

Mika Knuuti  
Tim Länsivaara

## Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa



Ympäristöministeriö  
Miljöministeriet  
Ministry of the Environment





Mika Knuuti, Tim Länsivaara

# Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 7/2016

Liikennevirasto  
Helsinki 2016

*Kannen kuva: Länsi-Metro Oy/Jorma Teelahti*

Verkojulkaisu pdf ([www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi))

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-317-214-2

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

**Mika Knuuti ja Tim Länsivaara: Varmuuden kohdentaminen tukiseinien mitoituksessa.** Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2016. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 7/2016. 73 sivua. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-214-2.

**Avainsanat:** mitoitus, tukirakenteet, suunnittelu, laskelmat

## Tiivistelmä

Suomessa tukiseinien mitoittaminen toteutetaan Eurokoodin SFS- EN 1997-1 mukaisella mitoitusmenetelmällä DA2. Mitoitusmenetelmässä DA2 osavarmuudet kohdennetaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin sekä maan kestävyys. Kansalliset valinnat kuormitusyhdistelmien ja osavarmuuslukujen osalta perustuvat suppeisiin vertailulaskelmiin, joilla pyrittiin mahdollisimman samaan tulokseen, kuin aiemmin käytetyllä kokonaisvarmuusmenetelmällä. Sitten on osoittautunut, että tässä ei ole onnistuttu.

Kuormien laskemiseen käytetään SFS-EN 1990 kansallisen liitteen (YM (2007); LVM(2010)) mukaisia kuormitusyhdistelmiä 6.10a ja 6.10b. Näiden kuormitusyhdistelyiden käyttäminen tukiseinälaskennassa on johtanut joissakin tapauksissa tukiseinärakenteiden liian alhaiseen varmuuteen. Lisäksi on todistettu, että nykyisillä osavarmuusluvuilla ei pystytä huomioimaan maanpaineen laskemiseen liittyvää todellista epävarmuutta. Näiden lisäksi nykyisen mitoitusmenetelmän soveltamisesta numeerisessa laskennassa hankaloittaa pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen erisuuruus.

Tutkimus jakaantuu kolmeen kokonaisuuteen. Ensimmäisessä osassa käydään läpi tukiseinämitoituksessa esiintyviin maaparametreihin ja kuormiin liittyviä epävarmuustekijöitä sekä pohjatutkimusten merkitystä suunnittelussa. Maaparametreihin liittyvää epävarmuutta käydään läpi perustuen tehtyihin kirjallisuusselvityksiin (Phoon et al). Toisessa osassa esitellään Eurokoodi EN 1997 mukaiset mitoitusmenetelmät, sekä Suomen, Ruotsin ja Tanskan tekemät kansalliset valinnat. Lisäksi eri mitoitusmenetelmiin liittyvää kritiikkiä esitetään Simpson (2007), Schuppener et al (2008) ja Schweiger (2013) kirjoituksiin perustuen. Kolmannessa ja tärkeimmässä osassa esitellään tässä tutkimuksessa käytetyt laskentaesimerkit, niiden käytännön mitoitus sekä laskentatulokset. Laskentaesimerkkien tarkoituksena oli tutkia eri mitoitustapojen ja maaparametreihin liittyvän epävarmuuden merkitystä mitoitusrasitukseen ja mitoituksen kokonaisvarmuuteen sekä osoittaa mahdolliset puutteet nykyisessä mitoitustavassa.

Laskentaesimerkkien tulosten perusteella nykyisestä tukiseinälaskennasta löydettiin useita puutteita. Nykyisten kahden kuormitusyhdistelmän 6.10a ja 6.10b käyttämisellä tukiseinien mitoituksessa ei saavuteta juurikaan hyötyä. Sitä vastoin ne lisäävät työtä ja hankaloittavat numeerista laskentaa. Lisäksi maan kestävyys kohdennettavalla osavarmuusluvulla ei ole aina merkitystä, vaan osavarmuusluku tulisi kohdentaa suoraan lujuusparametriin, jossa epävarmuus on. Laskentaesimerkkien tulosten perusteella esitettiin neljä erilaista vaihtoehtoa, kuinka tukiseinien mitoitus voitaisiin jatkossa toteuttaa. Kirjoittajien mielestä vaihtoehtoon 3 kaltainen ratkaisu olisi paras mitoituksen luotettavuuden kannalta. Tämän lisäksi tuotiin lyhyesti esiin havaitut epäkohdat esijännitetyjen ankkurien mitoituksessa, ja ehdotettiin, että näihin kiinnitetään enemmän huomiota tulevaisuudessa.

**Mika Knuuti och Tim Länsivaara: Säkerhetsfördelning i dimensionering av stödväggar.** Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2016. Trafikverkets undersökningar och utredningar 7/2016. 73 sidor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-214-2.

## Sammandrag

I Finland dimensioneras stödväggar med dimensioneringsmetoden DA2 enligt Eurokod SFS- EN 1997-1. Vid användning av dimensioneringsmetoden DA2 fördelas partialsäkerheter på laster eller lasteffekter och på markens bärförmåga. De nationella valen vad gäller lastkombinationer och partialsäkerhetstal grundar sig på de förenklade jämförelsekalkyler som hade som mål att i så hög grad som möjligt nå samma resultat som uppnåddes med den totalsäkerhetsmetod som användes tidigare. Det har dock visat sig att man inte lyckats med detta.

Lastkombinationerna 6.10a och 6.10b enligt nationella bilagan till SFS-EN 1990 (MM (2007; KM (2010)) används för att räkna laster. Användning av dessa lastkombinationer i stödväggskalkyler har i vissa fall lett till för låg säkerhet för stödväggskonstruktioner. Därtill har det konstaterats att det med de nuvarande partialsäkerhetstalen inte är möjligt att beakta den faktiska osäkerhet som anknyter till marktrycket. Dessutom försvåras tillämpningen av den nuvarande dimensioneringsmetoden i den numeriska kalkylen av att partialsäkerhetstalen för permanenta och varierande laster är olika stora.

Studien är indelad i tre delar. Den första innehåller en genomgång av markparametrar som förekommer i dimensioneringen av stödväggar och osäkerhetsfaktorer som anknyter till laster samt betydelsen av grundundersökningar i planeringen. Den osäkerhet som anknyter till markparametrar behandlas utifrån de utförda litteraturstudierna (Phoon et al). I den andra delen presenteras dimensioneringsmetoderna enligt Eurokod EN 1997 och Finlands, Sveriges och Danmarks nationella val. Därtill presenteras kritik av de olika dimensioneringsmetoderna utifrån skrifter av Simpson (2007), Schuppener et al (2008) och Schweiger (2013). I den tredje och viktigaste delen presenteras de kalkylexempel som används i denna studie, den praktiska dimensioneringen av dessa och kalkylresultaten. Syftet med kalkylexemplen var att undersöka betydelsen av den osäkerhet som är förknippad med olika dimensioneringssätt och markparametrar för dimensioneringslasterna och totalsäkerheten för dimensioneringen samt att påvisa eventuella brister i det nuvarande dimensioneringssättet.

Utifrån resultaten av kalkylexemplen hittades ett stort antal brister i den nuvarande kalkylen för stödväggar. Användning av de två nuvarande lastkombinationerna 6.10a och 6.10b i dimensioneringen av stödväggar är inte till någon större nytta. Snarare ökar dessa kombinationer arbetsmängden och försvårar den numeriska kalkylen. Därtill är ett partialsäkerhetstal som fördelas på markens bärförmåga inte alltid av betydelse, utan partialsäkerhetstalet borde fördelas direkt på den hållfasthetsparameter som är föremål för osäkerhet. Utifrån resultaten av kalkylexemplen presenterades fyra olika alternativ för dimensionering av stödväggar i framtiden. Författarna anser att en lösning enligt det tredje alternativet är den bästa med tanke på tillförlitligheten i dimensioneringen. Därtill behandlade författarna kort de observerade missförhållandena i dimensioneringen av förspänd förankring och föreslog att mer uppmärksamhet riktas mot detta område i framtiden.

**Mika Knuuti and Tim Länsivaara: Factor of safety approach in the design of retaining walls.** Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2016. Research reports of the Finnish Transport Agency 7/2016. 73 pages. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-214-2.

## Summary

In Finland retaining walls are designed by using design approach 2 according to SFS-EN 1997. In design approach 2, partial factors are applied to loads or their effects and to earth resistance. National choices for load combinations and for partial factors have been made based on limited number of comparison calculations. The aim was to end up having the same safety level as with the total factor of safety approach. Recently, it has been acknowledged, that this has not been achieved.

For loads, the load combinations 6.10a and 6.10b are used. These are given in National Annexes of SFS-EN 1990 (YM (2007) and LVM (2010)). It has been proven that by using these two load combinations the total factor of safety can, in certain cases, be really low. Moreover, it has been proven that currently used partial factors cannot take into account the real uncertainty related to earth pressure calculation. Also the unequal partial factors for permanent and transient loads are complicated to use in numerical analysis.

This study can be divided into three separate sections. In the first section uncertainties related to determination of characteristic soil parameters and loads are presented. Moreover, the significance of ground investigations is discussed. The uncertainties related to the soil parameters are discussed based on the studies done by Phoon et al. In the second section design approaches given in EN 1997 are presented together with the national decisions made in Finland, Sweden and Denmark. Furthermore, criticism against the design approaches is discussed based on Simpson (2009), Schuppener (1998) and Schweiger (2013). In the third and the most important part, the calculation examples used in this study, design procedure and calculation results are presented. The aim of calculation examples is to investigate how different design approaches and the uncertainties in soil parameters effects on the design stresses and the total factor of safety, and moreover, to point out possible shortcomings in current design procedure.

Various flaws were found in the current retaining wall design. By using the current load combinations 6.10a and 6.10b, no additional benefit was gained to the design. On the contrary, this just increased the amount of work and complicated numerical calculations. Moreover, the importance of partial factor applied to earth resistance ( $\gamma_{R,e}$ ) was sometimes negligible. Better solution would be to apply the safety straight to the strength parameters, where the real uncertainty is. Based on obtained calculation results, four different options were proposed how the retaining wall design could be done in future. In authors' opinion, option 3 would lead to the most reliable design. In addition to these, shortcomings in current design of prestressed anchors were highlighted.

## Esipuhe

Geoteknistä suunnittelua koskevassa eurokoodistandardissa esitetään tukiseinien mitoittamiseksi kolme eri mitoitus tapaa. Suomessa käytetään mitoitus tapaa 2, jossa osavarmuudet kohdentuvat kuormiin ja kestävyYTEEN.

Varmuuden kohdentuminen tukiseinien mitoituksessa -hankkeen tavoitteena on kehittää eurokoodien geotekniseen suunnitteluun liittyvää tukiseinälaskentaa tarkastelemalla eri mitoitus tapoja, selvittämällä tukiseinien mitoitukseseen sisältyviä epävarmuuksia sekä esittää kehitysehdotuksia tukiseinien mitoitukseseen erityisesti kokonaisvarmuuden ja mitoitusrasitusten laskennan osalta. Lisäksi tavoitteena on selvittää kansallisten valintojen mahdollista muutostarvetta tukiseiniin liittyen.

Raportti on laadittu Tampereen teknillisen yliopiston rakennetekniikan laitoksessa ja vastuuhenkilönä on toiminut professori Tim Länsivaara. Hankkeen aikana Mika Knuuti on tehnyt ko. aiheesta diplomityön professori Länsivaaran ohjauksessa.

Tutkimushanke on toteutettu Liikenneviraston ja ympäristöministeriön yhteisrahoituksella. Tilaajien edustajina ovat hankkeen valvojina toimineet geoasiantuntija Panu Tolla ja silta-asiantuntija Heikki Lilja Liikennevirastosta sekä yli-insinööri Jukka Bergman ympäristöministeriöstä.

Helsingissä tammikuussa 2016

Liikennevirasto  
Väylänpito

Ympäristöministeriö  
Rakennukset ja rakentaminen



# Sisällys

1	JOHDANTO .....	8
2	GEOTEKNISEEN MITOITUKSEEN LIITTYVÄ EPÄVARMUUS .....	10
2.1	Johdanto.....	10
2.2	Pohjatutkimuksista saatu tieto .....	10
2.2.1	Pohjatutkimusten suunnittelu .....	10
2.2.2	Pohjatutkimusten analysointi.....	13
2.3	Maan geoteknisten ominaisuuksien epävarmuus .....	14
2.3.1	Maan luonnollinen vaihtelevuus, $COV_{spat,X}$ .....	15
2.3.2	Mittausepäätarkkuus, $COV_{err,X}$ .....	17
2.3.3	Muunnosepävarmuus, $COV_{trans,X}$ .....	19
2.3.4	Tilastollinen epävarmuus, $COV_{stat,X}$ .....	19
2.3.5	Malliin liittyvä epävarmuus, $COV_{mod}$ .....	19
2.4	Tukiseinä-laskennassa esiintyvien kuormien epävarmuus.....	20
3	EUROKOODIN MUKAISET MITOITUSMENETELMÄT .....	23
3.1	Eurokoodit lyhyesti .....	23
3.2	Eurokoodin mukaiset kuormitusyhdistelmät .....	25
3.3	Eurokoodin mukaiset mitoitusmenetelmät .....	26
3.3.1	DA 1 .....	26
3.3.2	DA 2 .....	30
3.3.3	DA 3 .....	32
3.3.4	Eri mitoitusmenetelmien käyttö Euroopan alueella ja kansalliset valinnat .....	33
3.3.5	Yhdenmukaistaminen.....	36
3.3.6	Mitoitusmenetelmien edut ja heikkoudet.....	36
3.4	Suomen kansallinen liite.....	45
4	MITOITUSMENETELMIEN VÄLISET EROT TUKISEINÄN MURTORAJATILATARKASTELUSSA - LASKENTAESIMERKIT .....	49
4.1	Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207-2009) .....	49
4.2	Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.....	54
4.3	Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina).....	59
5	SUOSITUKSET VARMUUDEN KOHDENTAMISESTA TUKISEINIEN MITOITUKSESSA .....	65
	Vaihtoehto 1 (VE1), nykykäytäntö .....	65
	Vaihtoehto 2 (VE2), DA2 ja kuormayhdistelykaava 6.10 .....	65
	Vaihtoehto 3 (VE3), DA1 ja kuormayhdistelykaava 6.10 .....	66
	Vaihtoehto 4 (VE4), DA3 ja kuormayhdistelykaava 6.10.....	67
	Suosittelava vaihtoehto .....	68
	Esi-jännitetyjen ankkurien osavarmuusluvut.....	68
	LÄHTEET .....	70

# 1 Johdanto

Suomessa tukiseinien mitoittaminen toteutetaan Eurokoodin SFS- EN 1997-1 mukaisella mitoitusmenetelmällä DA2. Mitoitusmenetelmässä DA2 osavarmuudet kohdennetaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin sekä maan kestävyuteen. Kuormien laskemiseen käytetään SFS-EN 1990 kansallisen liitteen (YM (2007); LVM(2010)) mukaisia kuormitusyhdistelmiä 6.10a ja 6.10b. Näiden kuormitusyhdistelyiden käyttäminen tukiseinälaskennassa on johtanut joissakin tapauksissa tukiseinärakenteiden liian alhaiseen varmuuteen. Ongelmana on pysyvän kuorman osavarmuusluku, joka on johdettu rakenteiden omista painoista, ja jota nyt käytetään maanpaineesta johtuvan kuorman mitoitusarvon laskemiseen. Maanpaineen epävarmuus on paljon suurempi kuin kantavien rakenteiden omapainon epävarmuus. Käytettäessä nykyisiä kuormitusyhdistelmiä voidaan päätyä tilanteeseen, jossa teräksestä valmistettujen tukiseinärakenteiden kokonaisvarmuus jää selvästi alhaisemmaksi kuin mitä aiemmin on vaadittu. Lisäksi käytettävät osavarmuusluvut eivät ota huomioon kuormien todellista epävarmuutta varsinkaan maanpaineen osalta, jota siis käsitellään kuten muitakin pysyviä kuormia. Teräsosille alhainen varmuustaso saavutetaan, kun muuttuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta on 12 %. Tällöin kuormilta rakenteelle tuleva varmuus on 1,2; joka yhdistettynä teräksen materiaaliosavarmuuteen 1,0 johtaa teräsrakenteen hyvin alhaiseen kokonaisvarmuuteen 1,2. Kuormitustilanne on hyvin todennäköinen tukiseinämitoituksessa, joten varsinkin pysyvän kuorman osavarmuusluku tulisi pohtia maanpaineeseen liittyvien todellisten epävarmuuksien kautta. Tällä hetkellä edellä esitetyn alhaisen varmuuden korjaamiseksi on esitetty mallikertoimia. Mallikertoimilla tukiseinärakenteille tulevia mitoitusrasituksia korotetaan, jolloin niihin liittyvä varmuus kasvaa. Tätä voidaan pitää väliaikaisena ratkaisuna ja käytettävät kertoimet ovat määritetty siten, että niiden avulla päästään lähelle vanhan mitoituskäytännön mukaisia kokonaisvarmuuksia.

Eurokoodi 7:ssä maan ominaisuuksiin liittyvä epävarmuus tulisi ottaa huomioon jo ominaisarvojen valinnassa. Maanpaineeseen liittyvä epävarmuus otetaan huomioon maaparametrien ominaisarvojen valinnassa, joiden perusteella maanpaine lasketaan. Ongelman muodostaa kuitenkin määrittämisen epävarmuus, koska kyseessä on epälineaarinen riippuvuus. Lisäksi vaikuttavan maanpaineen suuruus riippuu maan ja rakenteen siirtymätilasta.

Toinen tukiseinämitoitusta hankaloittava tekijä on pysyville ja muuttuvalle kuormalle kohdennettavat erisuuruiset osavarmuusluvut. Koska maanpainelaskenta on melkein poikkeuksetta epälineaarista, eri osavarmuuslukujen kohdentaminen erityisesti numeerisessa laskennassa on ongelmallista. Tätä asiaa on pohdittu paljon koko Euroopassa ja sille on kehitetty kaksi likimääräistä ratkaisua. Ratkaisuja voidaan pitää riittävän tarkkoina, mutta ainakin toinen niistä on käytännön kannalta hankala. Tästä syystä on oleellista miettiä, mitkä ovat laskennassa esiintyvät todelliset epävarmuudet? Onko esimerkiksi tarpeellista käyttää muuttuvalle kuormalle suhteessa suurempaa osavarmuuslukua, kun sen osuus kokonaiskuormasta tukiseinämitoituksessa on yleensä vähäinen ja vaihtelu pienempää kuin esimerkiksi saven suljetulla leikkauslujuudella.

Tämän tutkimuksen tarkoitus on selvittää mitä ongelmia nykyisessä tukiseinien mitoituksessa esiintyy sekä esittää löydettyjen ongelmien pohjalta vaihtoehtoista Eurokoodin mukaista mitoitus tapaa. Ehdotettava vaihtoehtoinen mitoitus tapa tulee perustumaan tukiseinämitoituksessa vallitseviin todellisiin epävarmuuksiin niin pysyvässä kuin muuttuvassa kuormassa, sekä tehtyihin laskentaesimerkkeihin. Laskentaesimerkkien tarkoitus on tuoda esiin kuormien ja maan ominaisuuksien epävarmuuden vaikutus tukiseinän mitoitusrasitukseen. Tässä työssä tukiseinämitoitusta tarkastellaan ainoastaan murtorajatilojen STR ja GEO kannalta, joissa edellä esitetyt ongelmat on kohdattu.

## 2 Geotekniseen mitoitukseen liittyvä epävarmuus

### 2.1 Johdanto

Geotekninen mitoitus, kuten rakenteellinen mitoitus yleensäkin, sisältää epävarmuuksia. Epävarmuuksien määrä ja suuruus rakenteellisessa ja geoteknisessä mitoituksessa riippuu useista tekijöistä. Näitä tekijöitä ovat muun muassa rakennusmateriaalien ominaisuudet (kuinka tarkasti ja luotettavasti ne on määritetty), rakennetta rasittavat kuormat ja niiden määrittävät, rakenteiden väliset liitokset, rakennustapa ja ympäristötekijät.

Oman haasteensa geotekniseen mitoitukseen tuo maamateriaalin epähomogeenisuus. Maan ominaisuudet materiaalina vaihtelevat paljon riippuen esimerkiksi maalaajista, ympäristöolosuhteista ja kuormitus- ja aikahistoriasta (erityisesti savi). Sen sijaan rakennepuolelle yleisimpien materiaalien, kuten teräksen, puun ja betonin, ominaisuudet ovat tarkasti määritettävissä ja helposti mitattavissa kontrolloiduissa olosuhteissa.

### 2.2 Pohjatutkimuksista saatu tieto

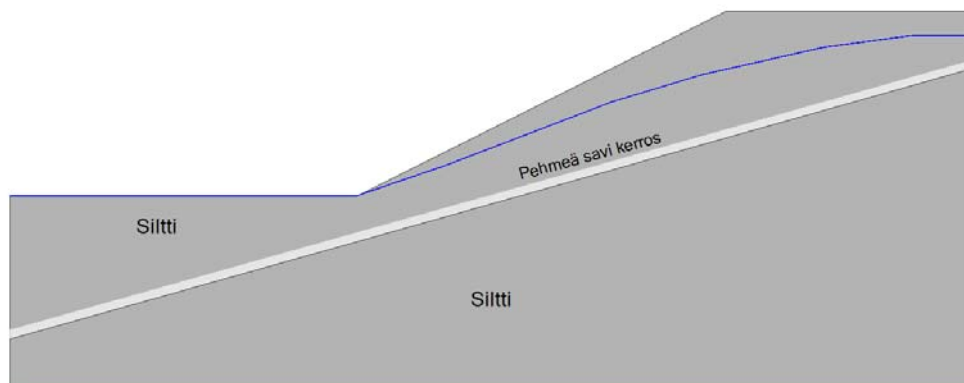
#### 2.2.1 Pohjatutkimusten suunnittelu

Lähtökohtana pohjatutkimusten suunnittelemiselle on pyrkimys saada mahdollisimman tarkka kuva rakennettavan alueen pohjaolosuhteista. Ideaalitilanne olisi muodostaa täydellinen kuva maaperän geometriasta ja eri maakerrosten ominaisuuksista, mutta reaali maailmassa resurssit ovat rajalliset. On pyrittävä optimoimaan tehtävien pohjatutkimusten kulut siten, että käytettävien resurssien ja rakennushankkeen lähtötietojen perusteella voidaan saavuttaa paras mahdollinen tieto maaperän pohjaolosuhteista. Toisin sanoen on ajateltava kyseessä olevan projektin laajuutta eli kuinka paljon varoja on kiinnitetty projektin toteuttamiseen, sekä minkälaiset taloudelliset ja aineelliset seuraamukset ovat, jos päätöksentekoon käytetään vajavaisia pohjatutkimustuloksia. Yleisesti pohjatutkimuksilla pyritään selvittämään neljää eri kokonaisuutta liittyen rakennettavan alueen pohjaolosuhteisiin:

1. maaperän muodostumien, kerrostumien ja esiintymien geologiset ominaisuudet
2. eri maamuodostumien sijainti, paksuus ja materiaali
3. maakerrosten ja esiintymien geotekniset ominaisuudet
4. pohjavedenpinta ja sen vaihtelut, orsivesi

Tutkittavat ominaisuudet voidaan jakaa karkeasti maan geometriaan ja materiaaliominaisuuksiin. Ominaisuudet ovat yhtä tärkeitä suunnitelmien kannalta ja epävarmuus toisessa osa-alueessa vaikuttaa myös toiseen. Esimerkkinä voidaan esittää kuvan 2.1 mukainen maaluiskan stabiliteettitarkastelu, jossa luiskassa esiintyvän pehmeän ja ohuen savikerroksen muodostama välikerros vaikuttaa suoraan koko maaluiskan stabiliteettiin. Laskettaessa varmuutta kuvan luiskalle, on liukupinnan syntyminen pehmeään välikerrokseen otettava huomioon. Sekä geometria että materiaaliin

liittyvät ominaisuudet vaikuttavat maaluiskan kokonaisstabiileettiin, sillä heikkousvyöhykkeen alan kasvaminen yhdessä heikomman maan lujuuden kanssa johtavat pienempään kokonaisleikkauskestävyyteen. Tästä syystä Terzaghi et al (1996) väittävät, että materiaaliominaisuuksilla on merkitystä ainoastaan silloin, kun geometria on riittävän tarkasti tiedossa.



Kuva 2.1. Maaluiskaesimerkki. Silttinen maa, jossa kulkee pehmeästä savesta muodostunut juoni (välikerros).

### **Kirjoituspöytä tutkimus ja pohjatutkimukset**

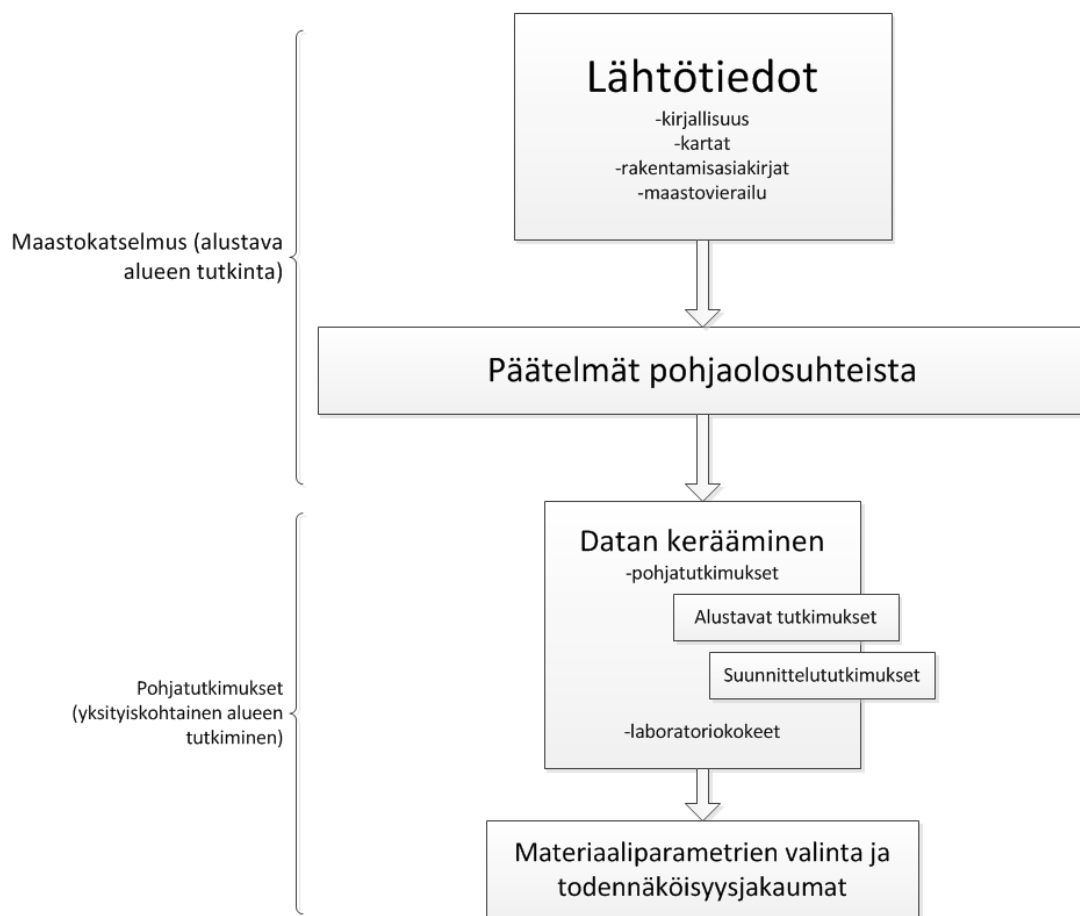
Pohjatutkimusten suunnittelun (CEN (2004): EN1997-2) voi jakaa kahteen osaan: kirjoituspöytä tutkimukseen ja pohjatutkimuksiin. Kirjoituspöytä tutkimuksella tarkoitetaan rakennettavan tai kunnostettavan alueen alustavaa tutkimista, jossa pyritään selvittämään alkuoletukset siitä, minkälainen alue on kyseessä ja miten ja minkälaisia pohjatutkimuksia on tarpeellista kyseisellä paikalla tehdä. Kirjoituspöytä tutkimuksen tarkoituksena on kerätä tietoa alueen geologiasta ja sen historiasta, alueen muodostumista ja niiden ominaisuuksista, sekä tehdä oletuksia alueen mahdollisista poikkeavista ja odottamattomista geologisista ominaisuuksista. Toisin sanoen kerätään kvalitatiivista tietoa kohteesta. Tietoa voidaan kerätä esimerkiksi tutkimalla alueen geologisia ja topografisia karttoja, ilmakuvia, vieressä olevien rakennusten rakentamisdokumentteja sekä tekemällä maastovierailu. Maastovierailu on paras tapa varmistaa, että lähtömateriaalin avulla tehdyt oletukset pitävät paikkaansa myös reaali maailmassa. Artikkelissaan Dowding (1979) huomauttaa, että maastovierailua ei suoriteta niin tarkasti kuin se pitäisi, mikä johtaa pohjatutkimusten huonoon ohjelmointiin. Toisin sanoen huonojen alkupäätelmien takia ei osata etsiä oikeita asioita maaperästä, ja esimerkiksi maaperässä olevat heikkousvyöhykkeet (esim. savilinsit painumia ajatellen) voivat jäädä tiedostamatta. Tiedostamatta jääneet asiat aiheuttavat hankkeen edetessä yllätyksiä ja näin ollen vaikeuttavat alkuperäisten suunnitelmien toteutumista.

