



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MIKA KNUUTI
EUROKODI EN 1997 MUKAINEN TUKISEINÄMITOITUS –
MITOITUKSEN EPÄVARMUUSTEKIJÄT JA VARMUUDEN
KOHDENTAMINEN

Diplomityö

Tarkastaja: professori Tim
Länsivaara
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Rakennustekniikan
tiedekuntaneuvoston kokouksessa
8. huhtikuuta 2015

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

KNUUTI, MIKA: Eurokoodi EN 1997 mukainen tukiseinämitoitus – mitoituksen epävarmuustekijät ja varmuuden kohdentaminen.

Diplomityö, 186 sivua, 108 liitesivua

Syyskuu 2015

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Tim Länsivaara

Avainsanat: Eurokoodi 7, EN 1997, tukiseinämitoitus, epävarmuus, osavarmuusluvut

Suomessa tukiseinien mitoittaminen toteutetaan Eurokoodin SFS- EN 1997-1 mukaisella mitoitustavalla DA2. Mitoitustavalla DA2 osavarmuudet kohdennetaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin sekä maan kestävyysasteeseen. 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 mitoitustavalla soveltamista numeerisessa laskennassa hankaloittaa pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen erisuuruus.

Työ jakaantuu kolmeen kokonaisuuteen. Ensimmäisessä osassa käydään läpi tukiseinämitoituksessa esiintyviin maaparametreihin ja kuormiin liittyviä epävarmuustekijöitä sekä pohjatutkimusten merkitystä suunnittelussa. Maaparametreihin liittyvää epävarmuutta käydään läpi lähinnä Phoon et al tekemiin kirjallisuusselvityksiin pohjautuen. Toisessa osassa esitellään Eurokoodi EN 1997 mukaiset mitoitustavat, sekä Suomen, Ruotsin ja Tanskan tekemät kansalliset valinnat. Lisäksi eri mitoitustavoihin 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 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 kestävyysasteen kohdennettavalla osavarmuusluvulla ei ole aina merkitystä, vaan osavarmuusluku tulisi kohdentaa suoraan lujuusparametriin, jossa epävarmuus on. Tulosten perusteella ehdotettiin erilaisia menetelmiä, kuinka tukiseinien mitoituksesta saataisiin selkeää ja johdonmukaista ja kuinka siihen liittyvät epävarmuudet voitaisiin huomioida paremmin.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

KNUUTI, MIKA: Retaining wall design according to EN 1997 – uncertainties in design and application of safety

Master of Science Thesis, 186 pages, 108 Appendix pages

September 2015

Major: Structural design

Examiner: Professor Tim Lämsivaara

Keywords: Eurocode 7, EN 1997, retaining wall design, uncertainty, partial factors

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 in to 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 mainly 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.

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 adpplied to earth resistance ($\gamma_{R,e}$) was sometimes negligible. It would be better to apply the safety straight to the strength parameters, where the real uncertainty is. Based on obtained calculation results, methods both for increasing the clarity and the coherence of the retaining wall design and dealing the uncertainties better were proposed.

ALKUSANAT

Haluan kiittää Liikennevirastoa ja Ympäristöministeriötä tämän tutkimushankkeen rahoittamisesta. Tutkimuksesta kirjoitettiin raportti Liikenneviraston Tutkimuksia ja selvityksiä -sarjaan, joka julkaistaan loppuvuodesta 2015. Varsinaisen tutkimustyön ohessa syntyi tämä diplomityö. Haluan erityisesti kiittää Panu Tollaa ja Heikki Liljaa Liikennevirastosta sekä Jukka Bergmannia Ympäristöministeriöstä aktiivisesta työn kommentoinnista. Lisäksi haluan kiittää ohjaajaani Tim Länsivaaraa hyvästä työn ohjauksesta.

Tampereella, 23.9.2015

Mika Knuuti

SISÄLLYS

1	Johdanto	1
2	Geotekniseen mitoitukseen liittyvä epävarmuus.....	3
2.1	Johdanto	3
2.2	Pohjatutkimuksista saatu tieto	4
2.2.1	Pohjatutkimusten suunnittelu	4
2.2.2	Pohjatutkimusten analysointi	8
2.2.3	Pohjatutkimusten hyödyllisyys	8
2.3	Maan geoteknisten ominaisuuksien määrittämiseen liittyvä epävarmuus	14
2.3.1	Maan ominaisuuksien luonnollinen vaihtelevuus	17
2.3.2	Mittausepäätarkkuus, $COV_{err,X}$	24
2.3.3	Tilastollinen epävarmuus, $COV_{stat,X}$	28
2.3.4	Muunnosepävarmuus, $COV_{trans,X}$	32
2.3.5	Malliin liittyvä epävarmuus, COV_{mod}	33
2.4	Parametreihin liittyvän epävarmuuden merkitys suunnittelussa	36
2.4.1	Mitoituksen luotettavuuden tasoluokitus Eurokoodin mukaisesti	36
2.4.2	Mitoitusparametrien epävarmuuden merkitys mitoituksessa.....	38
2.5	Tukiseinälaskennassa esiintyvien kuormien epävarmuus	42
2.5.1	Kuormiin liittyvä epävarmuus	42
3	Eurokoodin mukaiset mitoitukset.....	48
3.1	Eurokoodit lyhyesti	48
3.2	Eurokoodin mukaiset kuormitusyhdistelmät.....	50
3.3	Eurokoodin mukaiset mitoitukset.....	52
3.3.1	DA 1	52
3.3.2	DA 2.....	57
3.3.3	DA 3.....	59
3.3.4	Eri mitoitustapojen käyttö Euroopan alueella ja kansalliset valinnat	61
3.3.5	Yhdenmukaistaminen.....	64
3.3.6	Mitoitustapojen edut ja heikkoudet.....	64
3.4	Pohjoismaiden väliset erot tukiseinälaskennassa kansallisten liitteiden mukaan.	74

3.4.1	Suomi (DA2).....	74
3.4.2	Ruotsi (DA3).....	78
3.4.3	Tanska (DA3).....	80
4	Mitoitusmenetelmien väliset erot tukiseinän murtorajatilatarkastelussa - laskentaesimerkit.....	83
4.1	Numeerinen laskenta ja siinä huomioitavat asiat eri mitoitusmenetelmille	83
4.1.1	Novapoint Geocalcin laskentateoria	84
4.1.2	Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien soveltaminen numeeriseen laskentaan.....	86
4.2	Tukiseinän murtorajatilatarkasteluissa käytettävät laskentaesimerkit	88
4.2.1	Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207–2009)	88
4.2.2	Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.....	90
4.2.3	Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina)	92
4.3	Laskentaesimerkeille käytettävien parametrien varioiminen – parametrien epävarmuuksien huomioiminen	94
4.3.1	Muuttuva kuorma	95
4.3.2	Maan lujuusparametrit	95
4.4	Murtorajatilamitoituksen suorittaminen laskentaesimerkeille	97
4.4.1	Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207-2009)	97
4.4.2	Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.....	104
4.4.3	Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina)	113
5	Murtorajatilamitoituksessa saavutetut tulokset laskentaesimerkeille	118
5.1	Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207–2009)	118
5.1.1	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA1	118
5.1.2	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA2... ..	122
5.1.3	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA3... ..	125
5.1.4	Yhteenveto laskentaesimerkin 1 mitoitustuloksista.....	125

5.2	Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.....	128
5.2.1	Varmuuden käsite laskentaesimerkissä 2.....	128
5.2.2	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA1	129
5.2.3	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA2...	134
5.2.4	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA3...	137
5.2.5	Yhteenveto laskentaesimerkin 2 mitoitustuloksista.....	138
5.3	Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina)	138
5.3.1	Lyöntisyvyyden huomioiminen laskentatulosten tulkitsemisessä	138
5.3.2	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA1	140
5.3.3	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA2...	147
5.3.4	Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA3...	151
5.3.5	Yhteenveto laskentaesimerkin 3 mitoitustuloksista.....	152
6	Johtopäätökset.....	153
6.1	Kuormitusyhdistelmien 6.10a ja 6.10b käyttämisessä havaitut ongelmat.....	153
6.2	Kuormitusyhdistelmien osavarmuusluvut pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle	159
6.3	Mallikertoimen käyttäminen	161
6.4	Mitoitusmenetelmä DA1	163
6.5	Juuripultin mitoitus.....	165
	Lähteet.....	167
	Internet-lähteet	171
	Liitteet	172
	LIITE 1.	173
	LIITE 2.	193
	LIITE 3.	248

MERKINNÄT

Latinalaiset kirjaimet ja lyhenteet

a_d	rakenteen dimension mitoitusarvo
a_{nom}	nimellinen dimensio
c'	tehokas koheesio
c'_d	tehokas koheesio, mitoitusarvo
c'_k	tehokas koheesio, ominaisarvo
C_c	kokoonpuristuvuusindeksi normaalikonsolidoituneella alueella
CIUC	konsolidoitu isotrooppinen suljettu kolmiaksaalikoe
COV	variaatiokerroin
$COV_{err,equip}$	mittauslaitteiden ja –välineiden epätarkkuus
$COV_{err,oper}$	työn suoritukseen liittyvät virhetekijät
$COV_{err,rand}$	satunnaisvirheet
$COV_{err,X}$	mittauksiin liittyvä epävarmuus
COV_{mod}	käytettäviin laskentamalleihin liittyvä epävarmuus
$COV_{spat,X}$	maan luonnolliseen vaihteluun liittyvä epävarmuus
$COV_{stat,X}$	tilastolliseen käsittelyyn liittyvä epävarmuus
$COV_{trans,X}$	muunnosepävarmuus
COV_X	kokonaisepävarmuus
CPT	puristinkairaus
CPTU	puristinkairaus huokospainemittauksella
c_v	konsolidaatiokerroin
DMT	dilatometrikoe
DS	suoraleikkauskoe
D_t	suhteellinen tiheys
E	viitataan kuormien vaikutuksiin
E	kimmokerroin, Youngin moduuli
e	huokosluku
ECPT	puristinkairaus elektronisella kärkikartiolla
E_d	kuormien vaikutusten mitoitusarvo
F	esijännitysvoima
F	kokonaisvarmuus
F_d	kuorman mitoitusarvo
FEM	kontinuumielementtimenetelmä (finite element method)
F_k	kuorman ominaisarvo
F_{rep}	kuorman edustava arvo
FV	siipikairaus, in-situ
G	viitataan pysyviin kuormiin

GEO	murtorajatila maassa
k	jännityseksponentti ylikonsolidoituneella alueella (Geocalc)
k	vedenläpäisevyys
K_0	lepopaine kerroin
K_a	aktiivimaanpaine kerroin
K_{FI}	luotettavuusluokasta riippuva kuormakerroin
K_{MI}	luotettavuusluokasta riippuva kerroin, jolla materiaaliominaisuuksia käsitellään
K_p	passiivimaanpaine kerroin
LI	juoksevuusluku
LV	siipikairaus, laboratorio
M	kokoonpuristuvuusmoduuli
m	moduuliluku
MCPT	puristinkairaus mekaanisella kärkikartiolla
M_u	myötömomentti
$M_{u,d}$	myötömomentin mitoitusarvo
$M_{u,k}$	myötömomentin ominaisarvo
n	jännityseksponentti normaalikonsolidoituneella alueella (Geocalc)
N_c	kantavuuskerroin
OCR	ylikonsolidoitumissuhde
ODF	ylimitoituskerroin (over design factor)
P	esijännitys
PI	plastisuusluku
PMT	pressometrikoe esiporattuun reikään
P_r	todennäköisyys
$P_{r,prior}$	prioritodennäköisyys
Q	viitataan kuormiin yleisesti, muuttuva kuorma
q_c	korjaamaton kärkivastus (puristinkaira)
q_d	muuttuvan kuorman mitoitusarvo
q_k	muuttuvan kuorman ominaisarvo
q_{maa}	kokonaisjännitys kaivannon pohjalla $\Sigma \gamma_i z_i$
q_T	korjattu kärkivastus (puristinkaira)
R	viitataan kestävyys
R_d	kestävyyden mitoitusarvo
SBPMT	pressometrikoe itseporaavalla laitteistolla
SPT	heijarikairaus
STR	murtorajatila rakenteessa
s_u	suljettu leikkauslujuus
s_{ub}	keskimääräinen suljettu leikkauslujuus pontin alapään alapuolisella murtopinnalla
s_{uT}	keskimääräinen leikkauslujuus kaivannon pohjan ja seinän alaosan välissä

T	esimerkeissä kuvaa tukivoimaa
$t(z)$	trendikäyrä, mitatun parametrin arvo (syvyyden funktiona)
TC	kolmiaksaalinen puristuskoe
UC	yksiaksaalinen puristuskoe
UU	konsolidoimaton suljettu kolmiaksaalikoe
$w(z)$	mittaustuloksen poikkeama trendistä (syvyyden funktiona)
w_L	juoksuraja
w_n	luonnollinen vesipitoisuus
w_p	plastisuusraja
VST	siipikairaus
X_d	materiaaliominaisuuden mitoitussarvoarvo
X_k	materiaaliominaisuuden ominaisarvo
z_i	maakerroksen paksuus

Kreikkalaiset kirjaimet

α	herkkyyskerroin
α	ankkureiden ja tukien asennuskulma
β	tavoiteluotettavuusindeksi
β_1	jännityseksponentti normaalikonsolidoituneella alueella
β_2	jännityseksponentti ylikonsolidoituneella alueella
γ	tilavuuspaino
γ'	tehokas tilavuuspaino
γ_0	lujuusparametreihin ja maan kestävyysasetettävä kerroin (Tanskan NA)
$\gamma_{a,p}$	pysyvän esijännitetyn ankkurin osavarmuusluku
$\gamma_{a,t}$	väliaikaisen esijännitetyn ankkurin osavarmuusluku
γ_c'	tehokkaan koheesion osavarmuusluku
γ_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku
γ_d	kuivatilavuuspaino
γ_d	kuormakerroin, Ruotsin NA (vastaa K_{FI} -kerrointa)
γ_E	kuorman vaikutuksen osavarmuusluku
γ_F	kuorman osavarmuusluku
γ_G	epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,fav}$	edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,dst}$	epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,stab}$	edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{G,sup}$	edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku
γ_M	maaparametrin (materiaaliominaisuuden) osavarmuusluku
γ_P	esijännityksen osavarmuusluku
γ_Q	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_Q	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku

$\gamma_{Q, fav}$	edullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q, dst}$	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
$\gamma_{Q, inf}$	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku
γ_{qu}	yksiaksiaalisen puristuslujuuden osavarmuusluku
γ_R	kestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_{R, e}$	maan kestävyyden (passiivipaine) osavarmuusluku
$\gamma_{R, h}$	liukumiskestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_{R, v}$	kantokestävyyden osavarmuusluku
γ_y	tilavuuspainon osavarmuusluku
$\gamma_{\varphi'}$	leikkauskestävyyskulman ("kitkakulma") osavarmuusluku
δ	seinäkitkakulma
Δc	koheesion muutos syvyyden funktiona
Δs_u	suljetun leikkauslujuuden muutos syvyyden funktiona
$\delta_{v/h}$	maan ominaisuuden pystysuuntainen/vaakasuuntainen vaihtelufrekvenssi
μ	keskiarvo
ξ	epäedullisen pysyvän kuorman pienennyskerroin
ξ_d	mitoitusarvo maaparametrille
ξ_m	mitattu arvo maaparametrille
σ	hajonta
$\sigma'_{a, h, d}$	aktiivimaanpaineen mitoitusarvo
σ'_p	esikonsolidaatiojännitys
$\sigma'_{p, h, d}$	passiivimaanpaineen mitoitusarvo
σ_{ha}	keskimääräinen maanpaine alimman tukitason ja kaivannon pohjan välillä
$\sigma_{w, d}$	vedenpaineen mitoitusarvo
φ'	tehokas leikkauskestävyyskulma
φ'_d	tehokas leikkauskestävyyskulma, mitoitusarvo
φ'_k	tehokas leikkauskestävyyskulma, ominaisarvo
$\psi_{0, i}$	muuttuvien kuormien yhdistelykerroin

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 (pysyvä kuorma). 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.

Toinen tukiseinämitoitusta hankaloittava tekijä on pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle kohdennettavat erisuuruiset osavarmuusluvut. Koska maanpaineelaskenta 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 vaihtoehtoisia Eurokoodin mukaista mitoitustapaa. Ehdotettava vaihtoehtoinen mitoitustapa 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 mitoituksitasitukseen. 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 sekä 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.

Haastetta geotekniseen mitoitukseen tuo maamateriaalin heterogeenisuus. Maan ominaisuudet materiaalina vaihtelevat paljon riippuen esimerkiksi maalajista, ympäristöolosuhteista ja kuormitus- ja aikahistoriasta (erityisesti savi). Sen sijaan rakennepuolelle yleisimpien materiaalien (teräs, puu, betoni) ominaisuudet ovat suhteellisen tarkasti määritettävissä ja mitattavissa kontrolloiduissa olosuhteissa. Yksinkertainen Eurokoodeihin perustuva vertailu maamateriaalin ja teräksen ominaisuuksien välillä on esitetty taulukossa 2.1 (Orr (2007b)).

Taulukko 2.1. Teräksen ja maamateriaalin eroavaisuudet. (Orr (2007b))

Maa-aines	Teräs	EN1997-1 otettava huomioon
luonnonmukaista 2 tai 3 vaiheista	valmistettua yksi vaiheinen	maan ominaisuuksia ei ole ennalta määrätty käsittelee sekä maata että vettä
epähomogeenista	homogeenista	karakteristinen arvo maaparametrille ei välttämättä 5% fraktiili tutkimustuloksista
maaparametrien suuri vaihtelevuus (hajonta, COV)	parametrit hyvin kontrolloituja, pienet toleranssit	suunnittelijan kokemuksta ja tietoutta tarvitaan karakterististen parametrien valintaan
kitkamateriaali	ei kitkaa	kuormat vaikuttavat kestävytyteen, jolloin pysyvien kuormien korottaminen niitä vastaavilla osavarmuusluvuilla on tehtävä varoen
taipuisaa	jäykkää	kuorman uudelleen jakaantuminen rakenteille voi johtaa pienempiä kuormien osavarmuuksiin
kokoontuuvaa	kokoontumatonta	käyttörajatilamitoitus määräävä
käyttäytyy epälineaarisesti	käyttäytyy lineaarisesti	mitoitetaan murtorajatilalle, käyttörajatila usein hankala

Maan ollessa monipuolista luonnollista materiaalia, jonka ominaisuudet voivat vaihdella hyvinkin paljon pienillä alueilla (esimerkiksi perustusten alla), on yksittäisten

maaparametrien määrittäminen yleensä hankalaa. Maaparametrien ominaisarvojen määrittäminen sisältää useita epävarmuustekijöitä. Näitä epävarmuustekijöitä ovat esimerkiksi mittausvirheet, inhimilliset virheet, luonnollinen vaihtelu ja muunnosvirheet. Entisestäään epävarmuutta kasvattaa tosiasia, että maarakenteet voivat ulottua hyvinkin laajoille alueille. Tällöin ei ole mahdollista määrittää tiettyä maaparametrin arvoa jokaisessa halutussa kohdassa, vaan suunnittelijan tulee arvioida puuttuvat arvot käyttämällä hyväksi olemassa olevaa dataa. Vaikka maaparametrien arvioimiseen on esitetty lukuisia erilaisia menetelmiä perustuen matemaattisiin tilastoihin, todennäköisyyslaskentaan ja luotettavuuslaskentaan, maaparametrien määrittäminen jää usein vastaavan suunnittelijan kokemuksen ja tietotaidon varaan. Osaltaan tähän vaikuttaa matemaattisten menetelmien tuntemattomuus ja soveltaminen geotekniikan alalla. Seuraavissa kappaleissa käydään läpi geotekniseen suunnitteluun liittyviä epävarmuuksia ja niiden suuruutta keskittyen tyypillisiin geoteknisiin maaparametreihin.

