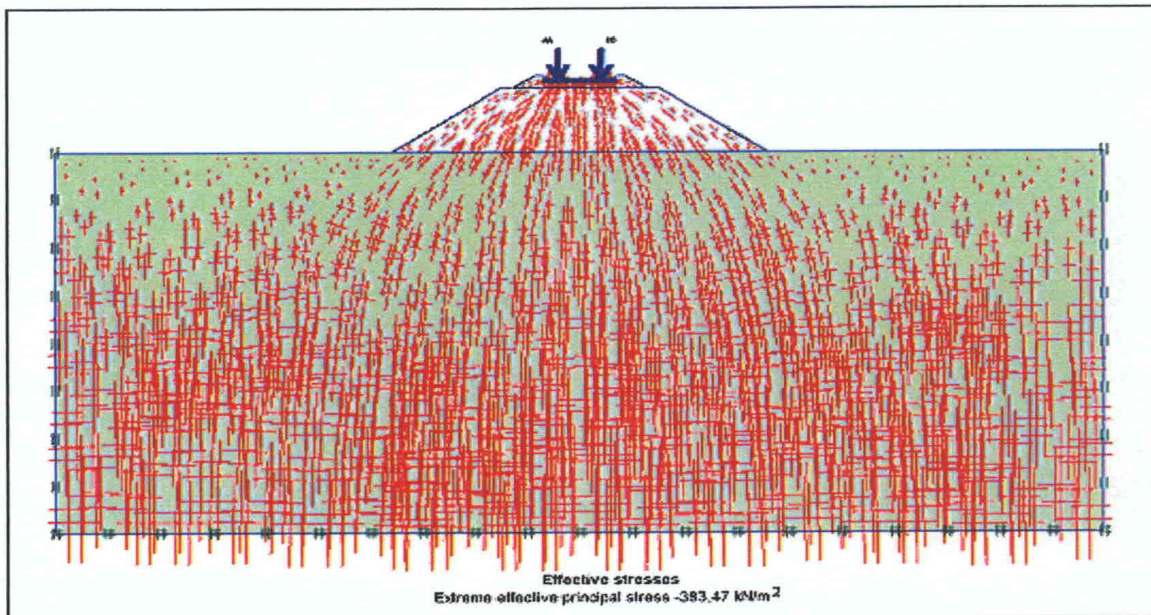
Kuvista 3.7:1...3.7:3 voidaan nähdä, miten pohjamaa ja penger käyttäytyvät, kun pohjamaan kimmomoduuli on 50000 kN/m^2 .



Kuva 3.7:1 Ennen murtumista esiintyvät kokonaiissiirtymät vektorimuodossa kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja pohjamaan kimmomoduuli on 50000 kN/m^2 .

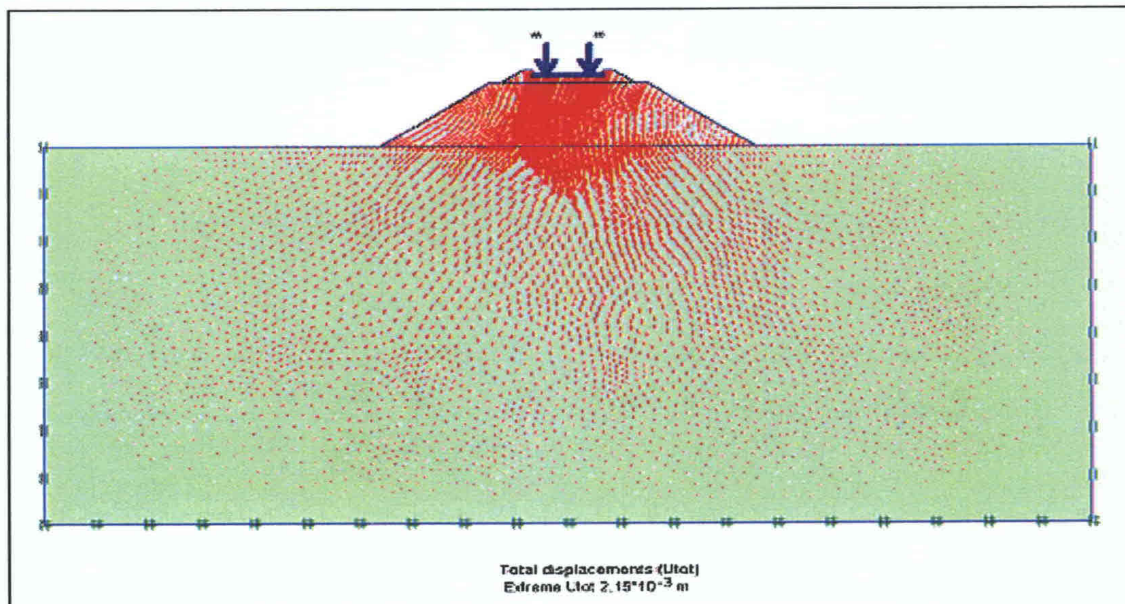


Kuva 3.7:2 Yksityiskohta kuvasta 3.7:1.