Kun kirjoituspöytä tutkimus on tehty ja alustavat päätelmät selvillä, aletaan suunnitella pohjatutkimuksia. Pohjatutkimusten pyrkimys on varmistaa alustavien päätelmien paikkansapitävyys ja selvittää alueen vallitsevat pohjaolosuhteet. Pohjatutkimusten suorittamisen voi jakaa kahteen osaan: alustaviin pohjatutkimuksiin ja yksityiskohtaisiin pohjatutkimuksiin. Alustavien pohjatutkimusten tarkoitus on määrittää:

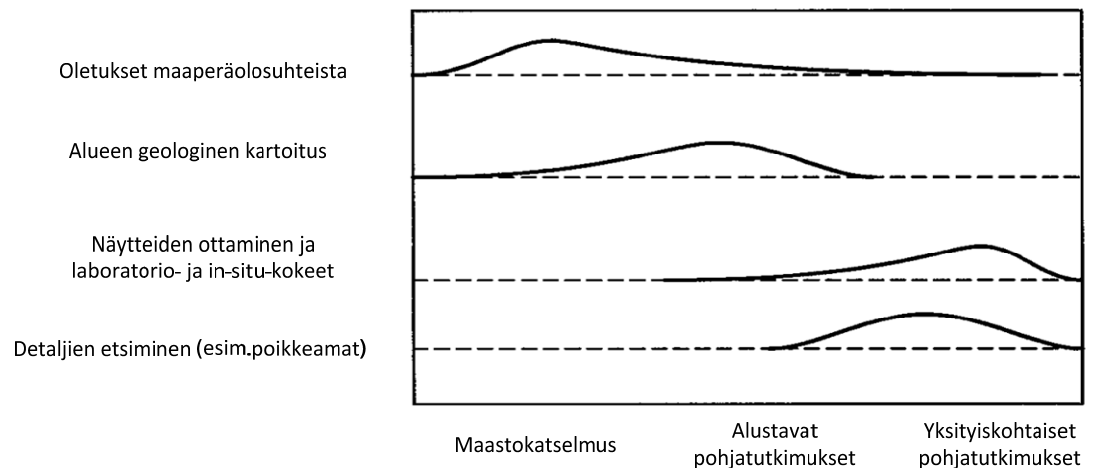
1. merkittävimpien muodostumien sijainti ja geometria rakennettavalla alueella
2. ensimmäiset arviot maamateriaalien ominaisuuksista
3. mahdolliset poikkeamat pohjaolosuhteissa

Alustaviin pohjatutkimuksiin kuuluu yleensä muutamia kairauksia ja porauksia, mutta myös geofysikaalisia tutkimusmenetelmiä, kuten maatumkaluotausta ja sähköistä vastusluotausta, voidaan käyttää. Alustavien pohjatutkimusten jälkeen suoritetaan alueella yksityiskohtaiset pohjatutkimukset. Yksityiskohtaisilla pohjatutkimuksilla tarkennetaan alustavia havaintoja, esimerkiksi tutkimalla määrääviä materiaaliominaisuuksia kattavammin ja selvittämällä löydettyjen poikkeamien laajuutta ja tyyppiä (heikkousvyöhykkeet, lohkarit jne.). Viimeistään tässä vaiheessa on syytä tehdä tarkka pohjatutkimussuunnitelma. Pohjatutkimussuunnitelmasta tulee käydä ilmi muun muassa tehtävät kairaukset, näytteenottoapaikat, maan pinnanmuodot ja asennettavat pohjavesiputket. Pohjatutkimukset tulee kohdistaa paikkoihin, jotka ovat tärkeimpiä alueen rakennettavuuden kannalta. Lisäksi niiden tulee huomioida alueen maaperän vaihtelevuus mahdollisimman kattavasti.

Yksityiskohtaisiin pohjatutkimuksiin kuuluu kattavat ja järjestelmälliset kairaukset ja poraukset, laboratorionäytteiden ottaminen, in-situ testien tekeminen sekä maaperän poikkeamien etsiminen. Poikkeamien etsiminen voidaan suorittaa taustatyönä, eli mikäli kohteesta tehdyissä pohjatutkimuksissa ei havaita epä johdonmukaisuutta, voidaan niiden esiintymisfrekvenssi osoittaa pieneksi. Kuvassa 2.2 on esitetty pohjatutkimusten suunnittelun eteneminen. Lisäksi kuvassa 2.3 on esitetty eri pohjatutkimusvaiheisiin liittyvät tehtävät.



Kuva 2.2. Pohjatutkimusten eteneminen. (Baecher, G.B and Christian, J.T. (2003))



Kuva 2.3. Pohjatutkimuksen vaiheet ja niihin liittyvät tehtävät. (Baecher, G.B and Christian, J.T. (2003))

### 2.2.2 Pohjatutkimusten analysointi

Kun tarvittava määrä pohjatutkimuksia, laboratoriokokeita ja in-situ-mittauksia on tehty, on suunnittelijan muodostettava tehtyjen tutkimusten perusteella profiili alueen pohjaolosuhteista. Pohjaolosuhteiden luominen ja maan ominaisuuksien arvioiminen voi olla haastavaa, sillä suunnittelijalla on käytössään ainoastaan pistemittauksia. Toisin sanoen hänellä on käytössä rajallinen määrä yksittäisistä pisteistä ja suhteellisen pienistä maamassoista saatuja tuloksia. Tulosten perusteella hänen on pystyttävä muodostamaan arviot pohjaolosuhteista eri pohjatutkimuspisteiden välillä turvautuen kirjoituspöytä tutkimuksen yhteydessä tehtyyn alueen esitutkimukseen ja sen perusteella tehtyihin päätelmiin alueesta.

#### *Pohjaolosuhteiden mallintaminen*

Pohjaolosuhteiden mallintaminen voidaan jakaa viiteen osaan:

1. tehdään alkuoletukset alueella vallitsevista pohjaolosuhteista
2. tehdään oletusten perusteella satunnaismalli alueesta, joka kuvaa alueen mahdollista geometriaa ja maaperän ominaisuuksia (suunnitteluparametrit)
3. tehdään tutkimukset (kairaukset, laboratoriokokeet jne.)
4. johdetaan tutkimustulosten ja muodostetun mallin perusteella arviot maaperän geometriasta ja ominaisuuksista tutkimuspisteissä, sekä interpoloidaan ja päätellään parametrien käyttäytyminen tutkimuspisteiden välillä
5. sovelletaan päätösanalyysia (tilastolliset työkalut) kerätyn tiedon optimoimiseen ja esittämiseen

Mallintamisen tarkoituksena on muodostaa pistemittausten perusteella koherentti kuva tutkittavan alueen geologiasta ja historiasta.

Tarkasteltaessa pohjatutkimusten satunnaisuutta, on huomioitava, että kyseinen satunnaisuus on sovelletussa mallissa eikä itse maaperässä. Maaperän pohjaolosuhteet ovat aina määrättyt. Ne ovat muodostuneet aikojen saatossa erilaisten geologisten, ympäristöllisten, tektonisten ja fysikaalis-kemiallisten prosessien muovaamina. Se, mitä tutkittavan alueen maaperä sisältää (esimerkiksi missä järjestyksessä maakerrokset ovat, kuinka paksuja ne ovat, miten niiden lujuus vaihtelee pysty- ja vaaka-

suunnassa) on tuntematonta pohjatutkimusten tekijälle ja suunnittelijalle, mutta se ei ole satunnaista. Maaperä on helppo ajatella satunnaiseksi, sillä jokainen tutkittava alue on luonteeltaan ainutlaatuinen. (Baecher and Christian (2003), Muller (2013))

## 2.3 Maan geoteknisten ominaisuuksien epävarmuus

Materiaaliin liittyvä epävarmuus on suurempaa geotekniikassa (maa) kuin rakennetekniikassa (betoni, teräs, puu) johtuen käytettävistä materiaaleista ja niiden tutkimusmahdollisuuksista. Geoteknisellä parametrilla tarkoitetaan maan lujuus- tai painumaominaisuuksiin vaikuttavaa tekijää, esimerkiksi kitkakulma, koheesio ja moduuliluku. Geoteknisen parametrin määrittämiseen liittyvät epävarmuuden lähteet voidaan jakaa karkeasti kolmeen pääryhmään:

1. maaparametrin epävarmuus
2. maaparametrin määrittämiseen liittyvä epävarmuus
3. käytettävään laskentamalliin liittyvä epävarmuus

Eri lähteistä tulevat epävarmuudet voidaan yhdistää maaparametria koskevaksi kokonaisepävarmuudeksi kaavan 2.1 mukaisesti. Kaava on yksinkertaistetussa muodossa ja siinä ei ole huomioitu esimerkiksi varianssifunktion tai autokorrelaation tapaisia matemaattisia lisäyksiä epävarmuuksien käsittelyyn. Tarkempi kaava löytyy Muller (2013) väitöskirjasta, jossa myös nämä matemaattiset keinot on esitetty. Kaavassa 2.1 kokonaisepävarmuus koostuu osaepävarmuuksien summasta. Epävarmuuden suuruuden kuvaamiseen käytetään yleisesti variaatiokerrointa COV (coefficient of variation), joka riippuu parametrille lasketusta keskiarvosta ja hajonnasta ( $\sigma = \mu \cdot \text{COV}$ ). Suuri COV- luku tarkoittaa suurta epävarmuutta. On kuitenkin tiedostettava, että vaikka epävarmuuden suuruutta voidaan käsitellä COV- luvun avulla, se ei kuitenkaan kuvaa täysin todellisen epävarmuuden suuruutta.

$$COV^2_X \approx COV^2_{spat,X} + COV^2_{err,X} + COV^2_{trans,X} + COV^2_{stat,X} + (COV^2_{mod}) \quad (2.1)$$

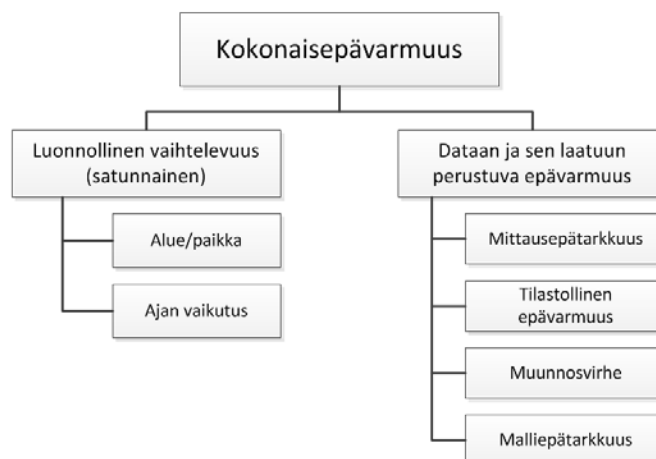
$COV_{spat,X}$	=maan luonnolliseen vaihteluun liittyvä epävarmuus
$COV_{err,X}$	=mittauksiin liittyvä epävarmuus
$COV_{trans,X}$	=muunnosepävarmuus
$COV_{stat,X}$	= tilastolliseen käsittelyyn liittyvä epävarmuus
$(COV_{mod})$	=käytettäviin laskentamalleihin liittyvä epävarmuus, otetaan tavallisesti mukaan koko geoteknistä analyysia koskevissa epävarmuus-tarkasteluissa)

Kokonaisepävarmuuden määrittäminen voidaan suorittaa seuraavassa johdonmukaisessa järjestyksessä (Muller (2013) esimerkki):

1. rakennettavalla alueella suoritetuista mittauksista saatavat tulokset jaetaan edustaviin joukkoihin esimerkiksi geologian, jännityshistorian ja/tai maalajin mukaisesti. On tärkeää vertailla vain samaan joukkoon kuuluvia tuloksia.
2. Yhdistetyistä mittaustuloksista tarkastetaan, onko niistä havaittavissa trendin omaista käyttäytymistä ja kuinka yksittäiset mittaustulokset ovat jakaantuneet (esimerkiksi esitetään kuvaajana).



3. Mikäli mittaustulokset noudattavat trendiä, normalisoidaan tulokset poistamalla trendi (jaetaan yksittäiset pisteet trendistä saatavalla keskiarvolla), jolloin jäännösarvojen keskiarvoksi saadaan 0. Lasketaan jäännösarvojen hajonta. Kun hajonta ja parametrin keskiarvo tiedetään (trendistä), voidaan määrittää variaatiokertoimen  $COV_x$  arvo.
4. selvitetään, kuinka maaparametrin arvo vaihtelee rakennettavalla alueella pysty- ja vaakasuunnassa. (Arvioimiseen voidaan käyttää matemaattisia menetelmiä. Näiden avulla muodostetaan varianssifunktio. (Vanmarcke (1977,2010),Muller (2013), Baecher ja Christian (2003)).
5. Mittauksiin liittyvä epävarmuus arvioidaan ja sen osuus maan luonnollisen vaihtelun epävarmuudesta poistetaan. Käsitellään kumpikin omana tekijänä.
6. Arvioidaan muunnosepävarmuuden suuruus, mikäli maaparametreja joudutaan muuntamaan yhdestä arvosta toiseen, esimerkiksi siipikairaustuloksista johdetaan suljettu leikkauslujuus
7. Rakennettavalle alueelle tehdyistä mittauksista johdetulle maaparametrille voidaan laskea kokonaisepävarmuus  $COV_x$



Kuva 2.4. Maaparametrin määrittämiseen liittyvä kokonaisepävarmuus. (Muller (2013)).

### 2.3.1 Maan luonnollinen vaihtelevuus, $COV_{spat,X}$

Luonnollisella vaihtelulla tarkoitetaan maan geoteknisten ominaisuuksien, kuten saven suljetun leikkauslujuuden, vaihtelua alueellisesti ja ajallisesti. Pohjaolosuhteet voivat olla samankaltaisia eri alueilla, mutta ne eivät ole koskaan samat. Niiden vaihtelevuus johtuu koko ajan käynnissä olevista geologisista, ympäristöllisistä, tektonisista ja fysikaalis-kemiallisista prosesseista, jotka ajan kuluessa muokkaavat maaperän ominaisuuksia niin pysty- kuin vaakasuunnassa (Mitchell, J.K. and Soga, K. (2004)).

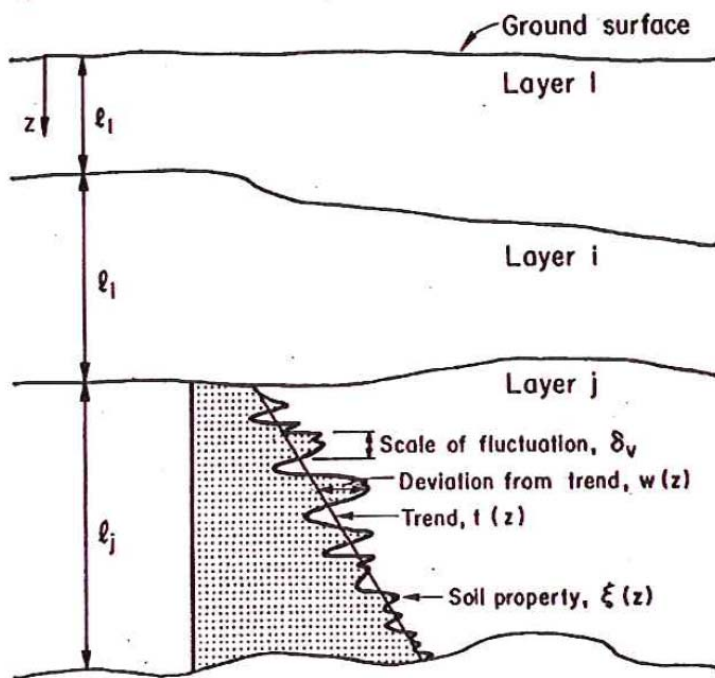
Maan ominaisuuksien luonnollista vaihtelua pyritään selvittämään erilaisilla mittauksilla. Rajallisten mittaustulosten perusteella ominaisuudelle pyritään muodostamaan keskiarvo, jonka perusteella valitaan ominaisarvo. Ominaisuuksien vaihdellissa esimerkiksi pystysuunnassa, voidaan tietty maaparametrin arvo esittää syvyyden funktiona. Tällöin mittaustulosten perusteella ominaisuudelle muodostetaan trendikäyrä  $t(x)$  (kuva 2.5). Tämän jälkeen mittaustulokset normalisoidaan trendikäyrällä, jolloin trendikäyrästä poikkeavien jäännösarvojen  $w(x)$  keskiarvo on 0. Jäännösarvoille las-

ketaan edelleen varianssi, joka kuvaa epävarmuutta interpoloidun trendin ja todellisten maan ominaisuuksien (merkitään maan ominaisuutta  $X$ ) välillä. Kun maan ominaisuuden keskiarvo  $\mu_t$  (saadaan laskemalla keskiarvoinen  $t$ ) ja jäännösarvojen varianssi  $\sigma_x^2$  tiedetään, voidaan maan luonnolliselle vaihtelevuudelle laskea sitä kuvaava variaatiokerroin COV (coefficient of variation) kaavalla:

$$COV_X = \frac{\sigma_x}{\mu_t} \quad (2.2)$$

On huomattava, että laskettu variaatiokerroin sisältää maan luonnollisesta vaihtelusta aiheutuvan epävarmuuden lisäksi mittauksiin liittyvää epävarmuutta (ks. 2.3.3). Tällöin mittausten vaikutus on erotettava omaksi tekijäksi:

$$COV_{spat,X} = COV_X - COV_{err,X} \quad (2.3)$$

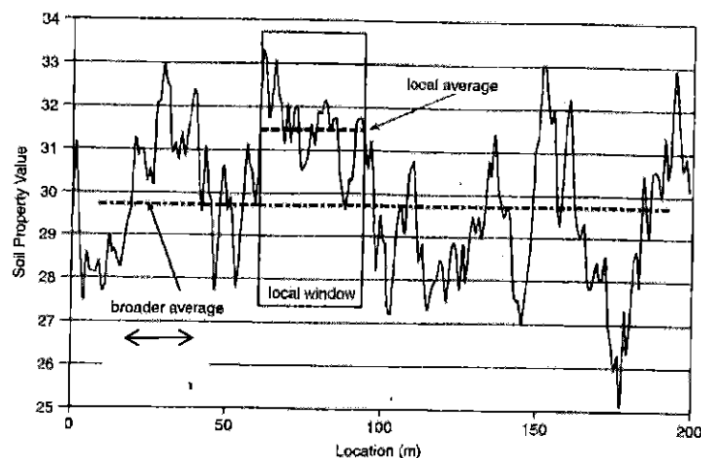


Kuva 2.5. Maaparametrin luonnollinen vaihtelu. (Phoon (1999a))

Maan luonnolliseen vaihteluun liittyvä epävarmuus koostuu siis kahdesta tekijästä: trendistä ja jäännösluvuista. Näistä trendin havaitsemisella on suuri vaikutus maaparametrin epävarmuuden määrittämisessä. Oletetaan hypoteettinen esimerkki, jossa saven suljetulle leikkauslujuudelle saavutetaan kolme arvoa: 12, 19 ja 26 kPa. Mikäli tulosten käsittelijä ei ole selvillä mittaustulosten alkuperästä, laskee hän suljetun leikkauslujuuden keskiarvon olevan 19 kPa ja hajonnan 5,7 kPa. Tällöin variaatiokertoimen suuruudeksi saadaan  $COV \approx 0,3$  ( $=30\%$ ), joka on suhteellisen suuri arvo ja tarkoittaa suurta epävarmuutta. Mikäli tulosten käsittelijä on tietoinen, että mittaustulokset on saavutettu syvyyksiltä 1, 6 ja 11 metriä, tulosten esittäminen syvyyden funktiona osoittaa täydellisen trendin ilman luonnollista vaihtelua. Tällöin variaatiokertoimen arvo on  $COV=0$  ( $=0\%$ ). Tässä tapauksessa trendi selittää 100% luonnollisesta vaihtelusta, eikä mitatussa maaparametrissa ole lainkaan epävarmuutta.

### **Scale of fluctuation (maan ominaisuuden luonnollinen vaihtelu isommassa mittakaavassa)**

Maan ominaisuuden luonnollista vaihtelua voi esiintyä paikallisesti ja globaalisti. Paikallisella vaihtelulla tarkoitetaan kuvan 2.6 mukaista ”paikallista ikkunaa” (local window), jossa mitatun parametrin arvo vaihtelee keskiarvon (trendikäyrän) ympärillä. Tämä esitettiin edellisessä kappaleessa. Paikallisen vaihtelun lisäksi maan ominaisuuksien luonnollista vaihtelua voidaan ajatella suuremmissa mittakaavassa (kuva 2.6), globaalisti. Kuvan 2.6 esimerkissä on 200 metriä pitkä profiili yhden maan ominaisuuden luonnollisesta vaihtelusta tällä välillä. Esitetyllä 200 metrin matkalta on selkeästi havaittavissa lyhyempiä alueita (~30–50m), joissa maan ominaisuuden arvo on keskiarvoltaan suurempi tai pienempi kuin koko alueen keskiarvo. Termillä scale of fluctuation tarkoitetaan näiden paikallisten keskiarvojen etäisyyttä toisistaan. Toisin sanoen, kuinka pitkällä matkalla voidaan paikallisen maan ominaisuuden ajatella olevan suurempi tai pienempi kuin koko rakennettavan alueen (=koko 200 m) keskiarvo on? Käytännössä ongelmia voi muodostua, jos maan ominaisuudelle määritetään keskiarvo suurelta alueelta, jossa maan luonnollinen vaihtelu globaalisti on suurta. Toisin sanoen on vaara, että yliarvioidaan esimerkiksi maan lujuutta heikolla vyöhykkeellä (esimerkiksi kuvan 2.6 väli 160m-180m), jossa maan ominaisuuden paikallinen keskiarvo on selvästi alle valitun mitoitusarvon. Tästä syystä maan ominaisuuden luonnollista vaihtelua on arvioitava sekä pienessä että suuressa mittakaavassa.



Kuva 2.6. Maan luonnollisen vaihtelun vaikutus suunnitteluun suurilla alueilla (Muller (2013)).

#### **2.3.2 Mittausepätkkuus, $COV_{err,X}$**

Mittausepätkkuus tai mittausvirhe voidaan jaotella kolmeen osa-alueeseen:

1. mittauslaitteiden ja -välineiden (kairaus, laboratorio jne.) epätarkkuus,  $COV_{err,eqip}$
2. työn suoritukseen ja esimerkiksi näytteiden säilytykseen ja kuljetukseen liittyvät virhetekijät,  $COV_{err,oper}$
3. satunnaiset virheet testeissä,  $COV_{err,rand}$

Näiden muodostama kokonaismittausepäätarkkuus on näin ollen:

$$COV^2_{err,X} = COV^2_{err,equip} + COV^2_{err,oper} + COV^2_{err,rand} \quad (2.4)$$

joka on kaikkien kolmen osa-alueen variaatiokertoimien ( $\approx$ epävarmuuksien) summa.

Mahdollinen mittauslaitteisiin ja -välineisiin liittyvä epätarkkuus voi muodostua seuraavista tekijöistä (Phoon (1995,1999a), Müller (2013)):

1. mittauslaitteiden ja välineiden kalibrointi voi olla puutteellista tai sitä ei ole lainkaan
2. mittauksissa käytetään vaurioitunutta laitetta tai laite vaurioituu tutkimuksen aikana
3. testimenetelmä ei sovellu suunniteltuun mittaukseen

Lähtökohtaisesti nämä tekijät eivät aiheuta mittausepäätarkkuutta, sillä mittauksia tekevän tahon on huolehdittava siitä, että mittauslaitteet ja – välineet ovat mittausstandardien mukaisia, kalibroituja ja toimivat niiltä edellytellä tavalla.

Tutkimuksen suorittamiseen, sen suorittajaan ja näytteiden käsittelyyn, valmisteluun ja kuljettamiseen liittyviin epävarmuuksiin voidaan lukea:

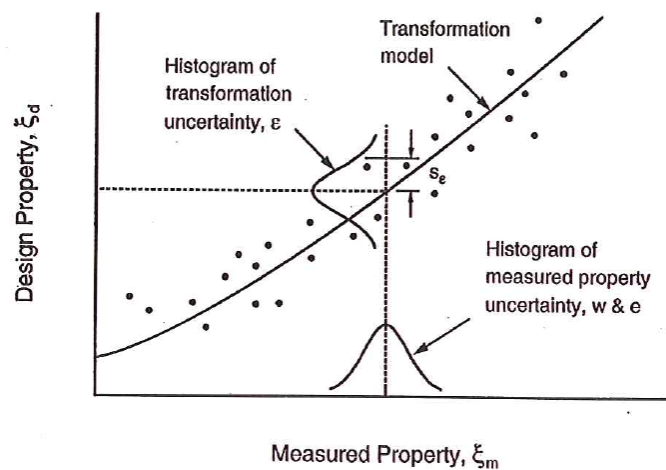
1. mittauksen tekijöiden erilainen työskentelytapa (esimerkiksi kartiokokeessa kartion pudotuksessa reaktioaika erilainen)
2. standardien tai ohjeiden puuttuminen
3. standardit tai ohjeet antavat soveltamisen varaa
4. näytteiden pakkaamista, säilytystä ja kuljettamista ei tehdä asianmukaisella tavalla (esimerkiksi häiriintymättömän savinäytteen näytteenottoputki pääsee kolahtamaan johonkin tai putken päätä ei ole tiivistetty asianmukaisesti, jolloin savinäyte hapettuu)

Edellä mainituista yleisimpiä epävarmuuden aiheuttajia ovat mittausten tekijöiden erilainen työskentelytapa sekä näytteiden kuljetus ja säilyttäminen. Vaikka työ tehdään asian mukaisten standardien ja ohjeiden mukaan, voi tietyissä tutkimusmenetelmissä syntyä työntekijästä aiheutuvia poikkeamia tuloksiin (esim. kartiokoe, loadman). Yleensä nämä poikkeamat ovat pieniä eivätkä vaikuta suuresti lopputulokseen. Näytteitä käsiteltäessä voivat näyteputket vahingossa kolahtaa esimerkiksi pöydänkulmaan tai kiireellisinä päivinä jäädä pöydälle useammaksi tunniksi. Nämä voidaan ottaa huomioon kirjoittamalla huomautus asiasta testilomakkeeseen. (Phoon (1995,1999a), Müller (2013))

Lisäksi testeissä voi esiintyä satunnaisvirheitä, jotka pyrkivät vääristämään tuloksia. Satunnaisvirheitä voi syntyä, jos esimerkiksi testin soveltuvuusrajat on ylitetty tai koelaitteisto on toiminut välillä vajavaisesti. Tästä syystä testin tekijän on aina tarkastettava, onko kokeesta saadut tulokset järkeviä.

### 2.3.3 Muunnosepävarmuus, $COV_{trans,X}$

Kaikkia mitoituksessa tarvittavia maaparametreja ei voida mitata suoraan maasta, vaan ne joudutaan johtamaan in-situ mittauksilla saaduista toisista suureista. Tällöin joudutaan käyttämään empiirisiä menetelmiä, jotka kuvaavat kahden parametrin suhdetta toisiinsa. Esimerkkinä voidaan mainita siipikairaus, jossa maan suljettu leikkauslujuus saadaan siipikairan maksimivääntömomentin aikana vaikuttavasta leikkausvoimasta korrelaatiokertoimen avulla. Yleensä korrelaatiokertoimet on määritetty joko laboratoriossa testaamalla tai tutkimalla rakennettujen maaluiskien murtumista (takaisinlaskenta). Aina käytettäessä empiirisillä menetelmillä saatuja korrelaatiokerroimia (esimerkiksi käyrän sovitus kuvassa 2.7) laskentaan tuodaan lisää epävarmuutta. Sama pätee myös teoreettisiin parametrien suhteisiin, sillä ne ovat enemmän tai vähemmän yksinkertaistettuja malleja. Epävarmuuden suuruus on vain tällöin oletettavasti pienempi.



Kuva 2.7. Muunnosmalliin sisältyvä epävarmuus. (Phoon (1999b))

### 2.3.4 Tilastollinen epävarmuus, $COV_{stat,X}$

Tilastollinen epävarmuus mielletään usein samaan yhteyteen mittausvirheen kanssa (Kulhawy (1992)), mutta se ei ole täysin sama asia. Tilastollinen epävarmuus tai virhe johtuu rajoitetusta määrästä mittauspisteitä, joten geoteknisten parametrien määrittämisessä se on aina olemassa. Asiaa on sivuttu edellisissä kappaleissa esimerkiksi satunnaisten mittausvirheiden osalta sekä pohjatutkimusten laajuuden ja tiheyden osalta. Näiden lisäksi tilastollista epävarmuutta parametrin määrittämiseen tuo suoritettujen mittausten laatu.

### 2.3.5 Malliin liittyvä epävarmuus, $COV_{mod}$

Parametrien valintaan liittyvien epävarmuuden lähteiden lisäksi geotekninen mitoitus sisältää hankalammin määritettäviä epävarmuuksia, kuten:

1. yksinkertaistukset ja oletukset käytettävissä maamalleissa
2. käytettävien laskentamallien (matemaattiset) puutteellisuudet
3. mahdollisten vaurioitumismallien tahaton tiedostamatta jättäminen
4. inhimillinen virhe
5. ympäristön vaikutukset

Kahta ensimmäistä voidaan suoranaisesti kutsua malliepävarmuuksiksi. Malli epävarmuudella tarkoitetaan laskentamalleihin liittyvien yksinkertaistusten ja oletusten aiheuttamaa epävarmuutta. Malliepävarmuus ei suoranaisesti vaikuta maan geoteknisten ominaisuuksien määrittämisessä esiintyviin epävarmuuksiin, vaan muodostaa oman kategoriansa. Malliin liittyvän epävarmuuden suuruutta voidaan arvioida esimerkiksi:

1. tekemällä vertailulaskelmia eri laskentamalleilla ja vertailemalla niitä deterministisiin laskentoihin (Schweiger (2013))
2. keräämällä asiantuntijoiden mielipiteitä
3. case-tutkimusten avulla
4. kirjallisuustutkimuksella
5. henkilökohtaisen kokemuksen perusteella

## 2.4 Tukiseinälaskennassa esiintyvien kuormien epävarmuus

Kuormien epävarmuudella tarkoitetaan pysyviin ja muuttuviin kuormiin liittyviä epävarmuuksia. Näitä epävarmuuksia pyritään ottamaan huomioon erilaisilla kuormitusyhdistelmillä, joissa sekä pysyville että muuttuville kuormille asetetaan niitä vastaavat osavarmuusluvut. Kuormien lisäksi osavarmuusluvut voidaan kohdentaa kuormien vaikutuksille. Osavarmuusluvuilla pyritään ottamaan huomioon kuormien ja niiden vaikutusten mahdolliset vaihtelut valittujen edustavien arvojen ympärillä. Tukiseinien mitoituksessa yksi oleellinen asia on, että varsinainen seinään kohdistuva kuormitus muodostuu aktiivimaanpaineesta ja vedenpaineesta. Vedenpaine tulkitaan aina pysyväksi kuormaksi, kun taas aktiivimaanpaine koostuu pysyvistä ja muuttuvista kuormista.

Tukiseinämitoituksessa pysyvän kuorman muodostaa pääasiassa tukiseinän tuettavalla puolella olevat maakerrokset sekä mahdolliset rakennukset ja muut pysyvät rakenteet.