2.2 Pohjatutkimuksista saatu tieto

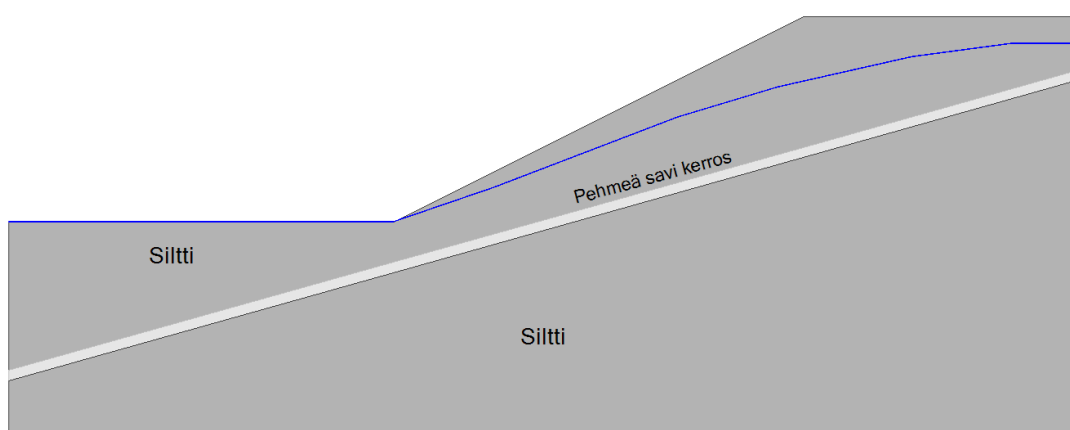
2.2.1 Pohjatutkimusten suunnittelu

Lähtökohtana pohjatutkimusten suunnittelemiselle on pyrkimys saada mahdollisimman tarkka kuva rakennettavan alueen pohjaolosuhteista. Ideaalitalanne 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 välikerros.

Kirjoituspöytä tutkimus ja pohjatutkimukset

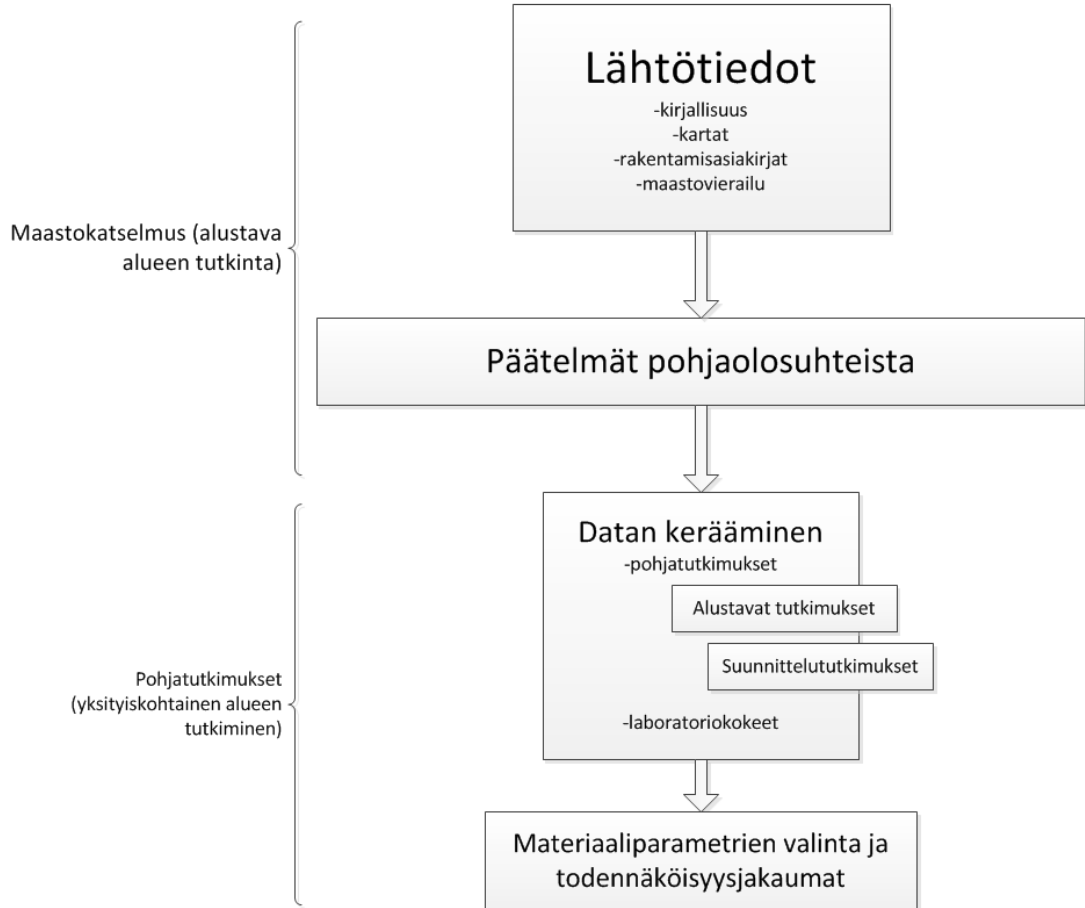
Pohjatutkimusten suunnittelun (CEN (2004): EN1997-2) voi jakaa kahteen osaan: kirjoituspöytä tutkimukseen ja pohjatutkimuksiin. Kirjoituspöytä tutkimuksella tarkoitetaan rakennettavan tai kunnostettavan alueen alustavaa tutkimista, jossa pyritään selvittämään alkuoletukset siitä, minkälainen alue on 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 yleensä 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:

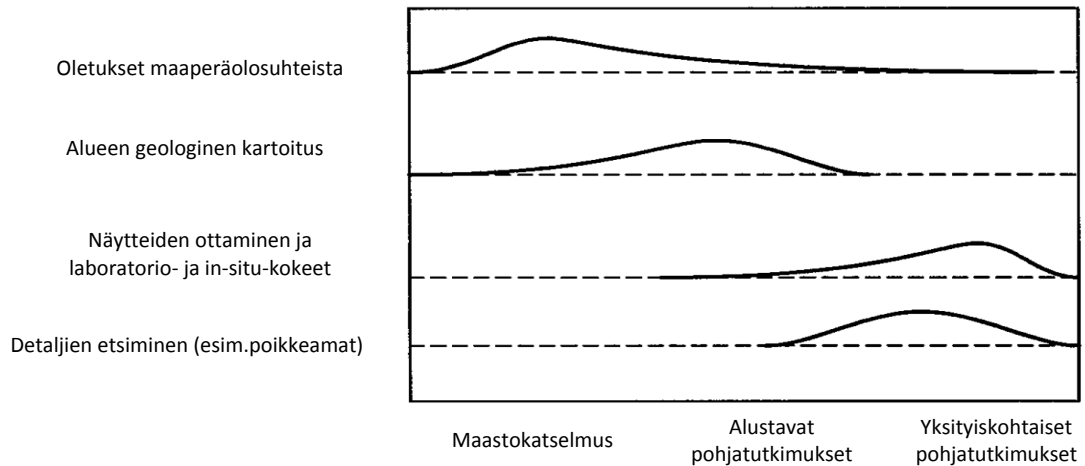
1. merkittävimpien muodostumien sijainti ja geometria rakennettavalla alueella
2. ensimmäiset arviot maamateriaalien ominaisuuksista
3. mahdolliset poikkeamat pohjaolosuhteissa

Alustaviin pohjatutkimuksiin kuuluu yleensä muutamia kairauksia ja porauksia, mutta myös geofysikaalisia tutkimusmenetelmiä, kuten maatulkuutausta 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, lohkat jne.). Viimeistään tässä vaiheessa on syytä tehdä tarkka pohjatutkimussuunnitelma. Pohjatutkimussuunnitelmasta tulee käydä ilmi muun muassa tehtävät kairaukset, näytteenotto paikat, 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. Pohjaolosuhdeprofiilin 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 välissä
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 vaakasuunnassa) 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))

2.2.3 Pohjatutkimusten hyödyllisyys

Rakennustyömailla (varsinkin pienet kohteet) pohjatutkimusten tekeminen ajatellaan useasti ylimääräisenä kustannuksena näkemättä siitä koituvia hyötyjä. Yleistä on suorittaa minimimäärä pohjatutkimuksia, jolloin maaperässä olevat poikkeamat voivat jäädä pohjatutkimusten jälkeenkin tuntemattomiksi. Harvojen pistemittausten perusteella on vaikeaa luoda todellista kuvaa maan pohjaolosuhteista. Muutaman

mittausta- tai kairauspisteen perusteella suunnittelija joutuu arvioimaan ja lineaarisesti ekstrapoloimaan näiden mittauspisteiden välissä olevan maaperän pohjaolosuhteet. Tällöin esimerkiksi paikalliset savilinssit, jotka ovat vaarallisia rakenteiden painumien kannalta, voivat jäädä huomioimatta. Riittävien pohjatutkimusten tekeminen on ensiarvoisen tärkeää rakennushankkeen onnistumiseksi, mutta tällä hetkellä pohjatutkimusten merkitys sivuutetaan tai sitä ei aina ymmärretä. Tästä syystä pohjatutkimusten tärkeyden konkreettiseen osoittamiseen esimerkiksi tilaajille tulisi tulevaisuudessa kiinnittää enemmän huomiota.

Yksi menettelytapa pohjatutkimuksista saatavien hyötyjen konkreettiseen esittämiseen on soveltaa yleisesti kustannusten optimoimisessa käytettävää yksinkertaista päättelypuu- menetelmää. Päättelypuun avulla on helppo havaita esimerkiksi mitä riskejä hankkeeseen liittyy, miten niitä voidaan välttää, mitkä ovat eri päätöksiin liittyvät taloudelliset hyödyt ja haitat sekä saavutetaanko jollakin toisella menettelytavalla taloudellisempia ratkaisuja.

Seuraavaksi päättelypuu- menetelmää sovelletaan kuvitteelliseen siltatyömaakohteeseen (Baecher, G.B and Christian, J.T. (2003)) menetelmän havainnollistamiseksi.

Päättelypuu- esimerkki

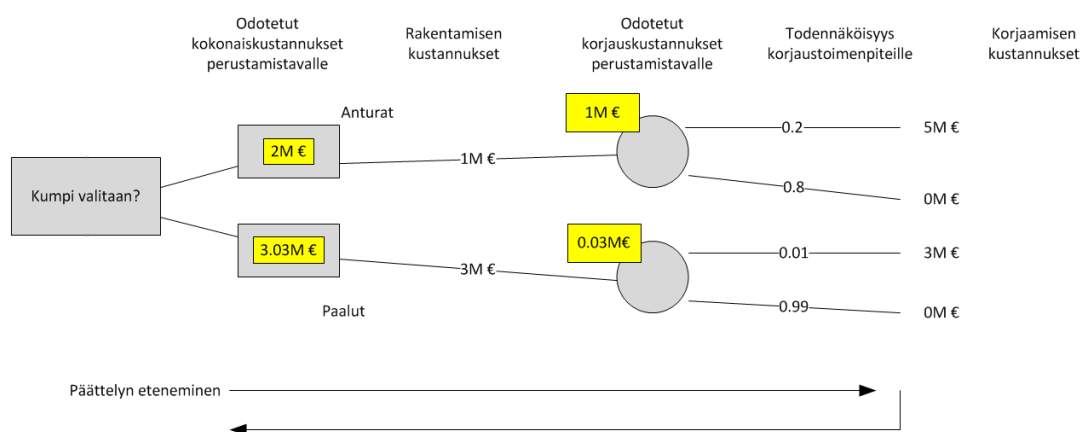
Esimerkkitapauksena käytetään Baecher and Christian (2003) julkaisemassa kirjassa Reliability and statistics in geotechnical engineering esitettyä tilannetta, jossa pyritään optimoimaan sillan tukipilarin perustamistapa. Vaihtoehtoina ovat anturaperustus ja paaluperustus. Anturoiden etu on niiden taloudellisuus verrattuna paaluperustukseen, mutta riskit ovat sitä vastoin suuremmat. Mikäli maa painuu suunniteltua enemmän, anturoiden kustannukset (rakentaminen ja korjaus) nousevat suuremmiksi kuin paaluperustuksen. Ongelmana on, kumpi perustamistavoista tulisi valita?

Tapausta voidaan purkaa käyttämällä yksinkertaista päättelypuuta (kuva 2.4). Päättelypuussa kaikki tapaukseen liittyvä tieto järjestetään siten, että vasemmalla on päätöksentekokohta (harmaa laatikko), josta lähtevät eri haarat koskien eri päätöksiä. Tapahtumia, joihin liittyy epävarmuutta, esimerkiksi maaperän kestävyys, merkitään harmailla ympyröillä ja ne jakaantuvat edelleen vaihtoehtoihin, joilla on tietty todennäköisyys.

Sillan tukipilarin eri perustamistapoihin liittyvät kustannukset on esitetty taulukossa 2.2. Lisäksi taulukossa on esitetty oletetut todennäköisyydet perustusten vaurioitumiselle maan painuessa yli sallittujen rajojen. Näiden tietojen perusteella voidaan muodostaa päättelypuu, joka on esitetty kuvassa 2.4.

Taulukko 2.2. Perustuksiin liittyvät kustannukset ja epävarmuudet (Baecher and Christian (2003)).

perustamistapa	rakentamisen kustannukset	vaurioitumisen todennäköisyys maan painuessa liikaa	korjauskustannukset
Anturat	1,0 milj. €	0,2	5,0 milj. €
Paalut	3,0 milj. €	0,01	3,0 milj. €



Kuva 2.4. Yksinkertainen päättelypuu (Baecher and Christian (2003)).

Päätelypuun tulkitseminen aloitetaan vasemmalta. Ensinnäkin selvitetään, mitkä perustamistavat ovat järkeviä käyttää kyseessä olevassa kohteessa. Sen jälkeen valituille perustamistavoille merkitään rakentamisesta aiheutuvat kustannukset, joita voidaan kutsua myös porteiksi. Koska esimerkin tapauksessa perustusten toimivuuteen liittyy epävarmuutta koskien maapohjan painumista, asetetaan eri perustamistavoille niiden toimivuutta ja luotettavuutta vastaavat todennäköisyydet. Tämän jälkeen päätely suoritetaan takaisinpäin odotettujen korjauskustannusten perusteella. Odotetut korjauskustannukset saadaan laskettua painottamalla eri perustamistapojen korjauskustannukset niitä vastaavilla vaurioitumistodennäköisyyksillä. Perustamistavan odotetut korjauskustannukset saadaan painottamalla kaikki mahdolliset yhdistelmät niitä vastaavilla todennäköisyyksillä (taulukko 2.3). Esimerkiksi anturoiden odotettu kokonaiskustannus on $0.2 \cdot 6\text{M€} + 0.8 \cdot 1\text{M€} = 2\text{M€}$ ja paalujen vastaava $0.01 \cdot 6\text{M€} + 0.99 \cdot 3\text{M€} = 3.03\text{M€}$. Mikäli perustamistavan valinta suoritettaisiin puhtaasti taloudellisesta näkökulmasta, valinta kohdistuisi anturoihin näiden pienemmän odotetun kustannuksen vuoksi. Tällä perusteella valinta olisi myös oikea siinä tapauksessa, että anturat painuisivat liikaa, ja niitä jouduttaisiin korjaamaan. Tällöin anturoiden odotettu kokonaiskustannus olisi 4 milj. € enemmän kuin paaluilla. Kuitenkin annettujen lähtötietojen valossa anturoiden valitseminen on oikeutettua.