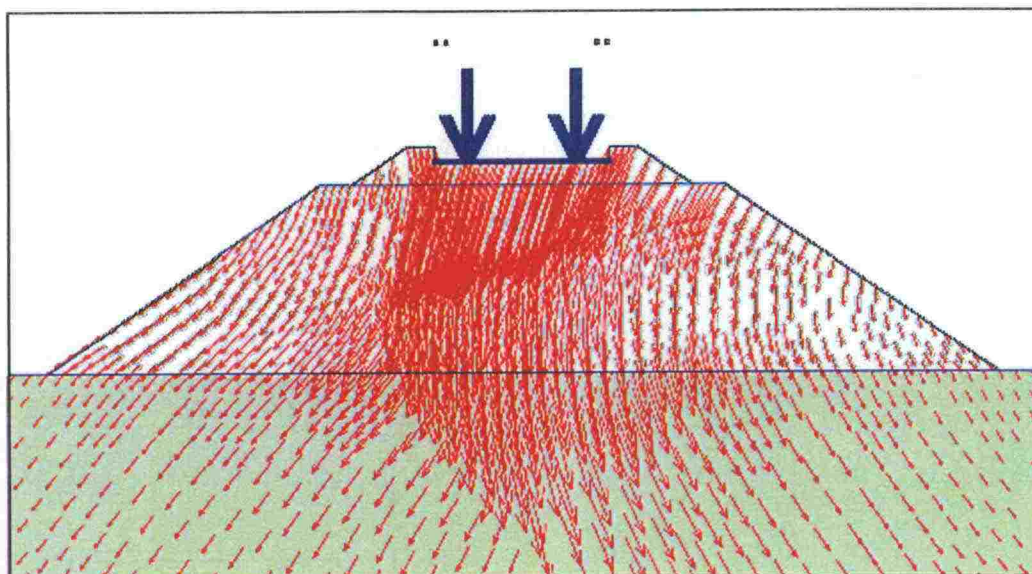


Kuva 3.7:3 Ennen murtumista esiintyvät pääjännityksinä kuvatut tehokkaat jännitykset, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja pohjamaan kimmomoduuli on 50000 kN/m².

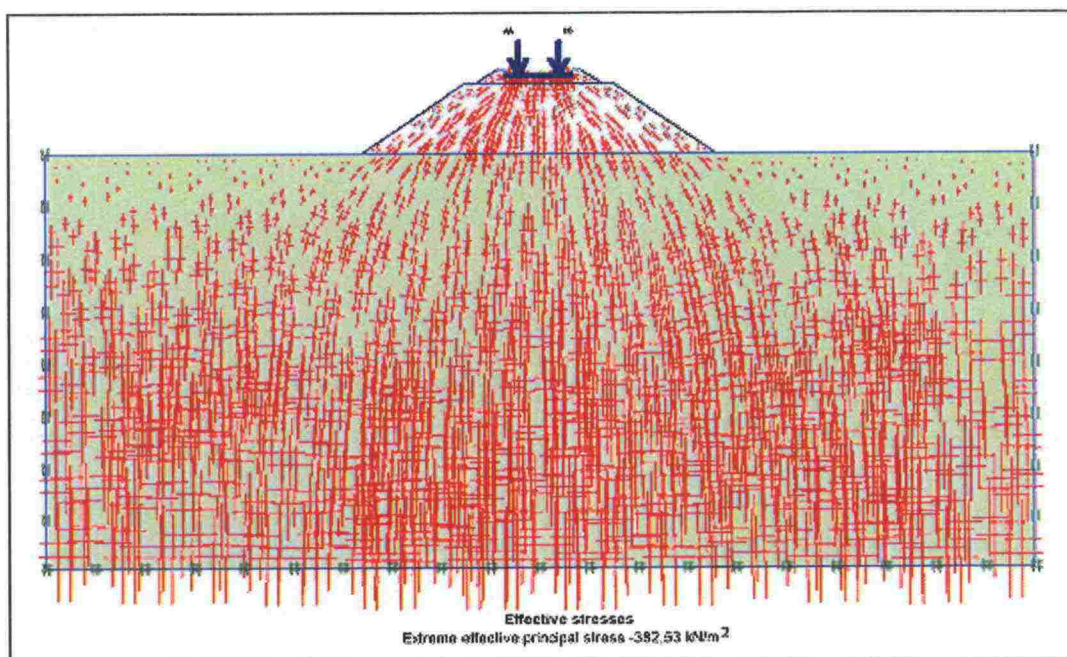
Kuvista 3.7:4...3.7:6 voidaan nähdä, miten pohjamaa ja pengeri käyttäytyvät, kun pohjamaan kimmomoduuli on 25000 kN/m².



Kuva 3.7:4 Ennen murtumista esiintyvät kokonaissiirtymät vektorimuodossa, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja pohjamaan kimmomoduuli on 25000 kN/m².