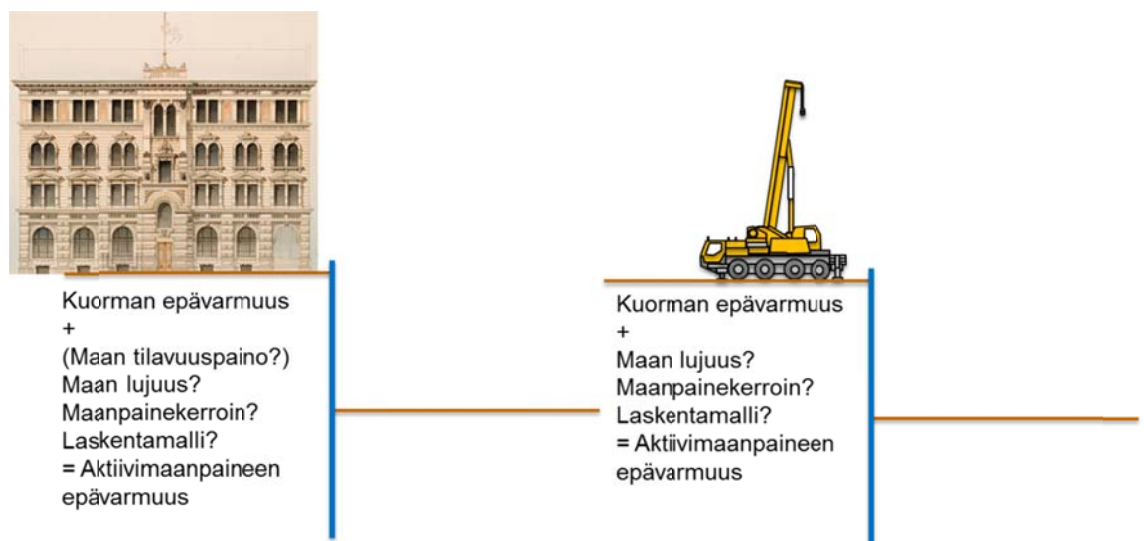
Muuttuvilla kuormilla tarkoitetaan yleensä tuettavalla puolella olevia:

1. työkoneista aiheutuvia kuormia ja asennuskalustoja
2. työmaaliikennettä
3. rakennusmateriaalien väliaikaista varastointia
4. maamateriaalin väliaikaista läjitystä
5. tie- tai junaliikennettä
6. lumikuorma

Pysyvien ja muuttuvien kuormien aiheuttama pystykuorma aikaansaa tukiseinää raskittavan vaakasuuntaisen maanpaineen. Aluksi seinän ollessa liikkumaton, maanpaine on lepopainetta, jonka arvo lasketaan maanpaineteorian avulla. Ensiksi lasketaan lepopainekerroin, joka riippuu maakerrosten kitkakulmasta ja edelleen maakerrosten ja tukiseinän välisestä seinäkitkakulmasta. Mikäli tukiseinä liikkuu ja rakenne kestää, muodostuu tuetulle puolelle aktiivimaanpaine ja kaivannon puolelle passiivimaanpaine. Näiden arvot määritetään lepopaineen tavoin laskemalla aktiivi- ja passiivimaanpaine kertoimet. Muunnos kuormista maanpaineeseen on epälineaarinen. Seinää kuormittava maanpaine lasketaan yleensä epälineaarisen numeerisen laskennan avulla.

la käyttäen jousi- tai kontinuumimallia. Maanpaineen aiheuttaman kuorman tai sen vaikutuksen epävarmuus johtuu täten myös monesta muusta tekijästä kuin pelkästä ulkoisen kuorman epävarmuudesta. Nämä maanpaineen laskentaan liittyvät epävarmuudet ovat hyvin samankaltaisia pysyvällä ja muuttuvalla kuormalla.

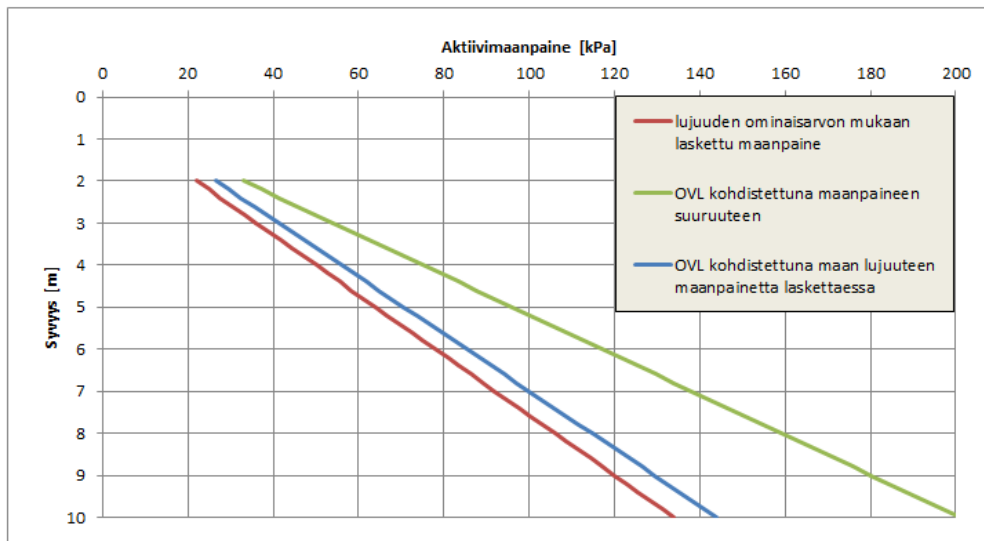
Ulkoisten kuormien osalta on syytä myös pohtia, onko muuttuvan kuorman epävarmuus suurempi kuin ulkoisen pysyvän kuorman? Ulkoinen pysyvä kuorma on tyyppillisesti vanha rakennus, jonka viereen kaivanto tulee. Onko vanhan rakennuksen omapainon arviointi luotettavampaa kuin esimerkiksi työkoneen omapainon (kuva 2.8)? Vanhasta rakennuksesta aiheutuva kuorma on aina vain arvio, työkone voidaan valita. Muuttuvan kuorman muodostuessa rakennusmateriaalien varastoinnista, voidaan sen suuruuteen puuttua valvonnan avulla.



Kuva 2.8. Pysyvän ja muuttuvan kuorman epävarmuus. Onko perusteltua olettaa, että ulkoisesta pysyvästä kuormasta aiheutuvan maanpaineen epävarmuus on pienempi, kuin muuttuvasta kuormasta aiheutuvan maanpaineen? (Vanhan rakennuksen kuva, Arkkitehtuurimuseo)

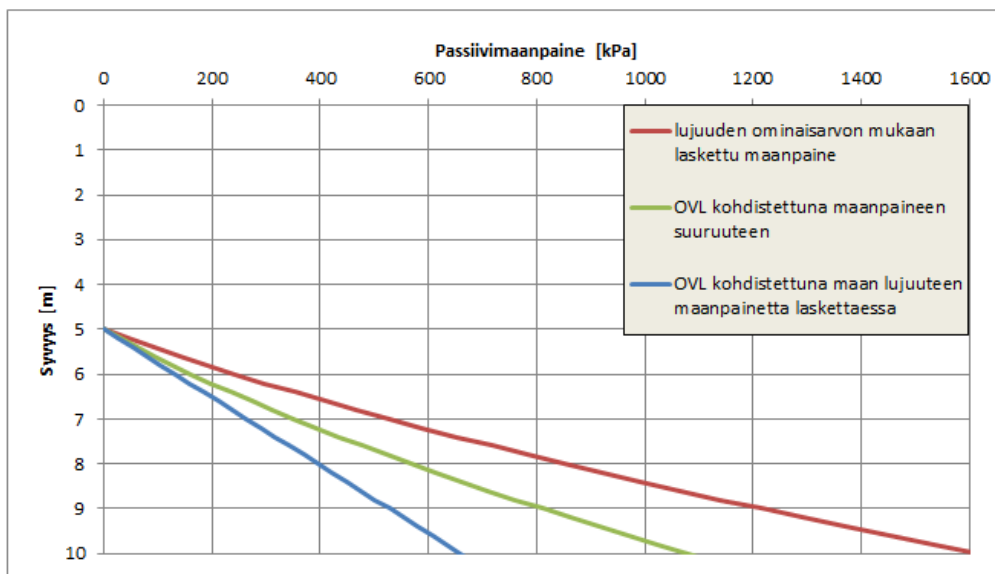
Kuten edellä todettiin, on pystykuorman ja sen aiheuttaman maanpaineen suhde usein epälineaarinen. Tällöin on tärkeitä miettiä, mihin kohtaan varmuus kohdennetaan laskennassa. Maanpaineen osalta varmuus kohdennetaan yleensä joko maan lujuusparametrien kautta tai suoraan maanpaineeseen tai sen vaikutukseen. Jälkimmäisessä tapauksessa passiivimaanpaineeseen kohdistetaan yleensä oma osavarmuusluku (kestävyys). Kummassakin menetelmässä on omat hyvät ja huonot puolensa.

Mikäli maan lujuuden vaikutus maanpaineisiin on pieni, ei siihen kohdistetulla varmuudella ole suurta merkitystä. Otetaan esimerkiksi tilanne, jossa 2 m täyttökerroksen alapuolella on 8 m paksu savikerros, jonka suljettu leikkauslujuus on  $7\text{kPa} + 1\text{kPa/m}$ . Kuvassa 2.9 on esitetty ominaisarvoilla laskettu maanpaine, sekä mitoitusmaanpaine kohdistamalla 1,5 osavarmuusluku joko lujuuteen tai suoraan kuormaan. Koska maanpaineeseen liittyvä epävarmuus johtuu muistakin tekijöistä kuin lujuuden epävarmuudesta, tulisi tällaisissa tilanteissa varmuus kohdistaa ennemmin suoraan maanpaineeseen (kuormaan).



Kuva 2.9. Varmuuden kohdentamisen vaikutus mitoitusaktiivimaanpaineeseen, kun maan lujuuden merkitys on pieni. (OVL=osavarmuusluku)

Mikäli taas lujuuden vaikutus maanpaineeseen on suuri, voi olla, että suoraan maanpaineeseen kohdistetulla varmuudella ei voida varmistaa riittävää luotettavuutta. Tarkastellaan esimerkin avulla passiivimaanpainetta 5 m syvän kaivannon pohjalla. Maan oletettu kitkakulma on  $42^\circ$  ja seinäkitkakerroin on 0,4. Kuvassa 2.10 on esitetty ominaisarvoilla laskettu passiivimaanpaine, sekä kaksi mitoituspassiivimaanpainetta, joista toinen on saatu kohdistamalla 1,5 osavarmuusluku suoraan maanpaineeseen (kestävyyteen) ja toinen kohdistamalla 1,25 suuruinen osavarmuusluku maan lujuuteen. Kuten kuvasta havaitaan, saadaan tässä tapauksessa pienempi kestävyys kohdistamalla 1,25 suuruinen osavarmuusluku (vastaa noin  $COV = 0,1$ ) laskennan alussa lujuuteen kuin mitä saadaan kohdistamalla suurempi osavarmuusluku laskennan lopussa vaikutukseen.



Kuva 2.10. Varmuuden kohdentamisen vaikutus mitoituskestävyyteen kun maan lujuuden merkitys on suuri. (OVL=osavarmuusluku)



## 3 Eurokoodin mukaiset mitoitusmenetelmät

### 3.1 Eurokoodit lyhyesti

Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja. Eurokoodiohjelman kehitystyö alkoi 1975, jolloin komissio päätti toimenpideohjelmasta, jonka tarkoituksena oli poistaa kaupan teknisiä esteitä ja yhtenäistää teknisiä määräyksiä. Yksi päämäärinä oli helpottaa suunnittelijoiden työskentelemistä eri jäsenmaiden välillä. Eurokoodien kehitystyö on jatkunut siitä asti ja nykyiset EN-standardit julkaistiin vuosina 2002–2007. Nämä rakenteita koskevat eurokoodiohjelman mukaiset EN-standardit ovat:

- EN 1990 Eurokoodi (0): Rakenteiden suunnitteluperusteet
- EN 1991 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat
- EN 1992 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu
- EN 1993 Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu
- EN 1994 Eurokoodi 4: Betoni-teräs liittorakenteiden suunnittelu
- EN 1995 Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu
- EN 1996 Eurokoodi 6: Muurattujen rakenteiden suunnittelu
- EN 1997 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu
- EN 1998 Eurokoodi 8: Maanjäristysmitoitus
- EN 1999 Eurokoodi 9: Alumiinirakenteiden suunnittelu

Yllä olevat standardit sisältävät useita erillisiä osia, jolloin koko Eurokoodisarjan kokonaislaajuus on 58 erillistä osaa.

Tärkeimmät Eurokoodit ovat EN 1990 ja EN 1991, joita käytetään yhdessä muiden standardien kanssa. Standardi EN1990 käsittää rakenteiden varmuutta, käyttökelpoisuutta ja säilyvyyttä koskevat periaatteet ja vaatimukset, sekä siinä esitetään suunnittelun ja vaatimustenmukaisuuden osoittamisen perusteet ja annetaan rakenteiden luotettavuuteen liittyviä ohjeita. Standardi perustuu rajatilamenetelmään ja sen yhteydessä käytettävään osavarmuuslukumenetelyyn. Tämän lisäksi standardi EN 1990 antaa ohjeita sellaisia suunnittelutilanteita varten, joista ei ole mainintaa standardeissa EN 1991...1999. Standardissa EN 1991 puolestaan esitetään rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden mitoitusohjeita ja mitoituskuormia, joita ovat: rakennusmateriaalien ja varastoitavien tuotteiden tilavuuspainot, rakennusosien omapaino sekä rakennusten hyötykuormat.

Tässä tutkimuksessa esitetyt mitoitusmenetelmät ja osavarmuusluvut kuuluvat standardiin ”EN 1997 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu”, jota käytetään yhdessä standardien EN 1990 ja EN 1991 kanssa. EN 1997 antaa ohjeita rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden geotekniseen suunnitteluun ja se on jaettu kahteen osaan: EN 1997-1 Osa 1: Yleiset säännöt ja EN 1997-2 Osa 2: Pohjatutkimus ja koetus. Geotekniseen suunnitteluun liittyvien kuormien osalta jako on seuraava:

- rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden mitoituksessa huomioon otettavien kuormien numeroarvot otetaan standardista EN 1991
- maasta aiheutuvat kuormat, kuten maanpaine, lasketaan standardin EN 1997 mukaisesti

Tukiseinien mitoitus koostuu standardin EN 1997-1 mukaan viiden murtorajatilan tarkastamisesta. Nämä murtorajatilat ovat:

**EQU**= Rakenteen tasapainon menetys

**STR**= Kantavan rakenteen tai rakenneosan murtuminen tai huomattava muodonmuutos, joka johtaa kantokyvyn menetykseen

**GEO**= maaperän murtuminen tai liiallinen muodonmuutos

**UPL**= tasapainon menetys vedenpaineen aiheuttaman nosteen takia

**HYD**= hydraulisten gradienttien aiheuttama maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio

Tässä työssä keskitytään tarkastamaan ainoastaan tukiseinän STR ja GEO murtorajatilamitoitus, sillä niissä on havaittu puutteita käytettäessä nykyistä mitoitusmenetelmää. Mitoitusmenetelmällä tarkoitetaan standardin EN 1997-1 mahdollistamaa tapaa tarkastaa geoteknisen rakenteen murtorajatila STR/GEO. Standardi mahdollistaa kolmen eri mitoitusmenetelmän käyttämisen, DA1-DA3 (DA=design approach), jotka poikkeavat toisistaan parametreille kohdennettavien osavarmuuslukujen perusteella. Osavarmuuksien kohdentaminen eri mitoitusmenetelmissä on esitetty taulukossa 3.1.

*Taulukko 3.1. Osavarmuuksien kohdentaminen eri mitoitusmenetelmissä. (Bond ja Harris (2008)).*

Rakenne	Osavarmuuksien pääsääntöinen kohdentaminen mitoitusmenetelmille			
	DA 1		DA2	DA3
	kombinaatio 1	kombinaatio 2		
Yleinen -tukiseinät -matalat perustukset		materiaaliominaisuudet	kuormat (tai niiden vaikutukset) ja kestävyys	rakenteelliset kuormat (tai niiden vaikutukset) ja materiaaliominaisuudet
Maaluisikat	Kuormat		kuormien vaikutukset ja kestävyys	rakenteellisten kuormien vaikutukset ja materiaaliominaisuudet
Paalut ja ankkurit		kestävyys	kuormat (tai niiden vaikutukset) ja kestävyys	rakenteelliset kuormat (tai niiden vaikutukset) ja materiaaliominaisuudet

Mitoitusmenetelmiä on kolme kappaletta, koska jäsenmaiden välillä ei ole päästy yhteisymmärrykseen siitä, miten geoteknisiä rakenteita tulisi mitoittaa. Jokaisella jäsenmaalla on entuudestaan omanlainen mitoitusmenettely, joiden sulauttaminen yhdeksi yhtenäiseksi mitoitusmenetelmäksi on vielä työn alla. Standardin tarjoamien kolmen mitoitusmenetelmän joukosta kukin jäsenmaa on voinut valita sopivan mitoitusmenetelmän, joka vastaa parhaiten entistä mitoituskäytäntöä.

### **Kansalliset liitteet**

Ennen eurokoodien käyttämistä, ne tulee vahvistaa kansallisiksi standardeiksi. Kansallinen standardi sisältää aina CEN:n julkaiseman eurokoodin tekstin täydellisenä, sekä kyseistä eurokoodia koskevan kansallisen liitteen. Kansallisessa liitteessä voidaan määrittää eurokoodin mahdollistamat kansalliset valinnat, kuten

- arvot tai luokat, kun eurokoodissa annetaan vaihtoehtoja
- käytettävät arvot, kun eurokoodissa annetaan vain tunnus
- maalle tunnusomaiset tiedot (maantieteelliset, ilmastoja koskevat jne.), esim. lumikartta
- käytettävä menettely silloin, kun eurokoodissa annetaan vaihtoehtoisia menettelyjä, esim. mitoitusmenetelmä DA1-DA3

Tämän lisäksi kansallinen liite voi sisältää:

- opastavien liitteiden soveltamista koskevia päätöksiä
- viitteitä lisätietoja sisältäviin lähteisiin, jotka eivät ole ristiriidassa eurokoodin kanssa ja joiden tarkoituksena on auttaa käyttäjää soveltamaan eurokoodia

## 3.2 Eurokoodin mukaiset kuormitusyhdistelmät

Eurokoodi EN 1990 antaa jäsenmailleen mahdollisuuden valita kahden eri kuormitusyhdistelytyypin väliltä. Kuormitusyhdistelyn perusmuoto ”normaalisti vallitsevien ja tilapäisten mitoitustilanteiden” mitoitamiseen on kaavan 6.10 (EN 1990) mukainen:

$$6.10 \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.1)$$

Vaihtoehtoisesti STR/GEO- murtorajatiloissa kuormitusyhdistelynä voidaan käyttää epädullisempaa seuraavista lausekkeista:

$$6.10a \quad \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,j} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.2)$$

$$6.10b \quad \Sigma \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,j} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

, jossa  $\xi$  on epädullisten pysyvien kuormien G pienennyskerroin. Kuormien osavarmuuksien arvoina käytetään EN1990 liitteen A ja standardien EN1991...EN1999 mukaisia osavarmuuslukuja. Näitä osavarmuuslukuja on mahdollista määrittää kansallisesti esimerkiksi aikaisempaa mitoituskäytäntöä vastaavaksi.

Kaavat poikkeavat toisistaan yhdisteltävien kuormien osalta. Kaavassa 6.10 (EN 1990) pysyvä sekä määräävä muuttuva kuorma huomioidaan ominaisarvoinaan ja muut samanaikaiset muuttuvat kuormat yhdistelykertoimella  $\psi_{0,i}$  redusoituna (pitkäaikaisarvoinaan). Kaavassa 6.10a (EN 1990) pysyvä kuorma otetaan ns. täytenä kuormana, määräävä muuttuva kuorma tavallisena arvonaan sekä muut samanaikaiset muuttuvat kuormat pitkäaikaisarvoinaan ( $\psi_{0,1}$ ,  $\psi_{0,i}$ ). Kaavassa 6.10b (EN 1990) pysyvän kuorman osavarmuutta voidaan pienentää kertoimella  $\xi$ . Lisäksi määräävä muuttuva kuorma huomioidaan ominaisarvonaan, kun taas muut samanaikaiset muuttuvat kuormat käsitellään yhdistelykertoimella  $\psi_{0,i}$ .

Kuormien lisäksi osavarmuudet voidaan kohdentaa kuormien vaikutuksiin. Kuormien vaikutuksille kohdennettavat osavarmuudet ovat kuormien osavarmuuksien kanssa samat. Yleinen muoto kuormien vaikutuksille on kaavan 6.9a (EN 1990) mukainen. Kaavassa osavarmuuksien  $\gamma_G$  ja  $\gamma_Q$  arvot on jaettu osiin:  $\gamma_g$  ja  $\gamma_q$ , sekä mallin epävarmuuteen  $\gamma_{sd}$ . Kerroin  $\gamma_{sd}$  ottaa huomioon kuormien vaikutusten mallintamiseen liittyvän epävarmuuden. Kuitenkin on huomattava, että yleisesti kuormien vaikutukset riippuvat materiaaliominaisuuksista.

$$6.9a \quad E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.4)$$

Kuormien vaikutusten yhdistelmä perustuu määrävään muuttuvan kuorman mitoitusarvoon sekä muihin samanaikaisesti vaikuttaviin muuttuvien kuormien mitoitusyhdistelyarvoihin. Mitoittamisessa yleisesti esitettävä kaava kuormien vaikutuksille on kaavan 6.9b (EN 1990) mukainen.

$$6.9b \quad E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (3.5)$$

Kuormille ja kuormien vaikutuksille kohdennettavat osavarmuusluvut riippuvat käytettävistä mitoitusmenetelmistä, jotka on esitetty seuraavaksi.

### 3.3 Eurokoodin mukaiset mitoitusmenetelmät

Seuraavissa kappaleissa käydään läpi standardin EN 1997 mukaiset mitoitusmenetelmät. Jokaista mitoitusmenetelmää käytettäessä mitoitusehdon 3.6 on täytyttävä eli mitoituskestävyyden  $R_d$  tulee aina olla vähintään mitoitusrasitusten  $E_d$  suuruinen.

$$E_d \leq R_d \quad (3.6)$$

#### 3.3.1 DA 1

Mitoitusmenetelmässä DA1 tarkastetaan erikseen murtorajatila maassa (GEO) sekä rakenteessa (STR), käyttämällä kahta eri osavarmuuslukujen yhdistelmää. Osavarmuusluvut kohdennetaan kuormien edustaviin arvoihin sekä maan lujuusparametrien ominaisarvoihin (esim.  $c'$  ja  $\phi'$ ) kaavan 3.7 mukaisesti. Poikkeuksen tekee paalujen mitoitus sekä ankkurien kestävyys tarkastaminen, joissa käytetään kestävyysien osavarmuuslukuja kaavan 3.8 mukaisesti.

$$R_d = R \left( \gamma_F \cdot F_{rep}, \frac{X_k}{\gamma_M}, a_d \right) \quad (3.7)$$

$$R_d = \frac{R(\gamma_F \cdot F_{rep}, X_k, a_d)}{\gamma_R} \quad (3.8)$$

$\gamma_F$	=kuorman osavarmuusluku
$\gamma_M$	=materiaalin (maaparametrien) osavarmuusluku
$\gamma_R$	=kestävyyden osavarmuusluku
$F_{rep}$	=kuorman edustava arvo
$X_k$	=maan lujuusparametri
$a_d$	=rakenteen dimension mitoitusarvo
$R_d$	=kestävyyden mitoitusarvo

Lisäksi kohdennettaessa osavarmuuslukuja suoraan kuormiin, on varmistuttava siitä, että se ei aiheuta fysikaalisesti mahdotonta tilannetta. Yksi tällainen tilanne on pohjavedenpinnan ollessa lähellä maanpintaa. Tällöin osavarmuuslukujen kohdentaminen kuormiin (pohjaveden aiheuttama vedenpaine) johtaa maanpintaa korkeampiin vesipatsaisiin. Tällaisissa tilanteissa osavarmuuslukuja käytetään vasta laskennan lopuksi kuormien vaikutuksille.

**DA1-1**

Mitoitusmenetelmä DA1 kombinaatio 1 (DA1-1) tarkastaa murtorajatilan rakenteessa (STR). Osavarmuudet kohdennetaan kuormiin(DA1-1) tai niiden vaikutuksiin(DA1-1\*, käytetään erityisesti tukiseinien mitoituksessa), jolloin mitoitus on varmalla puolella kuormien epäedullisia poikkeamia vastaan. Maan materiaali- ja lujuusparametrit sekä maan kestävyys esiintyvät ominaisarvoinaan. Käytettävä EN1997-1 mukainen osavarmuusluku yhdistelmä on  $A1'+M1'+R1$ , jota vastaavat arvot on esitetty taulukossa 3.2. Kuormille käytettävät osavarmuusluvut ovat suurempia kuin yksi ja ne ovat samat kuin rakenteellisessa mitoituksessa (vrt. EN 1991). Havainnollistava kuva yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisesta sekä osavarmuuslukujen käyttämisestä on esitetty kuvassa 3.1a).

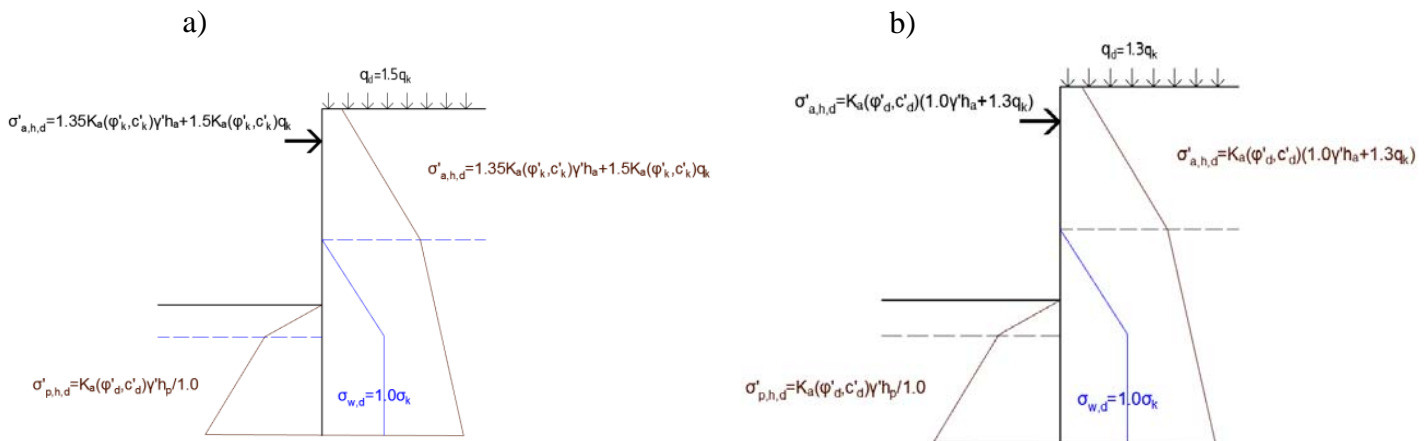
**DA1-2**

Mitoitusmenetelmä DA1 kombinaatio 2 (DA1-2) tarkastaa murtorajatilan maassa (GEO), kohdentamalla osavarmuusluvut suoraan epävarmuuksien alkulähteelle, eli maan materiaali- ja lujuusparametrien ominaisarvoihin sekä kuormien edustaviin arvoihin. Näin ollen mitoitus viedään turvalliselle puolelle varautumalla maan lujuusparametrien epäedullisiin poikkeamiin niiden ominaisarvoista. Lisäksi Frank et al (2004) mukaan kyseinen menettely ottaa huomioon laskentamenetelmässä esiintyvää epävarmuutta. Mitään perusteluja miten kyseinen mitoitusmenetelmä tämän epävarmuuden huomioisi, ei kuitenkaan esitetty, joten siihen tulee suhtautua varauksella. Paalujen ja ankkureiden mitoitus muodostaa poikkeuksen osavarmuuksien kohdentamisen suhteen, sillä niiden mitoituksessa osavarmuus sijoitetaan maaparametrien sijasta maan kestävyteen.

Pysyvät kuormat käsitellään niiden ominaisarvoina (varovainen arvio), kun taas muuttuville kuormille sallitaan pientä epävarmuutta käyttämällä kombinaatio 1:stä pienempää osavarmuuslukua. Käytettävä osavarmuusluku kombinaatio  $A2'+M2'+R1$  on esitetty taulukossa 3.2. Lisäksi kuvassa 3.1b) on esitetty menetelmän DA1-2 käyttäminen tukiseinän mitoituksessa.

*Taulukko 3.2. Mitoitusmenetelmässä DA1 käytettävät suositellavat osavarmuusluvut.(CEN 2004: EN1997-1)*

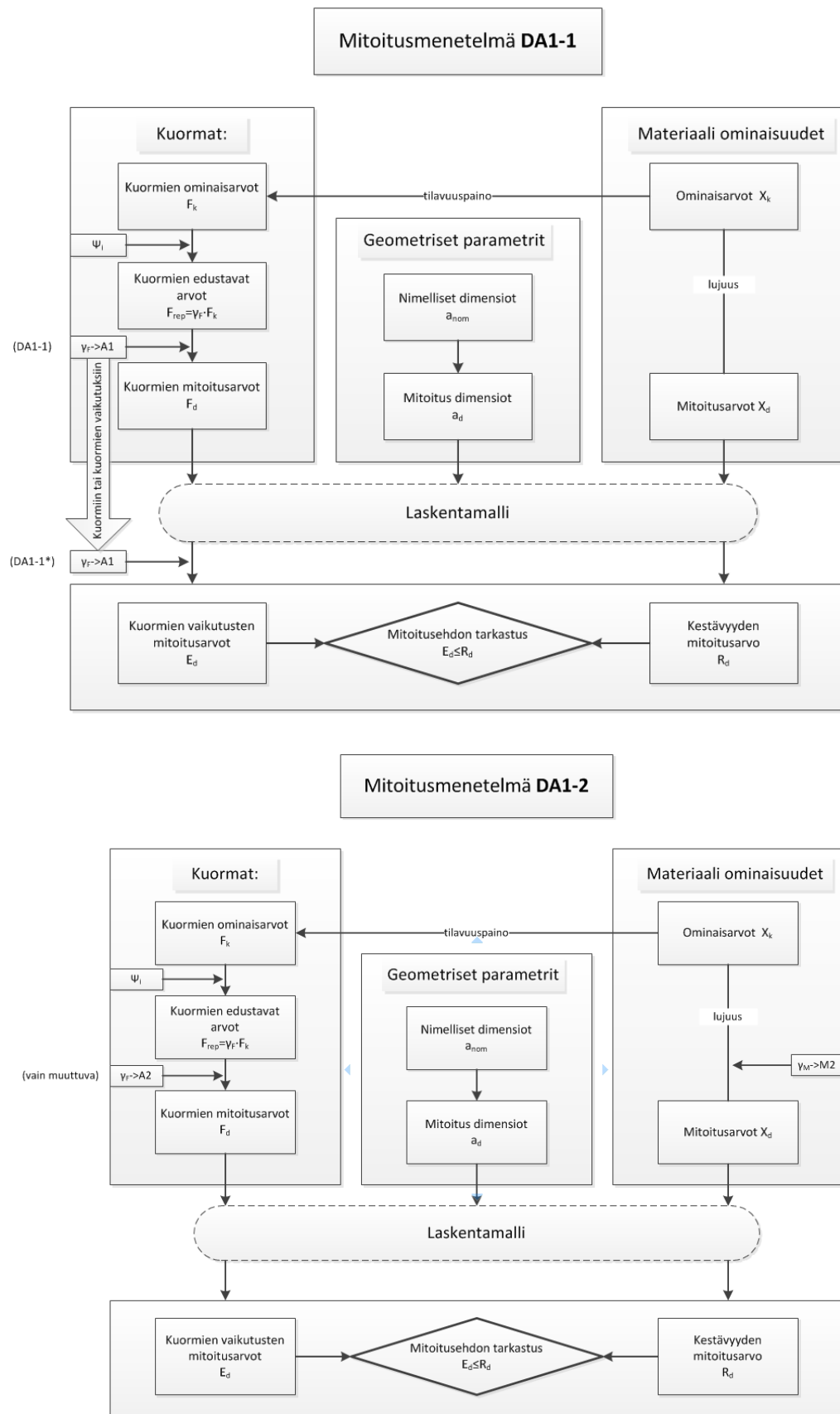
Mitoitusmenetelmä DA1				Kombinaatio 1 (DA1-1)			Kombinaatio 2 (DA1-2)		
				A1	M1	R1	A2	M2	R1
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_G$	1,35			1,0		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,fav}$	1,0			1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_Q$	1,5			1,3		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,fav}$	0,0			0,0		
Maa	Leikkauskestävyyskulma <sup>c</sup>		$\gamma_{\phi'}$		1,0			1,25	
	Tehokas koheesio		$\gamma_{c'}$		1,0			1,25	
	Suljettu leikkauslujuus		$\gamma_{cu}$		1,0			1,4	
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus		$\gamma_{qu}$		1,0			1,4	
	Tilavuuspaino		$\gamma_{\gamma}$		1,0			1,0	
Tukiseinät	Kantokestävyys		$\gamma_{R,v}$			1,0		1,0	
	Liukumiskestävyys		$\gamma_{R,h}$			1,0		1,0	
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$\gamma_{R,e}$			1,0		1,0	



Kuva 3.1. Mitoitusmenetelmän a) DA1-1\* ja b) DA1-2 käyttäminen tukiseinälaskennassa. (Frank et al (2004))

Mitoitusmenetelmässä DA1 tehdään kaksi erillistä tarkastelua, joiden perusteella valitaan määräävät (konservatiivisemmat) mitoitusparametrit ja -arvot. Yleensä mitoitus tapaukselle on selvää, kumpi kombinaatioista DA1-1 vai DA1-2 on määräävämpi. Tällöin ei ole tarpeellista suorittaa täyttä laskentaa toiselle kombinaatiolle. Esimerkiksi kitkamaahan lyötäviä tukiseiniä mitoittaessa DA1-2 määrää tarvittavan lyöntisyvyyden, kun taas DA1-1 mitoittaa rakenteen kestävyuden. Yleisesti DA1-2, jossa osavarmuudet kohdennetaan maan materiaali- ja lujuusparametreihin, määrää geoteknisten rakenteiden mitat ja dimensiot. Siksi on käytännöllistä tehdä tämä mitoitus ensin, jonka jälkeen rakenteen kestävyys sille aiheutuvien rasisitusten osalta voidaan tarkastaa mitoitusmenetelmällä DA1-1.