Taulukko 2.3. Perustuksen kokonaiskustannukset eri perustamisvaihtoehdoille.
(Baecher and Christian (2003)).

	maapohja	P_r^*	kokonaiskustannukset
Anturat	"hyvä"	0,8	1 milj. €
	"huono"	0,2	6 milj. €
Paalut	soveltuu	0,99	3 milj. €
	ei sovellu	0,01	6 milj. €

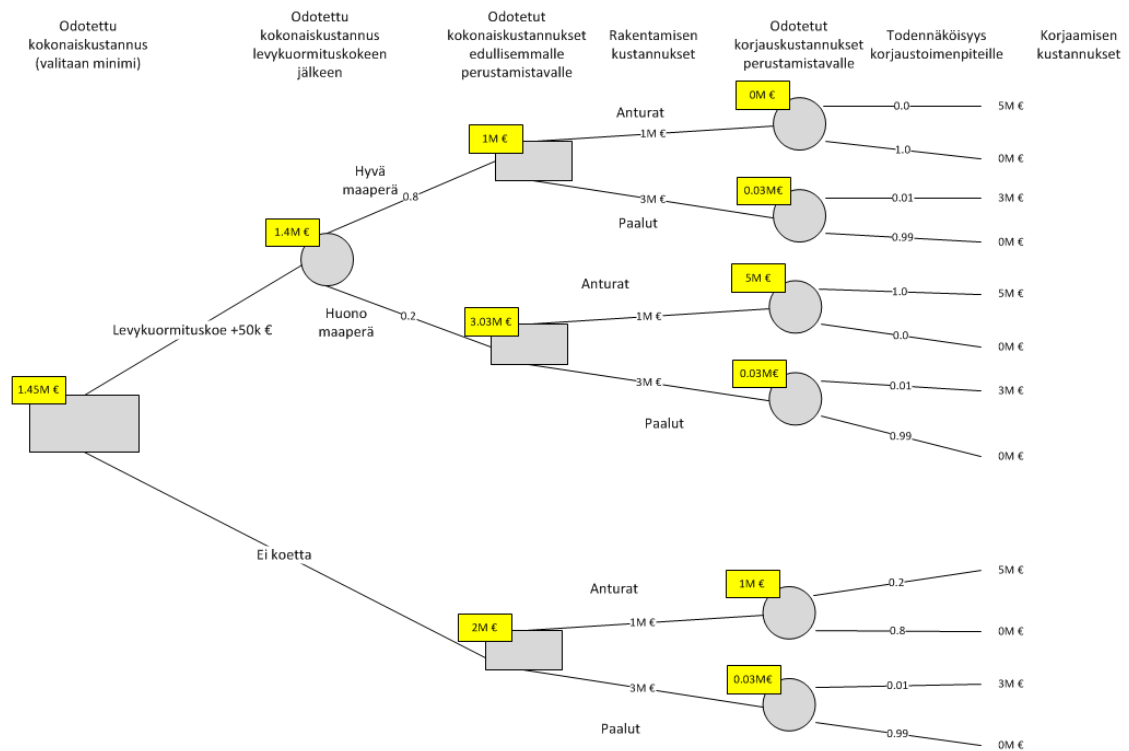
* P_r =todennäköisyys

Täydellisen tiedon vaikutus odotettuihin kustannuksiin. (EVPI=expected value of perfect information)

Yksinkertaisessa esimerkissä perustamistavan valintaan liittyi maaperän kestävydestä johtuva epävarmuus. Riski anturoiden painumiseen on suhteellisen suuri 0,2. Tämä epävarmuus voidaan joko hyväksyä sellaisenaan, tai keinoja sen pienentämiseen voidaan ehdottaa. Tässä tapauksessa yksi keino olisi tehdä alueelle lisää pohjatutkimuksia, mutta saavutetaanko niistä hyötyä?

Oletetaan, että kohteessa suoritetaan in-situ kuormitustesti ennen perustamistavan valitsemista. Lisäksi oletetaan, että tehtävä tutkimus antaa täydellisen tiedon siitä, kestäväkö maaperä anturoilta tulevat rasitukset painumatta liikaa. In-situ kuormitustestin hinnaksi voidaan olettaa 50,000 €. Ilman kuormitustestiä päädyttiin käyttämään anturoita. Anturoihin päädytään myös, mikäli testi osoittaa maaperän olevan hyvälaatuinen, jolloin testin hinta on pelkästään ylimääräinen kustannus. Mutta mikäli kuormitustesti osoittaa maaperän olevan heikko ja sallitut anturan painumarajat ylitetään, päädytään käyttämään paaluja säästään samalla 2 milj. €. Tällöin kuormitustestin merkitys on suuri.

Edellä mainittu päätös tehdä tai olla tekemättä kyseistä kuormitustestiä on lisätty kuvan 2.5 päättelypuuhun. Todennäköisyydet maaperän kunnolle ovat samat kuin edellisessä esimerkissä. Sen sijaan kuormituskokeen perusteella saadaan varma tieto siitä, soveltuvatko anturat kohteeseen. Mikäli kuormitustesti tehdään ja se osoittaa, että maaperä soveltuu anturoille, on korjaustarpeen todennäköisyys 0. Tällöin anturoiden odotettu kokonaiskustannus on 1 milj. €. Sitä vastoin mikäli maaperä osoittautuu huonoksi, on korjaustarpeen todennäköisyys 1. Tällöin puolestaan päädytään käyttämään paaluja niiden ollessa edullisempi vaihtoehto. Painottamalla lasketut vaihtoehdot maaperän kuntoa kuvaavalla todennäköisyydellä (80% ”hyvä”, 20% ”huono”), saadaan odotetuksi kustannukseksi laskettua $0.2 \cdot 3.03M€ + 0.8 \cdot 1M€ = 1.4M€$. Näin ollen kuormitustestin tekeminen alentaa odotettua kokonaiskustannusta $2M€ \rightarrow 1.4M€$ ja täydellisen tiedon odotusarvo on tällöin 0.6M €. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että täydellisen tiedon antavien pohjatutkimusten tekemiseen voi käyttää jopa 0.6M €. Nyt käytetty 50k € on suhteessa edullinen sillä saavutettuun hyötyyn verrattuna.



Kuva 2.5. Päätteypuu täydennettynä päätöksellä tehdä tai olla tekemättä in-situ kuormitustesti. (Baecher and Christian (2003)).

Epätäydellisen tiedon (näytteenotto jne., pistemittaukset) vaikutus odotettuihin kustannuksiin. (EVSI=expected value of sampled information)

Tutkitaan seuraavaksi tilannetta, jossa kalliiden in-situ kuormituskokeiden sijasta tehdään edullisempia ja yleensä myös epätarkempia kairauksia. Taulukossa 2.4 on esitetty millä todennäköisyydellä kairaukset antavat edullisia ja epäedullisia tuloksia, mikäli oletukset maaperästä pysyvät samana edellisen esimerkin kanssa (80 % ”hyvä”, 20 % ”huono”).

Taulukko 2.4. Todennäköisyydet kairaustuloksille. (Baecher and Christian (2003)).

Kairausten tulokset	P_r	maan todelliset pohjaolosuhteet	
		"hyvät"	"huonot"
		$P_r=0,8$	$P_r=0,2$
edulliset	0,74	0,85	0,3
epäedulliset	0,26	0,15	0,7

On mahdollista, että kairaustulokset osoittavat ”hyvän” maaperän virheellisesti huonoksi, ja päinvastoin. Kokonaistodennäköisyys sille, antavatko kairaustulokset edullisia vai epäedullisia tuloksia on laskettu taulukkoon 2.4 (P_r). Näitä kutsutaan

marginaalitodennäköisyyksiksi, joiden avulla voidaan laskea posterioritodennäköisyydet (käyttämällä Bayesian teoriaa. (Muller (2013))

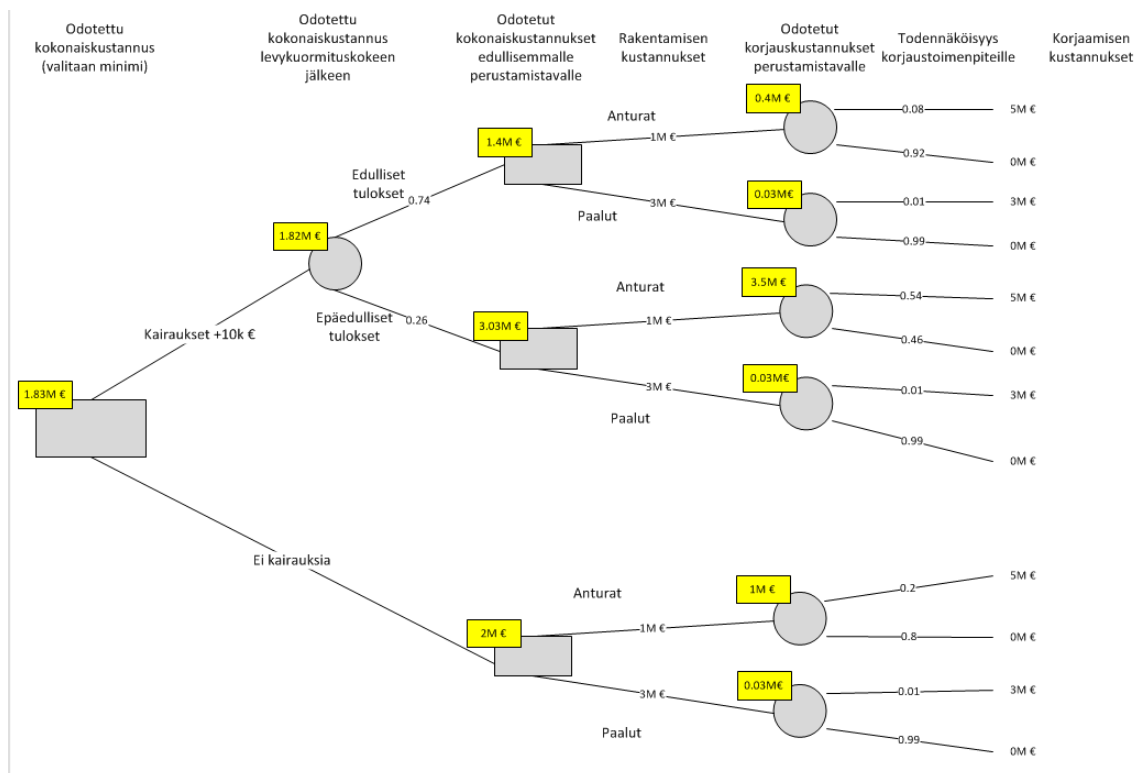
$$P_r(\text{hyvät}|\text{edullinen}) = \frac{P_r(\text{hyvät})L(\text{edullinen}|\text{hyvät})}{P_r(\text{hyvät})L(\text{edullinen}|\text{hyvät})+P_r(\text{huonot})L(\text{edullinen}|\text{huonot})} \quad (2.1)$$

P_r = todennäköisyys

Kaavalla 2.1 lasketut todennäköisyydet alueen maaperän olosuhteille on esitetty taulukossa 2.5. Kairauksilla ei saavuteta täydellistä tietoa maaperästä, vaan niitä tekemällä voidaan vaikuttaa ”hyvän” ja ”huonon” maaperän todennäköisyyksiin. Kuvassa 2.6 on esitetty kairauksiin perustuva päättelypuu. Päättelypuun avulla odotetuksi kokonaiskustannukseksi saadaan nyt laskettua 1.82M €. Tämä on hieman suurempi kuin mitä saavutettiin täydellisellä tiedolla, mutta silti pienempi kuin jos ei tehtäisi lainkaan pohjatutkimuksia. Nyt epätäydellisen tiedon odotusarvo on 0.18M €. Verrattuna kairausten hintaan (10 000€) pohjatutkimusten tekeminen on edelleen kannattavaa.

Taulukko 2.5. *Todellisten pohjaolosuhteiden todennäköisyydet oletetuilla kairaustuloksilla. (Baecher and Christian (2003)).*

Kairausten tulokset	P_r	posterioritodennäköisyydet	
		"hyvät"	"huonot"
		$P_{r,prior}=0,8$	$P_{r,prior}=0,2$
edulliset	0,74	0,92	0,08
epäedulliset	0,26	0,46	0,54



Kuva 2.6. Päätelypuu, kun alueelle suunnitellaan kairausten tekemistä. (Baecher and Christian (2003)).

2.3 Maan geoteknisten ominaisuuksien määrittämiseen liittyvä 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 2.2 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 2.2 kokonaisepävarmuus koostuu osaepävarmuuksien summasta. Epävarmuuden suuruuden kuvaamiseen käytetään yleisesti variaatiokerrointa COV (coefficient of variation), joka riippuu parametrille lasketusta keskiarvosta μ ja hajonnasta σ ($\sigma = \mu \cdot \text{COV}$). Suuri COV-luku tarkoittaa suurta epävarmuutta. On

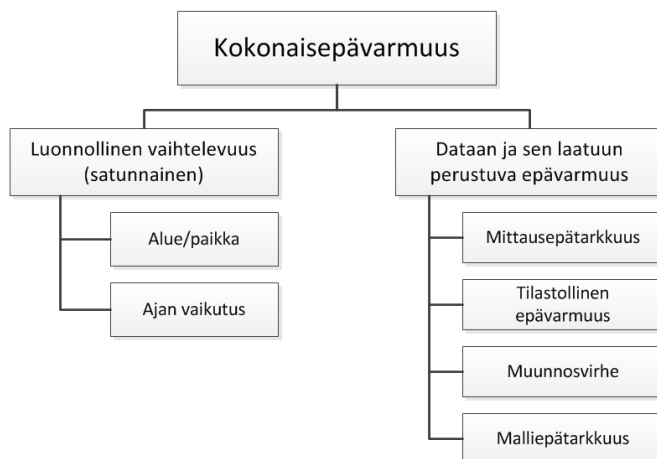
kuitenkin tiedostettava, että vaikka epävarmuuden suuruutta voidaan käsitellä COV-luvun avulla, se ei kuitenkaan kuvaa täysin todellisen epävarmuuden suuruutta.

$$COV^2_X \approx COV^2_{spat,X} + COV^2_{err,X} + COV^2_{trans,X} + COV^2_{stat,X} + (COV^2_{mod}) \quad (2.2)$$

$COV_{spat,X}$	=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 epävarmuustarkasteluissa)

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 (esitetään esimerkiksi 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 tekijänään.
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 2.7. Maaparametrin määrittämiseen liittyvä kokonaisepävarmuus. (Muller (2013)).

Edellä esitetyn kokonaisepävarmuuden tarkka laskeminen käytettävillä maaparametreille on todellisuudessa hyvin vaikeaa, koska suunnittelijalla on käytössään vain rajallinen määrä dataa. Joillekin maaparametreille tämä voi olla mahdollista, mutta epävarmuuksien tutkiminen jokaiselle geoteknisessä analyysissä esiintyvälle parametrille on, jos ei mahdotonta, erittäin työlästä ja taloudellisesti kannattamatonta. Tällöin on järkevää käyttää aikaisempaa empiiristä ja kokemusperäistä tietoa tarvittavien maaparametrien määrittämiseksi. Voidaan esimerkiksi arvioida tietyn maaparametrin epävarmuuden suuruutta käyttämällä seuraavissa kappaleissa esitettyjä (Phoon et al (1999), Baecher ja Christian (2003)) keräämiä taulukoita eri maaparametrien ja niiden määrittämenetelmien variaatiokertoimista (COV). Kuitenkin käytettäessä aikaisempiin havaintoihin perustuvaa dataa, on syytä aina selvittää datan alkuperä ja soveltuvuus haluttuun kohteeseen. Esimerkiksi ovatko lähdemateriaalin arvot määritetty saman geologian omaavista kohteista?

Taulukkoon 2.6 on kerätty eri maaparametrien ja mittausmenetelmien kokonaisepävarmuuden COV_{TOTAL} ($=COV_X$) suositusarvoja vaihteluväleineen. Taulukko on koottu Lumb (1974), Lee et al (1983), Lacasse ja Nadim (1996), Phoon ja Kulhawy (1999b) ja Duncan (2000) julkaisuista ja taulukko on peräisin Muller (2013) väitöskirjasta.

Taulukko 2.6. Kokonaisepävarmuuden suuruuksia eri maaparametreille ja niiden määrittystavoille. (Muller (2013))

Property	Test type	Soil type	Range of COV _{TOTAL}	Property	Test type	Soil type	Range of COV _{TOTAL}
C _c			25-30	k			200-300
C _c			18-73	k			68-90
C _c			10-37	OCR			10-35
c _v			25-50	PI		clay	7-79
c _v			25-100	PI		sand, gravel	7-79
c _v			33-68	S _u		clay	20-50
E			2-42	S _u		clay	25-30
e			15-30	S _u		clayey silt	10-30
e			13-42	S _u	in general		13-40
φ		sand	5-15	S _u	CIUC	clay	5-20
φ		sand	5-15	S _u	from index tests	clay	10-35
φ		clay	12-56	S _u	UC	clay	20-55
φ		sand	2-5	S _u	UU	clay	10-35
φ	lab.	clay, sand	7-20	S _u	CIUC	clay	20-45
φ	TC,evaluated from q _T	sand	10-15	S _u	FVS	clay	15-50
φ			2-13	S _u	UU evaluated from q _T	clay	30-40
γ			1-10	S _u	CIUC evaluated from q _T	clay	35-50
γ			1-10	S _u /σ' _v		clay	5-15
γ'			0-10	σ' _p			10-35
γ			3-7	w _L			2-48
γ'			0-10	w _L			3-20
K ₀		clay	20-45	w _n			6-63
K ₀		sand	20-55	w _p			9-29
k			200-300	w _p			3-20

Taulukkoa tarkasteltaessa nähdään sen tukevan hyvin yleistä käsitystä eri maaparametrien epävarmuuksista. Esimerkiksi hiekan kitkakulman ja maan tilavuuspainon määrittämisessä epävarmuus on pieni, variaatiokertoimen ollessa 2-15 ja 0-10 järjestyksessä. Sitä vastoin saven suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen liittyy paljon enemmän epävarmuutta, jolloin COV_{Su}=5-55.

2.3.1 Maan ominaisuuksien luonnollinen vaihtelevuus

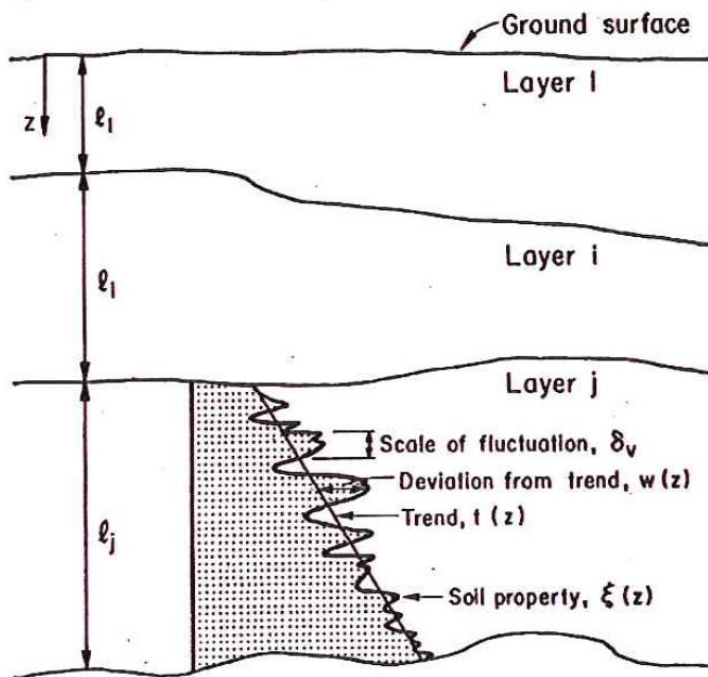
Luonnollisella vaihtelulla tarkoitetaan maan geoteknisten ominaisuuksien kuten saven suljetun leikkauslujuuden vaihtelua alueellisesti ja ajallisesti. On totta, että maan geologiset ominaisuudet voivat olla samankaltaisia eri alueilla, mutta ne eivät ole koskaan samat. Tämä johtuu koko ajan käynnissä olevista geologisista, ympäristöllisistä, tektonisista ja fysikaalis-kemiallisista prosesseista, jotka ajan kuluessa muokkaavat maaperän ominaisuuksia niin vertikaalisti kuin horisontaalisti (Mitchell, J.K. and Soga, K. (2004)). Tätä maaperän ominaisuuksien vaihtelua ja sen suuruutta rakennettavalla alueella pyritään arvioimaan erilaisten tutkimusten avulla. Ajatellaan ideaalitalanne, eli on pystytty tutkimaan kaikkien ilmiöiden vaikutus maaperään kaikkialla tutkittavalla alueella ja jokaisella ajanhetkellä Tällöin ei luonnollisesta vaihtelusta johtuvaa epävarmuutta maan ominaisuuksissa olisi. Olisi ainoastaan luonnollista maan ominaisuuksien vaihtelua. Kuitenkin, koska todellisuudessa käytettävät resurssit ovat rajalliset, on mahdotonta toimia edellä esitetyllä tavalla.