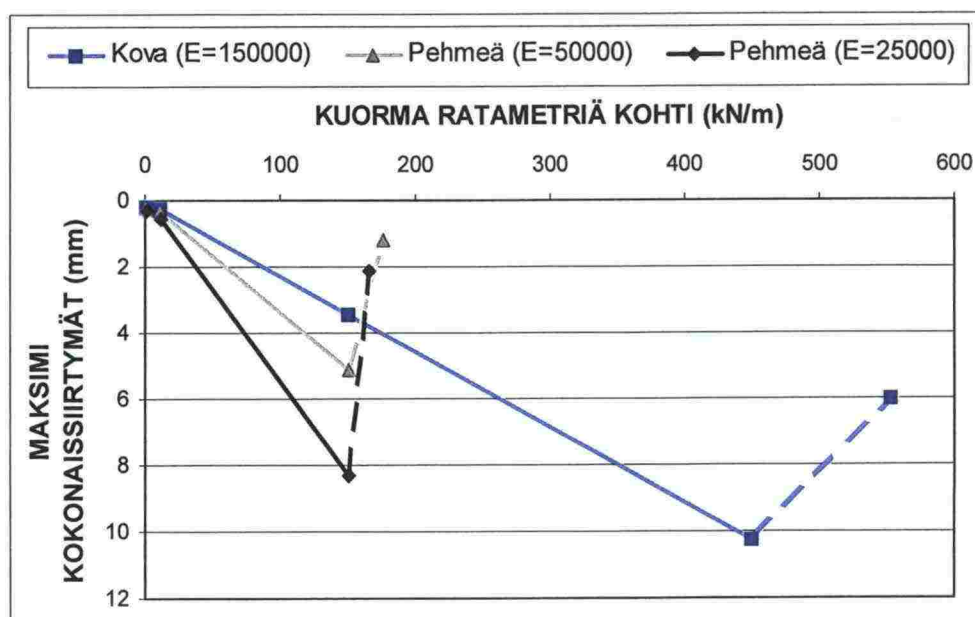


Kuva 3.7:5 Yksityiskohta kuvasta 3.7:4.



Kuva 3.7:6 Ennen murtumista esiintyvät pääjännityksinä kuvatut tehokkaat jännitykset, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m, materiaalimalli on Mohr-Coulomb-malli ja pohjamaan kimmomoduuli on 25000 kN/m².

Kuvasta 3.7:7 voidaan nähdä, miten maksimi kokonaissiirtymät muuttuvat pohjamaan muuttuessa pehmeämmäksi.



Kuva 3.7:7 Heikomman pohjamaan vaikutus penkereen käyttäytymiseen, kun penkereen leveys on 6,0 m, penkereen korkeus on 3,2 m ja materiaalimalli on Mohr-Coulomb -malli.

Kuvien 3.7:1...3.7:7 perusteella voidaan todeta seuraavat asiat:

- Mitä pehmeämpää pohjamaa on, sitä suurempia siirtymiä pohjaamassa luonnollisesti syntyy.
- Kun pohjamaa on pehmeää, murtuminen tapahtuu huomattavasti pienemmällä kuormalla kuin siinä tapauksessa, kun pohjamaa on kovaa.
- Kun heikomman pohjamaan kimmomoduuli laskee 50000:sta 25000:een, kokonaisiirrymät kasvavat selvästi. Murtumiskuorma pysyy tällöin kuitenkin melkein samana, koska pohjamaan lujuusparametrit ovat laskelmissa samat.
- Ennen murtumista esiintyvät pääjännityksinä kuvatut maksimitehokkaat jännitykset ovat suuruusluokaltaan samoja.

Sitä eroa voitaisiin tuoda myös esiin, että kovalla pohjamaalla murtuminen tapahtuu itse penkereessä (kuva 3.5:1 ja kuva 3.5:6), kun taas joustavammalla pohjamaalla murto-kuvio alkaa muodostua selvästi myös pohjamaan puolelle (näkyä erityisesti kuvassa 3.7:5).

3.8 Johtopäätökset

Pengerleveyteen liittyvissä alustavissa mallinnuslaskelmissa käytettiin kaksiulotteista elementtimenetelmään perustuvaa Plaxis-ohjelmaa. Jokaista pengertä kuormitettiin pystysuuntaisella kuormalla, jota kasvatettiin portaittain kunnes saavutettiin murtuminen. Penger materiaalin kuvaamiseen käytettiin kahta erilaista materiaalimallia: Mohr-Coulomb ja Hardening-Soil -mallia. Sen sijaan pohjamaan kuvaamiseen käytettiin vain Mohr-Coulomb-mallia. Laskelmat tehtiin kahdella eri laskenta-menettelmällä, Staged Construction -menettelmällä ja Total Multipliers -menettelmällä.

Tehtyjen laskelmien perusteella voidaan todeta:

- Kun kuormalla on vain pystykomponentti ja kuorma on pieni, kokonais- ja pystysiirtymät ovat yhtä suuria. Kun murtuminen lähestyy, niiden välille syntyy pieni ero. Vaakasiirtymät ovat huomattavasti pienempiä kuin kokonais- ja pystysiirtymät, kun kuorma on pieni. Ero kuitenkin pienenee, kun murtuminen lähestyy.
- Kun kuormalla on myös vaakakomponentti ja kuorma on pieni, kokonais- ja pystysiirtymien välillä on pieni ero. Ero suurenee, kun murtuminen lähestyy. Vaakasiirtymät ovat pienempiä kuin kokonais- ja pystysiirtymät, kun kuorma on pieni. Ero niiden välillä on kuitenkin huomattavasti pienempi siihen tapaukseen verrattuna, kun kuormalla ei ole vaakakomponenttia. Vaakasiirtymien arvo lähestyy pystysiirtymien arvoa, kun ollaan lähellä murtumista.

Nämä johtopäätökset siirtymien suuruudesta eivät riipu materiaalmallista eivätkä laskentamenetelmästä.

Kappaleessa 3.5 kuvattujen laskelmien perusteella arvioitiin, että pengermateriaalia kuvaa paremmin Hardening-Soil-malli kuin Mohr-Coulomb-malli. Mallin valinnan jälkeen tutkittiin penkereen leveyden, luiskakaltevuuden ja kitkakulman vaikutusta mallin käyttäytymiseen. Laskelmista todettiin ennako-odotuksen mukaisesti, että siirtymät kasvavat ja samalla murtokuorma pienenee luiskakaltevuuden kasvaessa sekä kitkakulman ja leveyden pienentyessä. Merkittävin vaikutus penkereen käyttäytymiseen näyttää näiden laskelmien perusteella olevan pengermateriaalin kitkakulmalla.