Kuvassa 3.2 on esitetty mitoitusmenetelmän DA1 eteneminen kummankin osavarmuuslukukombinaation osalta. Käytettävien osavarmuuslukujen numeroarvot löytyvät taulukosta 3.2. Kuormien yhdistelykerroin  $\Psi_i=1.0$  määräävälle muuttuvalla kuormalle. Mikäli mitoitus tilanteessa vaikuttaa samanaikaisesti useampia muuttuvia kuormia, esimerkiksi lumikuorma ja liikennekuorma, toista pienennetään kertoimella  $\Psi_i < 1.0$ . Mitoituksen etenemisessä on esitetty ainoastaan kohdat, joissa kuormiin tai maan materiaali- ja lujuusparametreihin kohdennettavat osavarmuusluvut ovat suurempia kuin yksi. Näin ollen esimerkiksi DA1-1:lle ei ole näytetty osavarmuuslukukombinaatioiden M1 ja R1 ( $\gamma_i=1.0$ ) kohdentamista, koska materiaali- ja lujuusparametrit ja maan kestävyys esiintyvät mitoituksessa ominaisarvoinaan.



Kuva 3.2. Mitoituksen eteneminen mitoitusmenetelmällä DA1. Kaksi tarkastelua vaaditaan. (Bond and Harris (2008))

### 3.3.2 DA 2

Mitoitusmenetelmässä DA2 käytetään ainoastaan yhtä osavarmuuslukukombinaatiota tarkastamaan murtorajatila sekä maassa että rakenteessa. Osavarmuudet kohdennetaan kuormiin (DA2) tai niiden vaikutuksiin (DA2\*), sekä maan kestävyuteen. Koska käytetään vain yhtä osavarmuuslukukombinaatiota, geotekniset ja rakenteelliset kuormat käsitellään samoilla osavarmuusluvulla (samat kuin rakenteellisessa mitoituksessa). Käytettävä osavarmuuslukukombinaatio on A1'+M1'+R2' ja se on esitetty taulukossa 3.3.

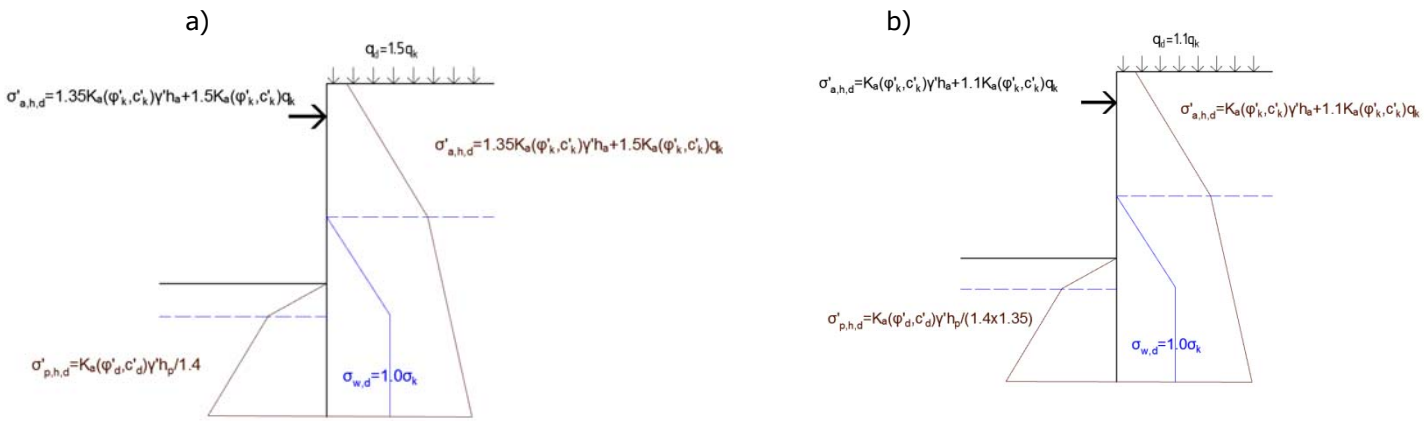
Taulukko 3.3. Mitoitusmenetelmässä DA2 käytettävät suositeltavat osavarmuusluvut.(CEN 2004: EN1997-1)

Mitoitusmenetelmä DA2				A1	M1	R2
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_G$	1,35		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,fav}$	1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_Q$	1,5		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,fav}$	0,0		
Maa	Leikkauskestävyyskulma <sup>c</sup>		$\gamma_{\phi'}$		1,0	
	Tehokas koheesio		$\gamma_{c'}$		1,0	
	Suljettu leikkauslujuus		$\gamma_{cu}$		1,0	
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus		$\gamma_{qu}$		1,0	
	Tilavuuspaino		$\gamma_Y$		1,0	
Tukiseinät	Kantokestävyys		$\gamma_{R,v}$			1,4
	Liukumiskestävyys		$\gamma_{R,h}$			1,1
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$\gamma_{R,e}$			1,4

Mitoitusmenetelmää DA2 voi soveltaa mitoituksessa kahdella eri tavalla. Ensimmäinen vaihtoehto on kohdentaa osavarmuusluvut kuormien edustaviin arvoihin ennen laskentaa, jolloin laskenta suoritetaan kuormien mitoitusarvoilla. Tätä kutsutaan mitoitustavaksi DA2. Toinen vaihtoehto on suorittaa laskenta kuormien ominaisarvoilla, jolloin osavarmuudet kohdennetaan vasta laskennan lopuksi kuormien vaikutuksiin. Tätä mitoitustapaa kutsutaan DA2\*. Koska osavarmuuksien kohdentaminen tapahtuu laskennan eri vaiheissa, menetelmien tulokset ovat yleensä eriävät riippuen mitoitus-tilanteesta ja laskentamenetelmästä (esim. epälineaarisuus).

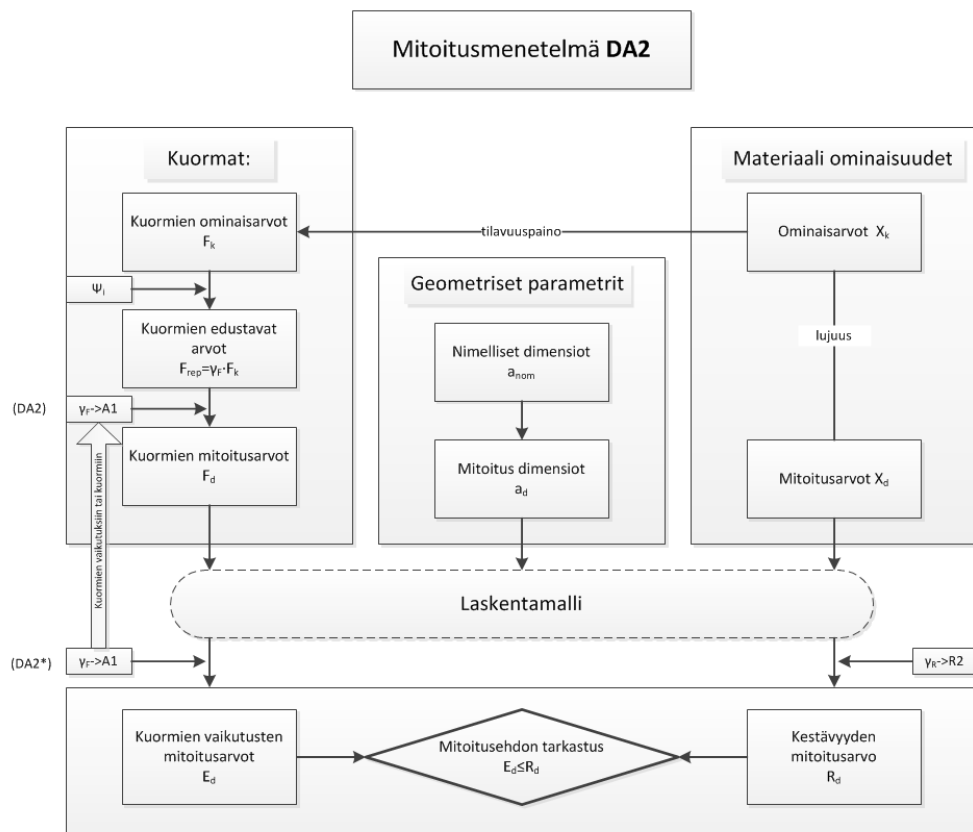
Epälineaarisuus tulee esiin erityisesti tukiseinien mitoituksessa, sillä maanpainelaskenta on usein epälineaarista. Tällöin osavarmuuden kohdentaminen pysyvään kuormaan (suurin kuorma) DA2 mukaisesti on hankalaa, ja joudutaan käyttämään DA2\* kaltaista menettelyä. Kuvassa 3.3 on esitetty, kuinka osavarmuudet kohdennetaan edellä mainituissa tilanteissa yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisessa. Mitoitusmenettelyssä DA2 osavarmuudet kohdennetaan suoraan kuormien edustaviin arvoihin sekä maan kestävyuteen laskennan alkuvaiheessa, jolloin laskennan tuloksena saadaan mitoitusrasitukset tukiseinälle (taivutusmomentti, tukivoima). Sen sijaan menettelyssä DA2\* kuormat jaetaan pysyvän kuorman osavarmuudella ( $\gamma_G=1.35$ ), jolloin pysyvät kuormat tulevat laskentaan ”edustavina arvoinaan”. Muuttuvat kuormat käsitellään kertoimella  $\gamma_Q/\gamma_G=1.5/1.35=1.1$  ja passiivipuolen maanpaine (edullinen kuorma) jaetaan luvulla  $\gamma_G \cdot \gamma_{R,e}=1.35 \cdot 1.4=1.89$ . Laskennan tuloksena saadut tukivoima- ja taivutusmomenttirasitukset kerrotaan lopuksi pysyvän kuorman osavarmuusluvulla, jotta tukiseinälle tulevat mitoitusrasitukset saadaan selville. DA2\* kaltainen menettely on myös hyvin yleinen laskettaessa jousimalleilla.





Kuva 3.3. Mitoitusmenetelmän a)DA2 ja b)DA2\* käyttäminen tukiseinäalaskennassa. (Frank et al. (2004))

Kuvassa 3.4 on esitetty mitoitusmenetelmä DA2:n eteneminen käytännössä. Edellisen kappaleen mukaisesti siinä ei ole esitetty osavarmuuksien kohdentamista niiltä osin, joissa käytettävät osavarmuudet ovat yhtä suuria kuin yksi.



Kuva 3.4. Mitoituksen eteneminen mitoitusmenetelmällä DA2. (Bond and Harris (2008))

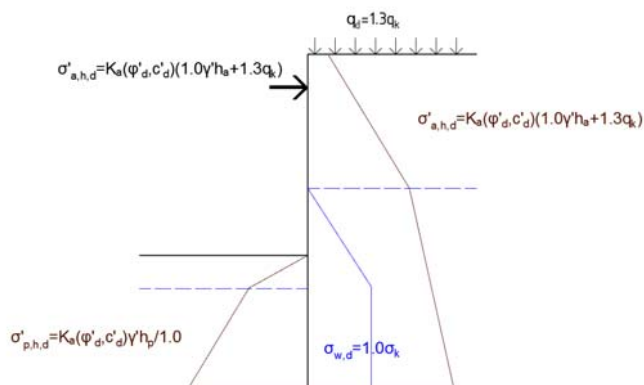
### 3.3.3 DA3

Mitoitusmenetelmässä DA3 on tarpeen vain yksi mitoitus, mutta rakenteesta ja maasta tulevat kuormat käsitellään erikseen. Rakenteesta tuleville kuormille käytetään DA2 mukaisia kuormien osavarmuuslukuja, jotka kohdennetaan kuormien edustaviin arvoihin. Maan osalta osavarmuudet sijoitetaan suoraan maan lujuusparametrien ominaisarvoihin. Täten osavarmuudet kohdistetaan epävarmuuden ”alkulähteelle” ja mitoitusmenetelmässä DA3 laskenta suoritetaan kuormien ja maan lujuuden mitoitusarvoilla. Osavarmuuslukuyhdistelmänä tälle mitoitustavalle käytetään (A1 tai A2)’+’M2’+’R3, joiden numeroarvot on esitetty taulukossa 3.4. Lisäksi tälle mitoitustavalle on esitetty kuvissa 3.5 ja 3.6 yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän lyöntisyydyden laskeminen ja osavarmuuslukujen sijoittaminen, sekä mitoituksen eteneminen.

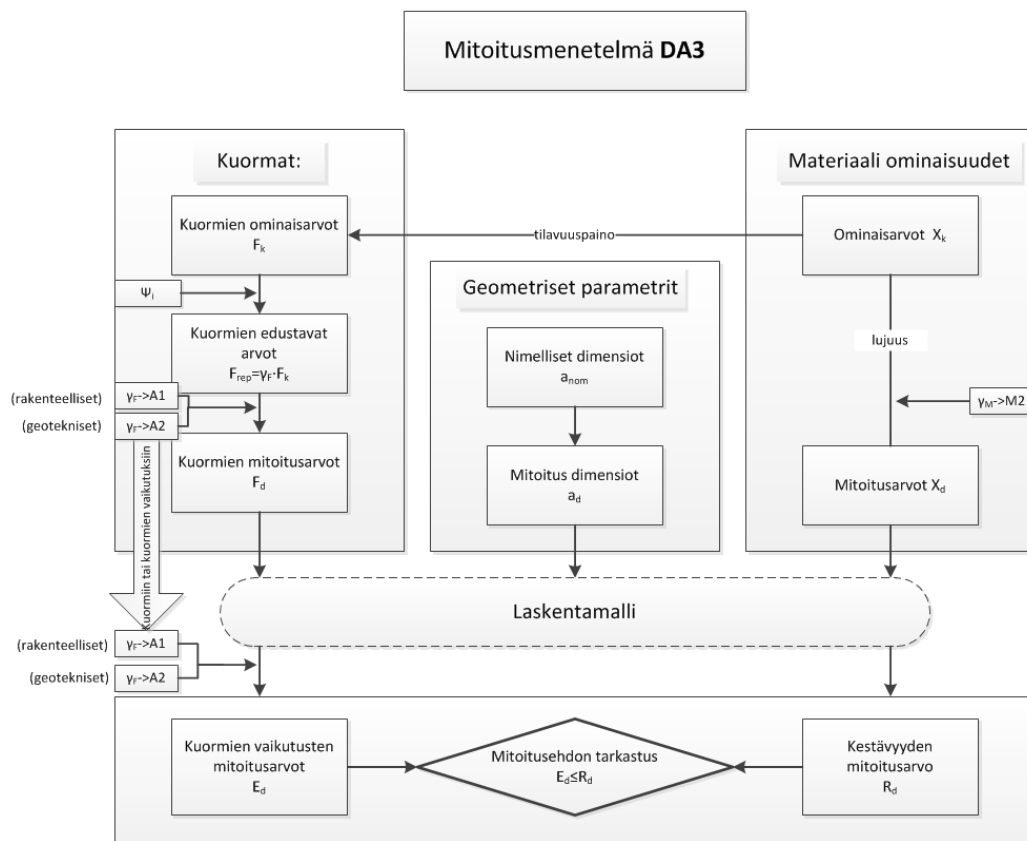
Kuormien osavarmuuslukusarjaa A1 käytetään rakenteellisille kuormille. Rakenteellisella kuormalla tarkoitetaan rakennetta suoraan rasittavaa kuormaa. Geoteknisellä kuormalla puolestaan tarkoitetaan maan, täytön, veden tai pohjaveden välityksellä siirtyviä kuormia. Tukiseinämitoituksessa tuettavalla puolella oleva muuttuva kuorma on geotekninen kuorma, sillä se rasittaa tukiseinää maan välityksellä (vaikuttaa maanpaineeseen). Rakenteellinen kuorma voisi olla esimerkiksi tukiseinään kohdistuva ripustuskuorma kaivannon puolelta.

Taulukko 3.4. Mitoitusmenetelmässä DA3 käytettävät suositeltavat osavarmuusluvut.(CEN 2004: EN1997-1)

Mitoitusmenetelmä DA3				rak.		geot.	
				A1	A2	M1	R3
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_G$	1,35	1,00		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen <sup>a</sup>	$\gamma_Q$	1,5	1,3		
		edullinen <sup>b</sup>	$\gamma_{Q,fav}$	0,0	0,0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma <sup>c</sup>		$\gamma_{\phi'}$			1,25	
	Tehokas koheesio		$\gamma_{c'}$			1,25	
	Suljettu leikkauslujuus		$\gamma_{cu}$			1,4	
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		$\gamma_{qu}$			1,4	
	Tilavuuspaino		$\gamma_\gamma$			1,0	
Tukiseinät	Kantokestävyys		$\gamma_{R,v}$				1,0
	Liukumiskestävyys		$\gamma_{R,h}$				1,0
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$\gamma_{R,e}$				1,0



Kuva 3.5. Mitoitusmenetelmän DA3 käyttäminen tukiseinä-laskennassa. (Frank et al. (2004))



Kuva 3.6. Mitoituksen eteneminen mitoitusmenetelmällä DA3. (Bond and Harris (2008))

### 3.3.4 Eri mitoitusmenetelmien käyttö Euroopan alueella ja kansalliset valinnat

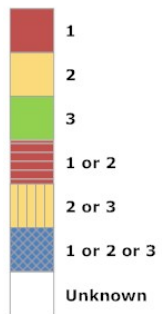
Eurokoodi 7 Geotekninen suunnittelu osa 1 (EN1997-1) antaa kolme erilaista mitoitusmenetelmävaihtoehtoa, joista jäsenmaat valitsevat parhaiten tarpeitaan vastaavat mitoitusastavat. Valituista mitoitusastavoista jokainen valtio määrää Kansallisessa liitteessä (NA=National Annex). Kansallisella liitteellä voidaan tarkentaa CEN:n julkaisemia standardeita. Mitoitustavan lisäksi kansallisessa liitteessä voidaan määrittää Eurokoodi 7:ää koskien (internetlähteet [1],[2]):

- käytettävät lukuarvot, esimerkiksi osavarmuusluvut
- kansallisesti valittavat parametrit
- kansalliset erityisasiat, esimerkiksi lämpötilakartat
- mitä opastavia liitteitä sallitaan otettavaksi käyttöön
- lisäohjeita

Euroopan valtiot ovat saaneet vapaasti valita käytettävät Eurokoodi 7:n mukaiset mitoitusastavat omien käytäntöjen ja perinteiden mukaisesti. Kuvissa 3.7–3.9 esitetään jäsenmaiden valitsevat mitoitusastavat jaoteltuna luiskien, paalujen ja tukiseinien mitoitukseen.

Slopes

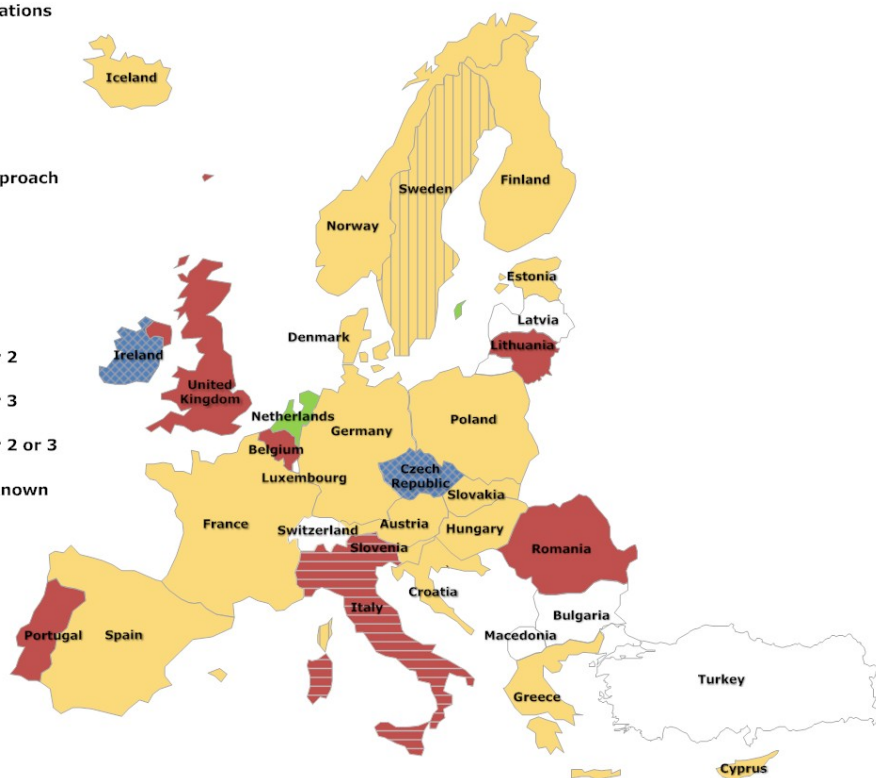
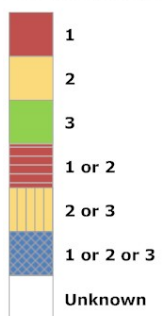
Design Approach



Kuva 3.7. Valitut mitoitusmenetelmät maaluiskien suunnittelussa.  
(EG8 Harmonization, Bond)

Pile foundations

Design Approach



Kuva 3.8. Valitut mitoitusmenetelmät paalujen suunnittelussa.  
(EG8 Harmonization, Bond)



Kuva 3.9. Valitut mitoitusmenetelmät tukiseinien suunnittelussa. (EG8 Harmonization, Bond)

Kuten kuvasta 3.7 nähdään, suurin osa maista on valinnut mitoitustavan DA3 tai DA1 (jossa DA1-2 yleensä määräävä) maaluiskien mitoitukseen. Yleisesti nämä kaksi mitoitus tapaa antavat lähes identtisiä tuloksia (varsinkin mikäli rakenteellisia kuormia ei ole läsnä). Voidaan siis sanoa, että Euroopan maat ovat valinneet yhdenmukaisen lähestymistavan maaluiskien suunnitteluun. Ainoastaan harvat maat sallivat mitoitusmenetelmän DA2 käyttämisen.

Samanlainen yhdenmukaisuus on paalujen mitoituksessa, jossa suosituin mitoitus tapa jäsenmaiden välillä on DA2 (kuva 3.8). Tällöin osavarmuusluvut kohdennetaan maan lujuusparametrien sijaan maan kestävyYTEEN. Koska DA1:ssä paalujen osalta menettely on sama, voidaan se laskea tähän joukkoon. Ainoastaan Alankomaissa (ja Ruotsissa) sallitaan DA3 kaltainen suunnittelu. (Bond and Harris(2008))

Suurin erimielisyys maiden välillä on tukiseinien ja matalien perustusten mitoituksessa käytettävä mitoitusmenetelmä. Kuten kuvasta 3.9 nähdään, on eri mitoitusmenetelmien jakaantuminen Euroopan maiden välillä tasainen. Juuri näille rakennetyypeille jäsenmaiden entiset kansalliset perinteet ja käytännöt rakenteiden suunnittelussa nousevat esille. Uudeksi Eurokoodin mukaiseksi mitoitustavaksi (DA1-DA3) on valittu se, joka parhaiten vastaa maan entistä suunnittelukäytäntöä. Eurokoodi 7 mukaisten mitoitus tapojen filosofiaa ja käytännöllisyyttä ei ole tarkemmin mietitty, vaan on tyydytty soveltamaan uudet menetelmät vanhojen, hyviksi todettujen mitoitus tapojen mukaisiksi.

### 3.3.5 Yhdenmukaistaminen

Mitoitustapojen ja valittujen maaparametrien vaihdellessa Euroopan maiden välillä, vaikeuttaa se suunnittelijoiden kansainvälistä toimintaa. Tästä syystä vuoden 2011 marraskuussa käydyssä TC250/SC7 kokouksessa päätettiin perustaa 12 Evolution Group:ia, joista yksi EG8 Harmonization, keskittyy mitoitusmenetelmien tutkimiseen ja yhdenmukaistamiseen. EG8 Harmonization-ryhmän ajatuksena on:

1. käydä läpi kaikkien Euroopan maiden Kansalliset liitteet ja lisäohjeet, joissa ohjeistetaan Eurokoodi 7:n käyttämiseen
2. selvittää mitä mitoitusmenetelmiä (DA1-DA3) on valittu mihinkin suunnittelutilanteeseen
3. pyrkiä vähentämään Eurokoodi 7 tarjoamia turhia valinnaisuuksia, joita ei mahdollisesti edes käytetä
4. yksinkertaistaa mitoitusmenetelmiä ja mahdollisesti vähentää niiden lukumäärää
5. karsia mitoitukseen liittyvien erikoistapausten määrää mahdollisuuksien mukaan

Tarkoituksena on kehittää Eurokoodi 7:ää suuntaan, jossa sen tarjoamien vaihtoehtojen määrä ainakin mitoitusmenetelmien osalta olisi pienempi, mutta jäljelle jäävät vaihtoehdot olisivat paremmin tutkittuja ja johtaisivat turvallisiin ja yhdenmukaisiin suunnitelmiin kaikissa Euroopan maissa.

### 3.3.6 Mitoitusmenetelmien edut ja heikkoudet

Eurokoodin mahdollistaessa kolmen erilaisen mitoitusmenetelmän käyttämisen geoteknisessä suunnittelussa, on tämä luonnollisesti tuottanut keskustelua ja väittelyä siitä, mikä/mitkä mitoitusmenetelmistä tuottavat parhaimman (ts. turvallisimman ja edullisimman) mitoitustuloksen. Seuraavissa kappaleissa on käyty läpi eri mitoitusmenetelmissä havaittuja etuja ja heikkouksia. Mitoitusmenetelmien vertailu perustuu Brian Simpsonin (Iso-Britannia, DA1) ja Bernd Schuppenerin (Saksa, DA2) artikkeleihin, joissa he esittävät subjektiivisesti kantansa oman maan mitoitusmenetelmän valinnasta ja pyrkivät tuomaan esiin heikkouksia muista mitoitusmenetelmistä. Mitoitusmenetelmälle DA3 vastaavanlaista artikkelia ei löytynyt, mutta yleisesti eri maiden välillä on havaittavissa konsensus siitä, että kyseinen menetelmä on paras käytettäväksi numeerisessa laskennassa. Tästä syystä DA3 etuja ja haittoja on tuotu esiin Helmut F. Schweigerin kirjoituksista, joissa otetaan kantaa eri mitoitusmenetelmien soveltamisesta numeerisessa laskennassa.

Suurin keskustelu käydään mitoitusmenetelmien DA1 ja DA2 välillä, joissa osavarmuudet kohdennetaan erilaisilla. Menetelmässä DA1 tarkastetaan kaksi kombinaatiota, joista ensimmäisessä osavarmuudet asetetaan pelkästään kuormiin tai niiden vaikutuksiin, ja toisessa materiaalin lujuuteen. Mitoitusmenetelmässä DA2 osavarmuudet asetetaan puolestaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin sekä maan kestävyys.