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

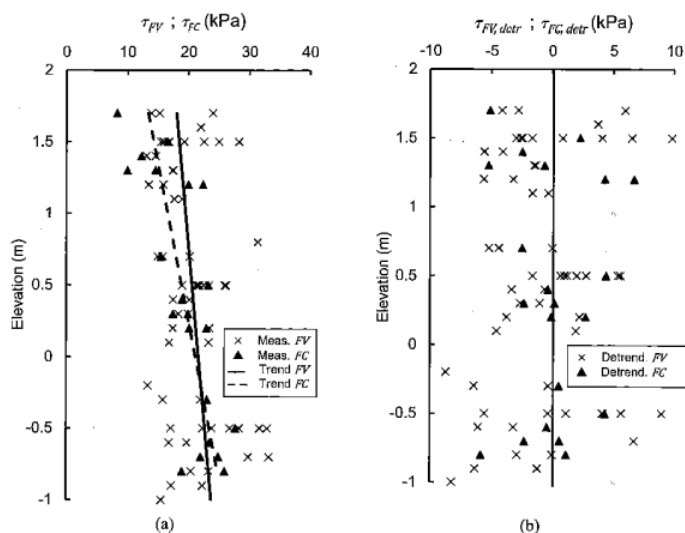
Maan ominaisuudet vaihtelevat pysty- ja vaakasuunnassa. Mittauksista saatava data voidaan esittää kuvan 2.8 kaltaisella käyrällä (Phoon (1999a)). Yleisesti saatuihin tuloksiin pyritään sovittamaan trendikäyrä $t(x)$ siten, että mittauspisteitä jää käyrän molemmille puolille suunnilleen saman verran (huom. suuresti poikkeavat arvot!). Toisin sanoen näiden ”jäännösarvojen” $w(x)$ (eivät ole tarkalleen trendikäyrällä) keskiarvo on 0, mikäli tulokset normalisoidaan trendikäyrän perusteella. Esimerkki mittaustulosten normalisoinnista on esitetty kuvassa 2.9. Normalisoinnin jälkeen jäljelle jääville jäännösarvoille lasketaan varianssi, joka kuvaa epävarmuutta interpoloidun trendin ja todellisen maan ominaisuuden (merkitään maan ominaisuutta x) välillä. Kun maan ominaisuuden keskiarvo μ_t (saadaan laskemalla keskiarvoinen t) ja jäännösarvojen varianssi σ_x^2 tiedetään, voidaan maan luonnolliselle vaihtelevuudelle laskea sitä kuvaava variaatiokerroin COV_X (coefficient of variation).

Kuitenkin on huomattava, että tämä variaatiokerroin sisältää maan luonnollisesta vaihtelusta aiheutuvaa epävarmuutta, sekä mittauksiin liittyvää epävarmuutta. Tällöin mittausten vaikutus on vähennettävä seuraavasti:

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



Kuva 2.8. Maaparametrin luonnollinen vaihtelu. (Phoon (1999a))

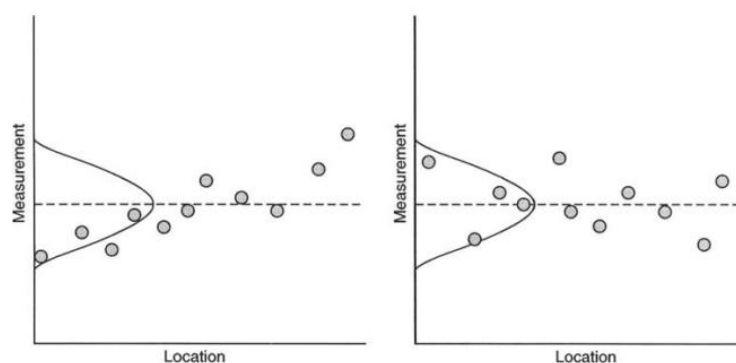


Kuva 2.9. a) mittaustulokset trendillä, b) normalisoidut mittaustulokset (trendi poistettu) (Muller (2013))

Maan luonnolliseen vaihteluun liittyvä epävarmuus koostuu siis kahdesta tekijästä: trendistä ja jäännösluvuista. Kumpikin näistä vaikuttaa variaatiokertoimen COV suuruuteen. Trendien havainnoiminen ja niiden vaikutukset voivat olla merkittäviä. Oletetaan hypoteettinen esimerkki, jossa saven suljetulle leikkauslujuudelle saavutetaan kolme erilaista arvoa: 12, 19 ja 26 kPa. Mikäli lähtötiedoissa ei mainita, mistä ja miten kyseiset arvot on saavutettu, saadaan suljetun leikkauslujuuden keskiarvoksi 19 kPa ja hajonnaksi 5,7 kPa. Tällöin variaatiokertoimen suuruudeksi saadaan $COV \approx 0.3$ (=30 %). Tämä on suhteellisen suuri arvo, joka implikoi suurta epävarmuutta. Mikäli lähtötiedoissa on kuitenkin mainittu, että mittaustulokset on saavutettu syvyyksiltä 1, 6 ja 11 metriä, tulosten esittäminen syvyyden funktiona kuvaajassa osoittaa täydellisen trendin ilman luonnollista vaihtelua. Tällöin variaatiokertoimen arvo on $COV=0$ (=0 %), koska mittaustulosten hajonta on nolla. Tässä tapauksessa trendi selittää 100 % luonnollisesta vaihtelusta, jolloin maan suljetun leikkauslujuuden epävarmuus on olematon.

Kuvassa 2.10 on esitetty kaksi saman keskiarvon, hajonnan ja variaatiokertoimen omaavaa mittaustulosjoukkoa. Kaikki mittaukset on tehty samalta syvyydeltä. Lähtökohtaisesti kummallakin mittaustulosjoukolla on sama maan luonnolliseen vaihteluun liittyvä epävarmuus. Kun mittaustulokset esitetään kuvaajina, huomataan joukossa A mittaustulosten kesken vaakasuuntainen trendi, kun taas joukon B käyttäytyminen on enemmän satunnaista. Poistamalla trendi joukosta A, saavutetaan sille todennäköisesti pienempi maan luonnollisen vaihtelun epävarmuus (COV-luku). Edellä esitettyjen esimerkkien perusteella on suositeltavaa tehdä trendianalyysi aina tehdä mittaustuloksia käsiteltäessä.

Lisäksi, yhdistettäessä monella erilaisella mittausmenetelmällä saavutettuja mittaustuloksia (kairaukset, in-situ mittaukset, laboratoriokokeet jne.), on tärkeää yhdistää vain samanlaiseen joukkoon kuuluva data. Esimerkiksi, kun maahan suoritetaan puristinkairaus, läpäisee kairaus useita maalajikerroksia, joiden geologiset ominaisuudet ja kuormitushistoria voivat vaihdella. Tällöin mittaustuloksia käsiteltäessä on yhdistettävä ainoastaan samanlaiseen joukkoon kuuluvia arvoja, eli tässä tapauksessa jokainen maalajikerros tulee käsitellä omanaan.



Kuva 2.10. Trendianalyysin merkitys maan luonnollisen vaihtelun epävarmuuteen. Vasemmalla joukko A, oikealla joukko B. (Baecher and Christian (2003))

Tyypillisiä eri maaparametrien luonnollisen vaihtelun COV-lukuja on esitetty Phoon et al (1999a) artikkelissa. Artikkelissa tietoa luonnollisen vaihtelevuuden suuruudesta on kerätty tekemällä laaja kirjallisuustutkimus. Phoon et al (1999a) kuitenkin varoittaa, että tiedon kerääminen pelkästään luonnollisen vaihtelun variaatiokertoimista oli hankalaa, sillä geotekniikan alan kirjallisuus perustuu suurissa määrin kokonaisvaihtelevuus (total variability) analyysihin. Tällöin taulukoissa esitetyt COV-luvut voivat olla suurempia kuin mitä maan todellinen luonnollinen vaihtelevuus on. Tämä johtuu neljästä asiasta:

1. maan ominaisuudet eivät ole olleet vertailukelpoisia. Esimerkiksi näytteet ovat olleet eri syvyyksiltä tai tarkasteltavien kohteiden geologia on ollut erilainen.
2. data saattaa sisältää mittausepätarkkuutta, jonka suuruutta on vaikea tietää puutteellisen dokumentoinnin takia. Mittausepätarkkuus tulee aina vähentää mittaustuloksista johdetulle maan luonnolliselle vaihtelulle.
3. mittaustuloksissa esiintyviä trendejä ei ole poistettu tai epävarmuutta on yliarvioitu reilusti
4. pitkältä aikaväliltä kerättyjä mittaustuloksia on vertailtu, jolloin ajan vaikutus (esim. ympäristövaikutukset) tulisi huomioida. Dokumentointi ajan osalta on hyvin puutteellista, jolloin siitä johtuvia merkittäviä vaikutuksia tai niiden puuttumista on vaikea todeta.

Taulukossa 2.7 on esitetty yleisimpien maan lujuusparametrien luonnolliseen vaihteluun liittyvät variaatiokertoimet (käytännössä epävarmuus) eri mittausmenetelmillä

määritettynä. Lisäksi taulukossa 2.8 on esitetty vastaavat tiedot yleisimmille indeksiparametreille.

Taulukko 2.7. Maan luonnollinen vaihtelevuus yleisimmille lujuusparametreille.
(Phoon (1995))

Property ^a	Soil type	No. of data groups	No. of tests per group		Property value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
s_u (UC) (kN/m ²)	Fine grained	38	2–538	101	6–412	100	6–56	33
s_u (UU) (kN/m ²)	Clay, silt	13	14–82	33	15–363	276	11–49	22
s_u (CIUC) (kN/m ²)	Clay	10	12–86	47	130–713	405	18–42	32
s_u (kN/m ²) ^b	Clay	42	24–124	48	8–638	112	6–80	32
$\bar{\phi}$ (°)	Sand	7	29–136	62	35–41	37.6	5–11	9
$\bar{\phi}$ (°)	Clay, silt	12	5–51	16	9–33	15.3	10–50	21
$\bar{\phi}$ (°)	Clay, silt	9	—	—	17–41	33.3	4–12	9
$\tan \bar{\phi}$ (TC)	Clay, silt	4	—	—	0.24–0.69	0.509	6–46	20
$\tan \bar{\phi}$ (DS)	Clay, silt	3	—	—	—	0.615	6–46	23
$\tan \bar{\phi}$ ^b	Sand	13	6–111	45	0.65–0.92	0.744	5–14	9

^a s_u , undrained shear strength; $\bar{\phi}$, effective stress friction angle; TC, triaxial compression test; UC, unconfined compression test; UU, unconsolidated-undrained triaxial compression test; CIUC, consolidated isotropic undrained triaxial compression test; DS, direct shear test.

^bLaboratory test type not reported.

Taulukko 2.8. Maan luonnollinen vaihtelevuus yleisimmille indeksiparametreille.
(Phoon (1995))

Property ^a	Soil type ^b	No. of data groups	No. of tests per group		Property value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
w_n (%)	Fine grained	40	17–439	252	13–105	29	7–46	18
w_L (%)	Fine grained	38	15–299	129	27–89	51	7–39	18
w_p (%)	Fine grained	23	32–299	201	14–27	22	6–34	16
PI (%)	Fine grained	33	15–299	120	12–44	25	9–57	29
LI	Clay, silt	2	32–118	75	—	0.094	60–88	74
γ (kN/m ³)	Fine grained	6	5–3200	564	14–20	17.5	3–20	9
γ_d (kN/m ³)	Fine grained	8	4–315	122	13–18	15.7	2–13	7
D_r (%) ^c	Sand	5	—	—	30–70	50	11–36	19
D_r (%) ^d	Sand	5	—	—	30–70	50	49–74	61

^a w_n , natural water content; w_L , liquid limit; w_p , plastic limit; PI, plasticity index; LI, liquidity index; γ , total unit weight; γ_d , dry unit weight; D_r , relative density.

^bFine-grained materials derived from a variety of geologic origins, e.g., glacial deposits, tropical soils, and loess.

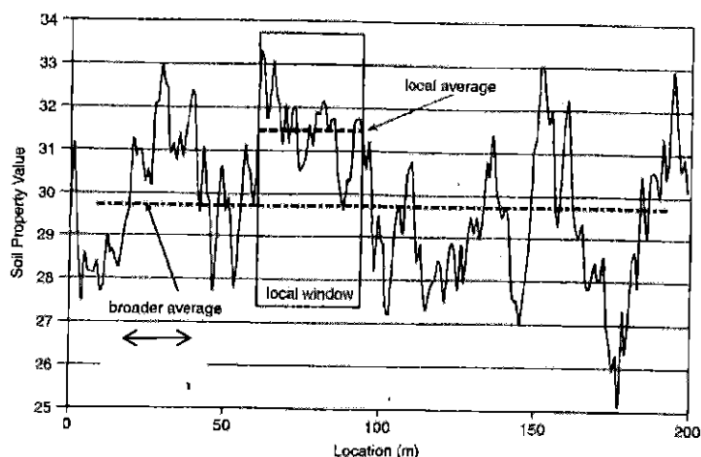
^cTotal variability for direct method of determination.

^dTotal variability for indirect determination using standard penetration test (SPT) values.

Scale of fluctuation (maan ominaisuuden luonnollinen vaihtelu isommassa mittakaavassa)

Maan ominaisuuden luonnollista vaihtelua voi esiintyä paikallisesti ja globaalisti. Paikallisella vaihtelulla tarkoitetaan kuvan 2.11 mukaista ”paikallista ikkunaa” (local window), jossa mitatun parametrin arvo vaihtelee keskiarvon (trendikäyrän) ympärillä (kuva 2.8). Paikallisen vaihtelun lisäksi maan ominaisuuksien luonnollista vaihtelua voidaan ajatella suuremmissa mittakaavassa (kuva 2.11), globaalisti. Kuvan 2.11 esimerkissä on 200 metriä pitkä profiili yhden maan ominaisuuden luonnollisesta vaihtelusta tällä välillä. Esitetyllä 200 metrin matkalla 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, eli kuinka pitkällä matkalla voidaan paikallisen maan ominaisuuden ajatella olevan suurempi tai pienempi kuin koko rakennettavan alueen (=koko 200 m) keskiarvo on? Käytännössä ongelmia

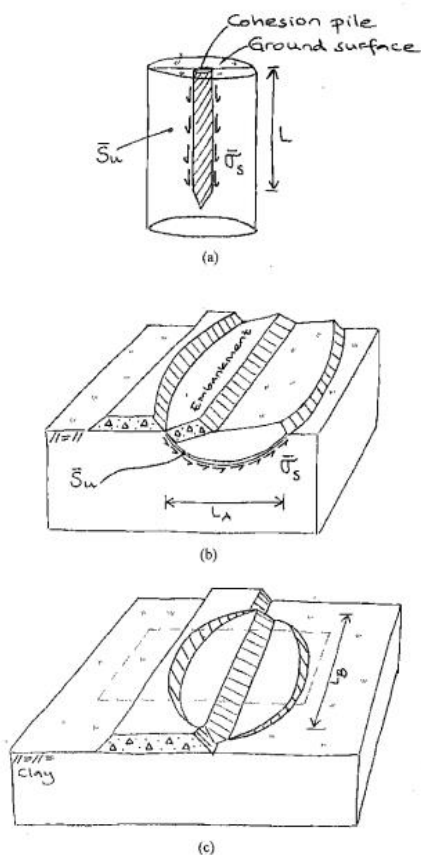
voi muodostua, jos maan ominaisuudelle määritetään keskiarvo laajalta alueelta, jossa maan luonnollinen vaihtelu globaalisti on suurta. Tällöin vaarana on yliarvioida esimerkiksi maan lujuutta heikolla vyöhykkeellä (esimerkiksi kuvan 2.11 väli 160m-180m), jossa maan ominaisuuden paikallinen keskiarvo on selvästi alle valitun mitoitusarvon. Tästä syystä maan ominaisuuden luonnollista vaihtelua on arvioitava sekä pienessä että suuressa mittakaavassa.



Kuva 2.11. Maan luonnollisen vaihtelun vaikutus suunnitteluun suurilla alueilla (Muller (2013)).

Kuvitellaan tilanne (Muller (2013) esimerkki), jossa kuvan 2.12 mukaiselle alueelle on suunniteltu asennettavan koheesiopaalu. Paalun kantavuus perustuu paalun vaipan ja ympäröivän maan väliseen vuorovaikutukseen. Toisin sanoen systeemi murtuu, kun paalun vaipan ja maan rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys ylittää saven suljetun leikkauslujuuden. Tällöin systeemin murtotapa ja vaikutusala ovat selvillä. Tilanne on monimutkaisempi, jos samalle alueelle rakennetaan suuri pengerr (esim. tekoaltaan sivu). Pengerr murtuu, kun sen aiheuttama leikkausjännitys liukupinnalla ylittää saven suljetun leikkauslujuuden. Vaikka tiedetään penkereen murtoon liittyvän maan tilavuuden olevan huomattavasti suurempi kuin paalulla, on murtopinnan ja murtumiseen osallistuvan maan tilavuuden määrää hankala selvittää. Tästä syystä geoteknisiä rakenteita suunniteltaessa on tiedettävä, kuinka suurella alueella mahdollinen murto tapahtuu. On selvittettävä, poikkeako esimerkiksi rakenteen kohdalla olevan maan lokaali suljettu leikkauslujuus paljon alueen globaalista keskiarvosta (globaali = esimerkiksi pohjatutkimusten perusteella rakennettavalle tontille määritetty maaparametrin x arvo; lokaali= paikallinen, pienellä alueella vaikuttava maaparametrin x arvo, joka voi poiketa globaalista arvosta). Verrattaessa edellä esitettyjä kahta rakennetta on todennäköisempää, että pienemmän poikkileikkauksen omaava koheesiopaalu sijaitsee yhdessä kuvan 2.12 mukaisista lokaaleista alueista, joissa kantavuuden määrittävä suljettu leikkauslujuus on joko pienempi tai suurempi kuin globaali keskiarvo (murttoon osallistuvan maan tilavuus pienempi). Sitä vastoin penkereen ollessa huomattavasti suurempi rakenne, voidaan sen olettaa ylittävän useita

lokaaleja alueita, jolloin globaalin keskiarvon käyttäminen vastaa paremmin todellisuutta. Paikallisten vyöhykkeiden vaikutus maan luonnolliseen vaihtelevuuteen voidaan huomioida varianssifunktiolla $\Gamma^2(L)$, joka redusoi pistevarianssia maan ominaisuudelle lokaalin keskiarvon vaikutuksesta. Lisäksi se huomioi tarkasteltavan maan tilavuuden. (kts. Muller (2013))



Kuva 2.12. Murtotavat koheesiopaalulle ja penkereelle. (Muller (2013))

Phoon et al (1999a) artikkelissa on esitetty maan ominaisuuksien vaihtelun suuruutta vertikaalisessa ja horisontaalisessa tasossa. Tiedot on esitetty taulukossa 2.9. Taulukon arvoihin tulee suhtautua varauksella, sillä kirjallisuuslähteiden määrä on ollut huomattavasti pienempi kuin esimerkiksi variaatiolukuja tutkittaessa.