Staatististen murtokuormitusten arvot ovat pääsääntöisesti varsin suuria rataverkolla sallittaviin junakuormiin verrattuna. Toisaalta myös siirtymät ovat tällöin niin suuria, että vaikka todelliset siirtymät olisivat vain pienen osan näistä arvoista, siirtymät eivät käytännössä olisi enää kimmoisia eli penger luhistuisi vaiheittain varsin nopeasti.

Staatististen laskelmien perusteella ei voida arvioida realistisesti syklisen kuormituksen alaisena olevan penkereen riittävää leveyttä tai sopivaa luiskakaltevuutta. Toisaalta niiden perusteella voidaan kuitenkin tarkastella tehokkaasti kuormitusten jakautumista sekä penkereen muodonmuutos- ja siirtymäjakautumia eri tilanteissa ja näin saada hyödyllistä tietoa ratapenkereen mekaanisesta toimintatavasta myös toistokuormitus-tilannetta silmällä pitäen.

4 HAVAITORATAOSUUDEN VALINTA JA SUUNNITTELU

4.1 Valitun havaintorataosuuden yleiskuvaus

Esitutkimusvaiheen yhteydessä tehtyihin alustaviin mallinnustarkasteluihin perustuva käsitys kenttähavaintokohteeseen liittyvistä tarpeista ja tavoitteista muodostui seuraavaksi:

- Havaintokohde koostuisi kahdesta tai kolmesta noin 50 metrin pituisesta peräkkäisestä osasta, joiden kohdilla ratapenkereen leveyttä ja luiskakaltevuutta muutettaisiin hallitusti. Lisäksi havaintokohteeseen alueelle sijoittuisi myös rataosan normaalipoikkileikkauksen mukainen vertailuosuus.
- Havaintokohteen tulisi sijaita kohdassa, jossa rata on geometrialtaan suora. Kaarteen vaikutukseen lienee parempi palata myöhemmin.
- Kokonaispituudeltaan noin 200 m olevan havaintokohteen tulisi sijaita pohjasuhteiltaan mahdollisimman tasalaatuisella alueella, pohjamaan ollessa kantavuudeltaan heikohkoa tai keskinkertaista, esimerkiksi siltti tai paksuhko kuivakuori + savikko, ei kuitenkaan suo tai vetelä savikko.
- Radan korkeusviivan tulisi havaintokohteella olla vähintään rakennekerrosten kokonaispaksuuden verran ympäröivän maanpinnan yläpuolella, mieluiten jopa jonkin verran tätä korkeammalla.

Edellä mainittujen kenttähavaintokohteeseen liittyvien tarpeiden ja tavoitteiden perusteella tutkimushanke on edennyt seuraavasti:

- Ratahallintokeskus (RHK) ehdotti havaintorataosuuden valintaa Kokemäki–Raumarataosalta.
- Matti Konttinen JP-Transplan Oy:stä teki kohteiden alustavan kartoituksen. Hän etsi kolme sekä savi- että moreenipohjalle rakennettua ratapengerosuutta vaaka-geometrialtaan suorilta rataosilta. Ensimmäinen alue sijaitsee kilometrivälillä 286+530—286+830 ja on rakennettu pehmeälle maapohjalle. Toinen alue sijaitsee kilometrivälillä 312+620—312+920 ja on rakennettu kovalle maapohjalle. Kolmas alue sijaitsee kilometrivälillä 314+020—314+320 ja on rakennettu kovalle maapohjalle. Näistä kolmesta kohteesta Konttinen lähetti TTY:lle pituus- ja poikkileikkauspiirustukset pohjatutkimuksineen pdf-kuvina.
- Kolmesta Konttisen löytämästä alueesta TTY:llä valittiin ensimmäinen alue eli kilometrivälillä 286+530—286+830 sijaitseva ja pehmeälle maapohjalle rakennettu alue. Tämä johtui siitä, että kyseessä oleva alue oli lähimpänä vaatimuksia sekä pohjaolosuhteiltaan että geometrialtaan.

4.2 Pengerleveyden ja luiskakaltevuuden variointi

Luvussa 3 esitettyjen Plaxis-ohjelmistolla tehtyjen laskelmien perusteella saatiin seuraavat tulokset. Tulokset olivat testattujen muuttujien vaikutussuuntien suhteen varsin odotettuja.

- Mitä pienempi on penkereen leveys, sitä suurempia siirtymiä saadaan. Erot eivät kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti kuin penkereeseen kohdistuvat kuormat ylittävät 150 kN/m.
- Mitä jyrkempi on penkereen luiska, sitä suurempia siirtymiä saadaan ja sitä pienempi kuorma aiheuttaa murtumisen. Erot eivät kuitenkaan nytkään ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti ennen murtumista.

- Pengerleveyden ja luiskakaltevuuden vaikutus penkereen käyttäytymiseen ei ole niin merkittävää kuin pengermateriaalin kitkakulman vaikutus.