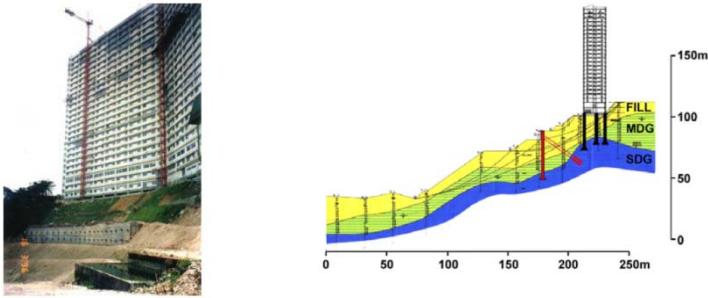
### **Mitoitusmenetelmän DA1 edut ja heikkoudet**

#### **Hyödyt**

Mitoitusmenetelmän DA1 edut murtorajatilamitoitukseen voidaan Brian Simpsonin (2007) mukaan jakaa seuraavasti:

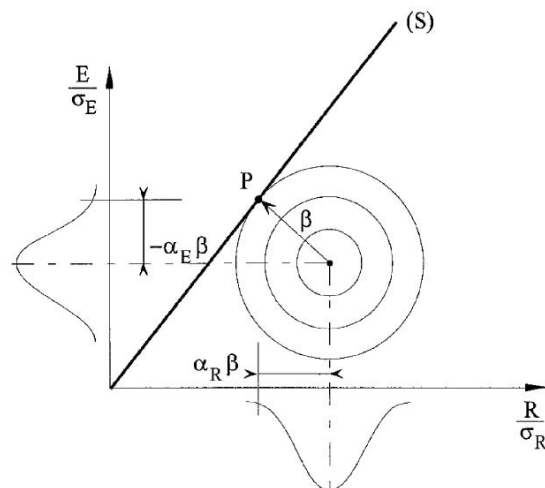
1. Mitoitusmenetelmä DA1 kattaa geoteknisen rakenteen geoteknisen että rakenteellisen mitoituksen, ja näin ollen kaikki mahdolliset kuormitustilanteet käydään läpi
2. Mitoitusmenetelmällä DA1 saavutetaan EN1990 mukainen jatkuva luotettavuusindeksi suurimmalle osalle mahdollisia mitoitusilanteita, joten tukiseinien, maaluiskien ja perustusten suunnittelu voidaan kattaa tällä yhdellä mitoitusmenetelmällä
3. Geoteknisten rakenteiden mitoituksen ollessa monesti epälineaarista on tärkeää asettaa osavarmuudet epävarmuuden ”alkulähteelle”, ts. maaparametreihin. DA1 kombinaatio 2 huomioi tämän.
4. Pysyviä ja muuttuvia kuormia yhdisteltäessä on tärkeää tiedostaa, että ne voivat kumota toisensa tai jonkun kuorman suuri vaihtelevuus voi jäädä huomioimatta. Tästä syystä on tärkeää asettaa osavarmuudet kuormiin laskennan alkuvaiheessa, kuten DA1 kombinaatio 1 ja DA2, mutta ei DA2\*.
5. DA1 soveltuu hyvin yksinkertaisiin laskuihin sekä FEM- laskuihin, kun taas DA2 käyttäminen FEM- laskennassa voi olla hankalaa.
6. Mitoitusmenetelmät DA1 ja DA2 antavat mitoituksessa samankaltaisia tuloksia, kun taas DA3 on reilusti varmemmalla puolella ja DA2\* epävarmemmalla.

Ensimmäisen kohdan perusteeksi Simpson (2007) on esittänyt kaksikin tukiseinäesimerkkiä, joista toinen käydään tässä lyhyesti läpi. Esimerkissä on kyse Malesiassa olevasta asuinkeuhkosta, joka sijaitsee maaluisken yläpuolella (kuva 3.10). Luiskan stabiliteetti oli laskelmien mukaan kunnossa ( $F > 1,0$ ) laskettaessa karakteristisilla maan lujuuksilla, mutta varmuus ei ollut riittävä millään mitoitusmenetelmällä. Suunnittelijat päättivät tällöin rakentaa ankkuroidun tukiseinän sitä tukemaan. Ongelmaksi muodostui tukiseinälle tulevien momentti- ja ankkurikuormien laskeminen (laskettiin edelleen karakteristisilla lujuuksilla). Koska seinälle ei ollut tarvetta luiskan varmuuden ollessa riittävä (yli 1,0), ei seinälle muodostunut momentti- eikä tukivoimarasituksia ( $M=0$  ja  $T=0$ ). Kuorman osavarmuusluvun asettaminen nyt näihin vaikutuksiin ei tuottanut yhtään lisävarmuutta. Esimerkki tuo hyvin esille epäjatkuvuuden kahden erilaisen mitoitusmenetelmän käyttämisestä samaan mitoitusilanteeseen. Mitoitettaessa maaluiskaa menetelmällä DA3, jossa osavarmuusluvut kohdennetaan maan lujuuteen, maaluisken stabiliteetti on liian pieni ja vahvistuksia tarvitaan. Kuitenkin mikäli vahvistukset (tukiseinä) mitoitetaan mitoitusmenetelmällä DA2/DA2\*, jossa maan lujuus esiintyy karakteristisina arvoina, on luiska stabiili ja tukiseinälle tulevat rasitukset näin ollen 0. Simpson (2007) mainitsee, että on ensiarvoisen tärkeää mitoittaa vastaavat tilanteet siten, että maaperää ja rakennetta ajatellaan yhtenä kokonaisuutena. On otettava yhtä aikaa huomioon niin maan lujuuden kuin kuormien muutokset. Hänen mielestään mitoitusmenetelmä DA1 on sopiva monenlaisiin tilanteisiin, sillä siinä tarkastetaan niin rakenteelle tulevat rasitukset (kombinaatio 1) kuin maan lujuudessa piilevät epävarmuudet (kombinaatio 2). Tällöin sekä geotekniset että rakenteelliset kuormat tulevat tarkastettua näiden keskinäisestä suhteesta huolimatta.



Kuva 3.10. Vasemmalla luiskan päällä oleva asuinkerrostalo ja oikealla luiskan stabiiliteetti laskelmia. (Simpson (2007))

Toisen kohdan perusteeksi Simpson (2007) ottaa esille EN 1990 liite C:n maininnan tavoiteluotettavuusindeksin käyttämisestä. Liitteessä ehdotetaan osavarmuuslukujen käyttämistä sekä kuorma- että materiaalipuolella, jotta riittävä luotettavuus mitoitukselle saavutetaan. Murtorajatilatarkastelussa käytettävien kuormien arvojen tulisi liitteen mukaan olla  $0,7\beta$  etäisyydellä niiden karakteristisista arvoista kun taas maan kestävyys tulee olla vastaavasti  $0,8\beta$  etäisyydellä. Kertoimet  $0,7$  ja  $0,8$  ovat ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmän oletusarvoiset herkkyyskertoimet ja parametri  $\beta$  on tavoiteluotettavuusindeksin arvo. Käytännössä indeksi  $\beta$  kertoo murtumistodennäköisyydeltään todennäköisimmän mitoituspisteen etäisyyden murtofunktion muodostamalta pinnalta. Normaalijakautuneiden ja toisistaan riippumattomien muuttujien (kuormat ja kestävyys) mitoituspiste ja luotettavuusindeksi  $\beta$  on esitetty kuvassa 3.11.



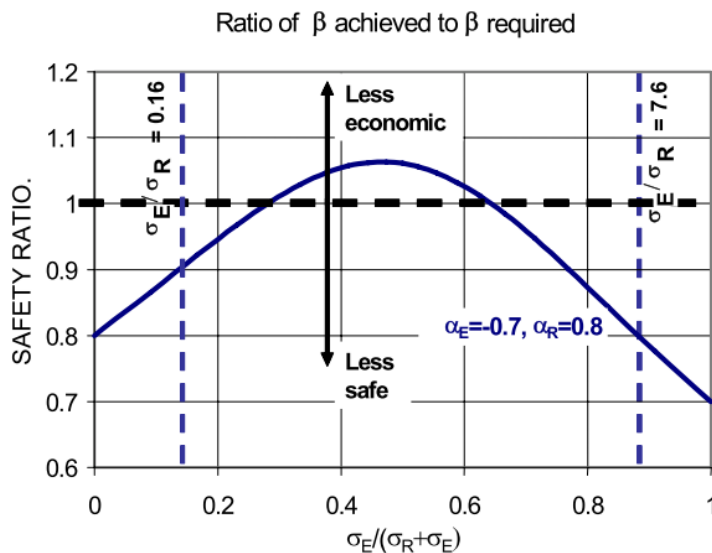
(S) vaurioitumisalueen reuna  
 $g = R - E = 0$   
 P mitoituspiste

Kuva 3.11. Mitoituspiste ja luotettavuusindeksi  $\beta$  ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmän mukaan muuttujien ollessa normaalijakautuneita ja toisistaan riippumattomia. (CEN 2002 (EN 1990))

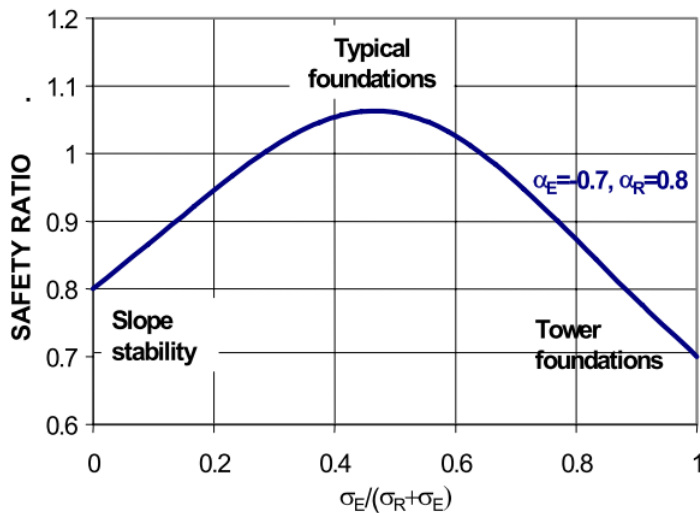


Edellä esitetyt oletusarvot tarkoittavat, että mitoitusmenetelmä on rajoitettu toimimaan vain, kun mainittujen kuormien/kuormien vaikutusten ja kestävyuden suhde on välillä 0,16–7,6. Toisin sanoen mikäli mitoitetaan tilannetta, jossa kuormien tai maan kestävyuden epävarmuus on suuri verrattuna toiseen, ei kyseinen mitoitusmenetelmä ole tilanteeseen soveltuva. Tällaisessa tilanteessa, jossa toisen parametrin (kuorma tai kestävyys) epävarmuus on suuri, tulee sen arvo ottaa murtorajatilataarkasteluun  $1,0\beta$  etäisyydeltä sen karakteristisesta arvosta. Vähemmän tärkeä parametri otetaan puolestaan  $0,4\beta$  etäisyydeltä sen karakteristisesta arvosta. Näin saavutetaan johdonmukainen ja riittävä luotettavuus kaikille mitoituslaitteille.

Edellä mainittua asiaa on selvennetty kuvissa 3.12–3.14. Kuvassa 3.12 on esitetty EN1990 liitteen C mukainen ehdotus luotettavuusindeksien käytöstä mitoituksessa. Kuten kuvasta nähdään, kuormien ja maan kestävyuden ollessa lähes samansuuruisia (suhde välillä 0,3–0,6) on mitoituksen luotettavuus lähellä haluttua arvoa (=1,0). Sen sijaan toisen parametrin epävarmuuden kasvaessa (=siirryttäessä kauemmaksi karakteristisesta arvosta) koko mitoituksen luotettavuus laskee. Kuvassa 3.13 samainen luotettavuuskäyrä on esitetty tyypillisten mitoituslaitteiden valossa. Käyrän alkupäässä on maaluiskat, joissa suurin epävarmuus on maan lujuudessa (kestävyydessä). Yhtäläillä tässä kohtaa voisi olla myös tukiseinät, joissa maan lujuus on suurin epävarmuuden aiheuttaja mitoituksessa. Sen sijaan käyrän toisessa päässä on esimerkiksi pilvenpiirtäjien perustukset, joita rasittavien kuormien vaihtelevuus on suurta ja näin ollen epävarmuus perustukselle tulevasta kuormasta on suuri. Simpson (2007) huomauttaa, että esimerkiksi luiskien mitoituksessa mitoitusmenetelmä DA2 käy huonosti, jolloin niiden mitoittamiseen täytyy käyttää mitoitusmenetelmää DA3.

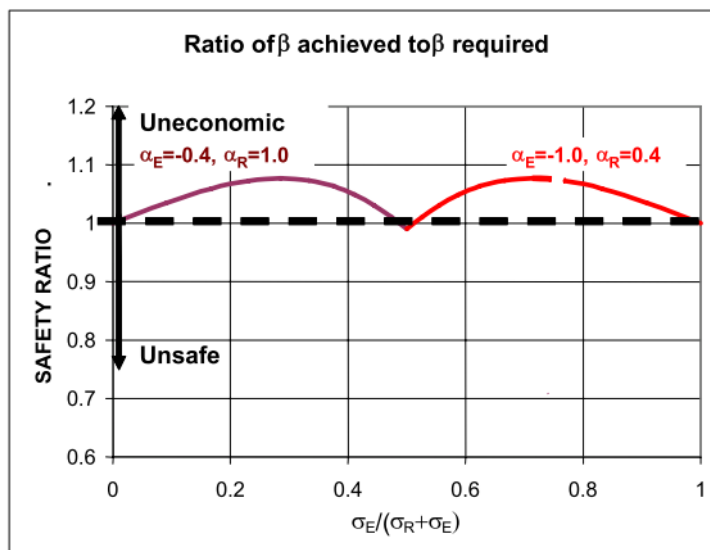


Kuva 3.12. Luotettavuuden kehittyminen kuorman  $E$  ( $0,7\beta$ ) ja kestävyuden  $R$  ( $0,8\beta$ ) suhteen. Safety ratio=saavutettu  $\beta$ /vaadittu  $\beta$ . (Simpson (2007))



Kuva 3.13. Luotettavuussuhde erityyppisille rakenteille. (Simpson (2007))

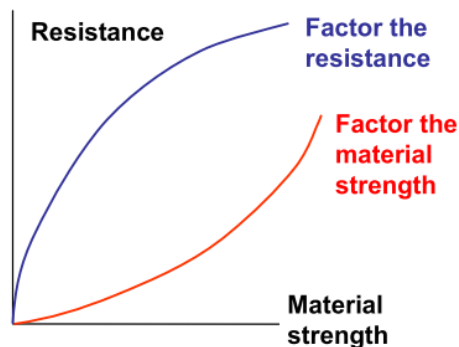
Kuvassa 3.14 on esitetty, kuinka mitoitusmenetelmä DA1 tuottaa riittävän luotettavuuden käyttämällä kahta kombinaatiota. Määräävämpi parametri (kuorma/kestävyys) on otettu huomioon marginaalilla  $1,0\beta$  ja toinen parametri marginaalilla  $0,4\beta$ . Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että mitoituksen kannalta määräävälle parametrille otetaan huomioon sen suurempi hajonta. Tällöin herkemman parametrin vaikutukset otetaan tarkemmin huomioon, jolloin riittävä luotettavuus saavutetaan aina mitoitus-tapauksen luonteesta huolimatta (kuva 3.14). Mitoitusmenetelmää DA1 voidaankin pitää soveltuvana kaikkeen geotekniseen mitoitukseen.



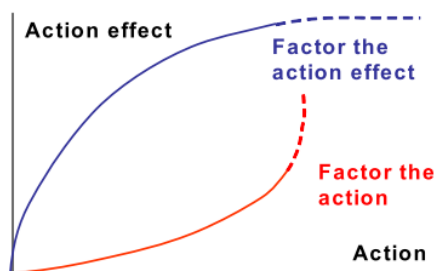
Kuva 3.14. Saavutettava luotettavuus käyttämällä marginaaleja  $1,0\beta$  ja  $0,4\beta$  määräävälle ja ei-määräävälle parametrille. (Simpson (2007))

Kohtien 3 ja 4 perusteluksi Simpson esittää kaksi kuvaa (3.15 ja 3.16). Näissä esitetään, kuinka ensiarvoisen tärkeää on asettaa osavarmuudet epävarmuuden alkulähteelle eli maan lujuusparametreihin sekä kuormiin ennen niiden yhdistämistä (laskennan alussa). Koska maaperän kestävyys perustuu usein maa-aineksen kitkakulmaan ja näiden kahden välinen suhde on epälineaarinen (kuva 3.15), osavarmuuden asettamisella suoraan maan lujuusparametriin on suurempi vaikutus kuin sen asettamisella laskettuun maan kestävyuteen. Kuormapuolella mikäli karakteristisia kuormia yhdistetään laskennan alussa ja osavarmuus asetetaan vasta yhdistettyjen kuor-

mien vaikutuksiin, on vaarana, että yhdistetyt kuormat kumoavat toisiaan. Tällöin lopputulokseen asetettava osavarmuus ei välttämättä tuota riittävää varmuutta yksittäisen kuorman suurta vaihtelevuutta vastaan (kuva 3.16). Tällä tarkoitetaan esimerkiksi tuulikuorman aliarvioimista suurissa tornirakenteissa. Pienikin odottamaton lisäys tuulikuormassa kasvattaa perustuksille tulevaa taivutusmomenttia moninkertaisesti, jolloin kuormien vaikutuksille asetettu osavarmuus ei enää riitäkään. Näiltä mitoitusongelmilta vältytään käyttämällä DA1 kaltaista kahden kombinaation yhdistelmää, jossa sekä kuormat että maan lujuusparametrit käsitellään osavarmuusluvulla jo laskennan alussa.



Kuva 3.15. Maan lujuus parametrin ja maan kestävyuden epälineaarinen suhde. (Simpson (2007))



Kuva 3.16. Kuorman ja kuorman vaikutuksen epälineaarinen suhde. (Simpson (2007))

### Heikkoudet

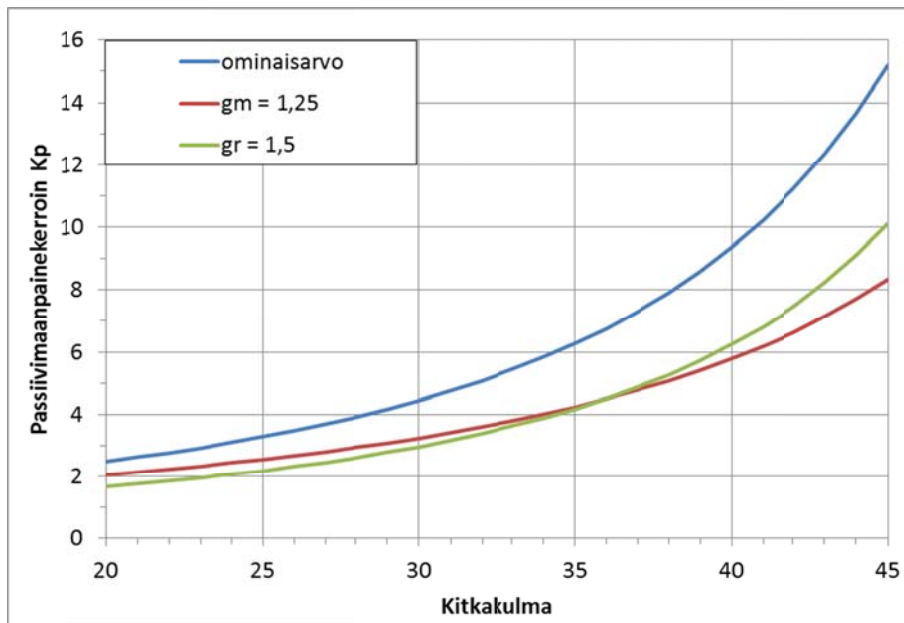
Yksi mitoitusmenetelmän DA1 heikkouksista on sen vaatimat kaksi tarkastettavaa kombinaatiota, joka lisää suunnittelijan työmäärää. Kuitenkin tämän helpottamiseksi Simpson (2007) listaa kolme kohtaa:

1. yleensä määräävä kombinaatio on selvä, jolloin toisen kombinaation tarkastaminen voidaan tehdä nopeasti
2. kombinaation 1 voi helposti tarkastaa muutenkin tehtävän käyttörajatilamitoituksen pohjalta
3. mitoitukset tehdään yleensä tietokoneohjelmilla, jolloin parametrien vaihtaminen ohjelmaan ei tuota liian suurta vaivaa

Muita heikkouksia Simpson ei mainitse, mutta sen sijaan Schuppener et al (1998) osoittavat omasta mielestään muutamia mitoitusmenetelmän DA1 hankaluuksia. Heidän mielestään mitoitusmenetelmän DA1 suurin heikkous on se, että se ei noudata Eurokoodin yleistä mitoitusperiaatetta, jossa mitoituskuormien täytyy olla mitoitus-

kestävyyttä pienemmät. Heidän mielestään kahden kombinaation, jossa toisen puolen (kuormat tai kestävyys) osavarmuudet ovat 1,0; käyttäminen rikkoo yleistä mitoitusperiaatetta ja luo sekaannuksia. Tämän lisäksi he listaavat seitsemän suurinta heikoutta ja ristiriitaa seuraavasti:

1. Mitoitusmenetelmä DA1 ei tuota riittävää varmuutta mikäli sekä kuormien että maamateriaalin epävarmuudet vaikuttavat yhtä aikaa
2. kaksi kombinaatiota, joista kumpikin sisältää oman varmuusmääritelmänsä, joka johtaa rakenteiden erilaisiin dimensioihin. Schuppener et al (1998) eivät näe syytä kahden tarkastelun tekemiseen jokaiselle mitoitus-tilanteelle, sillä se monesti johtaa epätaloudellisiin ratkaisuihin.
3. tapauksissa, joissa vedenpaine on määräävä tekijä, kombinaatio 2 antaa liian pieniä varmuuksia. Tällaisissa tilanteissa, joissa vedenpaine muodostaa pysyvän kuorman ja sen osavarmuus on 1,0, ainoaksi passiivipuolelle asetettavaksi osavarmuudeksi jää kitkakulman osavarmuusluku 1,25.
4. kombinaatiolla 1 saavutetaan jatkuva varmuus, mutta sen sijaan kombinaatiolla 2 ei. Kombinaatiossa 1 esimerkiksi aktiivipaineen karakteristinen arvo kerrotaan aina epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla 1,35, jolloin varmuus pysyy riittävällä tasolla. Kombinaatiossa 2 samainen aktiivipaine riippuu maanpainekertoimesta, joka puolestaan riippuu kitkakulmasta, johon osavarmuus asetetaan. On tutkittu, että kitkakulman pieneneminen pienentää myös alkujaan pientä varmuutta. Sen sijaan erittäin suurilla kitkakulmilla ( $\phi > 40^\circ$ ) osavarmuuden sijoittaminen kitkakulmaan vaikuttaa edullisesti (kuva 3.17).



Kuva 3.17. Osavarmuuden kohdentamisen vaikutus passiivimaanpainekertoimeen. Kuvassa esitetty passiivimaanpaineen ominaisarvo (kitkakerroin 0,4), mitoitusarvo kun osavarmuusluku 1,25 kohdennettu maan lujuuden ominaisarvoon ja mitoitusarvo, kun osavarmuusluku 1,5 kohdennettu passiivimaanpaineen ominaisarvoon.

5. maaluiskien mitoituksessa ei ole käytännöllistä laskea maanpainekertoimia kitkakulman mitoitusarvolla

6. myös liukupintojen laskeminen kitkakulman mitoitusarvolla johtaa harhaanjohtaviin aktiivi- ja passiivimaanpaineisiin mitoitusilanteissa
7. mitoitusmenetelmää DA1 on helppo käyttää yksinkertaisissa tilanteissa, mutta tilanteissa, joissa täytyy huomioida esimerkiksi hydraulinen pohjan nousu, ankkurit sekä maanpaineet, laskenta menee monimutkaiseksi. Tällöin suunnittelijan on vaikea määrittää mitkä kuormat ovat epäedullisia ja mitkä edullisia, sekä kummalla kombinaatiolla mikäkin mitoitetaan

Yhteenvetona voidaan todeta, että mitoitusmenetelmällä DA1 on suuri määrä hyviä ja huonoja puolia, joista pääosa on esitetty edellä. Täytyy kuitenkin muistaa, että esitetyt kohdat on otettu subjektiivisista artikkeleista, joten niihin tulee suhtautua harkiten. Simpson (2007) esittää hyviä perusteluja sille, miksi hän pitää mitoitusmenetelmää DA1 käytännöllisimpänä. Hän on oikeassa siinä, että osavarmuudet tulee laittaa epävarmuuden alkulähteelle, jotta riittävä varmuus ja luotettavuus saadaan aikaiseksi. Lisäksi on kaikkien etu, että erilaisille geoteknisille rakenteille voidaan käyttää samaa mitoitusmenetelmää. Schuppener et al (1998) ovat puolestaan oikeassa siinä, että mikäli kuormien ja maaparametrien epävarmuus esiintyy samaan aikaan, mitoitusmenetelmä DA1 ei huomioi sitä. Lisäksi on huomioitava kombinaation 2 tuottama liian pieni varmuus tietyissä mitoitusilanteissa.

#### ***Mitoitusmenetelmän DA2 edut ja heikkoudet***

Mitoitusmenetelmän DA2 eduiksi voidaan Schuppener et al (1998) mukaan listata seuraavat asiat:

1. noudattaa Eurokoodin yleistä varmuusajattelua, jossa tarkastetaan mitoituskuormien olevan pienemmät kuin mitä mitoituskestävyys on,  $E_d < R_d$
2. on yhteneväinen EC2 ja EC3 kanssa, jolloin suunnittelijoiden ja opiskelijoiden on helppo ymmärtää mitoitusprosessi
3. yhtenäinen osavarmuuslukusysteemi maa- ja vesirakentamisessa, geoteknisessä suunnittelussa käytetään samoja osavarmuuksia kuormille kuin rakenteellisessa mitoituksessa
4. vain yksi mitoitus on tarpeen
5. käytettäessä mitoitusmenetelmää DA2\*, jossa laskenta suoritetaan käyttämällä maaparametrien karakteristisia arvoja ja kuormien osavarmuudet asetetaan vasta kuormien vaikutuksille (esim. tietokoneohjelmistot), saadaan samalla mitoituksella tarkastettua käyttörajatila
6. laskenta on mahdollista suorittaa erilaisilla tarkastusmenetelmillä, kuten klassisilla menetelmillä, kimmoteoriolla, ultimate load methodilla, jousimalleilla, elementtimenetelmillä sekä cinematic element methodilla
7. mitoitusmenetelmä antaa keskiarvoisesti riittävän varmuuden (luotettavuuden kts. edellinen kappale) sekä rakennusmateriaaleille että maalle,  $F=1,5$  teräsrakenteille ja  $F=2,0$  maalle pysyvissä tilanteissa
8. yleensä DA2\* mitoituksella saavutetaan taloudellisin ratkaisu. Tämä ei ole kaikkien maiden (vrt. Simpson) mielestä riittävän turvallinen mitoitusmenetelmä, mutta vastaa parhaiten tässä Saksan entistä kokonaisvarmuuteen nojaavaa periaatetta

Osa edellisistä kohdista on esitetty subjektiivisesti Schuppener et al (1998) kannalta ja koskevat Saksan valintoja. Tukiseinien ja perustusten mitoitukseen he käyttävät mitoitusmenetelmää DA2\*, joka vastaa heidän aiempia käytäntöjään. Maaluiskien mitoituksessa Saksa on myös päätenyt valitsemaan toisen mitoitusmenetelmän, DA3.

Mitoitusmenetelmänä DA2\* on erittäin suoraviivainen, jota tukee myös Schweiger (2013) omassa esityksessään Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien soveltuvuudesta numeeriseen laskentaan. Schweigerin (2013) mielestä menetelmän DA2\* käyttämisellä numeerisessa laskennassa (erityisesti FEM) saavutetaan seuraavat hyödyt:

1. ”todellinen” maaperä huomioidaan (karakteristiset arvot)
2. vain yksi tarkastelu tarpeellinen
3. käyttörajatila saadaan samalla (jos muuttuvia kuormia ei läsnä)
4. epätodelliset tilanteet, kuten tuet vedolla vältetään

Sen sijaan mitoitusmenetelmät DA1 ja DA3 ovat näiltä osin puutteellisia. Kuitenkin myös mitoitusmenetelmälle DA1 kombinaatio 1 voi käyttää menettelyä DA1-1\* (UK), jossa mitoitus suoritetaan DA2\* mukaisesti. Sen sijaan mitoitusmenetelmän DA2/DA2\* puutteet numeerisen laskennan osalta ovat Schweiger (2013) mukaan seuraavat:

1. osavarmuudet tulisi laittaa sinne missä epävarmuus on ts. alkuarvoihin
2. maa käyttäytyy useissa mitoitustilanteissa sekä kuorman että kestävyytensä, joka automaattisesti huomioidaan mitoitusmenetelmissä DA1 ja DA3
3. joitakin kriittisiä mitoituskohтия voidaan ohittaa käyttämällä menetelmää DA2\*, sillä osavarmuudet asetetaan vasta lasketuille kuormien vaikutuksille, jolloin alkuperäisten kuormien vaihtelevuuden vaikutusta laskentatuloksiin ei voida huomioida kovin hyvin (vrt. kuva 3.16)

Muita mitoitusmenetelmän heikkouksia on jo esitetty edellisessä kappaleessa, jossa Simpson (2007) esitteli mitoitusmenetelmän DA1 hyötyjä. Alla vielä kertauksena lista heikkouksista:

1. mitoitusmenetelmää ei voida soveltaa esimerkiksi maaluisille
2. mitoituksen luotettavuus on ”huono” mikäli toisen parametreista, kuormat tai maan lujuus, epävarmuus laskennassa on suuri verrattuna toiseen
3. DA2 tuottaa DA1 kanssa samankaltaisia tuloksia, mutta DA2\* antaa Simpson (2007) mielestä liian pieniä varmuuksia
4. mitoitusmenetelmän DA2 käyttäminen esimerkiksi tukiseinien mitoittamisessa FEM- laskennalla on ongelmallista, sillä kuormien osavarmuuksia ei voida asettaa esimerkiksi maanpaineille. Täten on käytettävä menetelmää DA2\* ja laskenta ei välttämättä edusta todellisuutta (Schweigerin (2013) lista aiemmin). Mitoitusmenetelmä DA1 taas tarkastaa tilanteen kahdella eri kombinaatiolla, joista ainakin kombinaatio 2 saadaan mitoitustilanne tarkastettua ns. kriittisissä vaiheissa.

Mitoitusmenetelmän DA2/DA2\* heikkouksista ja hyödyistä ajatukset menevät samalla tavalla ristiin kuin mitoitusmenetelmälle DA1, riippuen siitä kuka asiaa tarkastelee. Puolueettoman näkökulman asiaan antaa kuitenkin Schweiger (2013), joka pyrkii kertomaan mitoitusmenetelmien DA2 ja DA3 (vastaa DA1-2 mikäli vain geoteknisiä kuormia) käyttämisestä numeerisessa mitoituksessa. Sen sijaan Schuppener et al (1998) puolustaa Saksassa käytettävää mitoitusmenetelmää DA2\*, joka edelleen antaa yhtä turvallisia ja taloudellisia tuloksia kuin edellinen kokonaisvarmuuteen perustuva käytäntö.

### ***Mitoitusmenetelmän DA3 edut ja heikkoudet***

Mitoitusmenetelmän DA3 osalta ei löytynyt sen etuja ja heikkouksia käsittelevää artikkelia, joten seuraavat päätelmät on tehty Schweiger (2013), Simpson (2007), Schuppener et al (1998) ja Weissenbach (2003) kirjoitusten perusteella. Yleisesti, mitoitusmenetelmällä DA3 tehtävä mitoitus geoteknisille rakenteille etenee samalla lailla kuin mitoitusmenetelmälle DA1-2, mikäli rakenteellisia kuormia ei ole läsnä. Tällöin mitoitusmenetelmälle DA1-2 esitetyt edut ja heikkoudet pätevät myös mitoitusmenetelmälle DA3 (ks. DA1-2). Kuitenkin on muistettava mahdollisten rakenteellisten kuormien vaikutus, jolloin ne huomioidaan omalla kuormitusyhdistelyllään. Käytännössä mitoitusmenetelmää DA3 voidaan pitää eräänlaisena yhdistettynä tarkasteluna, jossa yhdellä ainoalla mitoituksella tarkastetaan DA1 kombinaatio 1 ja kombinaatio 2. Koska osavarmuudet asetetaan aina sekä kuormiin että maan lujuteen, saadut tulokset voivat johtaa epäedullisiin ja erittäin konservatiivisiin mitoitus tuloksiin. Luultavasti tästä syystä moni maa on päätenyt valitsemaan eri mitoitusmenetelmän erilaisille geoteknisille rakenteille, vaikka se vaikeuttaakin suunnittelijan työtä. Mitoitusmenetelmä DA3 on erittäin käytetty maaluiskien mitoitukseen, mutta esimerkiksi tukiseinien laskentaan sitä on valittu ainoastaan kolmanneksessa jäsenmaista. Yhtenäinen konsensus on muodostumassa myös siitä, että mitoitusmenetelmä DA3 soveltuu parhaiten numeeriseen laskentaa sen helppouden vuoksi.