Taulukko 2.9. Yleisimpien määritettävien maaparametrien vaihteluväli vertikaalisessa- ja horisontaalisessa tasossa.

Property ^a	Soil type	No. of studies	Scale of fluctuation (m)	
			Range	Mean
Vertical fluctuation				
s_u	Clay	5	0.8–6.1	2.5
q_c	Sand, clay	7	0.1–2.2	0.9
q_T	Clay	10	0.2–0.5	0.3
s_u (VST)	Clay	6	2.0–6.2	3.8
N	Sand	1	—	2.4
w_n	Clay, loam	3	1.6–12.7	5.7
w_L	Clay, loam	2	1.6–8.7	5.2
$\bar{\gamma}$	Clay	1	—	1.6
γ	Clay, loam	2	2.4–7.9	5.2
Horizontal fluctuation				
q_c	Sand, clay	11	3.0–80.0	47.9
q_T	Clay	2	23.0–66.0	44.5
s_u (VST)	Clay	3	46.0–60.0	50.7
w_n	Clay	1	—	170.0

^a s_u and s_u (VST), undrained shear strength from laboratory tests and vane shear tests, respectively; $\bar{\gamma}$, effective unit weight.

2.3.2 Mittausepäätarkkuus, $COV_{err,X}$

Mittausepäätarkkuus tai mittausvirhe voidaan jaotella kolmeen osa-alueeseen:

1. mittauslaitteiden ja -välineiden (kairaus, laboratorio jne.) epätarkkuus, $COV_{err,equip}$
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:

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

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 laisinkaan
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 edellyteltä tavalla.

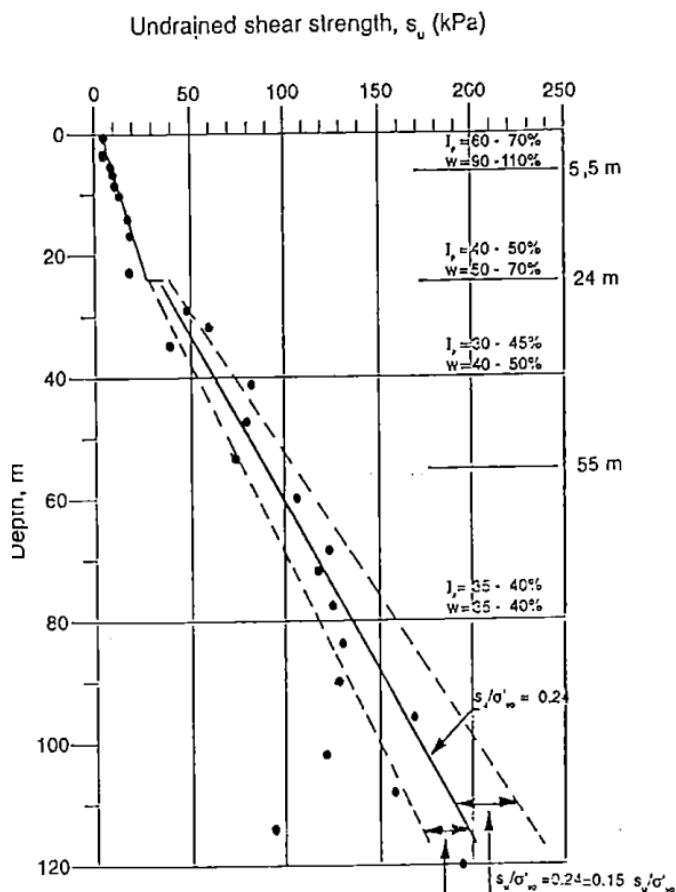
Tutkimuksen suorittamiseen, sen suorittajaan ja näytteiden käsittelyyn, valmisteluun ja kuljettamiseen liittyviin epävarmuuksiin voidaan lukea:

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 asianmukaisten 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.

Esimerkiksi määritettäessä suljettua leikkauslujuutta yli 100 metrin syvyydestä (Lacasse (1996)) näytteen ottaminen muuttuu hankalaksi ja siihen kohdistuu paljon häiriötä. Esimerkkitalanne on esitetty kuvassa 2.13. Yli 100 metrin syvyydessä mitatut saven suljetun leikkauslujuuden arvot poikkeavat paljon toisistaan, joita ei voida enää pitää mittausrvirheenä tai maan luonnollisena vaihteluna. Lisäksi aiempien tutkimuspisteiden perusteella voidaan lujouden olettaa kasvavan syvyyden funktiona. Tällaiset pisteet tulee osata jättää pois, mikäli käytetään tilastollisia menetelmiä maaparametrien ominaisarvojen määrittämisessä. Yksittäiset satunnaiset virhetulokset vääristävät yleensä esimerkiksi COV- lukuja epäedulliseen suuntaan.



Kuva 2.13. Saven suljettu leikkauslujuus syvyyden funktiona (UU-test, unconsolidated-undrained- test). Tuloksissa ei ole mittausvirhettä. (Lacasse (1996))

Phoon (1995,1999a) on kerännyt useisiin taulukoihin laajan kirjallisuustutkimuksen perusteella tietoa eri kenttä (in-situ) ja laboratoriokokeiden COV- luvuista sekä kyseisillä kokeilla määritettävien parametrien keskiarvojen vaihteluväleistä, joille kyseinen COV- luku pätee. Taulukossa 2.10 esitetään yleisimpien laboratoriokokeiden COV- lukuja niillä määritettäville maaparametreille. Taulukossa on esitetty määritettävä maaparametri; testin/kokeen nimi; maalaji; montaa eri tietolähdettä tai vertailujoukkoa on käytetty; maaparametrin keskiarvon vaihteluväli, jolle COV- luku pätee sekä maaparametrin COV- luku. Phoon (1999a) mukaan mitkään tutkituista tietolähteistä eivät erotelleet mittausvirheitä toisistaan, joten kyseessä ovat laboratoriokokeiden kokonaismittausepäätarkkuudet. Täydelliset tiedot ja analyysit taulukon arvoista on esitetty lähteessä Phoon et al (1995).

Taulukko 2.10. Yleisimpien laboratorikokeiden kokonaismittausepäätarkkuudet. (Phoon et al (1995))

Property ^a	Soil type	No. of data groups	No. of tests per group		Property value		Property COV (%)	
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean
s_u (TC) (kN/m ²)	Clay, silt	11	—	13	7–407	125	8–38	19
s_u (DS) (kN/m ²)	Clay, silt	2	13–17	15	108–130	119	19–20	20
s_u (LV) (kN/m ²)	Clay	15	—	—	4–123	29	5–37	13
$\bar{\phi}$ (TC) (°)	Clay, silt	4	9–13	10	2–27	19.1	7–56	24
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Clay, silt	5	9–13	11	24–40	33.3	3–29	13
$\bar{\phi}$ (DS) (°)	Sand	2	26	26	30–35	32.7	13–14	14
$\tan \bar{\phi}$ (TC)	Sand, silt	6	—	—	—	—	2–22	8
$\tan \bar{\phi}$ (DS)	Clay	2	—	—	—	—	6–22	14
w_n (%)	Fine grained	3	82–88	85	16–21	18	6–12	8
w_L (%)	Fine grained	26	41–89	64	17–113	36	3–11	7
w_p (%)	Fine grained	26	41–89	62	12–35	21	7–18	10
PI (%)	Fine grained	10	41–89	61	4–44	23	5–51	24
γ (kN/m ³)	Fine grained	3	82–88	85	16–17	17.0	1–2	1

^aLV, laboratory vane shear test.

Vastaavasti taulukossa 2.11 on esitetty mittausvirheitä (COV-lukuina) in-situ- kokeille. Mittausvirheet on nyt jaoteltu aiemmin esitetyn kolmen kohdan mukaisesti välineistöstä ja laitteistosta, työn suorittamisesta ja satunnaismittausvirheistä johtuviin tekijöihin. Näiden perusteella mittausmenetelmille on määritetty kokonaismittausepäätarkkuuden vaihteluväli. Taulukon viimeistä saraketta, jossa eri menetelmille on arvioitu COV-luvun vaihteluväli, on tarkasteltava varoen. Phoon (1999a) varoittaa artikkelissaan, että lähdemateriaalia on ollut hyvin rajallisesti ja hän on joutunut käyttämään paljon omaa tulkintaa vaihteluvälien muodostamiseksi. Täydelliset tiedot taulukon sisällöstä on esitetty lähteessä Kulhawy ja Trautman (1996).

Taulukko 2.11. Yleisimpien in-situ- kokeiden mittausvirheitä. (Orchant et al. (1988), Kulhawy ja Trautman (1996))

Test	Coefficient of variation, COV (%)				Range ^b
	Equipment	Procedure	Random	Total ^a	
Standard penetration test (SPT)	5–75 ^c	5–75 ^c	12–15	14–100 ^c	15–45
Mechanical cone penetration test (MCPT)	5	10–15 ^d	10–15 ^d	15–22 ^d	15–25
Electric cone penetration test (ECPT)	3	5	5–10 ^d	7–12 ^d	5–15
Vane shear test (VST)	5	8	10	14	10–20
Dilatometer test (DMT)	5	5	8	11	5–15
Pressuremeter test, prebored (PMT)	5	12	10	16	10–20 ^c
Self-boring pressuremeter test (SBPMT)	8	15	8	19	15–25 ^c

^aCOV(Total) = [COV(Equipment)² + COV(Procedure)² + COV(Random)²]^{0.5}.

^bBecause of limited data and judgment involved in estimating COVs, ranges represent probable magnitudes of field test measurement error.

^cBest to worst case scenarios, respectively, for SPT.

^dTip and side resistances, respectively, for CPT.

^eIt is likely that results may differ for p_o , p_t , and p_{1t} , but the data are insufficient to clarify this issue.

Orchant et al (1988) on taulukoinut yleisimpien in-situ mittauksien, siipikairauksen ja puristinkairauksen, mittausvälineisiin ja työn suorittamiseen liittyviä epävarmuuksia ja niiden merkittävyyksiä. Nämä on esitetty taulukossa 2.12.

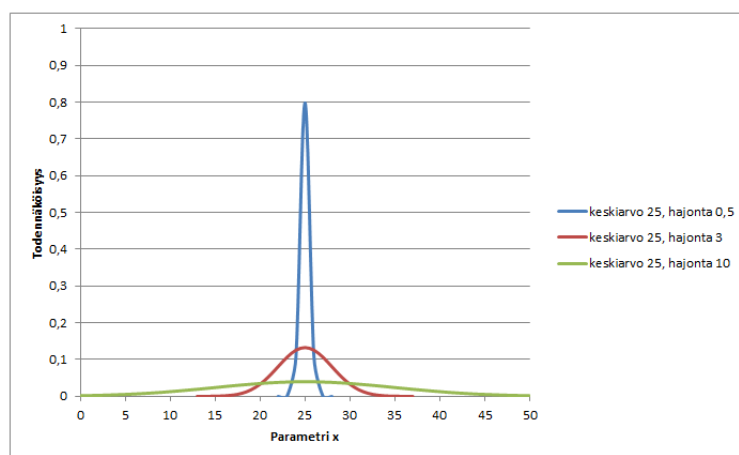
Taulukko 2.12. *Mittauslaitteistoon ja mittauksen tekemiseen liittyvät mahdolliset epävarmuuden lähteet siipi- ja puristinkairaukselle.*

Menetelmä	Merkittävyys	Epävarmuuden lähde	
		Mittauslaitteisto	Mittauksen suoritus
Siipikairaus	pieni	siiven pituus	-
			viivästys
	pieni/kohtuullinen	-	mittauslaitteen asentamisen ja itse mittauksen välillä
	kohtuullinen	Siiven pituuden ja korkeuden suhde; siiven paksuus	siiven pyöritysnopeus
	kohtuullinen/suuri	väännön mittauslaite; vaurioitunut siipi	siiven työntäminen maahan; tangon kitkan kalibrointi
	suuri	-	-
Puristinkairaus	pieni	kartion koko; huonot tiivisteet	puristusnopeus
	pieni/kohtuullinen	valmistusvirheet; kartion liiallinen kuluminen	kalibrointivirhe
	kohtuullinen	-	-
	kohtuullinen/suuri	mekaaninen tai sähköinen kartio; kartion kulma	holkkijatkokset vs. jatkuva puristus; vino puristus
	suuri	tankojen puristaminen	-

2.3.3 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 dataa (mittauspisteitä). Asiaa on sivuttu edellisissä kappaleissa esimerkiksi satunnaisten mittausvirheiden sekä pohjatutkimusten laajuuden ja tiheyden osalta. Näiden lisäksi suoritettujen mittausten laatu aiheuttaa tilastollista epävarmuutta, eli kyseisen mittausmenetelmän ja sen suorittamisen tulee olla standardin mukaista (jos on olemassa) ja menetelmän tulee soveltua testattavaan maaperään (ei esimerkiksi siipikairaa hiekkaan).

Pohjatutkimustuloksia käsiteltäessä esiintyy aina tilastollista epävarmuutta. Pohjatutkimuksissa saavutettujen mittaustulosten perusteella muodostetaan selvitetävälle maaparametrille keskiarvo ja keskihajonta. Näiden tilastollisten suureiden avulla voidaan muodostaa maaparametrille todennäköisyysjakauma. Todennäköisyysjakaumasta nähdään millä todennäköisyydellä satunnaismuuttuja, tässä tapauksessa selvitetävä maaparametri, voi saada tietyn arvon. Laskettu keskiarvo määrää jakauman paikan x-akselilla ja hajonta jakauman huipukkuuden. Hajonnan kasvaessa todennäköisyysjakauman muoto (huipukkuus) muuttuu kärjistetyksi piikkimäisestä pannukakkumaiseksi (kuva 2.14).



Kuva 2.14. Hajonnan vaikutus todennäköisyysjakauman muotoon parametrille x .

Tilastollista epävarmuutta havainnollistetaan seuraavalla esimerkillä. Oletetaan, että kohteessa on tehty kolme erillistä mittausta (1-3) saven suljetun leikkauslujuuden ominaisarvon määrittämiseksi. Mittaukset voidaan olettaa tehdyksi siipikairalla tai kartiokokeella. Mittaustulosten perusteella suljetulle leikkauslujuudelle on laskettu seuraavat tilastolliset suureet: keskiarvo, keskihajonta ja COV- luku (variaatiokerroin). Tiedot mittauksista on esitetty taulukossa 2.13. Mittaus 1 sisältää neljä rinnakkaista näytettä (esimerkiksi siipikairat samalta syvyydeltä), kun taas mittauksissa 2 ja 3 näytemäärä on kasvatettu kuuteen näytteeseen. Laskettujen tilastollisten suureiden avulla jokaiselle mittaukselle (1-3) on muodostettu todennäköisyysjakaumat (normaalijakauma), jotka on esitetty kuvassa 2.15.

Taulukko 2.13. Mittaustuloksiin liittyvä tilastollinen epävarmuus.

	mittaus 1	mittaus 2	mittaus 2+prioritieto	mittaus 3
näyte nro.	s_u	s_u	s_u	s_u
1	18,6	14,6	14,6	15,6
2	15,5	14,4	14,4	14,1
3	10,6	13,1	13,1	15,0
4	22	16,7	16,7	15,1
5	-	10,2	(10,2)	15,0
6	-	20,5	(20,5)	14,5
keskiarvo, μ	14,9	14,9	14,7	14,9
hajonta, σ	4,2	3,2	1,3	0,5
COV	0,28	0,21	0,09	0,03

Taulukosta 2.13 nähdään, että jokaisesta mittauksesta laskettu näytteiden keskiarvolujuus savelle on sama: 14.9 kPa. Kuitenkin, mikäli tarkastellaan yksittäisiä näytteitä, huomataan näytteistä määritettyjen leikkauslujuuksien vaihtelevan suuresti eri mittauksissa.

Esimerkiksi mittauksen 1 eri näytteistä laskettujen suljettujen leikkauslujuuksien arvot vaihtelevat välillä 10.6 – 22.0 kPa. Vaihteluväli on hyvin suuri 11,4 kPa, jolloin on hyvä laskea keskiarvon lisäksi keskihajonta, joka kuvaa parametrin eri arvojen hajontaa ja todennäköisyyttä keskiarvon ympärillä. Keskihajonnaksi saadaan suhteellisen suuri 4.2 kPa. Keskiarvon ja keskihajonnan perusteella voidaan muodostaa mittaus 1:lle kuvassa 2.15 näkyvä todennäköisyysjakauma. Kuten huomataan, on jakauma melko loiva, lähestyen jopa tasajakaumaa. Tällöin yhden ominaisarvon valitseminen tästä jakaumasta sisältää paljon epävarmuutta. Lisäksi keskiarvon ja keskihajonnan suhteella voidaan laskea variaatioluku (COV). Nyt variaatioluku on erittäin suuri 0.28, joka indikoi suurta epävarmuutta ominaisarvoa määritettäessä.