Kokemäki–Rauma-havaintorataosuuden yhteydessä olisi suositeltavaa käyttää pengerleveyden ja luiskakaltevuuden arvoja, joita käytettiin tähän esiselvitykseen liittyvien laskennallisten mallinnustarkastelujen yhteydessä. Tämä johtuu siitä, että ne vastaavat pengerleveyden osalta RAMO 3:ssa esitettyjä radan normaalipoikkileikkauksia ja luiskakaltevuuden osalta vaihteluväliä, jolla luiskakaltevuudet kansainvälisesti yleensä ovat. Toinen syy on se, että tehdyn tutkimuksen ansiosta on saatu hyvä kvalitatiivinen arvio niiden arvojen vaikutuksesta penkereen käyttäytymiseen. Käytettävät arvot ovat siis seuraavia:

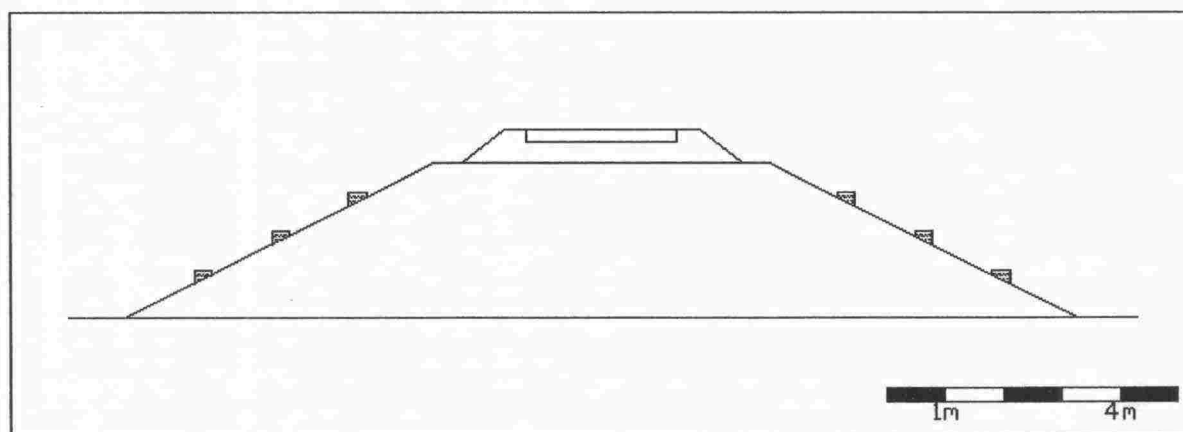
- pengerleveytenä → 5,4 m, 6,0 m ja 6,8 m
- luiskakaltevuutena → 1 : 1,5 ja 1 : 2

Mittausten rajallisesta tarkkuudesta johtuen kovin pieniä eroja ei myöskään ole mielekästä yrittää mitata.

4.3 Kenttämittaukset

Esitutkimusvaiheen yhteydessä tehtyihin alustaviin mallinnustarkasteluihin perustuva käsitys kenttämittauksiin liittyvistä tarpeista ja tavoitteista on seuraava:

- Pengerlevitysten ja luiskaloivennusten jälkeen havaintokohteelle olisi tarkoitus asentaa kohtuullisen suuri määrä penkereen muodon vähittäisten muutosten seuraamiseksi tehtävien siirtymämittausten referenssipisteitä (kuva 4.3:1). Mittauspisteiden vähimmäismäärä olisi noin 6 kpl/poikkileikkaus mittauspölkkeikkauksen määrän ollessa 8 kpl (2 kpl/50 m osuus).



Kuva 4.3:1 Penkereen muodon vähittäisten muutosten seuraamiseksi tehtävien siirtymämittausten referenssipisteiden sijoitteluperiaate.

- Lisäksi havaintokohteelle tulisi mahdollisesti asennettavaksi pengerrakenteessa junakuorman alaisena tapahtuvien palautuvien muodonmuutosten mittaamiseen käytettäviä mittaustureita. Toteutuessaan näiden asentaminen tapahtuu rakentamistoimenpiteiden jälkeen junaliikennettä häiritsemättä penkereen sivulta käsin.

- Kummankaan edellä mainitun mittausinstrumentoinnin asentaminen ei aiheuta tarvetta radan päällysrakenteen purkamiseen tai penkereen auki kaivamiseen. Asennuksen onnistuminen edellyttää kuitenkin, että asennuskohdilla oleva rata-penger ei saa sisältää suuria kiviä tai lohkareita.
- Ratapenkereen vähittäisten muodonmuutosten mittauksia on tarkoitus jatkaa määräjain muutaman lähivuoden ajan mittaamalla referenssipisteiden sijainnit ja niiden mahdolliset muutokset lähistölle sijoitettaviin kiintopisteisiin nähden. Juna-kuormituksen alaisena tapahtuvien muodonmuutosten mittaukset ovat vastaavasti kestoaltaan lyhytaikaisia, noin 1-2 työvuoroa kerrallaan ja ne suunnitellaan toistettavaksi muutamia kertoja lähivuosien aikana.

5 YHTEENVETO

Kirjallisuustutkimus muiden maiden käytännöistä

Selkeitä mitoituskäytäntöjä käytettävän pengerveveyden valintaan ei tämän kirjallisuusselvityksen puitteissa ole löydetty. Keskeisimpänä syynä tähän mitä ilmeisimmin on se, että ratarakenteiden dimensiot ovat enemmänkin paikallisten olosuhteiden ja käytäntöjen sekä kokemusperäisten havaintojen tuloksena syntyneitä eivätkä niinkään laskennollisten mitoitustarkastelujen perusteella määräytyneitä. Vaikuttaa myös siltä, että Euroopan maiden ratojen pengerveveydet ovat paljolti kunkin maan rautatie-liikennehistorian määäämiä, mikä tarkoittaa myös sitä, ettei tarvittavaa leveyttä ole varta vasten tieteellisin tutkimuksin määriteltä. Käytettävissä olleen aineiston perusteella ei myöskään käy ilmi, onko pohjamaan ja radan perustamistavan vaikutusta ollenkaan otettu huomioon tyyppipoikkileikkauksen pengerveveyttä määriteltäessä.