## **3.4 Suomen kansallinen liite**

Suomessa Eurokoodeja käytetään yhdessä ympäristöministeriön (YM) vahvistamien kansallisten liitteiden kanssa (talot ja niiden liikennealueet). Tämän lisäksi infrarakenteissa käytetään liikenne- ja viestintäministeriön (LVM) määrittämää kansallista liitettä (tiet, radat, sillat), joka eroaa lähinnä käytettävien kuormitusyhdistelmien osalta. LVM:n kansallisessa liitteessä kuormitusyhdistelmät on optimoitu vastaamaan paremmin infrarakenteiden suunnittelua.

Suomessa käytettävä Eurokoodin mukainen mitoitusmenetelmä tukiseinien mitoittamisessa on DA2. Menetelmästä DA2 käytetään yleisesti vaihtoehtoista tapaa DA2\*, jossa kuormien osavarmuudet asetetaan kuormien sijasta niiden vaikutuksille. Luiskien mitoittamiseen käytetään mitoitusmenetelmää DA3.

Taulukossa 3.5 on esitetty Suomessa käytettävät osavarmuusluvut kantavien rakenteiden geotekniseen suunnitteluun (YM (2007)). Osavarmuusluvut poikkeavat Eurokoodin suositusarvoista, jotka on esitetty taulukossa 3.3. Lisäksi Suomessa käytetään rakennepuolelta tulleita kahta erillistä kuormitusyhdistelmää, jotka on esitetty kaavoissa (3.4) ja (3.5). Kumpikin kuormitusyhdistely on tarkastettava jokaisessa mitoitus tilanteessa, ja näistä epäedullisempi mitoittaa rakenteen. Kuormitusyhdistelyt on muokattu Eurokoodin mukaisista kuormitusyhdistelmistä 6.10a ja 6.10b. Näistä 6.10a mitoittaa tilanteet, joissa lähes kaikki kuorma on pysyvää. Sen sijaan kaava 6.10b huomioi tilanteet, joissa muuttuvan kuorman osuus on suuri.

Taulukko 3.5. Suomen kansallisen liitteen mukaiset osavarmuusluvut geotekniseen suunnitteluun. (YM (2007))

Mitoitusmenetelmät (FIN)				DA2			DA3		
				A1	M1	R2	A2	M2	R3
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen (6.10a)	$\gamma_G$	1,35 $K_{FI}$					
		(6.10b)		1,15 $K_{FI}$					
	(6.10)					1,0 $K_{FI}$			
	edullinen	$\gamma_{G,fav}$	0,9			1,0			
Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen (6.10a)	$\gamma_Q$	0,0 $K_{FI}$						
		(6.10b)		1,5 $K_{FI}$					
	(6.10)					1,3 $K_{FI}$			
	edullinen	$\gamma_{Q,fav}$	0,0			0,0			
Maa	Leikkauskestävyyskulma	$\psi_\phi$		1,0			1,25		
	Tehokas koheesio	$\psi_{c'}$		1,0			1,25		
	Suljettu leikkauslujuus	$\psi_{cu}$		1,0			1,5		
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus	$\psi_{qu}$		1,0			1,5		
	Tilavuuspaino	$\psi_\gamma$		1,0			1,0		
Tukiseinät	Kantokestävyys	$\psi_{R,v}$			1,55		1,0		
	Liukumiskestävyys	$\psi_{R,h}$			1,1		1,0		
	Maan kestävyys (passiivipaine)	$\psi_{R,e}$			1,5		1,0		
Esi-jännitetyt ankkurit	väliaikaiset	$\psi_{a,t}$			1,25		1,0		
	pysyvät	$\psi_{a,p}$			1,5		1,0		

$$6.10a \quad 1,35K_{FI}G_{k,sup} + 0,9G_{k,inf} \quad (3.4)$$

$$6.10b \quad 1,15K_{FI}G_{k,sup} + 0,9G_{k,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.5)$$

$$6.10 \quad 1,0K_{FI}G_{k,sup} + 1,0G_{k,inf} + 1,3K_{FI}Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.6)$$

Infrarakenteiden osalta Suomessa käytetään liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen mukaisia kuormitusyhdistelmiä (LVM (2010)), joissa muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin riippuu kuorman tyypistä. Muuttuvat kuormat on jaettu liikennekuormiin ja muihin muuttuviin kuormiin siten, että kullekin liikennekuormatyypille on asetettu Eurokoodin määräävä pienempi osavarmuusluku.

Taulukko 3.6. Liikenne- ja viestintäministeriön kansallisen liitteen mukaiset osavarmuusluvut geotekniseen suunnitteluun. (LVM (2010))

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esi-jännitys		Määräävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10a	1,35 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P		
tai						
6.10b	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,35 · (tieliikennekuorma) 1,35 · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · (rautatieliikennekuorma)	1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,15 / 0,90	G	1,10 / 0,90	P	1,50 · (muu määräävä muuttuva kuorma)	1,35 · $\psi_{0,i}$ · (tieliikennekuorma) 1,35 · $\psi_{0,i}$ · (kevyen liikenteen kuorma) 1,45/1,20 · $\psi_{0,i}$ · (rautatieliikennekuorma) + 1,50 · $\psi_{0,i}$ · (muut muuttuvat kuormat)

Osavarmuuslukujen lisäksi kuormia kerrotaan  $K_{FI}$ - kertoimella, joka riippuu rakenteen luotettavuusluokasta (RC1-RC3) ja edelleen seuraamusluokasta (CC1-CC3). Kertoimien  $K_{FI}$  arvot eri luotettavuusluokille ovat seuraavat (ks. taulukko 2.17):

RC3	$K_{FI}=1,1$
RC2	$K_{FI}=1,0$
RC1	$K_{FI}=0,9$

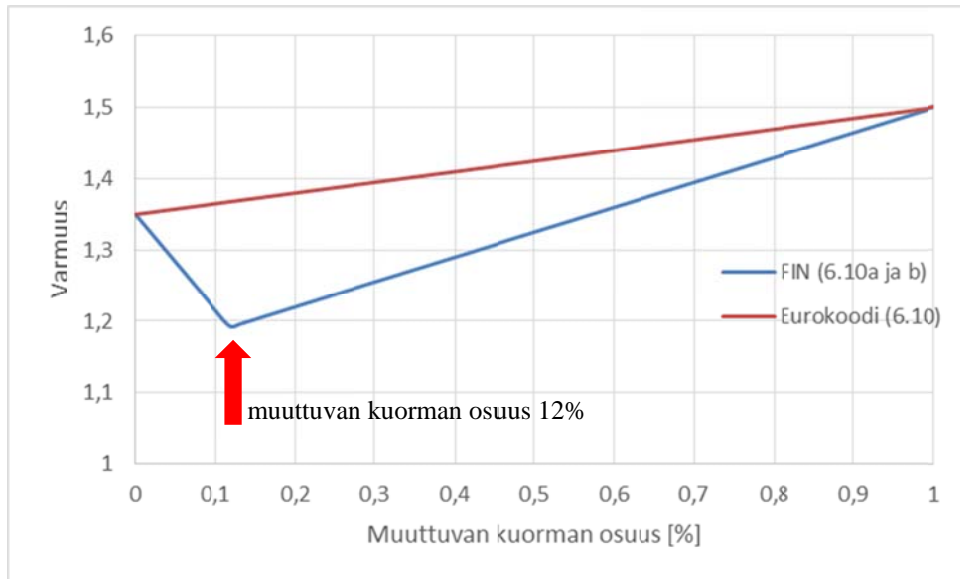


Luotettavuusluokkien valinta perustuu seuraamusluokkiin, jotka on esitetty taulukossa 3.7.

Taulukko 3.7. Seuraamusluokat ( YM (2007))

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko <sup>1)</sup> jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> <li>• yli 8-kerroksiset <sup>2)</sup> asuin-, konttori- ja liikerakennukset</li> <li>• konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot</li> <li>• raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset</li> </ul> Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> <li>- matalalla olevat alapohjat ilman kellaritiloja</li> <li>- ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne</li> <li>- sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana</li> <li>- standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet.</li> <li>- standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille <sup>3)</sup>.</li> </ul>
<p><sup>1)</sup> ylä- ja välipohjat kuuluvat kuitenkin luokkaan CC2 elleivät ne toimi koko rakennusta jäykistävänä rakenteena. Rakennuksen koostuessa erilaisista toisistaan riippumattomista rakennusosista määritetään kunkin osan seuraamusluokka erikseen.</p> <p><sup>2)</sup> kellarikerrokset mukaan luettuina.</p> <p><sup>3)</sup> ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.</p>		

Eri kuormitusyhdistelmillä (RC2, CC2,  $K_{FI}=1,0$ ) saavutettavia varmuustasoja on esitetty kuvassa 3.18. Kuten kuvasta näkyy, nykykäytännön mukaisilla kahdella kuormitusyhdistelmällä varmuustaso jää muuttuvan kuorman osuuden ollessa 12 % kokonaiskuormasta arvoon 1,2. Tämä on erittäin kriittinen ainakin teräsrakenteille, joiden materiaaliosavarmuus on 1,0. Tällöin esimerkiksi tukirakenteille, joissa suurin osa kuormasta on pysyvää maakerrosten aiheuttamaa kuormaa, nykyisten rakennepuolelta tulevien kahden kuormitusyhdistelyn käyttäminen geoteknisessä suunnittelussa on riskialtista.



Kuva 3.18. Varmuustason kehittyminen nykyisillä kuormitusyhdistelmillä muuttuvan kuorman osuuden funktiona. Varmuuden kehittyminen on esitetty laskettuna Eurokoodin suositusarvoilla (EN 1997-1) sekä Suomen kansallisilla valinnoilla (YM (2007)).

## 4 Mitoitusmenetelmien väliset erot tukiseinän murtorajatilatarkastelussa - laskentaesimerkit

Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien välisiä eroja tukiseinien mitoituksessa käsitellään kolmen toisistaan poikkeavan laskentaesimerkin avulla. Laskentaesimerkit on pyritty valitsemaan niin, että erot menetelmien välillä tulevat selvästi esiin ja käytetyt esimerkit ovat lähellä käytännön tilanteita. Lisäksi maaparametrien kokonaispöytävarmuuden vaikutusta mitoitus tuloksiin tarkastellaan varioimalla maan lujuutta jokaisessa laskentaesimerkissä.

Laskentaesimerkeissä on käytetty Eurokoodin (CEN 2004: EN1997-1) mukaisia mitoitusmenetelmiä DA1, DA2 ja DA3. Mitoitusmenetelmien DA1-1 ja DA2 osalta on käytetty vaihtoehtoisia menetelmiä DA1-1\* ja DA2\*, joissa kuormien osavarmuusluvut kohdennetaan kuormien sijaan kuormien vaikutuksille. Tällä menettelyllä vältytään yliarvioimasta esimerkiksi vedenpainetta. Lisäksi laskentaesimerkit mitoitettiin Suomessa käytettävään DA2\* mukaisesti, jota merkitään DA2 (FIN). Eurokoodin mukaista DA merkitään DA2 (Eurokoodi).

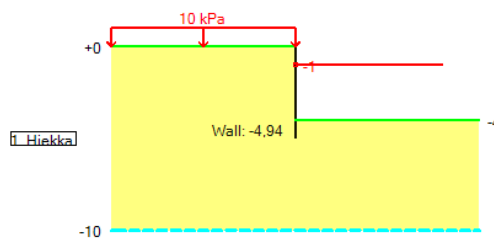
Maan kestävyys (passiivipaine) ja maan lujuusparametrien osavarmuuslukuina on käytetty Suomen kansallisen liitteen (YM (2007)) mukaisia osavarmuuslukuja (taulukko 3.5). Mitoitusmenetelmän DA3 mukaisia osavarmuuslukuja käytetään myös mitoitusmenetelmälle DA1-2.

Seuraavissa kappaleissa on esitetty käytetyt laskentaesimerkit ja niistä saadut keskeisimmät mitoitus tulokset. Tarkemmin laskentaesimerkkejä on käsitelty Mika Knuu-tin diplomityössä (valmistuu keväällä 2015).

### 4.1 Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207-2009)

Ensimmäiseksi laskentaesimerkiksi valittiin RIL 207–2009 Geoteknisen suunniteluohjeen esimerkki 5 (kuva 4.1), jossa yhdeltä tasolta tuettu ponttiseinä on lyöty paksuun hiekkakerrokseen. Kaivannon syvyys on neljä metriä ja tukitaso on yhden metrin syvyydellä. Laskennan helpottamiseksi pohjavedenpinta on oletettu olevan syvällä. Seinää kuormittaa 10 kPa:n muuttuva kuorma.

Wall Type	Sheetpile
Name	PU 12
Manufacturer	Arcelor
Cross Section Area [m <sup>2</sup> ]	0,014
Calculation Width [m]	1
Inertia Modulus [m <sup>4</sup> ]	0,000216
Section Modulus [m <sup>3</sup> ]	0,0012
Elastic Modulus [kPa]	210000000
Flexural Stiffness [kNm <sup>2</sup> ]	45360
Axial Stiffness [kNm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	2940000
Length of Wall [m]	4,94



Name	A [mm <sup>2</sup> ]	L [m]	$\alpha$ [°]	h [m]	F [kN]	Elastic Modulus [kPa]	Overdig [m]	Horizontal distribution [m]
Vaakatuki T	2000	8	180	1	0	210000000	0,4	1,2

Id	Layer Name	z [m]	h [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi$ [°]	c [kPa]	$\Delta c$ [kPa/m]	Ko Model	Ko	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	$\delta_{ya}$	$\delta_{yp}$	$\xi_{50a}$	$\xi_{50p}$	m	n	k	
1.	Hiekka	0	10	18	40	0	0	Jaky	0,36	Coulomb	0,2	8,09	Drained	MCM								

Kuva 4.1. Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207-2009)

Maan lujuuden vaihtelun vaikutusta tukiseinän lyöntisyvyyteen, mitoitusrasitukseen ja kokonaisvarmuuteen haluttiin tutkia. Kitkakulman ominaisarvoksi valittiin  $\phi=40^\circ$  ja variaatiokertoimeksi kitkakulmalle tyypillinen  $COV=0,1$  (Phoon et al (1995,1999)). Näiden perusteella vertailulujuuksiksi voitiin määrittää yhden ja kahden hajonnan ( $\sigma=\mu \cdot COV$ ) päässä olevat kitkakulman arvot. Olettamalla kitkakulman arvojen jakauma normaaliksi, päädyttiin vertailulaskelmissa käyttämään taulukossa 4.1 esitetyjä kitkakulmia.

Taulukko 4.1. Laskentaesimerkissä 1 käytettävät kitkakulman arvot hiekkamaalle.

$\phi$ [°]		
ominaisarvo	$-\sigma$	$-2\sigma$
40	37,1	33,9

Käytettävät maanpainekertoimet laskettiin Geocalcin oletuksen mukaisesti Coulombin teorialla. Seinäkitkakulmina käytettiin RIL 207–2009 mukaisesti aktiivipuolelle  $2/3\phi'$  ja passiivipuolelle  $1/2\phi'$ . Maan kokoonpuristuvuusparametrit valittiin Tiehallinnon julkaisun ”Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa” taulukon 1 mukaisesti.

Ponttiseinän lyöntisyvyys määritettiin momenttitasapainoehdolla tukipisteen ympäri. Lyöntisyvyydet laskettiin jokaisella mitoitusmenetelmällä, ja ne on esitetty taulukossa 4.2. Mitoitusmenetelmälle DA1 lyöntisyvyys laskettiin kummallakin osavarmuuslukumateriaalilla, joista valittiin määräävämpi. Tämän laskentaesimerkin tapauksessa kombinaatio 2 oli määräävämpi. Mitoitusmenetelmälle DA2 (FIN) lyöntisyvyys laskettiin kummallakin kuormitusyhdistelyllä: 6.10a ja 6.10b. Maan kestävyuden osavarmuusluvuna käytettiin Suomen kansallisen liitteen (YM (2007)) arvoa  $\gamma_{Re}=1,5$ . Muut osavarmuusluvut ovat kappaleen 3 mukaiset.

Taulukko 4.2. Tukiseinän lyöntisyvyydet eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkissä 1. Hiekan kitkakulmana on käytetty ominaisarvoa,  $40^\circ$ .

Mitoitusmenetelmä	Lyöntisyvyys [m]	
DA1-1 komb 1	0,73	määräävä!
DA1-1 komb 2	0,94	
DA1-2	0,94	
DA2 (Eurokoodi)	0,94	
DA2 (FIN) 6.10a	0,86	
6.10b	0,86	
DA3	0,94	

Taulukosta voidaan todeta, että erot tarittavissa lyöntisyvyyksissä ovat pienet eri mitoitusmenetelmien välillä. Sitä vastoin suuremmat erot löytyvät tukiseinien kokonaisvarmuudesta seinän alapään pyörähtämistä vastaan. Nämä kokonaisvarmuudet on esitetty alla:

Taulukko 4.3. Tukiseinän kokonaisvarmuus sen alapään pyörähtämistä vastaan, F. Käyttörajatila, kun  $\varphi=40^\circ$ .

Mitoitusmenetelmä	Varmuus, F
DA1-1	2,10
DA1-2	2,10
DA2 (Eurokoodi)	2,10
DA2 (FIN) 6.10a	1,83
6.10b	1,83
DA3	2,10

Kokonaisvarmuudet vaihtelevat karkeasti välillä 1,8–2,1 eri mitoitussuunnitelmien kesken. Pienin kokonaisvarmuus seinän alapään pyörähtämiselle saavutetaan mitoitussuunnitelmällä DA2 (FIN), joka poikkeaa mitoitussuunnitelmästä DA2 (Eurokoodi) käytettävien kuormitusyhdistelmien osalta.

Lyöntisyvyksien määrittämisen jälkeen siirryttiin murto- ja käyttörajatilamitoitukseen. Ensimmäiseksi suoritettiin murto-rajatilamitoitus, jonka jälkeen tehtiin kolme käyttörajatilamitoitusta. Koska tarkoituksena on selvittää maan lujuuden vaihtelun vaikutusta tukiseinälle tuleviin rasituksiin sekä tukiseinän kokonaisvarmuuteen (lyöntisyvyyden riittävyteen), pidettiin tukiseinän pituus samana, vaikka maan lujuutta pienennettiin. Mitoitusrasitukset on esitetty taivutusmomenttien osalta taulukossa 4.4 ja tukivoimien osalta taulukossa 4.5.

Taulukko 4.4. Taivutusmomenttien [kNm] arvot eri mitoitussuunnitelmissä laskentaesimerkin 1 tukiseinälle. (ULS=murto-rajatilalla, SLS=käyttörajatilalla, numeroarvo kertoo käytetyn kitkakulman). Alapuolella varmuus verrattaessa murto-rajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen.

Mitoitusmenetelmä	Taivutusmomentit [kNm]			
	ULS 40	SLS 40	SLS 37,1	SLS 33,9
DA1-1	29,5	21,5	24,2	27,1
DA1-2	27,9	21,5	24,2	27,1
DA2 (Eurokoodi)	29,5	21,5	24,2	27,1
DA2 (FIN) 6.10a	25,1	21,7	23,1	563,6
6.10b	26,0	21,7	23,1	563,6
mallikerroin 6.10a	33,9	21,7	23,1	563,6
huomioitu 6.10b	35,2	21,7	23,1	563,6
DA3	27,9	21,5	24,2	27,1

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murto-rajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 40 / SLS 40	ULS 40 / SLS 37,1	ULS 40 / SLS 33,9
DA1-1	1,37	1,22	1,09
DA1-2	1,30	1,15	1,03
DA2 (Eurokoodi)	1,37	1,22	1,09
DA2 (FIN) 6.10a	1,16	1,09	0,04
6.10b	1,20	1,13	0,05
mallikerroin 6.10a	1,6	1,5	0,06
huomioitu 6.10b	1,6	1,5	0,06
DA3	1,30	1,15	1,03

Taulukko 4.5. Tukivoimien [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 1 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn kitka kulman). Alapuolella varmuus verrattaessa murtorajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoimat [kN]			
	ULS 40	SLS 40	SLS 37,1	SLS 33,9
DA1-1	37,9	27,3	30,6	34,9
DA1-2	38,9	27,3	30,6	34,9
DA2 (Eurokoodi)	37,9	27,3	30,6	34,9
DA2 (FIN) 6.10a	27,1	27,5	69,4	1110,4
6.10b	34,2	27,5	69,4	1110,4
mallikerroin 6.10a	36,6	27,5	69,4	1110,4
huomioitu 6.10b	46,2	27,5	69,4	1110,4
DA3	38,9	27,3	30,6	34,9

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilän välillä		
	ULS 40 / SLS 40	ULS 40 / SLS 37,1	ULS 40 / SLS 33,9
DA1-1	1,39	1,24	1,08
DA1-2	1,43	1,27	1,11
DA2 (Eurokoodi)	1,39	1,24	1,08
DA2 (FIN) 6.10a	0,99	0,39	0,02
6.10b	1,25	0,49	0,03
mallikerroin 6.10a	1,3	0,5	0,03
huomioitu 6.10b	1,3	0,5	0,03
DA3	1,43	1,27	1,11

Taulukoiden 4.4–4.5 perusteella voidaan todeta mitoitusrasitusten (ULS) olevan erittäin lähellä toisiaan eri mitoitusmenetelmien kesken. Taivutusmomentit vaihtelevat välillä 26,0 – 29,5 kNm ja tukivoimat välillä 34,2 – 38,9 kN. Varmuus verrattaessa murtorajatilan rasituksia käyttörajatilän rasitukseen (ULS 40 / SLS 40) on välillä 1,2–1,43. Kuitenkin lisää varmuutta laskentaan tulee tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisesta, joten edellisissä taulukoissa esitetyt varmuudet ovat vain suuntaa antavia.

Maan lujuuden vaikutus rasitukseen on laskentaesimerkin 1 tapaukselle pieni. Kuten taulukoista nähdään, ovat kitkakulman arvolla  $\phi=40^\circ$  lasketut murtorajatilarasitukset suurempia, kuin käyttörajatilän rasitukset tilanteille, joissa kitkakulmaa on pienennetty arvoihin  $\phi=37,1^\circ$  ja  $\phi=33,9^\circ$ . Poikkeuksena Suomen kansallisen liitteen mukainen mitoitusmenetelmä DA2, jossa kitkakulman  $\phi=40^\circ$  perusteella määritetty tukiseinän lyöntisyvyys on riittämätön kitkakulman ollessa  $\phi=33,9^\circ$ . Tästä syystä käyttörajatilän taivutusmomentit ja tukivoimat ovat pienimmän kitkakulman vaikuttaessa hyvin suuret. Sama ongelma esiintyy jo käytettäessä hiekkamaalle kitkakulman arvoa  $\phi=37,1^\circ$ , jolloin tukivoimien arvot kaksinkertaistuvat.

Yleisesti ottaen eri mitoitusmenetelmien osavarmuuslukuyhdistelyt pystyvät tuottamaan varmalla puolella olevia mitoitusarvoja, vaikka maan lujuus heikkenisi merkittävästi ( $\phi=40^\circ \rightarrow 33,9^\circ$ ). Laskentaesimerkin 1 kaltaisen hiekkamaahan toteutetun kaivannon mitoitusrasitukset eivät siis ole herkkiä käytettävän kitkakulman suhteen (vrt. eri SLS- arvoja). Sen sijaan erityistä huomiota on kiinnitettävä tukiseinän lyöntisyvyyden riittävyteen.

Lähtökohtainen kokonaisvarmuus (murtorajatila), jolle tukiseinän lyöntisyvyys määritettiin, vaihteli välillä 1,8–2,1 eri mitoitusten menetelmien kesken. Lyöntisyvydeksi saatiin mitoitusten menetelmille DA1, DA2 (Eurokoodi) ja DA3 0,94 metriä, kun taas Suomen kansallisen liitteen mukaiselle DA2:lle lyöntisyvyys oli 0,86 metriä. Pidettäessä tukiseinän lyöntisyvyys samana ja pienennettäessä hiekan kitkakulmaa, saavutetaan tukiseinän alapään pyörähtämiselle taulukon 4.6 mukaiset varmuudet.

Taulukko 4.6. Tukiseinän varmuus  $F$  sen alapään pyörähtämistä vastaan. Maan lujuutta on varioitu. Lukuarvo kertoo käytetyn kitkakulman arvon. ULS=murtorajatila, SLS=käyttöraajatila.

Mitoitusmenetelmä	Varmuus $F$ tukiseinän kaatumista vastaan		
	SLS 40	SLS 37,1	SLS 33,9
DA1-1	2,10	1,55	1,05
DA1-2	2,10	1,55	1,05
DA2 (Eurokoodi)	2,10	1,55	1,05
DA2 (FIN) 6.10a	1,83	1,35	0,92
6.10b	1,83	1,35	0,92
DA3	2,10	1,55	1,05

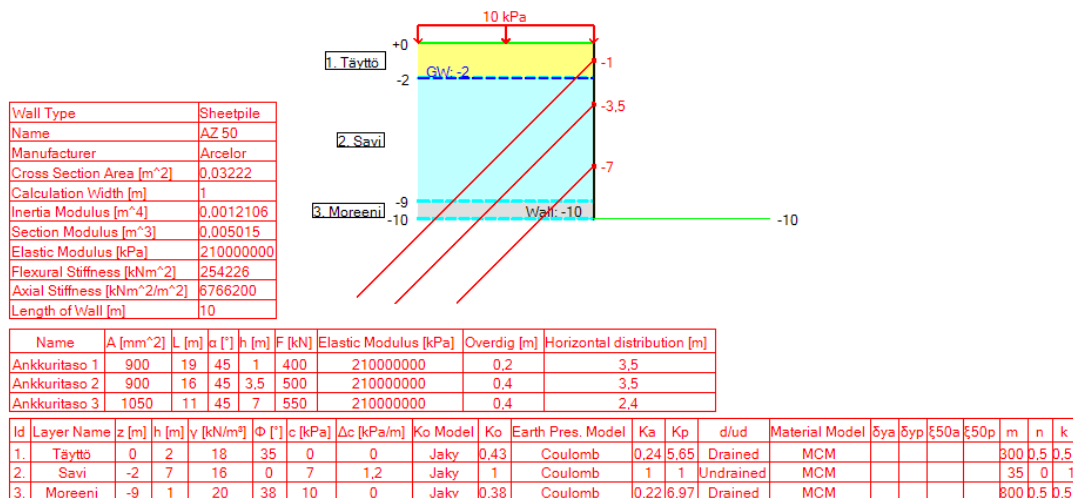
Taulukon 4.6 perusteella suurimmat ongelmat tukiseinän varmuuden suhteen esiintyvät käytettäessä Suomen kansallisen liitteen mukaista mitoitusten menetelmää DA2. Tällöin tukiseinän varmuus sen kaatumista vastaan on kaikissa käyttöraajiloissa pienin, ja kitkakulman arvolla  $\phi=33,9^\circ$  tukiseinä kaatuu (näkyä myös rasi- tusten suurina arvoina). Tämä johtuu käytettävistä kahdesta kuormitusyhdistelmästä 6.10a ja 6.10b, jotka tuottavat pienemmän lyöntisyvyyden kuin Eurokoodin suosituksen mukainen kuormitusyhdistelmä 6.10. Kuten taulukosta 4.6 nähdään, mitoitusten menetelmällä DA2 (Eurokoodi) laskettu lyöntisyvyys on riittävä vielä pienimmällä kitkakulman arvolla- kin. Tämä johtuu täysin käytettävästä kuormitusyhdistelmästä, sillä maan kestävyys- den osavarmuusluku kummallekin mitoitusten menetelmälle on sama.

Mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) lisäksi laskennasta suoriutui hyvin mitoitusten menetelmät DA1 ja DA3. Tämä johtuu suoraan maan lujuuteen kohdistettavista osa- varmuusluvuista. Laskentaesimerkin 1 tapauksessa murtorajatilan kitkakulman mitoi- tusarvo on  $\phi=33,9^\circ$ , joka on siis sama kuin vertailulaskennassa käytetty kitkakulman arvo ( $-\sigma$ ). Käytännössä laskettaessa tukiseinän lyöntisyvyttä mitoitusten menetelmällä DA1-2, tukiseinän varmuus mitoitetaan riittämään tilanteessa, jossa kitkakulma on  $33,9^\circ$ .

Laskentaesimerkin 1 tapauksessa mitoitusten menetelmien väliset erot eivät nousseet esiin mitoitusrasitusten kautta, vaan tarvittavan lyöntisyvyyden kautta. Mitoitusrasi- tukset eri mitoitusten menetelmien välillä olivat hyvin lähellä toisiaan, ja maan lujuuden muutos ei vaikuttanut niihin ratkaisevasti. Sen sijaan suuri ero aiheutui mitoitusten menetelmän DA2 (FIN) ja muiden mitoitusten menetelmien välille, johtuen lasketusta tuki- seinän lyöntisyvyydestä. Mitoitusmenetelmä DA2 (FIN) antoi hieman pienemmän lyöntisyvyyden kuin muut mitoitusten menetelmät, mutta tämä ero oli ratkaiseva. Kun hiekan kitkakulma pudotettiin arvoon  $\phi=33,9^\circ$ , tukiseinä kaatui. Tätä ei tapahtunut muilla mitoitusten menetelmillä. Syy johtuu kahden kuormitusyhdistelmän 6.10a ja 6.10b käyttämisestä, jolloin lyöntisyvyys jää pienemmäksi kuin mitoitusten menetelmässä DA2 (Eurokoodi). Tässä mitoitusten menetelmässä käytetään Eurokoodin suosituskavaa 6.10.

## 4.2 Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä

Toiseksi laskentaesimerkiksi valittiin Suomessa erittäin tyypillinen tilanne, jossa tukiseinä lyödään pehmeän savikerroksen läpi kalliin pintaan. Kaivanto on 10 metriä syvä, ja se kaivetaan kallioon asti. Tukiseinä on tuettu kolmelta tasolta esijännitetyn kallioankkurein ja tuettu alapäästään kiinni kallioon juuripultin avulla. Tukiseinää kuormittaa 10 kPa:n muuttuva kuorma. Pohjavedenpinta on täyttö maakerroksen alapuolella, kahden metrin syvyydellä. Mitoitustilanne on esitetty kuvassa 4.2.