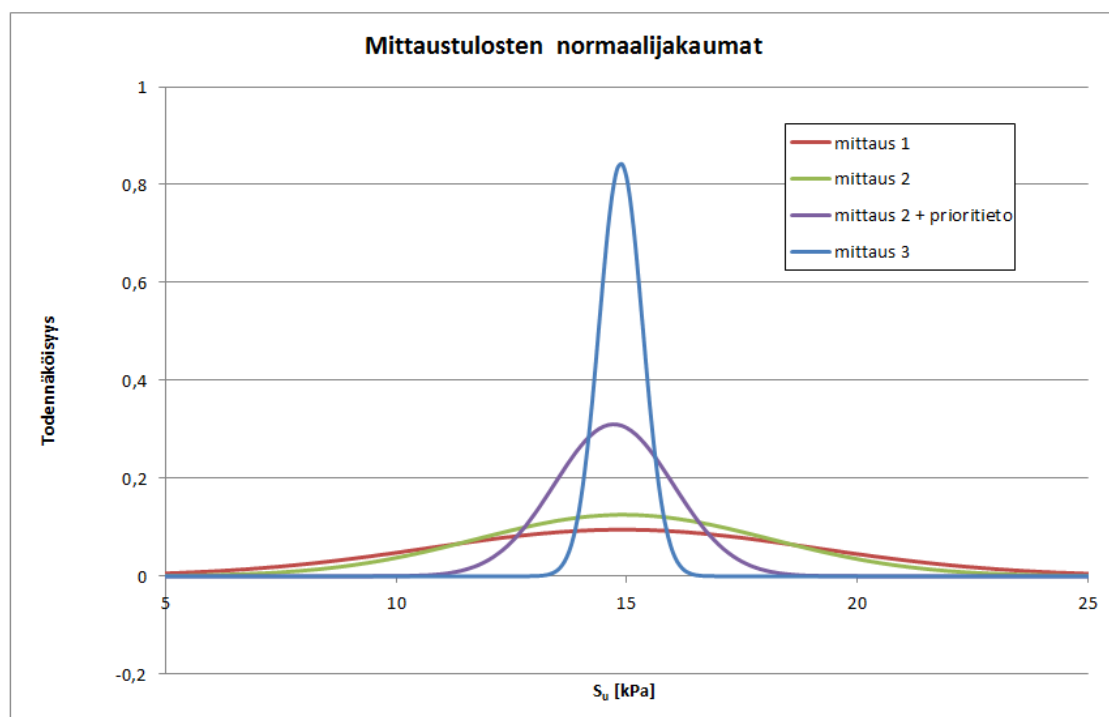
Yritetään seuraavaksi tarkentaa mittauksia näytteiden määrää lisäämällä. Mittaus 2:ssa on saven suljettu leikkauslujuus määritetty kuudesta näytteestä. Laskettu keskiarvo on sama kuin mittaus 1:lle, 14.9 kPa, kun taas keskihajonta on mittaus 1:tä pienempi 3.2 kPa. COV-luvuksi saadaan tällöin 0.21. Kuvassa 2.15 on esitetty mittaus 2:n todennäköisyysjakauma. Mittaus 2:n jakauma on terävämpi kuin mittaus 1:n, mutta silti maaparametrin hajonta on suurta ja ominaisarvon määrittämiseen liittyvä epävarmuus suuri.

Joissain tilanteissa kirjoituspöytätyöskentelyllä voi olla suuri merkitys. Kirjoituspöytätyöskentelyssä on voitu jo etukäteen miettiä, mikä saven suljettu leikkauslujuus suunnilleen on tutkittavalla alueella. Arvio on voitu perustaa esimerkiksi naapuritonttien pohjatutkimuksiin. Tarkasteltaessa mittaus 2:n yksittäisiä mittaustuloksia, huomataan, että näytteiden 5 ja 6 arvot poikkeavat muista (epäilyttävän pieni ja suuri arvo). Mikäli kirjoituspöytätyöskentelyssä on esitetty, että saven suljettu leikkauslujuus alueella on esimerkiksi noin 15 kPa:ia, voi suunnittelija halutessaan poistaa nämä kaksi mittaustulosta tilastollisesta käsittelystä. Näytteiden 5 ja 6 arvot voidaan olettaa johtuvan esimerkiksi satunnaismittausvirheistä. Poistamalla nämä arvot ja laskemalla uusi keskiarvo ja keskihajonta mittaustuloksille, saavutetaan taulukon 2.13 ja kuvan 2.15 tulokset. Keskiarvoon vaikutus on pieni, mutta keskihajonta sen sijaan suuri. Tämä näkyy kuvan 2.15 kuvaajasta, jossa jakauma on edellisiin verrattuna jyrkempi ja suppeampi. Keskihajonnan pienentyminen tarkoittaa sitä, että laskettuun keskiarvoon voidaan luottaa enemmän. Mahdollinen ominaisarvon vaihtelu tapahtuu nyt suppeammalla välillä (nyt kaikki arvot välillä 11–18 kPa, vrt. mittaus 1 jossa väli 7-22 kPa), jolloin suuret poikkeamat suljetun leikkauslujuuden keskiarvosta eivät ole todennäköisiä. Prioritietoon yhdistettynä mittaus 2 antaa saven suljetun leikkauslujuuden keskiarvoksi 14,7 kPa, jolloin variaatiokerroin on $COV=0.09$. Tällöin tilastollinen epävarmuus on myös pieni.

Siirryttäessä mittaus 3:sta saatuihin mittaustuloksiin, huomataan arvojen olevan hyvin lähellä toisiaan. Tilastollisesta näkökulmasta katsottuna tulosten laadukkuudesta kertoo kuvaan 2.15 piirretty todennäköisyysjakauma. Kuvaaja on erittäin terävä ja poikkeamaa

pienimmän ja suurimman mahdollisen suljetun leikkauslujuuden arvon välillä on noin 3 kPa. Mittaustulosten keskiarvo on sama kuin mittauksissa 1 ja 2, mutta keskihajonta on erittäin pieni. Näiden perusteella laskettu variaatiokerroin on myös erittäin pieni $COV=0.03$; jolloin mittaustulosten tilastollisen käsittelyn sisältämä epävarmuus on käytännössä olematon.

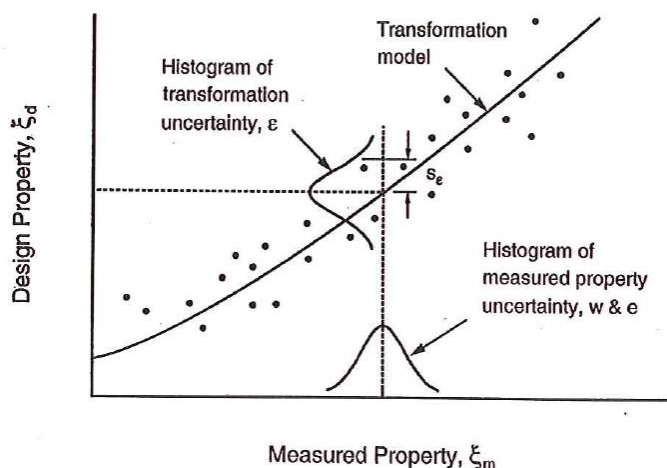
Edellä esitetty esimerkki osoittaa, kuinka tilastollista epävarmuutta voi esiintyä mittaustuloksissa. Vaillinaisten ja suppeiden mittaustulosten käsittely tilastollisesti sisältää paljon epävarmuutta. Lisäksi laskettu keskiarvo on ainoastaan suuntaa antava, jonka lisäksi kannattaa laskea keskihajonta, variaatiokerroin sekä tutkia mittaustuloksien välisiä eroja. Yleisesti riittävä mittausmäärä on tehdä 4-10 mittausta parametrien määrittämiseksi. Yhden mittauksen perusteella ei voi olla varma onko saavutettu arvo oikein. Kahden mittauksen antaessa eri tuloksen (yleensä eroja) ei johtopäätöstä voida vielä tehdä. Kolmessa mittauksessa yhden mittaustuloksen poiketessa kahdesta muusta, voidaan alkaa epäilemään sen luotettavuutta. Neljän tai useamman mittauksen perusteella voidaan jo laskea mittaustulokselle keskiarvo, keskihajonta ja variaatioluku. Suositukseksi voidaan sanoa kymmenen erillistä mittausta, koska suuremmilla näytemäärillä ei juurikaan saavuteta hyötyä taloudellisesta näkökulmasta.



Kuva 2.15. Mittausten 1-3 mittaustuloksille muodostetut normaalijakaumat.

2.3.4 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 korrelaatiokertoimia (esimerkiksi käyrän sovitus kuvassa 2.16) 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 2.16. Muunnosmalliin sisältyvä epävarmuus. (Phoon (1999b))

Arvioitaessa muunnosepävarmuuden suuruutta, täytyy siitä erottaa maan luonnollisesta vaihtelusta ja mittausepävarmuudesta johtuvat epävarmuudet. Yksi keino on tehdä mittaukset toisiaan lähellä olevista mittauspisteistä ja käyttämällä samaa laitteistoa mittausten tekemiseen. Tällöin esimerkiksi puristinkairan nettokärkivastuksesta johdettavalle suljetulle leikkauslujuudelle mittausepävarmuus saadaan minimoitua, kun mittauksen tekemiseen käytetään samaa kärkikartiota ja edelleen samaa kartion korrelaatiokerrointa. Muunnosepävarmuutta ei voi koskaan saada kokonaan poistettua, sillä se on itsenäinen epävarmuuden lähde (kts. Kulhawy et al (1992)).

Kulhawy ja Maine (1990) ovat Phoon (1995,1999) tapaan keränneet yhteen kirjallisuudessa esiintyviä muunnosmalleja eri mittausmenetelmien ja niistä määritettävien maaparametrien välille. Muutamia näistä yhteyksistä on esitetty taulukoissa 2.14 ja 2.15. Taulukoissa on esitetty niin teoreettisesti, laboratorioskokeilla kuin kenttämittauksilla määritettäviä maaparametreja. Kuitenkin, koska suurin osa

esitettyistä menetelmistä on empiirisiä, riittävän datan saaminen tilastolliseen laskentaan on hankalaa ja tällöin epävarmuuden suuruutta on vaikeaa määrittää.

Taulukko 2.14. Koheesiomaista määritettäviä maaparametreja sekä niiden määrittystapoja. (Kulhawy and Maine (1990))

Property category	Soil property	Laboratory or theory correlation	Field test correlation					
			SPT	CPT	CPTU	PMT	DMT	VST
Basic characterization	Classification	×	—	×	×	—	×	—
	Unit weight	×	—	—	—	—	—	—
	Consistency	—	×	×	—	—	—	—
In situ stress	Preconsolidation stress	×	×	×	×	×	×	×
	Overconsolidation ratio	×	×	—	×	—	×	×
	Coefficient of horizontal soil stress	×	×	×	×	×	×	—
Strength	Effective stress friction angle	×	—	—	—	—	—	—
	Undrained shear strength	×	×	×	×	×	×	×
Deformability	Poisson's ratio	×	—	—	—	—	—	—
	Young's modulus	×	—	—	—	×	—	—
	Compression indices	×	—	—	—	—	—	—
	Constrained modulus	×	×	×	—	—	×	—
	Coefficient of consolidation	×	—	—	×	—	×	—
	Coefficient of secondary compression	×	—	—	—	—	—	—
Permeability	Hydraulic conductivity	×	—	—	—	—	—	—

Note: CPT, cone penetration test; CPTU, piezocone test; DMT, dilatometer test; PMT, pressuremeter test; SPT, standard penetration test; VST, vane shear test.

Taulukko 2.15. Kitkamaista määritettäviä maaparametreja ja niiden määrittystapoja. (Kulhawy and Maine (1990))

Property category	Soil property	Laboratory or theory correlation	Field test correlation				
			SPT	CPT	CPTU	PMT	DMT
Basic characterization	Classification	×	—	×	×	—	×
	Unit weight	×	—	—	—	—	—
	Relative density	—	×	×	×	—	×
In situ stress	Coefficient of horizontal soil stress	×	—	×	—	×	×
Strength	Effective stress friction angle	×	×	×	—	×	×
Deformability	Poisson's ratio	×	—	—	—	—	—
	Young's modulus	×	×	—	—	×	×
	Compression index	×	—	—	—	—	—
	Constrained modulus	×	—	×	—	—	—
	Subgrade modulus	×	—	—	—	—	—
Permeability	Hydraulic conductivity	×	—	—	—	—	—
Liquefaction resistance	Cyclic stress ratio	—	×	×	—	—	×

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:

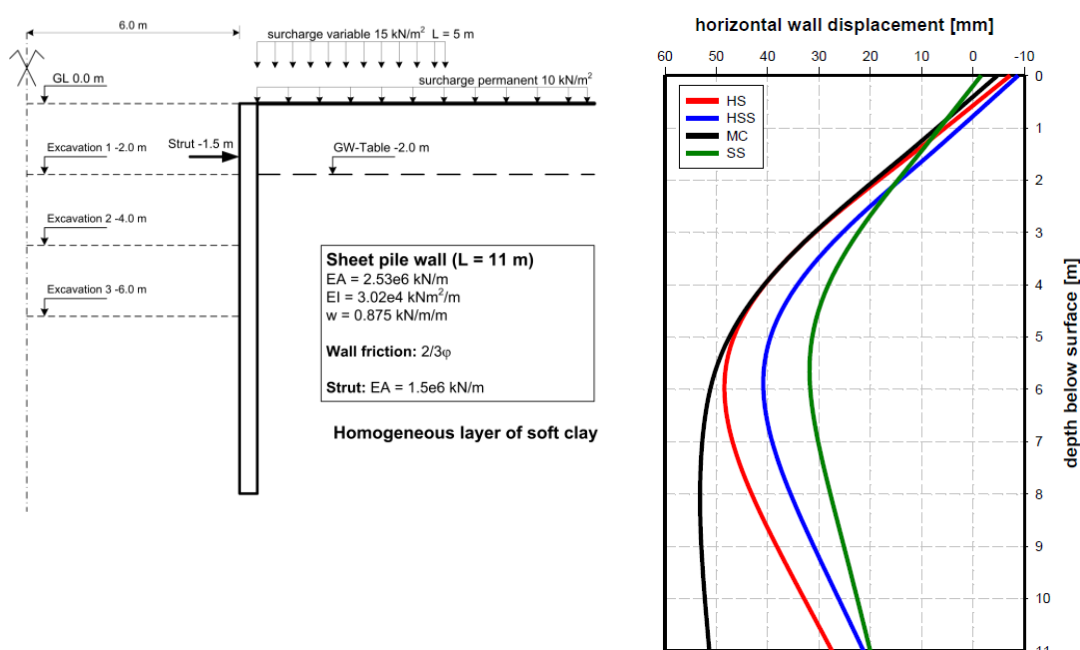
1. tekemällä vertailulaskelmia eri laskentamalleilla ja vertailemalla niitä deterministisiin laskentoihin (Schweiger (2013))
2. keräämällä asiantuntijoiden mielipiteitä
3. case-tutkimusten avulla
4. kirjallisuustutkimuksella
5. henkilökohtaisen kokemuksen perusteella

Paras tapa vertailla muodostetun maamallin käyttäytymistä maan todelliseen käyttäytymiseen rakenteessa on tehdä pienoismalleja, laboratoriokokeita sekä suuren mittakaavan kokeita (large-scale field test). Lisäksi tietoa mallien toimivuudesta voidaan kerätä instrumentoimalla rakennettuja rakenteita ja selvittämällä murtuneiden rakenteiden vaurioitumisten syitä (takaisinlaskenta). Mikäli samankaltainen ero on löydettävissä toistuvasti tietyn laskentamallin ja rakenteen/maan todellisen käyttäytymisen välillä, sen suuruus voidaan selvittää. Mallista aiheutuva epävarmuus osoitetaan sitä kuvaavalla variaatiokertoimella (COV). Epävarmuuden suuruus riippuu siitä, kuinka hyvin tarkasteltavaan tapaukseen liittyvä laskentamalli kuvaa todellisuutta. Malliepävarmuus voi koostua useista tekijöistä, joista jokainen tulee ottaa huomioon maaparametrien määrittämisessä. Yleisimpiin maaparametreihin liittyviä malliepävarmuuden lähteitä on esitetty taulukossa 2.16.

Taulukko 2.16. *Malliepävarmuuteen vaikuttavia tekijöitä. (Lacasse and Nadim (1996))*

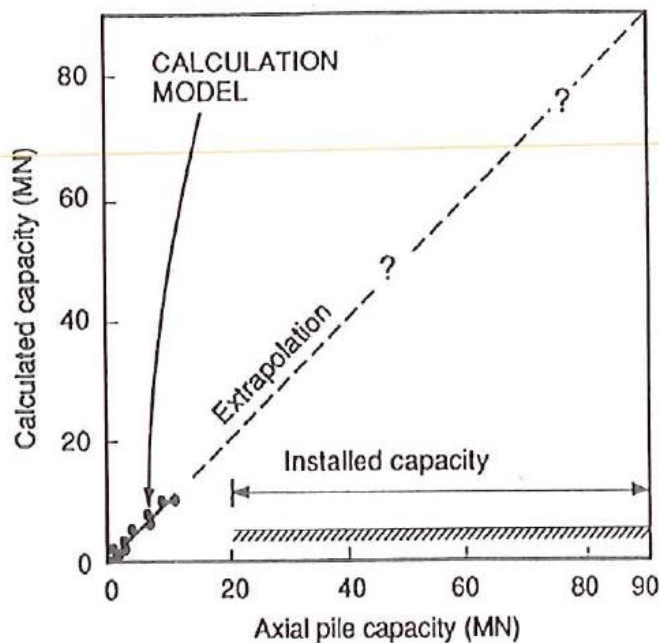
Property/calculations	Factors of influence
Undrained shear strength (clay)	<ul style="list-style-type: none"> • sampling disturbance • test method and scale of laboratory/in situ tests • spatial variability, anisotropy • rate of loading
Friction angle (sand)	<ul style="list-style-type: none"> • reconstitution of test specimen • density, test method and scale of laboratory test
Pile capacity	<ul style="list-style-type: none"> • skin friction assumption • limiting values for skin friction and end bearing • subdivision in soil layers • pile installation, residual stresses and plug condition • reconsolidation, rate of loading, cyclic loading, scour • stiffness of pile, pile length, single pile vs pile group • extrapolation from reference database to prototype
Shallow foundations	<ul style="list-style-type: none"> • position of critical slip surface • modelling of static and cyclic load history • strain-softening and/or progressive failure • testing procedures in reference tests • scale effect, rate of shear and stress conditions • redistribution of stresses and anisotropy • plane strain versus 3-D model, stiffness of structure • model of soil profile and drainage assumptions

Yksi esimerkki eri maamallien eroavaisuuksista on esitetty Schweiger (2013) konferenssiesityksessä. Kuvan 2.17 tukiseinätilanteelle on laskettu seinän siirtymän arvo käyttämällä neljää eri konstitutiivista maamallia: Hardening soil (HS), Hardening soil – small (HSS), Mohr – Coulomb (MC) ja Soft soil (SS). Tulokuviaajien perusteella voidaan todeta eri maamallien käyttämisen johtavan toisistaan poikkeaviin siirtymän arvoihin. Esimerkiksi Mohr-Coulomb- maamallilla saavutetaan 65 % suurempi siirtymän arvo kuin Soft soil- mallilla. Tästä syystä on tärkeää selvittää, kuinka hyvin käytettävä maamalli soveltuu kuvaamaan maaperän todellista käyttäytymistä mitoitettavassa tilanteessa.