Huomattava on kuitenkin se, että ratapenkereet on Euroopassa perinteisesti rakennettu Suomen penkereitä leveämmiksi. Tähän voi olla syynä se, että Suomessa rakennekerrokset ovat roudan takia hyvin paksuja, kantavuusmitoituksen kannalta ehkä tarpeettomankin paksuja. Euroopassa on riittävää kantavuutta sen sijaan etsitty leveämmillä penkereillä.

Jotta lopulta voitaisiin saavuttaa tilanteen harmonisointi, Euroopan Unioni ehdotti suurnopeusradoille sovellettavaa tavoitepengerveveyttä, mutta säilytti samalla mahdollisuuden nykyisten leveyksien käyttöön, kun yhteensopivuus tavoiteleveyteen vaatisi liikaa muutoksia. Tämä voidaan löytää julkaisusta "Yhteentoimivuuden tekniset eritelmät (YTE)" eli "The Technical Specifications for Interoperability (TSI)", Official Journal of the European Communities (L 245/143) of the 30th of May 2002.

Edellä mainitun viitteen mukaan pengerveveyden tulee täyttää seuraavat vaatimukset:

- Uusien suurnopeusratojen tulee mahdollistaa suurnopeusjunien kulku riittäväällä vapaan tilan marginaalilla, kun otetaan huomioon ennakoitavissa olevat tekniset muutokset tulevaisuudessa.
- Nykyisten ratojen tulee mahdollistaa näiden samojen junien kulku pienennetyillä marginaaleilla, jotta tarvittavien muutosten toteuttaminen voidaan suorittaa vaiheittain.

Kirjallisuustutkimuksen päähuomio kohdistui maihin, joiden ilmastolliset olosuhteet ovat kohtuullisen lähellä Suomen olosuhteita. Kohdemaiksi valittiin tällä perusteella Ruotsi, Norja ja Saksa.

- Ruotsissa yksiraiteisen radan normaali pengerveveys on 7,4 m ja kaksiraiteisen radan normaali pengerveveys on 11,9 m. Pengerveveyden vaihteluväli on 6,5–8,0 m yksiraiteisilla radoilla ja 10,9–18,0 m kaksiraiteisilla radoilla. Lisäksi maapenkereen normaali luiskakaltevuus on 1:2 vaihteluvälin ollessa 1:1,5–1:2, kun taas normaali louhepenkereen luiskakaltevuus on 1:1,5 vaihteluvälin ollessa 1:1,5–1:2.
- Norjassa uusien ratojen pengerveveys on 7,0 m yksiraiteisilla radoilla ja 11,4 m kaksiraiteisilla radoilla. Vanhoilla radoilla pengerveveys riippuu kallistuksesta. Vanhoilla yksiraiteisilla radoilla pengerveveys on 6,0 m, kun kallistus on 0 mm tai 50 mm, ja 6,25 m, kun kallistus on 100 mm tai 150 mm. Vanhoilla kaksiraiteisilla radoilla pengerveveys on 10,25 m, kun kallistus on 0 mm tai 50 mm, ja 10,5 m, kun

kallistus on 100 mm tai 150 mm. Norjassa käytössä olevat luiskakaltevuudet riippuvat pengermateriaalista ja pengerkorkeudesta. Vaihteluväli on 1:1,5–1:3. Arvoa 1:1,5 käytetään, kun pengermateriaali on louhetta ja pengerkorkeus on 0–15 m. Arvoa 1:3 käytetään, kun pengermateriaali on savea tai silttiä ja pengerkorkeus on yli 10 m.

- Saksassa pengerveveys vaihtelee kallistuksesta ja nopeudesta riippuen. Mitä suurempia kallistus ja nopeus ovat, sitä leveämpi pengeri on. Kaksiraiteisilla pääradoilla vaihteluväli on 10,6–12,4 m. Arvoa 10,6 m käytetään, kun kallistus on 0–20 mm ja nopeus on alle 160 km/h. Arvoa 12,4 m käytetään, kun kallistus on 105–160 mm ja nopeus on yli 200 km/h. Myös Saksassa luiskakaltevuudet vaihtelevat pengermateriaalin ja pengerkorkeuden mukaan. Vaihteluväli on 1:1,5–1:2,0. Arvoa 1:1,5 käytetään, kun pengermateriaali on hyvin tai osittain suhteistunutta soraa ja pengerkorkeus on 0–12 m. Arvoa 1:2 käytetään, kun pengermateriaali on lajittunutta hiekkaa ja pengerkorkeus on 0–12 m. Arvoa 1:2 käytetään myös, kun pengermateriaali on savista tai siltistä soraa tai hiekkaa ja pengerkorkeus on 9–12 m.

Pengerleveyteen liittyvät laskennalliset mallinnustarkastelut

Tehtyjen laskelmien perusteella arvioitiin, että Hardening-Soil-malli kuvaa rata-pengermateriaalien todellista käyttäytymistä paremmin kuin Mohr-Coulomb-malli. Tämä johtuu muun muassa seuraavista syistä:

- Hardening-Soil-malli on jonkin verran kehittyneempi kuin Mohr-Coulomb-malli. Esimerkiksi maaperän jäykkyyttä kuvataan paljon tarkemmin käyttämällä kolmea eri jäykkyyttä: kolmiaksaalikuormituksen jäykkyys E_{50} , kolmiaksaalipoistokuormituksen jäykkyys E_{ur} ja ödometrikuormituksen jäykkyys E_{oed} .
- Toisin kuin Mohr-Coulomb-malli, Hardening-Soil-malli ottaa huomioon myös jäykkyydsmoduulin jännitysriippuvuuden ja antaa mahdollisuuden mallintaa jännitystasosta riippuvaa käyttäytymistä. Tämä tarkoittaa sitä, että kaikki jäykkyydet kasvavat jännitystason kasvaessa.
- Kun penkereen kuvaamiseen käytetään Hardening-Soil-mallia, siirtymät kasvavat kuorman kasvaessa erityisesti ennen murtumista. Sen sijaan, kun penkereen kuvaamiseen käytetään Mohr-Coulomb-mallia, murtuminen tapahtuu äkillisesti, mikä ilmenee laskelmissa saavutettujen maksimisiirtymien pienenemisenä ennen murtumista.
- Hardening Soil -materiaalimallilla saadut penkereen deformatiiviset muodot arvioitiin toteutettujen kenttämittausten yhteydessä tehtyihin havaintoihin nähden realistisemmiksi.

Plaxis-ohjelmistolla tehtyjen laskelmien perusteella saatiin seuraavat tulokset. Tulokset ovat varsin odotettuja.

- Mitä pienempi on penkereen leveys, sitä suurempia siirtymiä saadaan. Erot eivät kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti silloin, kun penkereeseen kohdistuvat kuormat ylittävät 150 kN/m.
- Mitä jyrkempi on penkereen luiska, sitä suurempia siirtymiä saadaan ja sitä pienempi kuorma aiheuttaa murtumisen. Erot eivät nytkään kuitenkaan ole kovin suuria ja ne esiintyvät erityisesti ennen murtumista.
- Pengerleveyden ja luiskakaltevuuden vaikutus penkereen käyttäytymiseen ei ole niin merkittävää kuin pengermateriaalin kitkakulman vaikutus.

Staattisten murtokuormitusten arvot ovat pääsääntöisesti varsin suuria rataverkolla sallittaviin junakuormiin verrattuna. Toisaalta myös siirtymät ovat tällöin niin suuria, että vaikka todelliset siirtymät olisivat vain pienen osan näistä arvoista, siirtymät eivät käytännössä olisi enää kimmoisia eli pengeri luhistuisi vaihteittain varsin nopeasti.

Staattisten laskelmien perusteella ei voida arvioida realistisesti syklisen kuormituksen alaisena olevan penkereen riittävää leveyttä tai sopivaa luiskakaltevuutta. Toisaalta niiden perusteella voidaan kuitenkin tarkastella tehokkaasti kuormitusten jakautumista sekä penkereen muodonmuutos- ja siirtymäjakaantumia eri tilanteissa ja näin saada hyödyllistä tietoa ratapenkereen mekaanisesta toimintatavasta myös toistokuormitus-tilannetta silmällä pitäen.

Kokemäki–Rauma-havaintorataosuuden yhteydessä olisi suositeltavaa käyttää pengerelevyden ja luiskakaltevuuden arvoja, joita käytettiin tähän esiselvitykseen liittyvien laskennallisten mallinnustarkastelujen yhteydessä. Tämä johtuu siitä, että ne vastaavat pengerelevyden osalta RAMO 3:ssa esitettyjä radan normaalipoikkileikkauksia ja luiskakaltevuuden osalta vaihteluväliä, jolla luiskakaltevuudet kansainvälisesti yleensä ovat. Toinen syy on se, että tehdyn tutkimuksen ansiosta on saatu hyvä kvalitatiivinen arvio niiden arvojen vaikutuksesta penkereen käyttäytymiseen. Käytettävät arvot ovat siis seuraavia:

- pengerelevytenä → 5,4 m, 6,0 m ja 6,8 m
- luiskakaltevuutena → 1:1,5 ja 1:2

Mittausten rajallisesta tarkkuudesta johtuen kovin pieniä eroja ei myöskään ole mielekäästi yrittää mitata.

LÄHDELUETTELO

BVF 586.41, föreskrift (1996). Tillåten hastighet mht spårets geometriska form (hänvisning till BVF 900.3, BVH 586.40, BVF 514.1). Banverket, Tukholma, Ruotsi.

BVH 585.31, handbok (2002). Typsektioner för banan (med hänvisningar till BVH 581.16). Banverket, Tukholma, Ruotsi. 56 s. + 7 liite.

BVH 586.40, handbok (1996). Spårgeometrihandboken (hänvisning till BVF 900.3, BVF 586.41). Banverket, Tukholma, Ruotsi.

Esveld, C. (2001). Modern railway track. Second edition. MRT-Productions, The Netherlands. 654 p.

JD 520, håndbok (1998). Overbygning, regler for prosjektering og bygging. Jernbaneverket – hovedkontoret, Oslo, Norja.

JD 530, håndbok (2000). Overbygning, regler for prosjektering. Jernbaneverket – hovedkontoret, Oslo, Norja. 13 s.

Kolisoja, P., Levomäki, M., Mäkelä, E., & Niskanen, P. (1999). Radan tukikerroksen ja alusrakenteen kirjallisuustutkimus, 250 kN.n ja 300 kN.n akselipainot. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 6/1999. Helsinki, Ratahallintokeskus, tekninen yksikkö. 135 s.

Lechner, B. (2003). Suora yhteys 12.11.2003. Maa- ja vesirakentaminen sekä geodesian laitos, Münchenin Teknillinen Korkeakoulu, München, Saksa.

Leskelä, K. (1995). Suurnopeusradan pengerleveyden määrittäminen. Diplomityö, Teknillinen korkeakoulu, Rakennus- ja maamittaustekniikan osasto. 76 s. + 44 liite.