Kuva 4.2. Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.

Laskentaesimerkin 2 maa koostuu 2 metrin täyttökerroksesta, 7 metrin pehmeästä savikerroksesta ja metrin moreenikerroksesta. Vertailulaskelmissa maan lujuutta muutetaan ainoastaan saven suljetun leikkauslujuuden osalta. Suljetun leikkauslujuuden ominaisarvona käytetään syvyyden mukaan kasvavaa  $s_u=7,0+1,2/m$  kPa ( $\approx 0,2\sigma'$ ). Variaatiokertoimeksi on valittu suljetulle leikkauslujuudelle tyypillinen  $COV=0,2$  (Phoon et al (1995,1999)). Pienennetyt suljetun leikkauslujuuden arvot on valittu kuten laskentaesimerkissä 1, yhden ja kahden hajonnan päässä ominaisarvosta. Vertailulaskelmissa käytetyt suljetut leikkauslujuudet savikerrokselle on esitetty taulukossa 4.7. Muut materiaaliparametrit valittiin kokemukseräisesti.

Taulukko 4.7. Saven varioitu suljettu leikkauslujuus laskentaesimerkin 2 tapauksessa.

$s_u$ [kPa]		
ominaisarvo	$-\sigma$	$-2\sigma$
$7,0+1,2/m$	$5,6+1,0/m$	$4,2+0,7/m$

Tukiseinä ulottuu kalliopintaan asti, joten lyöntisyvyyttä ei tarvitse laskea. Näin ollen kaikki varmuus mitä laskentaan tulee, on peräisin mitoitusmenetelmien sisältämistä osavarmuuslukuista. Tällöin verrattaessa murtorajatilan rasituksia käyttörajatilaan, kertoo näiden suhde rasitukseen liittyvän kokonaisvarmuuden (ULS/SLS).



Laskentaesimerkille 2 suoritettiin edellisen laskentaesimerkin tapaan yksi murtorajatilamitoitus ja kolme käyttörajatilamitoitusta. Laskennasta saadut mitoitus tulokset on esitetty taulukoissa 4.8–4.12. Käyttörajatilamitoitus on kaikille mitoitusmenetelmille sama, koska tukiseinän dimensiot ovat määrättyt.

Mallikertoimenä taivutusmomentille ja juuripultille käytetään arvoa 1,35. Koevetovoiman arvo on määritetty kertomalla laskettu ankkurirasitus kertoimella 1,25 (väliaikainen tuenta).

**Taulukko 4.8.** Taivutusmomenttien [kNm] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 2 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella rasitukseen liittyvä varmuus.

Mitoitusmenetelmä	Taivutusmomentit [kNm]			
	ULS 7,0+1,2/m	SLS 7,0+1,2/m	SLS 5,6+1,0/m/m	SLS 4,2+0,7/m
DA1-1	805,1	581,3	616,9	666,1
DA1-2	682,0	581,3	616,9	666,1
DA2 (Eurokoodi)	805,1	581,3	616,9	666,1
DA2 (FIN) 6.10a	685,6	581,3	616,9	666,1
6.10b	695,5	581,3	616,9	666,1
mallikerroin 6.10a	925,6	581,3	616,9	666,1
huomioitu 6.10b	939,0	581,3	616,9	666,1
DA3	682,0	581,3	616,9	666,1

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilalla välillä		
	ULS 7 / SLS 7	ULS 7 / SLS 5,6	ULS 7 / SLS 4,2
DA1-1	1,38	1,30	1,21
DA1-2	1,17	1,11	1,02
DA2 (Eurokoodi)	1,38	1,30	1,21
DA2 (FIN) 6.10a	1,18	1,11	1,03
6.10b	1,20	1,13	1,04
mallikerroin 6.10a	1,59	1,50	1,39
huomioitu 6.10b	1,62	1,52	1,41
DA3	1,17	1,11	1,02

**Taulukko 4.9.** Tukivoimien 1 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 2 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella rasitukseen liittyvä varmuus.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 1 [kN]			
	ULS 7,0+1,2/m	SLS 7,0+1,2/m	SLS 5,6+1,0/m/m	SLS 4,2+0,7/m
DA1-1	988,9	712,4	789,4	890,9
DA1-2	933,1	712,4	789,4	890,9
DA2 (Eurokoodi)	988,9	712,4	789,4	890,9
DA2 (FIN) 6.10a	757,7	712,4	789,4	890,9
6.10b	876,3	712,4	789,4	890,9
koevetovoima 6.10a	947,2	712,4	789,4	890,9
6.10b	1095,4	712,4	789,4	890,9
DA3	933,1	712,4	789,4	890,9

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilalla välillä		
	ULS 7 / SLS 7	ULS 7 / SLS 5,6	ULS 7 / SLS 4,2
DA1-1	1,39	1,25	1,11
DA1-2	1,31	1,18	1,05
DA2 (Eurokoodi)	1,39	1,25	1,11
DA2 (FIN) 6.10a	1,06	0,96	0,85
6.10b	1,23	1,11	0,98
koevetovoima 6.10a	1,33	1,20	1,06
6.10b	1,54	1,39	1,23
DA3	1,31	1,18	1,05

Taulukko 4.10. Tukivoimien 2 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 2 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella rasitukseen liittyvä varmuus.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 2 [kN]			
	ULS 7,0+1,2/m	SLS 7,0+1,2/m	SLS 5,6+1,0/m/m	SLS 4,2+0,7/m
DA1-1	986,2	722,0	733,7	734,4
DA1-2	743,2	722,0	733,7	734,4
DA2 (Eurokoodi)	986,2	722,0	733,7	734,4
DA2 (FIN) 6.10a	917,6	722,0	733,7	734,4
6.10b	845,5	722,0	733,7	734,4
koevetovoima 6.10a	1147,0	722,0	733,7	734,4
6.10b	1056,9	722,0	733,7	734,4
DA3	743,2	722,0	733,7	734,4

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 7 / SLS 7	ULS 7 / SLS 5,6	ULS 7 / SLS 4,2
DA1-1	1,37	1,34	1,34
DA1-2	1,03	1,01	1,01
DA2 (Eurokoodi)	1,37	1,34	1,34
DA2 (FIN) 6.10a	1,27	1,25	1,25
6.10b	1,17	1,15	1,15
koevetovoima 6.10a	1,59	1,56	1,56
6.10b	1,46	1,44	1,44
DA3	1,03	1,01	1,01

Taulukko 4.11. Tukivoimien 3 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 2 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella rasitukseen liittyvä varmuus.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 3 [kN]			
	ULS 7,0+1,2/m	SLS 7,0+1,2/m	SLS 5,6+1,0/m/m	SLS 4,2+0,7/m
DA1-1	812,1	607,4	607,9	606,6
DA1-2	603,2	607,4	607,9	606,6
DA2 (Eurokoodi)	812,1	607,4	607,9	606,6
DA2 (FIN) 6.10a	819,0	607,4	607,9	606,6
6.10b	701,1	607,4	607,9	606,6
koevetovoima 6.10a	1023,8	607,4	607,9	606,6
6.10b	876,4	607,4	607,9	606,6
DA3	603,2	607,4	607,9	606,6

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 7 / SLS 7	ULS 7 / SLS 5,6	ULS 7 / SLS 4,2
DA1-1	1,34	1,34	1,34
DA1-2	0,99	0,99	0,99
DA2 (Eurokoodi)	1,34	1,34	1,34
DA2 (FIN) 6.10a	1,35	1,35	1,35
6.10b	1,15	1,15	1,16
koevetovoima 6.10a	1,69	1,68	1,69
6.10b	1,44	1,44	1,44
DA3	0,99	0,99	0,99

Taulukko 4.12. Juuripultin leikkausvoimien [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 2 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella rasiin liittyvä varmuus.

Mitoitusmenetelmä	Leikkausvoima [kN]			
	ULS 7,0+1,2/m	SLS 7,0+1,2/m	SLS 5,6+1,0/m/m	SLS 4,2+0,7/m
DA1-1	368,8	276,8	287,5	303,3
DA1-2	314,7	276,8	287,5	303,3
DA2 (Eurokoodi)	368,8	276,8	287,5	303,3
DA2 (FIN) 6.10a	330,8	276,8	287,5	303,3
6.10b	328,5	276,8	287,5	303,3
mallikerroin 6.10a	446,6	276,8	287,5	303,3
huomioitu 6.10b	443,4	276,8	287,5	303,3
DA3	314,7	276,8	287,5	303,3

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 7 / SLS 7	ULS 7 / SLS 5,6	ULS 7 / SLS 4,2
DA1-1	1,33	1,28	1,22
DA1-2	1,14	1,09	1,04
DA2 (Eurokoodi)	1,33	1,28	1,22
DA2 (FIN) 6.10a	1,20	1,15	1,09
6.10b	1,19	1,14	1,08
mallikerroin 6.10a	1,61	1,55	1,47
huomioitu 6.10b	1,60	1,54	1,46
DA3	1,14	1,09	1,04

Tarkasteltaessa taulukoita 4.8–4.12, voidaan tehdä seuraavanlaisia huomioita:

1. Mitoitusmenetelmä DA3 tuottaa pienimmän kokonaisvarmuuden rasiin osalta.
2. Suomen kansallisen liitteen mukaisten kuormitusyhdistelmien 6.10a ja 6.10b käyttäminen johtaa myös pieniin varmuuksiin.
3. Mallikertoimilla nykykäytännön mukaista alhaista varmuutta voidaan parantaa.
4. Maan kestävyys osavarmuusluku on laskentaesimerkin 2 kaltaisella kaivannolle hyödytön.

Mitoitusmenetelmässä DA3 osavarmuudet kohdennetaan maan lujuteen. Koska maan lujuus on laskentaesimerkin 2 tapauksessa pieni, on myös siihen kohdistettavien osavarmuuslukujen merkitys pieni. Myös muuttuvalle kuormalle asetettavan osavarmuusluvun merkitys on pieni, koska muuttuvan kuorman suhteellinen osuus tukiseinää rasittavasta kokonaiskuormasta on pieni, n. 10–15%. Muita osavarmuuksia laskentaan ei tule, jolloin edellä mainittujen osavarmuuslukujen yhteisvaikutus jää pieneksi. Kuten rasiin arvoista nähdään, antaa mitoitusmenetelmä n. 100 kNm pienemmän taivutusmomenttirasiin ja n. 200 kN pienemmät tukivoimien rasiin, kuin mitoitusmenetelmät DA1 ja DA2 (Eurokoodi). Kokonaisvarmuuksia katsottaessa ollaan pääsääntöisesti välillä 0,99–1,18, kun taas mitoitusmenetelmillä DA1 ja DA2 ollaan välillä 1,33–1,39. Poikkeuksena on tukitaso 1, jossa mitoitusmenetelmällä DA3 saavutetaan varmuus 1,31. Tämä johtuu luultavasti voimien erilaisesta jakautumisesta täyttömaakerroksessa, jonka kitkakulmaa pienennettiin murtorajatilaa laskettaessa osavarmuusluvulla. Tukitasoilla 2 ja 3 varmuus jää alle ykköseen, sillä maanpainekuvaaja katsottaessa vedenpaine nousee määrääväksi ”maanpaineeksi” näillä syvyyksillä. Tällöin ”maanpaineen” ero murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä on käytännössä olematon.

Mitoitusmenetelmä DA1-2 on mitoitusmenetelmän DA3 kanssa identtinen, koska rakenteellisia kuormia ei ole läsnä. Mitoitusmenetelmä DA1 suoriutuu mitoituksesta hyvin, vaikka 1,3–1,4 varmuuksia voidaan pitää pieninä verrattaessa aikaisempaan mitoituskäytäntöön. Mitoitusmenetelmän DA1 parempi suoriutuminen perustuu sen käyttämään kahteen osavarmuuslukukombinaatioon. Mitoitusmenetelmän DA3 kanssa samoista syistä kombinaatiolla 2 ei ole laskentaesimerkin 2 tapauksessa merkitystä. Mitoitusrasitukset ja edelleen kokonaisvarmuudet jäävät pieniksi. Lisäksi tukiseinän dimensiot ovat ennalta määräytyt (esim. lyöntisyvyys). Sen sijaan kombinaatiolla 1 saavutetaan edellä esitetyn kaltaisia varmuuksia, ja näin ollen suurempia mitoitusrasituksia. Laskentaesimerkin 2 tapauksessa kombinaatio 1 tulee määrääväksi.

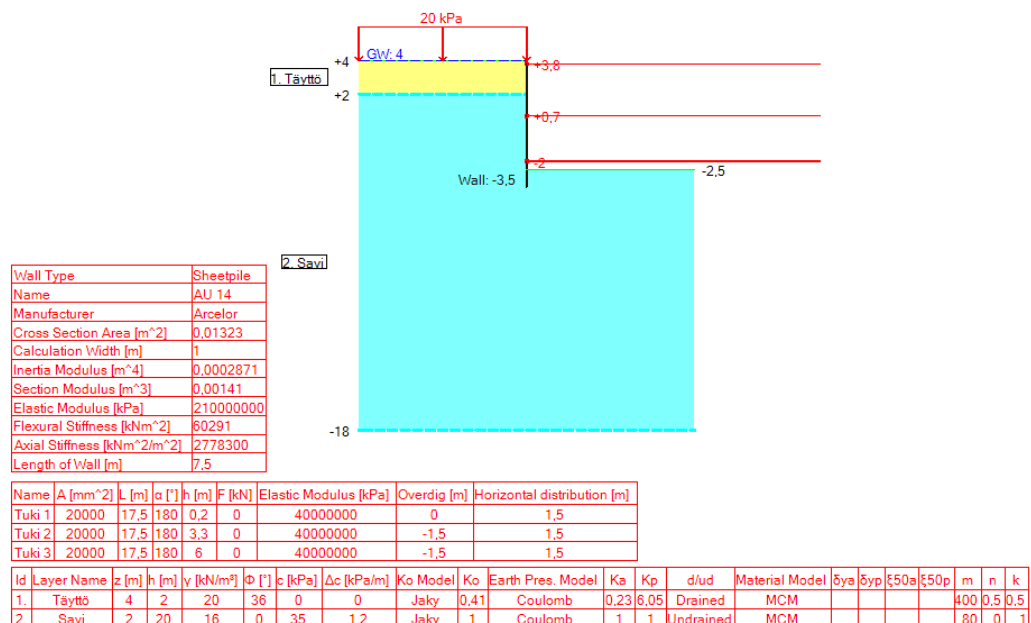
Mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) tulokset ovat identtisiä verrattaessa mitoitusmenetelmään DA1 kombinaatio 1. Tämä johtuu siitä, että kaikki varmuus lasketaan tulee kummankin mitoitusmenetelmän käyttämästä kuormitusyhdistelystä 6.10. Nyt tukiseinän passiivipuolella ei ole maata, jolloin maan kestävyysasetettavalla osavarmuusluvulla ei ole mitään merkitystä. Sama pätee luonnollisesti myös Suomessa käytettävälle modifioidulle mitoitusmenetelmälle DA2. Sen sijaan mitoitus tulosten puolesta Suomessa käytettävä DA2 poikkeaa Eurokoodin suositusarvoilla käytettävästä mitoitusmenetelmästä DA2. Mitoitusmenetelmällä DA2 (FIN) lasketut mitoitusrasitukset olivat varsinkin taivutusmomentin ja tukivoiman 1 osalta pieniä, jotka johtivat pieniin varmuuslukuihin. Tämä johtuu käytettävästä kahden kuormitusyhdistelmän 6.10a ja 6.10b kombinaatiosta. Koska muuttuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta on 10–15%, ollaan laskentaesimerkin 2 tapauksessa juuri kuvan 3.18 osoittamassa ”varmuuskuopassa”. Tulostaulukoita katsomalla huomataan, että rasitusten kokonaisvarmuudet ovat useasti lähellä 1,2 varmuutta. Poikkeukset tukitasoilla 2 ja 3 johtuvat jo aiemmin mainitusta vedenpaineesta, joka tulee määräävämmäksi syvyyden kasvaessa. Tällöin esimerkiksi tukitasolla 3 varmuus tulee kuormien vaikutuksille kohdennettavasta pysyvän kuorman osavarmuusluvusta, kun ”maanpaineet” ovat murto- ja käyttörajatilassa samat.

Edellä mainittu 1,2 varmuus tuntuu pieneltä verrattaessa aikaisempaan kokonaisvarmuuteen perustuvaan mitoitukseen, jossa tilapäiselle tukiseinärakenteelle vaadittiin  $F=1,5$  ja pysyvälle rakenteelle  $F=1,8$  kokonaisvarmuus Tästä syystä mitoitukseen on tuotu mukaan mallikertoimet, joiden avulla alhaista varmuutta voidaan korottaa. Mallikertoimien suuruus on 1,15 tilapäiselle ja 1,35 pysyvälle rakenteelle. Laskentaesimerkin 2 tapauksessa mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mitoitusrasituksia on korotettu pysyvän rakenteen mukaisella mallikertoimella. Tällöin tukiseinälle tulevien rasitusten varmuudet saadaan nostettua taulukoiden 4.8–4.12 perusteella välille 1,61–1,82, jolloin ollaan lähellä vanhan käytännön mukaisia kokonaisvarmuuksia.

Maan lujuuden variointi ei aiheuttanut ongelmatilanteita laskentaesimerkin 2 tapaukselle. Jokainen mitoitusmenetelmä pystyi käytännössä ottamaan huomioon maan lujuuden pienenemisestä johtuvat lisäykset tukiseinää kuormittaviin rasituksiin. Kokonaisvarmuudet olivat käytännössä aina yli 1,0 (poikkeuksena DA3). Suurimman kokonaisvarmuuden rasituksille tuotti mitoitusmenetelmä DA2 (FIN), mikäli mallikertoimet otettiin huomioon. Ilman mallikertoimia mitoitusmenetelmät DA2 (Eurokoodi) ja DA1 kombinaatio 1 tuottivat suurimmat kokonaisvarmuudet, kun taas DA2 (FIN) suoriutui verrattain huonommin, johtuen kuormitusyhdistelyistä 6.10a ja 6.10b. Mitoitusmenetelmä DA3 soveltui laskentaesimerkin 2 tapaukselle huonoiten.

## 4.3 Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina)

Kolmanneksi laskentaesimerkiksi haluttiin valita tilanne, jossa paksuun savikerrokseen rakennettavan kaivannon tukiseinäpontit jätetään lyömättä kovaan pohjaan. Tällaiseksi esimerkiksi valikoitui Turussa vuonna 2006 valmistunut Hotelli Marinan kaivanto, jonka tarkoituksena on toteuttaa Hotelli Marina Palacen alapuolelle kaksikerroksinen pysäköintitila. Kaivannossa käytettävä teräsponttiseinä jää osaksi pysyvää rakennetta. Kaivanto on 6,5 metriä syvä ja se tuetaan kolmelta tasolta paikallavaletuilla teräsbetoni-laatoilla (välipohjat). Tukiseinä on alapäästään vapaasti tuettu. Tukiseinää kuormittaa 20 kPa:n muuttuva kuorma. Pohjavedenpinta voidaan olettaa olevan lähellä maanpintaa. Laskentaesimerkin 3 kaivanto on esitetty kuvassa 4.3.



Kuva 4.3. Hotelli Marinan kaivanto.

Pohjaolosuhteet ovat tyypilliset Turun seudulle, jossa maaperä koostuu pääsääntöisesti paksusta savikerroksesta. Esimerkin tapauksessa savikerroksen paksuus vaihtelee 20 metristä 50 metriin, jonka jälkeen on noin parin metrin kerros moreenia ennen kallionpintaa. Laskentamallissa savikerroksen paksuus on rajoitettu 20 metriin. Savi-kerroksen päällä on kaksi metriä paksu täyttömaakerros.

Laskentaesimerkin 3 variointi kohdistuu edellisen esimerkin tapaan ainoastaan saven suljettuun leikkauslujuuteen. Nyt saven suljetun leikkauslujuuden ominaisarvoksi on valittu todellisen kohteen tietojen perusteella  $s_u=35,0+1,2/m$  kPa, eli kyseessä on suhteellisen jäykkä savikerros. Variaatiokertoimena käytetään savelle tyypillistä  $COV=0,2$  (Phoon et al (1995,1999)), jolloin varioituiksi maan lujuuksiksi saadaan edellisten laskentaesimerkkien tapaan ( $-\sigma$  ja  $-2\sigma$ ) taulukon 4.13 arvot.

Taulukko 4.13. Saven varioitu suljettu leikkauslujuus laskentaesimerkin 3 tapauksessa.

$s_u$ [kPa]		
ominaisarvo	$-\sigma$	$-2\sigma$
35+1,2/m	28+1,0/m	21+0,7/m

Tukiseinän lyöntisyvyys laskettiin RIL 263 – 2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti pohjan vakavuuden suhteen (monelta tasolta tuettu tukiseinä). Pohjan vakavuus lasketaan kantavuustarkasteluna eli sen on täytettävä kaavan (4.1) ehto:

$$V_d < R_d \quad (4.1)$$

$V_d$  = mitoituskuorma  
 $R_d$  = mitoituskestävyys

Tukiseinän lyöntisyvyys määritettiin parametrin ODF (over design factor) avulla. Tukiseinän ollessa jäykkä, lasketaan lyöntisyvyys asettamalla ODF arvoon 1, ja määrittämällä termi  $z_T$  kaavasta (4.2).

$$ODF = \frac{(N_c s_{ub} + 2s_{uT} \frac{z_T}{B_{cr}})}{\gamma_R (\gamma_G q_{maa} + \gamma_Q q - \gamma_G s_{tb} p)} \quad (4.2)$$

$N_c$  = kantavuuskerroin, joka katsotaan kuvasta 4.20  
 $s_{ub}$  = keskimääräinen suljettu leikkauslujuus pontin alapään alapuolisella murtopinnalla [kPa]  
 $s_{uT}$  = keskimääräinen leikkauslujuus kaivannon pohjan ja seinän alaosan välissä [kPa]  
 $q_{maa}$  = kokonaisjännitys kaivannon pohjalla  $\sum \gamma_i z_i$  [kPa]  
 $\gamma_i$  = maakerroksen tilavuuspaino [kN/m<sup>3</sup>]  
 $z_i$  = maakerroksen paksuus [m]  
 $q$  = muuttuva kuorma tuettavalla puolella [kPa]  
 $p$  = mahdollinen pysyvä kuorma kaivannon pohjalla [kPa]  
 $\gamma_R$  = maan kestävyuden osavarmuusluku  
 $\gamma_{G,dst}$  = epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku  
 $\gamma_{G,stab}$  = edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku  
 $\gamma_{Q,dst}$  = epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku  
 $\sigma_{ha}$  = keskimääräinen maanpaine alimman tukitason ja kaivannon pohjan välillä

Lyöntisyvyys laskettiin jokaisella mitoitusmenetelmällä. Johtuen saven suljetun leikkauslujuuden suuruudesta, kaavalla (4.2) mitoitettuna tukiseinää ei ole tarpeellista upottaa maahan. Jokaiselle mitoitusmenetelmälle riittää, että tukiseinän pituus on kaivannon syvyyden mittainen. Koska käytännössä tukiseinä tulee aina lyödä maahan, valittiin tukiseinän lyöntisyvyudeksi jokaiselle mitoitusmenetelmälle yksi (1) metri. Tällöin tukiseinän pituudeksi muodostui 7,5 metriä. Kaivanto-ohje ei ohjeista kuinka tällaisessa tilanteessa tulisi toimia (esim. minimilyöntisyvyys). Tarkemmin asiaa on pohdittu Mika Knuutin diplomityössä.

Lyöntisyvyyden määrittämisen jälkeen laskentaesimerkille 3 suoritettiin murtorajatilatarkastelu sekä kolme käyttörajatilatarkastelua. Mitoitustulokset tukivoimien ja taivutusmomentin osalta on esitetty taulukoissa 4.14–4.17.

Taulukko 4.14. Taivutusmomenttien [kNm] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 3 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella varmuus verrattaessa murtorajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen

Mitoitusmenetelmä	Taivutusmomentti [kNm]			
	ULS 35+1,2m	ULS 35+1,2m	SLS 28+1,0m	SLS 21+0,7m
DA1-1	65,7	47,7	52,8	165,6
DA1-2	146,5	47,7	52,8	165,6
DA2 (Eurokoodi)	65,7	47,7	52,8	165,6
DA2 (FIN) 6.10a	58,2	47,7	52,8	165,6
6.10b	58,0	47,7	52,8	165,6
mallikerroin 6.10a	78,6	47,7	52,8	165,6
huomioitu 6.10b	78,3	47,7	52,8	165,6
DA3	146,5	47,7	52,8	165,6

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 35 / SLS 35	ULS 35 / SLS 28	ULS 35 / SLS 21
DA1-1	1,38	1,24	0,40
DA1-2	3,07	2,78	0,88
DA2 (Eurokoodi)	1,38	1,24	0,40
DA2 (FIN) 6.10a	1,22	1,10	0,35
6.10b	1,22	1,10	0,35
mallikerroin 6.10a	1,65	1,49	0,47
huomioitu 6.10b	1,64	1,48	0,47
DA3	3,07	2,78	0,88

Taulukko 4.15. Tukivoimien 1 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 3 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella varmuus verrattaessa murtorajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 1 [kN]			
	ULS 35+1,2m	ULS 35+1,2m	SLS 28+1,0m	SLS 21+0,7m
DA1-1	81,5	58,8	59,3	57,0
DA1-2	63,1	58,8	59,3	57,0
DA2 (Eurokoodi)	81,5	58,8	59,3	57,0
DA2 (FIN) 6.10a	57,4	58,8	59,3	57,0
6.10b	72,9	58,8	59,3	57,0
mallikerroin 6.10a	77,5	58,8	59,3	57,0
huomioitu 6.10b	98,4	58,8	59,3	57,0
DA3	63,1	58,8	59,3	57,0

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 35 / SLS 35	ULS 35 / SLS 28	ULS 35 / SLS 21
DA1-1	1,39	1,38	1,43
DA1-2	1,07	1,07	1,11
DA2 (Eurokoodi)	1,39	1,38	1,43
DA2 (FIN) 6.10a	0,98	0,97	1,01
6.10b	1,24	1,23	1,28
mallikerroin 6.10a	1,32	1,31	1,36
huomioitu 6.10b	1,32	1,31	1,36
DA3	1,07	1,07	1,11

Taulukko 4.16. Tukivoimien 2 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 3 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella varmuus verrattaessa murtorajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 2 [kN]			
	ULS 35+1,2m	ULS 35+1,2m	SLS 28+1,0m	SLS 21+0,7m
DA1-1	286,8	209,1	219,0	321,0
DA1-2	313,7	209,1	219,0	321,0
DA2 (Eurokoodi)	286,8	209,1	219,0	321,0
DA2 (FIN) 6.10a	239,2	209,1	219,0	321,0
6.10b	252,0	209,1	219,0	321,0
mallikerroin 6.10a	323,0	209,1	219,0	321,0
huomioitu 6.10b	340,1	209,1	219,0	321,0
DA3	313,7	209,1	219,0	321,0

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 35 / SLS 35	ULS 35 / SLS 28	ULS 35 / SLS 21
DA1-1	1,37	1,31	0,89
DA1-2	1,50	1,43	0,98
DA2 (Eurokoodi)	1,37	1,31	0,89
DA2 (FIN) 6.10a	1,14	1,09	0,75
6.10b	1,20	1,15	0,78
mallikerroin 6.10a	1,54	1,47	1,01
huomioitu 6.10b	1,54	1,47	1,01
DA3	1,50	1,43	0,98

Taulukko 4.17. Tukivoimien 3 [kN] arvot eri mitoitusmenetelmillä laskentaesimerkin 3 tukiseinälle. (ULS=murtorajatila, SLS=käyttörajatila, numeroarvo kertoo käytetyn  $s_u$ -arvon). Alapuolella varmuus verrattaessa murtorajatilamitoitusta käyttörajatilamitoitukseen.

Mitoitusmenetelmä	Tukivoima 3 [kN]			
	ULS 35+1,2m	ULS 35+1,2m	SLS 28+1,0m	SLS 21+0,7m
DA1-1	299,7	220,4	227,0	233,5
DA1-2	242,3	220,4	227,0	233,5
DA2 (Eurokoodi)	299,7	220,4	227,0	233,5
DA2 (FIN) 6.10a	274,4	220,4	227,0	233,5
6.10b	258,9	220,4	227,0	233,5
mallikerroin 6.10a	370,5	220,4	227,0	233,5
huomioitu 6.10b	349,5	220,4	227,0	233,5
DA3	242,3	220,4	227,0	233,5

Mitoitusmenetelmä	Varmuus F murtorajatilan ja käyttörajatilan välillä		
	ULS 35 / SLS 35	ULS 35 / SLS 28	ULS 35 / SLS 21
DA1-1	1,36	1,32	1,28
DA1-2	1,10	1,07	1,04
DA2 (Eurokoodi)	1,36	1,32	1,28
DA2 (FIN) 6.10a	1,25	1,21	1,18
6.10b	1,17	1,14	1,11
mallikerroin 6.10a	1,68	1,63	1,59
huomioitu 6.10b	1,68	1,63	1,59
DA3	1,10	1,07	1,04



Laskentaesimerkin 3 mitoitustuloksista voidaan tehdä kaksi tärkeää johtopäätöstä. Ensimmäiseksi, laskentaesimerkin 3 tapauksessa on tärkeää sijoittaa osavarmuusluvut sekä maan lujuuteen että kuormiin (tai niiden vaikutuksiin). Toiseksi mitoitusmenetelmä DA2 (FIN) antaa pienimmät mitoitusrasitukset, mikäli mallikertoimia ei käytetä.

Suurin ero on taivutusmomenteissa. Kohdennettaessa osavarmuusluku suoraan maan lujuusparametreihin mitoitusmenetelmien DA1-2 ja DA3 mukaisesti, saavutetaan tällöin yli kaksi kertaa suurempi mitoitusmomentin arvo, kuin muilla mitoitusmenetelmillä (DA1-2, DA3: 146,5 kNm; DA2 (Eurokoodi) 65,7 kNm). Tämä on merkittävää, mikäli maan lujuus on oletettua pienempi. Tällöin mitoitusmenetelmillä, joissa osavarmuudet kohdennetaan suoraan maan lujuuteen, voidaan maan lujuuden epävarmuus ottaa paremmin huomioon. Maan lujuuden ollessa pienimmässä arvossaan, murtorajatilamomenttien ero käyttörajatilamomentteihin ovat seuraavat:

DA1-2 ja DA3	n. -20 kNm (-12%)
DA1-1 ja DA2 (Eurokoodi)	n. -100 kNm (-60%)
DA2 (FIN) ilman mallikertoimia	n. -110 kNm (-65%)
DA2 (FIN) mallikertoimilla	n. -90kNm (-47%)

Kaikki mitoitusmomentit ovat pienempiä kuin käyttörajatilamomentit pienimmällä maan lujuuden arvolla, mutta erot siinä kuinka paljon, ovat suuret. Taivutusmomenttien lisäksi osavarmuuden kohdentaminen maan lujuuteen on tärkeää tukivoimien 2 osalta, jonka kohdalle taivutusmomentin maksimikohta osuu.