Kuva 2.17. Maamallien eroja. Kuvassa vasemmalla on mitoitettava tukiseinätilanne ja oikealla eri maamalleilla laskettujen tukiseinän siirtymien arvot syvyyden funktiona (Schweiger (2013)).

Toinen esimerkki liittyy off-shore paalujen aksiaalisen puristuskapasiteetin määrittämiseen on otettu Lacasse ja Nadim (1996) artikkelista. Yleisesti on tapana määrittää off-shore paalujen puristuskestävyys huomattavasti pienempien paalujen kuormituskokeiden perusteella (kuva 2.18). Tällöin suunniteltavien off-shore paalujen pituudet, halkaisijat ja kapasiteetit poikkeavat hyvin paljon niistä paaluista, joiden perusteella laskentamalli paalujen puristuskapasiteetille on muodostettu. Malliin liittyvä epävarmuus on korkea, sillä kuvan 2.18 perusteella on mahdotonta sanoa, jatkuuko lasketun kapasiteetin ja aksiaalisen paalun kapasiteetin suhde lineaarisena paalukoon kasvaessa.



Kuva 2.18. *Off-shore paalujen puristuskestävyyden laskeminen ekstrapoloimalla olemassa olevaa laskentamallia. (Lacasse and Nadim (1996)).*

2.4 Parametreihin liittyvän epävarmuuden merkitys suunnittelussa

2.4.1 Mitoituksen luotettavuuden tasoluokitus Eurokoodin mukaisesti

Parametriin liittyvän epävarmuuden selvittäminen on tärkeää rakenteiden suunnittelemisen kannalta. Eurokoodi EN 1990 mukaan rakenteen luotettavuus voidaan luokitella seuraamusluokan ja luotettavuusindeksin β avulla. Seuraamusluokituksella tarkoitetaan rakenteen tai tarkasteltavan rakenneosan vaurioitumisen merkitystä sitä seuraavien seuraamusten kannalta. Seuraamusluokat on jaettu kolmeen kategoriaan CC1-CC3 (consequence class) ja ne on esitetty taulukossa 2.17. Alustava seuraamusluokka rakenteelle valitaan mitoituksen alkuvaiheessa. Kaikille rakenteille niiden tyypistä tai muista suunnittelua koskevista päätöksistä ei tarvitse käyttää samaa seuraamusluokkaa. Yksittäisille rakenteille voidaan perustelluista syistä esittää pienemmän tai suuremman seuraamusluokan käyttämistä.

Taulukko 2.17. Seuraamusluokkien määrittely. (SFS-EN1990 NA)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttitalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset 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"> - matalalla olevat alapohjat ilman kellaritiloja - ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne - 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 - standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. - standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille³⁾.
<p>¹⁾ 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>²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina.</p> <p>³⁾ ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.</p>		

Seuraamusluokkiin liittyvät myös luotettavuusluokat RC1-RC3. Luotettavuusluokkien määrittelyssä käytetään luotettavuusindeksiä β , joka kuvaa rakenteen murtumistodennäköisyyttä. Eurokoodin suosittelemat luotettavuusindeksien β arvot rakenteille 1 ja 50 vuoden tarkastelujaksoille on esitetty taulukossa 2.18. Luotettavuusluokat liittyvät oleellisesti Eurokoodi EN 1990 mukaiseen suunnitteluun, sillä EN 1990 liitteen A1 sekä standardien EN 1991...EN 1999 mukaisilla osavarmuusluvuilla katsotaan saavutettavan rakenne, jonka luotettavuusindeksin arvo 50 vuoden tarkastelujaksolle on yli 3,8. Toisin sanoen, käyttämällä standardien ja liitteen A1 mukaisia osavarmuuslukuja mitoittamisessa, mitoitettun rakenteen tulisi kuulua vähintään luotettavuusluokkaan RC2. On kuitenkin huomattava, että Eurokoodin suosittelemia osavarmuuslukuja ei ole määritetty luotettavuuslaskennan perusteella.

Taulukko 2.18. Murtorajatilamitoituksessa käytettävän luotettavuusindeksin vähimmäisarvot. (EN 1990)

Luotettavuusluokka	Indeksin β vähimmäisarvot	
	1 vuoden tarkastelujakso	50 vuoden tarkastelujakso
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Eurokoodin mukaiset osavarmuusluvut on valittu vastaamaan luotettavuusluokan RC2 mukaista luotettavuutta. Tällöin käytettäessä luotettavuusluokkia RC1 tai RC3 joudutaan osavarmuuslukuja käsittelemään kuormakertoimella K_{FI} , jota käytännössä käytetään myös osavarmuuslukujen luokitteluun. Mitoituksessa luotettavuusluokan vaihtaminen voidaan suorittaa käyttämällä eri K_{FI} - kertoimen arvoja normaalisti vallitsevien mitoitusilanteiden perusyhdistelmissä. Eurokoodin antamat suositukset kertoimelle K_{FI} on esitetty taulukossa 2.19.

Taulukko 2.19. Kuormakertoimen K_{FI} arvot eri luotettavuusluokille. (EN 1990)

Kuormakerroin K_{FI}	Luotettavuusluokka		
	RC1	RC2	RC3
K_{FI}	0,9	1,0	1,1

2.4.2 Mitoitusparametrien epävarmuuden merkitys mitoituksessa

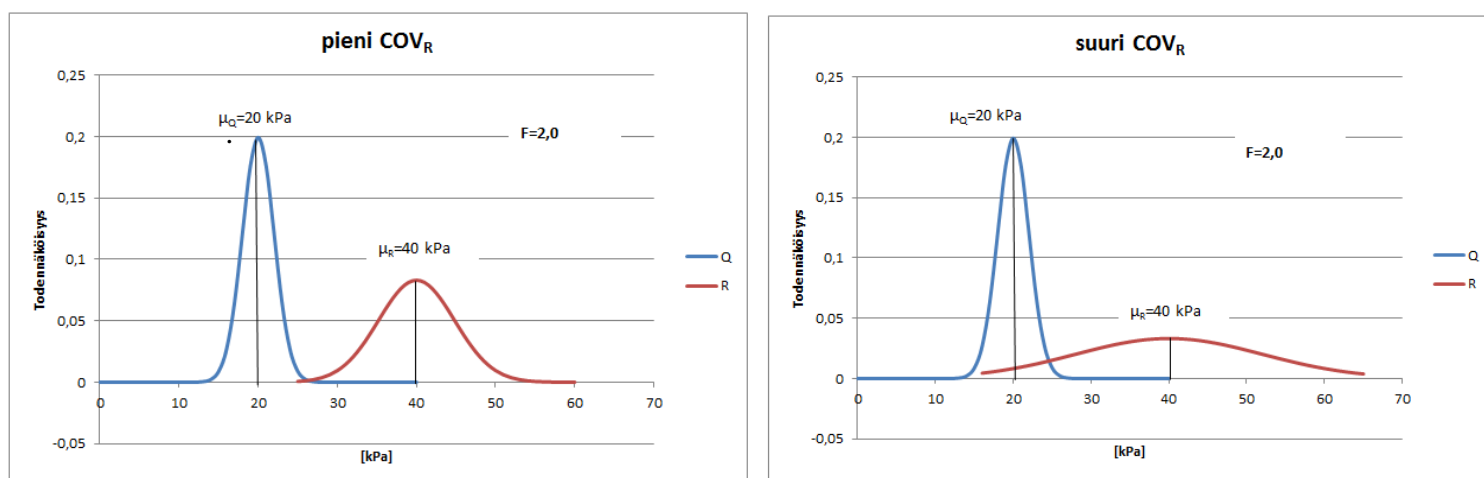
Tarkastellaan yksinkertaista esimerkkiä, jossa tiedetään rakenteelle tuleva kuorma Q ja rakenteen kestävyys R . Kummallekin parametrille oletetaan taulukon 2.20 mukaiset keskiarvot sekä niihin liittyvä epävarmuuden arvo (COV). Oletetaan, että kuorman arvo tunnetaan hyvin, jolloin sille voidaan olettaa suhteellisen pieni COV_Q . Rakenteen kestävyydelle puolestaan valitaan kaksi eri COV_R -arvoa: ensimmäinen kuvaa kestävyyteen liittyvää pientä epävarmuutta ($COV_R=0.12$) ja toinen suurta epävarmuutta ($COV_R=0.3$). Keskiarvon ja variaatiokertoimen avulla kummallekin parametrille on laskettu niiden hajonta.

Taulukko 2.20. Kuorman ja kestävyuden arvot ja niihin liittyvä epävarmuus.

epävarmuuden suuruus		Q [kPa]	R [kPa]	
		pieni	pieni	suuri
keskiarvo	μ	20	40	40
var.ker.	COV	0,1	0,12	0,3
hajonta	σ	2	4,8	12

Kuvaan 2.19 on laskettu kuorman Q ja kestävyuden R todennäköisyysjakaumat kummallekin tapaukselle. Kuviin on myös laskettu mitoituksen kokonaisvarmuus F . Koska kuorman ja kestävyuden keskiarvot pysyvät samoina, on myös mitoituksen kokonaisvarmuus sama, vaikka siihen liittyvä epävarmuus kasvaa. Kokonaisvarmuus F ei kerro rakenteen luotettavuudesta (murtumistodennäköisyydestä) mitään. Kuvasta 2.19

katsottuna rakenne murtuu, mikäli kuorman arvo ylittää rakenteen kestävyuden. Käyrien leikkausalue on paljon suurempi, kun maan kestävyteen liittyvä epävarmuus on suuri. Silti kokonaisvarmuus mitoitukselle pysyy samana.



Kuva 2.19. Kokonaisvarmuus vs. murtumistodennäköisyys.

Kumpaakin tapausta vastaava murtumistodennäköisyys ja siitä edelleen määritettävä luotettavuusindeksi β saadaan, kun muodostetaan yhdistetty kuvaaja M (=marginaalifunktio). Marginaalifunktion keskiarvo ja hajonta saadaan seuraavista yhtälöistä:

$$\mu_M = \mu_R - \mu_Q \quad (2.5)$$

$$\sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_Q^2 \quad (2.6)$$

μ_M =marginaalifunktion keskiarvo

μ_R =marginaalifunktion keskiarvo

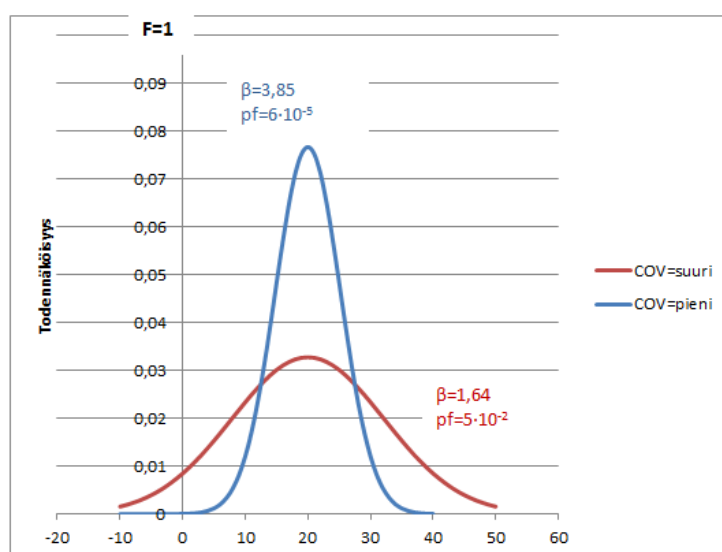
μ_Q =marginaalifunktion keskiarvo

σ_M =marginaalifunktion keskihajonta

σ_R =marginaalifunktion keskihajonta

σ_Q =marginaalifunktion keskihajonta

Marginaalifunktion kuvaaja kummallekin tapaukselle on esitetty kuvassa 2.20. Murtumistodennäköisyys saadaan integroimalla y-akselin vasemmalle puolelle jäävä alue (kertymä nollassa). Y-akseli vastaa kokonaisvarmuuden arvoa $F=1$. Kuvaajiin on laskettu kummankin tapauksen murtumistodennäköisyys sekä sitä vastaava luotettavuusindeksi β . Tulosten perusteella huomataan, että kestävyteen liittyvän epävarmuuden ollessa pieni, saavutetaan murtumistodennäköisyydeksi $6 \cdot 10^{-5}$ ja $\beta=3,85$. Sen sijaan rakenteen kestävyteen liittyvän epävarmuuden ollessa suuri ($COV_R=0,3$), saavutetaan murtumistodennäköisyydeksi ainoastaan $5 \cdot 10^{-2}$. Käytännössä rakenne murtuu 1000 kertaa todennäköisemmin, mikäli sen kestävyteen liittyvä epävarmuus on esitetty $COV_R=0,3$.



Kuva 2.20. Rakenteen luotettavuus.

Esimerkin perusteella voidaan todeta, että kokonaisvarmuusmenetelmä ei kerro mitoituksen todellista luonnetta. Kyseinen menetelmä kertoo ainoastaan riittääkö rakenteelle laskettu keskimääräinen lujuus ottamaan vastaan sitä rasittavan keskimääräisen kuorman. Se ei ota huomioon yksittäisiin parametreihin liittyvää suurta epävarmuutta. Esimerkiksi kitkakulman pieni vaihtelu epäedulliseen suuntaan voi aiheuttaa maan romahtamisen, sillä sen vaikutus maan kestävyyteen on epälineaarinen. Toisena esimerkkinä voidaan mainita tuulikuorman vaihtelun merkitys esimerkiksi mastopilarin alapäässä vaikuttavaan taivutusmomenttiin. Tämäkin suhde on epälineaarinen. Kokonaisvarmuuden kannalta ajateltuna, rakenteen kokonaisvarmuusluku voi olla hyvin korkea, mutta sen murtumistodennäköisyys suuri. Päinvastoin jonkin rakenteen kokonaisvarmuusluku voi olla erittäin pieni, mutta murtumistodennäköisyys hyvin alhainen. Tällöin kokonaisvarmuusluku ei kerro koko totuutta. Esimerkki tästä on esitetty kuvassa 2.21, jossa on laskettu luiskan stabiiliteettia.

Luotettavuuslaskenta on suoritettu samalla maaluisikalle seuraavilla parametreilla:

$$F=1,29$$

(pieni epävarmuus maaparametreilla)

$$c=5 \text{ kPa (COV=0,1)}$$

$$\varphi=15^\circ \text{ (COV=0,07)}$$

$$\gamma=22 \text{ kN/m}^3 \text{ (COV=0,1)}$$

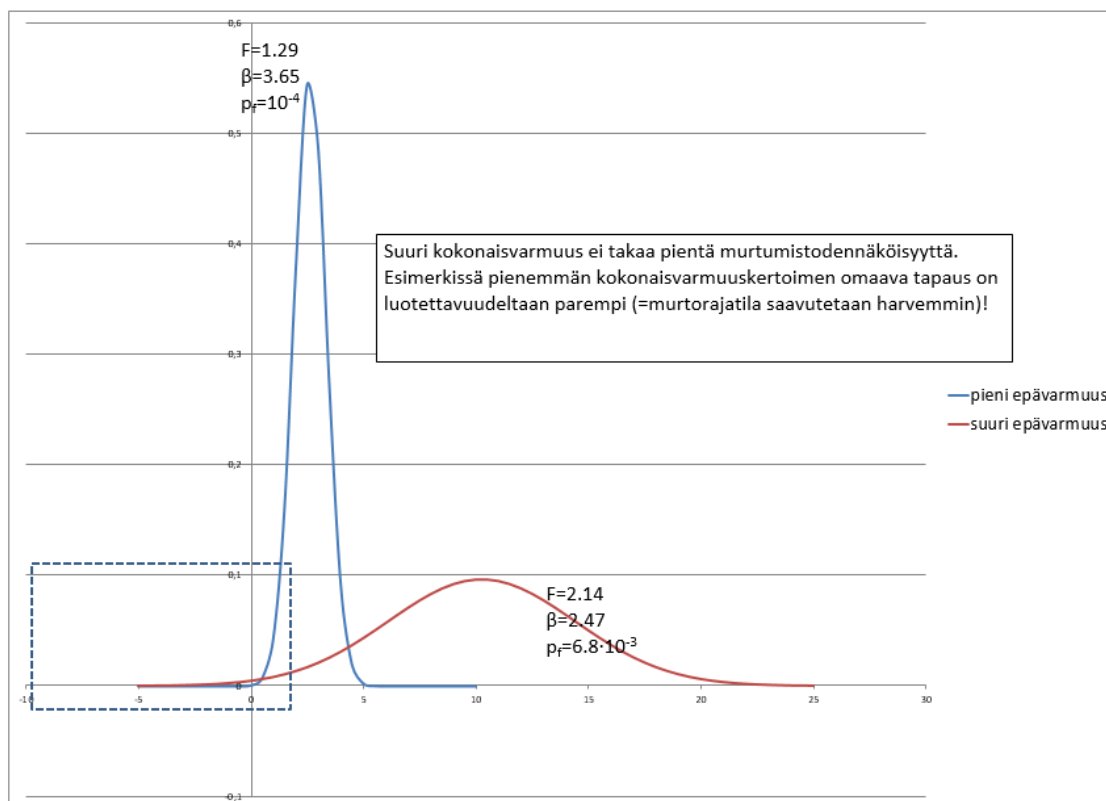
$$F=2,14$$

(suuri epävarmuus maaparametreilla)

$$c=5 \text{ kPa (COV=0,4)}$$

$$\varphi=30^\circ \text{ (COV=0,24)}$$

$$\gamma=22 \text{ kN/m}^3 \text{ (COV=0,2)}$$



Kuva 2.21. Maaluiskan murtumistodennäköisyys vs. kokonaisvarmuus.