Lichtberger, B. (2003). Handbuch Gleis: Unterbau, Oberbau, Instandhaltung, Wirtschaftlichkeit. Tetzlaff Verlag GmbH & Co. KG, Saksa. 562 s.

Lindahl, M. (2001). Track geometry for high-speed railways. A literature survey and simulation of dynamic vehicle response. TRITA – FKT Report 2001:54. Royal Institute of Technology, Stockholm. 160 s.

Ratahallintokeskus (1995). Ratateknilliset määräykset ja ohjeet (RAMO), osa 1, Yleiset perusteet. Helsinki, Ratahallintokeskus. 8 s.

Ratahallintokeskus (2002). Ratateknilliset määräykset ja ohjeet (RAMO), osa 3, Radan rakenne. Helsinki, Ratahallintokeskus. 31 s, 2 liitettä.

Railway Gazette International (July 2001). The changing face of North American railroading. TGV Méditerranée opens for business.

TAV (Treni Alta Velocità) Spa 2004 <http://www.tav.it> [verkkodokumentti] [viitattu 7.7.2004]. Saatavissa <http://www.tav.it/1/default.asp?id=1>.

The Railway Association of Canada (1992). Standard respecting railway clearance. May 14, 1992. RAC-S-E-92-05-14 [R.3]. 12 s. Saatavissa myös verkkodokumenttina http://www.railcan.ca/documents/rules/en/TC_E05_ENG.pdf

The Railway Association of Canada (1997). Rules respecting track safety. December 18, 1997. TC number E-04.2. 26 [R.8]. 12 s. Saatavissa myös verkkodokumenttina http://www.railcan.ca/documents/rules/1997_12_18_TC_E_04p2_eng.pdf

YTE – TSI: Yhteentoimivuuden tekniset eritelmät – Technical Specifications for Interoperability (2002). Euroopan Yhteisöjen Virallinen Lehti – Official Journal of the European Communities (L 245/143). 137 s.

2/2000	Bantrummor, 250 kN och 300 kN axellaster
3/2000	Liikkuvan kaluston kirjallisuustutkimus
4/2000	Raidesepelin lujuuden vaikutus tukikerroksen kestoikään
5/2000	Ratarakenteen instrumentointi ja mallinnus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
6/2000	Väliraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen ratateknisistä tutkimuksista
7/2000	Intermediate Report, 250 kN and 300 kN axle loads
8/2000	Ratatekniset määräykset ja ohjeet -julkaisun käytettävyytutkimus
9/2000	Ratakapasiteetin perusteet
10/2000	Instrumentation and Modelling of Track Structure, 250 kN and 300 kN axle loads
11/2000	Rautatieonnettomuuksien sisäiset ja ulkoiset kustannukset
12/2000	Internal and External Costs of Railway Accidents
1/2001	Rataverkko 2020 -suunnitelma
2/2001	XPS-routaeristelevyt ratarakenteessa, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
3/2001	Raidetutkimus, 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainot
4/2001	Radan kunnossapitokustannusten kirjallisuustutkimus
5/2001	Loppuraportti 250 kN:n ja 300 kN:n akselipainojen teknisistä ominaisuuksista
6/2001	Final Report, 250 kN and 300 kN axle loads
7/2001	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset
8/2001	Ratarumpututkimus. Instrumentointi ja mittaukset
9/2001	Verkkoakataulu junaliikenteen ja rautatieinfrastruktuurin kehittämisestä
10/2001	Työnaikaisten ratakaivantojen tukeminen
11/2001	Pääkaupunkiseudun rautateiden meluntorjuntaohjelma vuosille 2001 – 20202
12/2001	Rautatietasoristeysten turvaaminen
13/2001	Rautatieliikenteen riskit ja turvaamistoimenpiteet, osat 1 ja 2
14/2001	Rautatieliikenteen valtakunnallinen meluselvitys
1/2002	Ratarakenteen routasuojaus
3/2002	Rautatietasoristeysten turvaamis- ja poistostrategia 2020
4/2002	Rautateiden maanvaraiset pylväsperustukset, lisensiaatintutkimus
5/2002	Raiteentarkastus ja siinä ilmenevien virheiden analysointi välillä Kirkkonummi–Turku
6/2002	Kerava–Lahti-oikoradan sosiaalisten vaikutusten arviointi
7/2002	Rataverkon tavaraliikenne-ennuste 2025
8/2002	Puomillisten tasoristeysten turvallisuus
9/2002	Vartioimattomien tasoristeysten turvallisuus
10/2002	Ratarumpututkimus, mallinnus
1/2003	Katsaus Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämistoimintaan
2/2003	Instrumentation and Modelling of Railway Culverts
3/2003	Rautatieliikenteen onnettomuuksien ja vaaratilanteiden raportoinnin kehittäminen
4/2003	Henkilöliikenneasemien esteettömyyskartoituksen tuloksia
1/2004	Tavaraliikenteen ratapihavisio- ja strategia 2025
2/2004	Rautateiden kaukoliikenteen asemien palvelutaso ja kehittämistarpeet
3/2004	Rautatieinfrastruktuurin elinkaarikustannukset
4/2004	Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa
5/2004	Radan kulumisen rajakustannukset vuosina 1997 - 2002
6/2004	Marginal Rail Infrastructure Costs in Finland 1997 – 2002
7/2004	Ratakapasiteetin jakamisen vaatimukset ja liikenteen suunnittelun nykytila
8/2004	Stabiiliteetiltaan kriittiset ratapenkereet, esitutkimus