Taivutusmomenttien ja tukivoiman 2 osalta on edullista sijoittaa osavarmuudet suoraan maan lujuuteen, mutta tukitasoilla 1 ja 3 asia on päinvastoin. Taulukoiden 4.15 ja 4.17 perusteella voidaan sanoa, että osavarmuuden kohdentaminen kuormiin tai niiden vaikutukseen on määräävämpi. Edellä mainituista syistä mitoitusmenetelmää DA1 voidaan pitää soveltuneimpana laskentaesimerkin 3 tapaukselle sen kahden osavarmuuslukukombinaation johdosta. Kombinaatio 1, jossa osavarmuudet kohdennetaan kuormiin, on määräävämpi tukivoimien 1 ja 3 osalta, kun taas kombinaatio 2, jossa osavarmuudet kohdennetaan maan lujuuteen, on määräävämpi taivutusmomentin ja tukivoiman 2 osalta. Mitoitusmenetelmässä DA3 kuormiin ei kohdisteta osavarmuuslukuja, joten mitoitusrasitukset tukivoimien 1 ja 3 osalta jäävät pieniksi, eikä tämä mitoitusmenetelmä ole kovin hyvä laskentaesimerkin 3 tapauksessa.

Mitoitusmenetelmä DA2 (FIN) tuottaa pienimmät mitoitusrasitukset, joten kuormitusyhdistelmien 6.10a ja 6.10b soveltuvuudesta tukiseinien mitoitukseen voidaan keskustella. Lisäksi on huomattava, että laskentaesimerkin 3 tapauksessa, jossa maan lujuus on suuri, edes mallikertoimet eivät pysty huomioimaan siihen liittyvää epävarmuutta samalla tavalla kuin suoraan maan lujuusparametreihin kohdennettavat osavarmuusluvut. Laskentaesimerkin 3 tapauksessa mallikertoimella (pysyvä 1,35) korotettu taivutusmomentti on 78,6 kNm. Tämä on noin puolet pienempi kuin mitoitusmenetelmällä DA1-2 laskettu mitoitusmomentti 146,5 kNm.

Laskentaesimerkin 3 tapauksessa luotettavin mitoitustulos saavutettiin mitoitusmenetelmällä DA1. Laskentaesimerkin 3 tukiseinätilanteessa on tärkeää, että osavarmuudet kohdennetaan sekä maan lujuuteen, että kuormiin tai niiden vaikutuksiin. Mitoitusmenetelmä DA3 suoriutuu hyvin taivutusmomentin ja tukivoiman 2 osalta, mutta ”varmuudet” tukitasoilla 1 ja 3 jäävät pieniksi. Mitoitusmenetelmä DA2 (FIN) suoriutuu mitoituksesta heikoiten, johtuen osavarmuuksien kohdentamisesta ainoastaan

kuormille tai niiden vaikutuksille. Suurin syy on kahden kuormitusyhdistelmän 6.10a ja 6.10b käyttäminen, jolloin kyseinen mitoitusmenetelmä tuottaa pienempiä mitoitusrasituksia kuin mitoitusmenetelmä DA2 (Eurokoodi), jossa käytetään Eurokoodin suositusarvojen mukaista kuormitusyhdistelmää 6.10.

## 5 Suositukset varmuuden kohdentamisesta tukiseinien mitoituksessa

Kuten eurooppalainen nykykäytäntö EN 1997-1 soveltamisesta osoittaa, voidaan varmuus kohdentaa usealla eri tavalla mitoittaessa tukiseiniä. Tehdyssä selvityksessä on käyty läpi EN 1997-1 esitetyt mitoitusapoja, sekä arvioitu niiden hyviä ja huonoja puolia. Näiden pohjalta on luotu eri vaihtoehtoja, joissa on pyritty korjaamaan havaittuja ongelmia. Vaihtoehdot pohjautuvat suoraan EN 1997-1 mitoitusapoihin, mutta esitetyt osavarmuusluvut eivät ole EN 1997-1 mukaisia suositusarvoja. Lopuksi on esitetty suositus siitä, mikä menetelmä on kirjoittajien mielestä paras. Suosituksen perusteena on millä tavalla saadaan mahdollisimman tasainen luotettavuustaso eri tilanteissa. Tämän lisäksi on pyritty mahdollisimman selkeään mitoitusapaan.

### Vaihtoehto 1 (VE1), nykykäytäntö

Tehty selvitys osoitti, että nykykäytännöllä, jossa on mukana mallikertoimet, saavutetaan yleensä riittävä varmuustaso. Suurilla kitkakulman arvoilla tulee kuitenkin kiinnittää erityistä huomiota lyöntisyvyyden laskentaan. Nykyinen mitoitusapa ei ole selkeä. Mitoituksessa vaaditaan kahden kuormayhdistelmän tarkistaminen, mutta nämä eivät lisää mitoituksen luotettavuutta tai kuvaa siihen liittyviä epävarmuuksia todenmukaisesti. Yhtälön 6.10 b) pysyvän kuorman osavarmuusluku 1,15 ei kuvaa maanpaineeseen liittyvää epävarmuutta kattavasti. Mallikerroinmenetelmää ei myöskään voida pitää selkeänä, koska mallikerrointa ei kohdenneta kaikkien rakenteiden rasituksiin. Lyhyesti sanottuna, näin tehtynä mitoitus on jonkin verran työläs ja sekava, ilman, että useammasta murtorajatilatarkastelusta saavutettaisiin hyötyä. Nykykäytäntö voidaan hieman yksinkertaistaen esittää seuraavana kahtena mitoitusyhdistelyinä:

DA2 6.10 a):  $\gamma_G = 1,35$   $K_{FI}$ ,  $\gamma_Q = 0$ ,  $\gamma_R = 1,5$  ( $\gamma_M = 1,0$ ), mallikertoimet  $m_{pysyvä} = 1,35$  ja  $m_{työnaikainen} = 1,15$

DA2 6.10b):  $\gamma_G = 1,15$   $K_{FI}$ ,  $\gamma_Q = 1,5$ ,  $\gamma_R = 1,5$  ( $\gamma_M = 1,0$ ), mallikertoimet  $m_{pysyvä} = 1,35$  ja  $m_{työnaikainen} = 1,15$

Lisäksi tarvitaan erillinen käyttörajatilamitoitus.

### Vaihtoehto 2 (VE2), DA2 ja kuormayhdistelykaava 6.10

Mikäli mitoitusmenetelmänä halutaan säilyttää DA2, yksinkertainen parannus olisi käyttää kuormayhdistelykaavaa 6.10. Sen mukaiset suositusosavarmuusluvut ovat  $\gamma_G = 1,35$  ja  $\gamma_Q = 1,5$ . Tukiseinien mitoituksessa kuormana on aktiivimaanpaine. Sen epävarmuus riippuu paitsi mahdollisen ulkoisen kuorman epävarmuudesta, myös maan tilavuuspainon, maan lujuuden, siitä määritetyn maanpaine kertoimen ja laskentamallin (mm. maanpaineen mobilisoituminen) epävarmuuksista. Yleisesti muuttuvia kuormia ajateltaessa on kyseenalaista, voidaanko perustellusti sanoa, että muuttuvasta kuormasta aiheutuvaan maanpaineeseen liittyy suurempi epävarmuus kuin pysyvistä kuormista aiheutuvaan. Esimerkiksi ajoneuvokuormille tämä toteutuu, mutta kyseessä on vain yksi kuormatyyppi. Erisuuruiset osavarmuusluvut hankaloittavat myös mitoitusta. Tämän vaihtoehdon osalta tulisi harkita voitaisiinko pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle käyttää samaa osavarmuuslukua. Mikäli päädytään VE2, tulee myös kestävyys osavarmuuslukua ja esijännitettyjen ankkureiden osavarmuus-

lukua muuttaa. Ehdotus voisi olla esimerkiksi  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,4 K_{FI}$ , jolloin kestävyys osavarmuusluku voisi olla  $\gamma_R = 1,3$ . Esijännitettyjen ankkureiden osavarmuusluvut ovat nykyisellään etenkin pysyvien ankkureiden osalta kirjoittajien mielestä liian korkeat, mistä aiheutuu käytännön ongelmia mitoitukseen. Tätä asiaa on pohdittu erikseen esijännitettyjä ankkureita koskevassa luvussa. VE2 sisältäisi täten yhden murto-rajatilatarkastelun, joka hieman yksinkertaistaen voidaan esittää muodossa:

DA2:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,4 K_{FI}, \gamma_R = 1,3 (\gamma_M = 1,0)$ .

Lisäksi tarvitaan erillinen käyttörajatilamitoitus. Monessa tapauksessa käyttörajatilamitoituksesta saataisiin suoraan mitoitusarvot kertomalla käyttörajatilan rasitukset ehdotetulla kuormien osavarmuusluvulla  $1,4 K_{FI}$  (kuormien osavarmuusluvut kuormien vaikutuksille).

### Vaihtoehto 3 (VE3), DA1 ja kuormayhdistelykaava 6.10

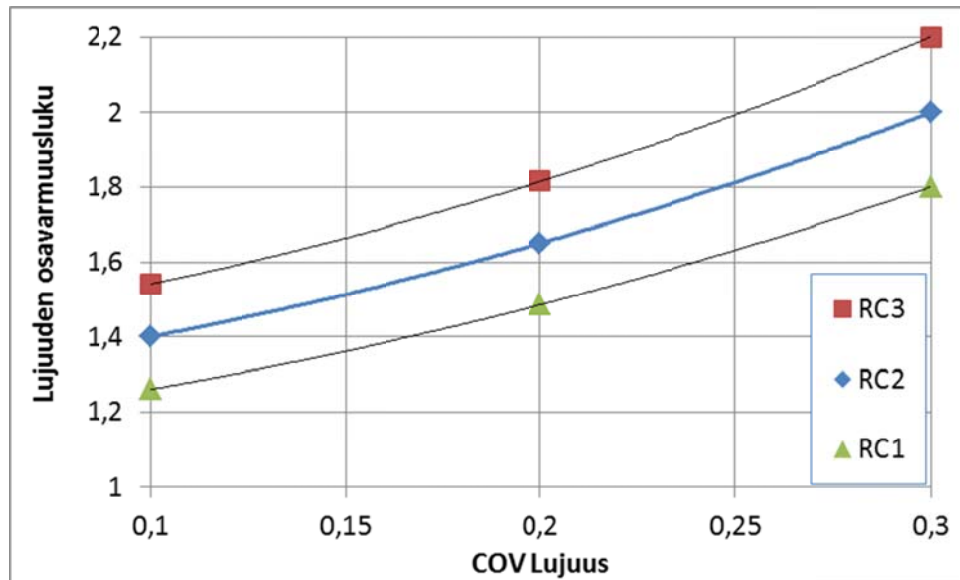
Tehdyn selvityksen mukaan mitoitusmenetelmä DA1 ottaa parhaiten huomioon erilaiset mitoitusolot ja johtaa tasaisimpaan varmuustasoon. Mitoitusmenetelmän etuna on, että siinä tarkastellaan erikseen kuormaan ja maan lujuuteen liittyvät epävarmuudet. Mitoitusmenetelmän DA1 suositus kuormayhdistelykaava on 6.10, missä tulisi myös selkeyden vuoksi pitäytyä. Sen mukaisia kuorman suositus osavarmuuslukuja tulisi kuitenkin harkita muutettavan samoilla perusteilla kuin mitä on edellä esitetty vaihtoehdon 2 osalta. Koska mitoitusyhdistelyssä DA1-1 varmuus kohdennetaan vain kuormiin, eikä lainkaan kestävyyskuten mitoitusolosuhteissa DA2, tulisi kuormien osavarmuusluvut olla tätä suurempia. Ehdotus näiden osalta on  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,5 K_{FI}$ . Mitoitusyhdistelyssä DA1-2 varmuus kohdennetaan pääosin maan lujuuteen, mutta (suositusarvoissa) myös muuttuvaan kuormaan. On kuitenkin epäloogista kasvattaa varmuutta jos kaivannon vierellä on esim. nosturiauto, mutta jättää kasvattamatta sitä jos kaivanto sijaitsee vanhan rakennuksen vieressä. Tästä syystä ehdotamme, että mitoitusyhdistelyssä DA1-2 varmuus kohdennettaisiin vain maan lujuuteen. Jotta seuraamusluokat tulisi otettua huomioon, tulisi lujuuden osavarmuuskerroin kohdentaa myös luotettavuusluokasta riippuva kerroin  $K_{MI}$ . Maan osavarmuusluvut voidaan antaa joko kiinteästi, tai ne voidaan sitoa maan lujuuden epävarmuuteen. Ensisijainen ehdotuksemme on, että lujuuden osavarmuusluku määritettäisiin yhtälöllä  $\gamma_M = f(COV_M)K_{MI}$ . Vaihtoehdon 3 mukainen mitoituskaava DA1 sisältäisi tällöin seuraavat kaksi mitoitusyhdistelyä;

DA1-1:  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,5 K_{FI}, (\gamma_M = \gamma_R = 1,0)$

DA1-2:  $\gamma_M = f(COV_M)K_{MI}, (\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_R = 1,0)$

missä lujuuden osavarmuusluku voitaisiin määrittää esimerkiksi kuvan 6.1 mukaisesti. Esitetyt osavarmuuslukujen arvot ovat suunta-antavia esimerkkiarvoja. Ei ole kuitenkaan realistista olettaa, että lujuuden hajonta voitaisiin luotettavasti määrittää yksittäisen kohteen pohjatutkimusten perusteella. Tämän vuoksi tulisi kansallisessa liitteessä määrittää käytettävät COV arvot eri tutkimusmenetelmille riippuen niiden tarkkuudesta ja tutkimusten laajuudesta. Jos esimerkiksi kitkakulma määritetään kolmiakselialikokeiden perusteella, voitaisiin osavarmuusluku ottaa arvoa  $COV = 0,1$  vastaavasti. Jos taas kitkakulman määrittäminen perustuisi kairauksiin, käytettäisiin tätä suurempaa COV arvoa. Suljetun leikkauslujuuden osalta voitaisiin käyttää koko vaihteluväliä. Jos lujuus määritettäisiin siipikairalla ilman suojaputkea, otettaisiin osavarmuusluku arvoa  $COV = 0,3$  vastaavasti. Jos arvo perustuisi alhaalta pyörivään ja mittavaan siipikairaankäyttöön sekä herkkään CPTU kairaankäyttöön voitaisiin osavarmuusluku ottaa

arvoa  $COV = 0,15-0,2$  vastaavasti. Jos tätä vielä täydennettäisiin suurilla häiriintymättömillä näytteillä (Block samples) ja tarkoilla laboratoriokokeilla, voitaisiin osavarmuusluku ottaa arvoa  $COV = 0,1$  vastaavasti. Tämänkaltainen käytäntö kannustaisi tekemään pohjatutkimukset mahdollisimman hyvin. Mikäli pohjatutkimukset tehtäisiin hyvin kattavasti, voitaisiin  $COV$  arvot mahdollisesti määrittää myös tapauskohtaisesti.



Kuva 6.1. Lujuuden hajonnasta ja kohteen luotettavuusluokasta riippuva lujuuden osavarmuusluku (arvot esimerkinomaisesti).

Lisäksi tarvitaan käyttörajatilamitoitus. Monessa tapauksessa käyttörajatilamitoituksesta saataisiin suoraan DA1-1 yhdistelmän mukaiset mitoitusarvot kertomalla kuormien osavarmuusluvulla  $1,5 K_{FI}$ .

#### Vaihtoehto 4 (VE4), DA3 ja kuormayhdistelykaava 6.10

Mitoitusmenetelmä DA3 on käytössä muissa pohjoismaissa tukiseinien mitoituksessa. Voisi olla perusteltua, että mitoitustavat olisivat mahdollisimman yhdenmukaisia pohjoismaissa. Selvityksen mukaan mitoitustapaan DA3 liittyy kuitenkin ongelma etenkin tilanteissa, missä lujuus on alhainen. Tällöin lujuuteen kohdennetulla varmuudella on vain pieni vaikutus lopputulokseen, eikä saavutettu varmuustaso ole välttämättä riittävä. Tämä puute voitaisiin korjata Tanskan kansallisen liitteen mukaisella yhdistelmällä 5, jossa varmuutta kohdennetaan enemmän myös rakennusmateriaalien lujuuteen. Tanskassa on kaiken kaikkiaan käytössä 5 tarkastettavaa yhdistelmää. Emme kuitenkaan suosittele näin usean mitoitusyhdistelmän mukaista mitoituskäytäntöä. Selkeämpi tapa olisi kohdistaa varmuus kahden mitoitusyhdistelmän avulla joko maan lujuuteen tai rakennusmateriaalin lujuuteen. Vaihtoehto 4 vaatisi ehdottomasti lisäselvitystä, mutta alustavasti se voidaan ajatella koostuvan seuraavista kahdesta mitoitusyhdistelmästä:

$$DA3-1: \gamma_{M_{maa}} = f(COV_{M_{maa}})K_{MI}, (\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_R = 1,0)$$

$$DA3-2: \gamma_{M_{rak.materiaali}} > 1,0K_{MI}, (\gamma_G = \gamma_Q = \gamma_R = \gamma_{M_{maa}} = 1,0)$$

Osavarmuusluku  $\gamma_{M_{maa}} = f(COV_{M_{maa}})K_{MI}$  voitaisiin ottaa kuten vaihtoehdossa 3 kuvan 6.1 mukaisesti. Osavarmuusluvuksi  $\gamma_{M_{rak.materiaali}}$  käytetään Tanskassa arvoa 1,2. Murtorajatilamitoituksen lisäksi tarvitaan erillinen käyttörajatilamitoitus. Monessa tapauksessa käyttörajatilamitoituksesta saataisiin suoraan DA3-2 yhdistelmän tulokset, johon kohdennettaisiin rakennusmateriaalin osavarmuusluvut.

### Suosittelava vaihtoehto

Edellä esitetyistä vaihtoehdoista kirjoittajat pitävät vaihtoehtoa 3 luotettavuuden kannalta kaikkein parhaimpana. Menetelmä on myös hyvin selkeä, ja huolimatta kahdesta murtorajatilatarkastelusta yleensä pienentää työmäärää nykyisestä.

Työssä on osoitettu, että osavarmuuslukujen asettaminen sekä maan lujuuteen että kuormiin on tarpeellista, mikäli halutaan kattaa mahdollisimman monta mitoitus-tilannetta yhdellä mitoitusmenetelmällä. Lisäksi työstä käy ilmi, että nykyisestä kahden kuormitusyhdistelmän käyttämisestä ei saavuteta geoteknisessä mitoituksessa vastaavanlaista hyötyä kuin rakenteellisessa mitoituksessa. Vähimmäissuositus tukiseinien mitoituksen parantamiseksi olisi siirtyä käyttämään Eurokoodin suosituksen mukaista kuormitusyhdistelmää 6.10. Tällöin nykyisistä mallikertoimista voitaisiin luopua.

### Esijännitettyjen ankkurien osavarmuusluvut

Tässä selvityksessä ei ole käsitelty esijännitettyjen ankkureiden osavarmuuslukuja. Työstä erillään on kuitenkin keskusteltu nykyisten osavarmuuslukujen oikeellisuudesta. Tässä yhteydessä tuodaan lyhyesti esiin havaitut epäkohdat, ja ehdotetaan, että näihin kiinnitetään tulevaisuudessa huomiota.

Suomen kansallisessa liitteessä esitetyt esijännitettyjen ankkureiden osavarmuusluvut ( $\gamma_{a,t} = 1,25$  ja  $\gamma_{a,p} = 1,5$ ) ovat huomattavasti suuremmat kuin EN 1997-1 suositusarvo ( $\gamma_a = 1,1$ ). Osittain tämä johtuu siitä, että Suomessa käytössä olevien kuormien osavarmuusluvut ovat alhaisemmat kuin eurooppalaiset suositusarvot. Tällöin ankkurien vaadituksi kokonaisvarmuudeksi voi näin ollen tulla  $F > 2$ . Oletetaan, että kyseessä on pysyvä seinä, jonka takana on olemassa oleva rakenne. Tällöin kuorman osavarmuusluku on 1,35, ankkurin 1,5 ja jos käytetään seuraamusluokkaa CC3, se kerrotaan vielä kertoimella 1,1. Ankkurin kokonaisvarmuus on täten 2,23. Näin suuri osavarmuusluku on kirjoittajien mielestä epä johdonmukainen seuraavista syistä:

1. Jokainen esijännitetty ankkuri testataan koevetämällä. Jos käytettäisiin sisäpuolista tuentaa, olisi varmuus noin 1,5 ilman mallikertoimia ja noin 2,0 mallikertoimien kanssa.
2. Pehmeissä savimaissa voidaan aiheuttaa verrattain suurta haitallista liikettä seinään, koska suuren koevetovoiman vaatimaa vastamaanpainetta on vaikea mobilisoida heikosta maasta (maa vedetään mahdollisesti paikalliseen passiivimurtoon).
3. Yhden 150 mm<sup>2</sup> punoksen kapasiteetti on 211 kN. Tämä jaettuna varmuudella (2,23) antaa sallituksi ankkurivoimaksi yhdelle punokselle noin 95 kN. Punosten valmistajat suosittelevat, että ankkurien jättövoima on noin 100 kN. Jättövoimaa ei siis pystyisi suunnittelemaan käyttörajatilan perusteella, ja jättövoima voisi ylittää käyttörajatilan mukaisen ankkurikuorman.

Edellä esitettyyn liittyy myös Suomalaisessa ohjeistuksessa esiintyvä vaatimus, että pysyvä seinä tulisi mitoittaa lepopaineelle. Pysyvän seinän on luonnollisesti syytä kestää lepopaineesta tuleva kuormitus, mutta olisi kuitenkin syytä harkita, onko mitoituksella aihetta vaatia esimerkiksi edellä esitettyä 2,23 varmuutta ankkurien osalta. Murtotilanteessa maassa vaikuttaa joka tapauksessa lepopaineen sijasta aktiivimaanpaine. Vaatimus vaikeuttaa entisestään edellä esitettyjä ankkureiden mitoitukseseen liittyviä ongelmia. Lepopainemitoituksen tarkastus voitaisiin tehdä ankkurien käyttörajatilamitoituksen osavarmuusluvun avulla (SFS-EN 1997-1). Edellä esitettyjä asioita on syytä selvittää tarkemmin.

# Lähteet

## Kirjallisuuslähteet

Baecher, G.B and Christian, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons, Ltd.

Bond, A. and Harris, A. (2008). Decoding Eurocode 7, New York, Taylor&Francis

Bond, A. (2013). Simplifying Eurocode 7's design approaches. Task for Evolution Group 8 Harmonization at the SC7 meeting in Madrid in April 2013.

CEN. 2002. EN 1990: Eurocode - Basis of structural design. Comité Européen de Normalisation

CEN. 2002. EN 1991-1: Actions on structures – Part 1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings. Comité Européen de Normalisation

CEN. 2002. EN 1991-2: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Comité Européen de Normalisation

CEN. 2004. EN 1997-1: Geotechnical design – Part 1: General rules. Comité Européen de Normalisation

CEN. 2004. EN1997-2: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing. Comité Européen de Normalisation

Dowding, C. H. (1979). "Perspectives and challenges of site characterization." *Site Characterization*. and Exploratory, ASCE, Evanston, IL: 10-38.

DS/EN 1990 DK NA:2013. National Annex to Eurocode: Basis of structural design

DS/EN 1997-1 DK NA:2013 Nationalt annek til Eurocode 7: Geoteknik- Del 1: Generelle regler

Dowding, C.H., ed., (1979). *Site Characterization and Exploration*, ASCE, Evanston, IL.

Duncan, J. M. (2000). "Factors of safety and reliability in geotechnical engineering." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126(4): 307-316.

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Krebs Ovesen, N., Orr, T. and Schuppener, B (2004). *Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design Part 1 – General rules*, London: Thomas Telford

Honjo, Y., Hara, T. and Kieu Le, T.C. (2010). Level III reliability based design of examples set by ETC10. 2<sup>nd</sup> International Workshop on Evaluation of Eurocode 7, Pavia, Italy, April 2010.

Kulhawy, F. H. and Maine, P. W. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, EL-6800 Final Report." Palo Alto, Electric Power Research Institute.



Kulhawy, F.H. (1992). On evaluation of static soil properties. In stability and performance of slopes and embankments II (GSP 31), NY, ASCE:95-115.

Kulhawy, F. H., Birgisson, B. and Grigoriu, M.D. (1992). Reliability-based foundation design for transmission line structures: transformation models for in situ tests. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., Report EL-5507(4).

Kulhawy, F. H. and Trautmann, C. H. (1996). Estimation of in-situ test uncertainty. *In Uncertainty in the Geologic Environment*, Madison, WI, ASCE: 269-286.

Lacasse, S. and Nadim, F. (1996). Uncertainties in characterizing soil properties. In: Theory to Practice. Proceedings of Uncertainty '96. Madison, Wisconsin 1996. 49-75

Lee, I. K., White, W. and Ingles, O. G. (1983). Geotechnical Engineering. Boston, Pitman.

Liikenne- ja viestintäministeriö (LVM) (2010). Kansallinen liite (LVM) standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet.

Liikenne- ja viestintäministeriö (LVM) (2007). Kansallinen liite (LVM) standardiin SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1 – Yleiset säännöt: Soveltaminen infrarakenteisiin.

Liikennevirasto (LiVi) (2013). Eurokoodin soveltamisohje. Geotekninen suunnittelu – NCCI7: Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet.

Lumb, P. (1974). Application of statistics in soil mechanics." *Soil Mechanics: New Horizons*. Lee, I. K., ed., London, Newnes-Butterworth: 44- 112, 221 -239.

Länsivaara, T. and Poutanen, T. (2013). Safety concepts for slope stability. Tampere University of Technology.

Mitchell, J.K. and Soga, K. (2004). Fundamental of Soil Behaviour. Wiley, Hoboken, NJ.

Müller, R. (2013). Probabilistic Stability Analysis of Embankments Founded on Clay. Doctoral thesis, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of technology, Stockholm, 2013.

Orchant, C.J., Kulhawy, F.W. and Trautman, C.H. (1988). Reliability-based foundation design for transmission line structures: critical evaluation of in situ test methods. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif., Report EL- 5507(2).

Orr, T.L.L. (2007b). The Story of Eurocode 7 - The challenges in developing a European geotechnical limit state design code for the Eurocode Era. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 23.09.

Phoon, K.-K. and Kulhawy, F.H and Grigoriu, M.D. (1995). Reliability-based design of foundations for transmission lines structures. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Report TR-105000.

Phoon, K.-K. and Kulhawy, F.H (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:612-624.

Phoon, K.-K. and Kulhawy, F.H (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36:625-639.

Poutanen, T. (2011). Calculation of partial safety factors. In: Faber, Köhler and Nishijima, *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. Taylor and Francis Group, London.

Poutanen, T. (2013). Load combination. In: IABSE Workshop on Safety, Helsinki, 14–15 February 2013.

Salgado, R. (2013). Safety and serviceability in geotechnical design: a reliability-based perspective. *Proceedings of the 18<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013*.

Salmi, T. (2003). *Rakenteiden dynamiikka- luentomoniste*. Tampereen teknillinen yliopisto, Koneosasto/Teknillinen mekaniikka ja optimointi, Tampere 2003.

SFS-EN 1990 (2006). Eurokoodi. Rakenteiden suunnittelu perusteet. Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1991 (2002). Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, omapaino ja rakennusten hyötykuormat. Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1997-1 (2005). Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Suomen standardisoimisliitto.

SFS-EN 1997-2 (2007). Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2: Pohjatutkimus ja koestus. Suomen standardisoimisliitto.

Simpson, B. (1992). Partial factors of safety for the design of retaining walls. *Géotechnique*, Vol. 42, No. 1, pp. 131-136.

Simpson, B. (2000). Partial factors: where to apply them? LSD2000: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Melbourne, Australia, 18 November. pp. 145-154.

Simpson, B. (2007). Approaches to ULS design – The merits of Design Approach 1 in Eurocode 1. ISGSR2007 First International Symposium on Geotechnical Safety and Risk, Oct. 18-19, 2007, Shanghai, Tongji University, China

Simpson, B. (2012). Eurocode 7 – Fundamental issues and some implications for users. Keynote lecture, Arup, UK.

Schuppener, B., Walz, B., Weißbach, A. and Hock-Berghaus, A. (1998). EC7 – A critical review and a proposal for an improvement: a German perspective, *Ground Engineering*, Vol. 31, No. 10.

Schuppener, B (2006) Design approaches of EC7-1 for geotechnical verifications used in Germany. Proc Workshop on EC7, Prague Geotechnical Days, May 2006

Schweiger, H.F. (2002). Benchmarking in Geotechnics 1. Computational Geotechnics Group. CGG IR006, March 2002.

Schweiger, H.F. (2009). Influence of constitutive model and EC7 design approach in FEM analysis of deep excavations. Proc. ISSMGE International Seminar on Deep Excavations and Retaining Structures (Mahler & Nagy, eds.), Budapest, 2009, pp. 99-114.

Schweiger, H.F. (2013). Comparison of EC7 design approaches for numerical analysis of deep excavations. Eurocode 7 and New Design Challenges, University College London, 19 March 2013.

RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje.

RIL 263-2014 Kaivanto-ohje.

Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. 3<sup>rd</sup> ed., New York, John Wiley & Sons

Vianova. 2011. Novapoint GeoCalc Supported Excavation Theory. Versio 2.2. 25.3.2011. Vianova Systems Finland Oy.

Weissenbach, A, Hettler, A and Simpson, B (2003) Stability of excavations. In Geotechnical Engineering Handbook, Vol 3: Elements and Structures (Ed U Smolczyk). Ernst & Sohn / Wiley

Ympäristöministeriö (YM) (2007). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1990 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet.

Ympäristöministeriö (YM) (2007). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-1 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1 – Yleiset säännöt.

Ympäristöministeriö (YM) (2007). Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1997-2 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2– Pohjatutkimus ja koestus.

### Internet-lähteet

- [1] [http://www.ym.fi/fi-fi/maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarays\\_kokoelma/Tietoa\\_eurokoodeista](http://www.ym.fi/fi-fi/maankaytto_ja_rakentaminen/lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarays_kokoelma/Tietoa_eurokoodeista) (luettu 26.2.2015)
- [2] <http://alk.tiehallinto.fi/sillat/eurocode/en-nat.htm> (luettu 26.2.2015)
- [3] [http://www.damwand.nl/projects/europe/foundationsolutions/EN/sheet\\_piling.htm](http://www.damwand.nl/projects/europe/foundationsolutions/EN/sheet_piling.htm) (luettu 26.2.2015)
- [4] <http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/prakosg9.pdf> (luettu 26.2.2015)





ISSN-L 1798-6656  
ISSN 1798-6664  
ISBN 978-952-317-214-2  
[www.liikennevirasto.fi](http://www.liikennevirasto.fi)

Liik  
enne  
vira  
sto