Edellä esitettyjen esimerkkien perusteella voidaan osavarmuuslukumenetelmä todeta tarpeelliseksi. Eurokoodien mukaisten osavarmuuslukujen perusteella mitoitettujen rakenteiden tulisi saavuttaa vähintään luotettavuusindeksin arvo 3.8. Tällöin rakenne kuuluu vähintään luotettavuusluokkaan RC2 ja sen murtumistodennäköisyys on enintään 10^{-4} . Täytyy kuitenkin muistaa, että Eurokoodien osavarmuusluvut on optimoitu sen kirjoitushetkellä tiedostettujen epävarmuuksien perusteella. Nykyään esimerkiksi suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen voidaan käyttää CPTU- kairaa, joka on oletettavasti paljon tarkempi menetelmä kuin esimerkiksi siipikaira. Tällöin myös maaparametrin määrittämiseen liittyvä epävarmuus on toista luokkaa. Esimerkiksi mikäli mitoittamisessa käytetään suljetulle leikkauslujuudelle osavarmuutta 1,4 riippumatta todellisesta epävarmuudesta (mittaukset tehty siipikairalla vs. CPTU), voidaan helposti ylimitoitaa rakenne. Ylimitoittaminen ei rakenteen kannalta ole huono asia, mutta taloudellisesta näkökulmasta turhaa. Taloudellisesti olisi järkevää käyttää parametrin epävarmuudesta riippuvaa osavarmuuslukua siten, että riittävä luotettavuustaso saavutetaan. Lisäksi koskien maarakenteita, maan ominaisuuden ja sen muodostaman maan kestävyys suhteen ollessa epälineaarista (esim. kitkakulma), olisi syytä asettaa osavarmuusluvut suoraan maaparametreihin. Kuvan 2.21 esimerkissä huomattiin maaparametrien epävarmuuden olevan merkittävä tekijä mitoituksessa. Tästä syystä suuren epävarmuuden omaavien maaparametrien perusteella lasketulle maan kestävyydelle asetettavan yhden osavarmuusluvun riittävyys on kyseenalainen.

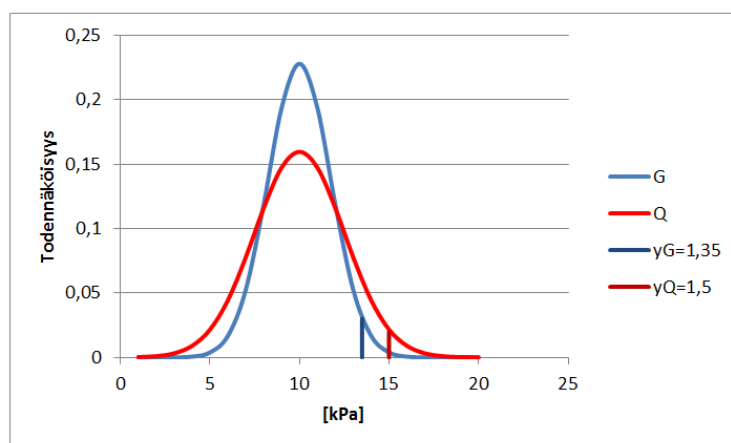
2.5 Tukiseinälaskennassa esiintyvien kuormien epävarmuus

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.

2.5.1 Kuormiin liittyvä epävarmuus

Maaparametrien tavoin liittyä myös mitoituksessa käytettäviin kuormiin epävarmuutta. Kuormien osavarmuuslukujen tehtävä on huomioida kuormien mahdollista vaihtelua niiden edustavien arvojen ympärillä. Osavarmuusluvut pyrkivät kattamaan suurimman osan tästä vaihtelusta. Ei ole kuitenkaan esimerkiksi taloudelliselta kannalta järkevää ottaa huomioon kuormien arvoja, joiden esiintymistodennäköisyydet ovat todella pieniä. Tästä syystä osavarmuusluvut ottavat huomioon vain tietyn osan kuormiin liittyvästä epävarmuudesta. Osavarmuusluvut eivät siis kerro kuormien epävarmuuden suuruutta, vaan ainoastaan pyrkivät huomioimaan siitä tietyn osan valittujen kriteerien perusteella. Yksi kriteeri on esimerkiksi saavuttaa mitoitukselle tietty luotettavuus (β -luku).

Suosittelujen osavarmuuslukujen pohjalta (EN1990 liite A) voidaan päätellä, että muuttuvien kuormien oletetaan sisältävän enemmän epävarmuutta kuin pysyvien kuormien. Tarkastellaan asiaa yksinkertaisen ja fiktiivisen esimerkin kautta. Oletetaan, että pysyvän ja muuttuvan kuorman keskiarvot ovat 10 kPa ja ne noudattavat normaalijakaumaa. Todellisuudessa kuormien jakauma on jokin muu kuin normaalijakauma, mutta valitaan nyt normaalijakauma yksinkertaisuuden vuoksi. Osavarmuusluvuilla halutaan ottaa huomioon suurin osa mahdollisista kuorman jakauman arvoista. Oletetaan edelleen, että pysyvän kuorman osavarmuusluvulla 1.35 ja muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla 1.5 pyritään ottamaan huomioon 2 kertaa keskihajonnan päässä keskiarvosta ($\mu+2\sigma$) oleva epäedullinen kuorman arvo. Mikäli suositeltavat osavarmuusluvut vastaavat tätä pistettä, saadaan pysyvälle kuormalle laskettua vaihtelukerroin $COV_G=0.175$ ja vastaavasti muuttuvalle kuormalle $COV_Q=0.25$. Esimerkkitapaus on esitetty kuvassa 2.22.



Kuva 2.22. Pysyvän ja muuttuvan kuorman oletetut normaalijakaumat. Pystyviivat sijaitsevat 2 kertaa keskihajonnan päässä keskiarvosta. Oletetaan, että tämä piste vastaa osavarmuuslukua.

Mikäli kuorman osavarmuusluku vastaa tässä tapauksessa edellä esitettyä yläraja-arvoa ($\mu+2\sigma$), oletetaan muuttuvaan kuormaan liittyvä epävarmuus paljon suuremmaksi kuin pysyvän kuorman epävarmuus ($COV_Q=0.25 > COV_G=0.175$). Todellisuudessa tämä ei ole itsestäänselvyys, sillä kuorman epävarmuus johtuu kuorman tyypistä (rakennus, junaliikenne, maantieliikenne, työkoneet jne.). Seuraavissa kappaleissa on käsitelty erikseen pysyviin ja muuttuviin kuormiin liittyviä epävarmuuksia tukiseinä-laskennan osalta.

Pysyvät kuormat

Tukiseinämitoituksessa pysyvän kuorman muodostaa pääasiassa tukiseinän tuettavalla puolella olevat maakerrokset sekä mahdolliset rakennukset ja rakenteet. Näiden aiheuttama pystykuorma muodostaa tukiseinää rasittavan vaakasuuntaisen maanpaineen, joka riippuu lepo-, aktiivi- ja passiivimaanpaine-kertoimista sekä seinän siirtymistä. Maanpaine-kertoimet riippuvat maakerrosten kitkakulmasta ja edelleen maakerrosten ja tukiseinän välisestä seinäkitkakulmasta. Tällöin muunnos kuormista maanpaineeseen on epälineaarinen. Tämä epälinearisuus tuottaa hankaluuksia erityisesti numeerisessa laskennassa, jossa pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle käytetään eri osavarmuuslukuja. Lisäksi, koska tukiseinämitoituksessa pysyvänä kuormana on aina vähintään maanpaine (poikkeuksena vedenpaine), pysyvän kuorman osavarmuutta ei todellisuudessa voida kohdentaa suoraan sinne minne pitäisi. Yleisesti pysyvän kuorman osavarmuus päädytäänkin kohdentamaan kuormien sijasta kuormien vaikutukselle.

Maakerrosten muodostaman pysyvän kuorman epävarmuus riippuu maan ominaisuuksien vaihtelusta. Maan ominaisuuksien luonnollinen vaihtelu voi olla suurta pienelläkin alueella, unohtamatta niiden määrittämiseen liittyvää epävarmuutta (esim. Phoon (1999)). Tällainen maan ominaisuuksien vaihtelu tulisi näkyä myös

tukiseinämitoituksessa käytettävässä pysyvän kuorman osavarmuusluvussa. Oletetaan, että mitoitettavana on 4 metriä syvä kaivanto hiekassa. Tukiseinä on tuettu metrin syvyydeltä ja seinän pituus on 5.3 metriä. Hiekan kitkakulman keskiarvo on 38° . Oletetaan kitkakulman variaatiokertoimeksi 0.2, jolloin siihen liittyvä epävarmuus on suhteellisen suuri. Kun seinä mitoitetaan mitoitusmenetelmällä DA2* käyttämällä kuormitusyhdistelmää 6.10 ($y_G=1.35$ ja $y_Q=1.5$), saadaan numeerisesta laskennan avulla taulukon 2.21 mukaiset tulokset. Mitoitusmenetelmässä DA2* osavarmuudet kohdennetaan kuormien vaikutuksille ja maan kestävyydelle.

Taulukko 2.21. Tukiseinän rasitukset ennen pysyvän kuorman osavarmuuden kohdentamista kuormien vaikutuksille.

	COV=0.2	
	$\phi=30$	$\phi=38$
Momentti [kNm]	42,9	30,5
Tukivoima [kN]	45,6	33,2
seinän kaatumisvarmuus, F	1,1	2,58

*seinäpituudeksi valittu 5,3 metriä

Vertailusta nähdään kitkakulman vaihtelun vaikutus tukiseinää rasittavaan taivutusmomenttiin ja tukivoimaan. Kitkakulman variaatiokertoimen ollessa 0.2; rasitukset kasvavat noin 40 %. Kun keskiarvolujuudella lasketuille rasituksille sijoitetaan pysyvän kuorman osavarmuus 1.35, saavutetaan mitoitusrasitukset $M=41.1$ kNm ja $T=44.8$ kN. Nämä mitoitusrasitukset ovat pienempiä kuin pienemmällä kitkakulman arvolla tukiseinälle tulevat ”karakteristiset” rasitukset. Lisäksi tukiseinän pituus sen kaatumista vastaan on riittävä, mutta maan ollessa odotettua heikompi jää tukiseinän varmuus erittäin alhaiseksi (vrt. 1,1 vs. 2.58). Edellä esitetty esimerkki oli laskettu Eurokoodin mukaisilla suositusarvoilla. Tilanne on vielä huonompi, mikäli käytetään Suomen kansallisen liitteen mukaista pysyvän kuorman osavarmuutta $y_G=1.15$.

Maakerrosten lisäksi pysyvää kuormaa voivat aiheuttaa esimerkiksi tuettavalla puolella olevat rakennukset, rakenteet ja pengerrykset. Näistä pengerryksen aiheuttama kuorma voidaan määrittää suhteellisen tarkasti, kun sen dimensiot ja materiaalit ovat tiedossa, mutta esimerkiksi tukiseinän takana oleva vanha rakennus on ongelmallinen. Vanhojen rakennusten rakentamiseen liittyvät asiakirjat voivat olla puutteellisia tai kadoksissa. Tällöin rakennuksen aiheuttama pysyvä kuorma joudutaan arvioimaan karkeasti, jolloin pysyvään kuormaan liittyvä epävarmuus kasvaa.

Muuttuvat kuormat

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

Muuttuvaan kuormaan liittyvä epävarmuus riippuu pysyvän kuorman tapaan sen alkuperästä. Eurokoodin mukainen muuttuvan kuorman osavarmuusluku y_Q on määritetty rakennepuolella variaatiokertoimelle $COV=0.4$ (tavoitteena saavuttaa luotettavuusindeksin arvo $\beta=3.8$). Valittu variaatiokerroin olettaa muuttuvan kuorman epävarmuuden suureksi. Oletus luultavasti pitää paikkansa rakennepuolella, jossa tuuli- ja lumikuormien vaihtelevuus on verrattain suurta. Geoteknisessä mitoituksessa tilanne on toinen ja kuormia on syytä tarkastella yksitellen. Oletetaan tilanne, jossa tukiseinän tuettavalla puolella on rautatiepenger. Muuttuvan kuorman muodostaa rautatieliikenteestä aiheutuva kuorma, jonka oletetaan olevan 46 kPa. Tämä kuorma on yleensä rautatielle sallittava maksimikuorma, eikä keskiarvoinen kuorma. Tällöin on syytä pohtia, tarvitseeko tätä kuormaa todella korottaa Eurokoodin mukaisella osavarmuusluvulla $y_Q=1.5$, mikäli kuorma itsessään on jo rautatielle sallittava maksimiarvo, jota ei saa ylittää. Suomessa asiaan on jo otettu kantaa määräämällä kansallisessa liitteessä erilliset muuttuvan kuorman osavarmuusluvut liikenteestä johtuville määrääville kuormille seuraavasti:

Määrävä muuttuva kuorma Q :

1. tieliikennekuorma $y_Q=1.35$
2. kevyen liikenteen kuorma $y_Q=1.35$
3. raideliikennekuorma $y_Q=1.45/1.2$

Yleisesti tukiseinämitoituksessa tukiseinän tuettavalle puolelle asetetaan jokin muuttuva kuorma huomioimaan mahdollinen työmaaliikenne, asennuskalustot (esim. elementtirekat), varastointi jne. Useimmiten tämän muuttuvan kuorman arvona käytetään 10 kPa ja se asetetaan tuettavalle puolelle jatkuvana kuormana. Käytännössä oletuskuorma tarkoittaa 1000kg/m^2 , joka vastaa karkeasti täysiperävaunullisen rekan parkkeeraamista väliaikaisesti kaivannon reunalle. Näin suuren muuttuvan kuorman olettaminen tukiseinän taakse on perusteltua, mikäli ei olla täysin varmoja, mitä kaikkea tukiseinän takana tapahtuu. On turvallista olettaa sinne suhteellisen suuri kuorma, sillä näin voidaan kompensoida kuormaan liittyvää epävarmuutta. Kuitenkin tällä on myös varjopuoli. Suuren kuorman käyttäminen voi johtaa rakenteiden turhaan ylimitoitamiseen ja kustannusten kasvamiseen, mikäli todelliset kuormat jäävät verrattain pieniksi. Pahimmassa tapauksessa tukiseinän taakse oletetaan 10 kPa:n jatkuva kuorma, mutta todellisuudessa siellä ei ole kuormaa ollenkaan. Tämä voi aiheuttaa esijännitetyillä tukiseinillä epäsuotuisan tilanteen, jossa ylin ankkuritaso vetää tukiseinän yläpään maan sisään. Toisin sanoen tukiseinä joutuu passiivipaineen kuormittamaksi.

Yhteenveto

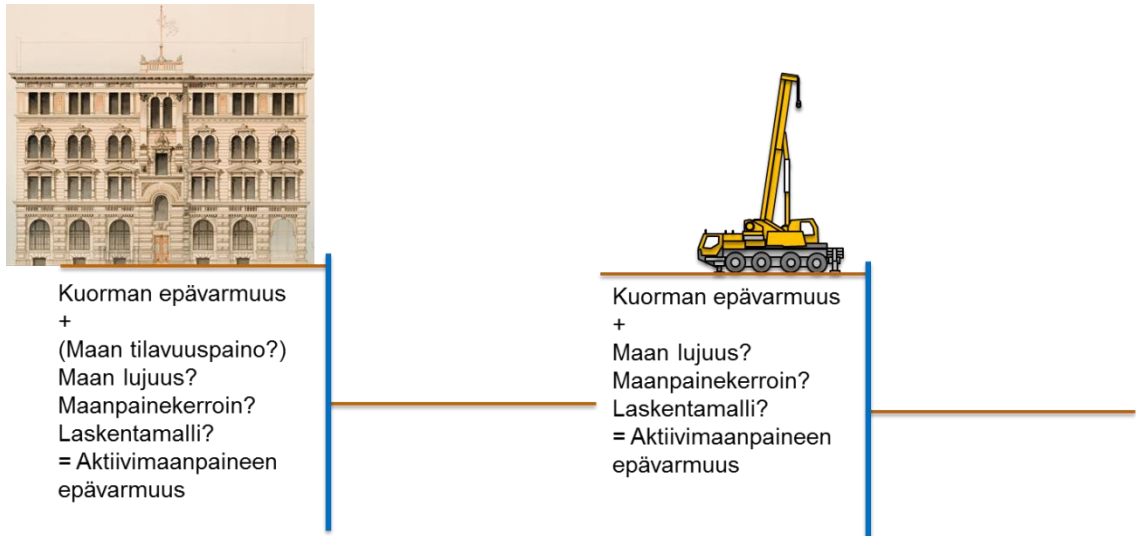
Tukiseinämitoituksessa olevat pysyvät ja muuttuvat kuormat sisältävät epävarmuutta riippuen kuorman tyypistä. Osa kuormista on määritettävissä suhteellisen tarkasti, kun taas useat ovat hyvin epämääräisiä. Mitoituksen kannalta suurin epävarmuus on pysyvässä kuormassa, toisin sanoen maanpaineessa. Koska maanpaine riippuu maan ominaisuuksista, joiden määrittäminen sisältää paljon epävarmuutta, siirtyy tämä epävarmuus myös maanpaineeseen. Lisäksi kuormien muunnos maanpaineeseen on epälineaarinen. Tästä syystä rakenteiden omien painojen suhteen määritetty pysyvän kuorman osavarmuusluku ei sovellu käytettäväksi maanpaineesta johtuvan kuorman mitoitusarvon laskemiseen. Pysyvän kuorman osavarmuudella on suuri merkitys tukiseinäarakenteiden kokonaisvarmuuteen, sillä pysyvät kuormat muodostavat yleensä valtaosan kokonaiskuormasta.

Muuttuvien kuormien osalta rakennepuolelta tuleva osavarmuusluku $y_Q=1,5$ on määritetty variaatiokertoimelle $COV=0,4$, jolloin muuttuvaan kuormaan liittyvä epävarmuus oletetaan suureksi. Muuttuvalle kuormalle valitun variaatiokertoimen taustalla on rakennepuolella esiintyvien lumi- ja tuulikuormien suuri vaihtelevuus. Geoteknisessä mitoituksessa muuttuvan kuorman suositeltua osavarmuuslukua tulisi käyttää harkiten, sillä kuorman epävarmuus riippuu kuormatyypistä. Jotkin kuormat ovat jo valmiiksi maksimiarvojaan, jolloin niiden intensiteettiä ei välttämättä tarvitse enää kasvattaa kertoimella 1.5. Sitä vastoin epävarmoissa tapauksissa 1.5- kertoimen käyttäminen voi olla perusteltua.

Kuormien epävarmuus tulisi tarkastaa tapaus kerrallaan. Näin välttyttäisiin:

1. ylimitoittamasta tukiseiniä, mikäli kuormiin liittyvä epävarmuus tiedetään suhteellisen tarkasti → kustannustehokkuus jne.
2. alimitoittamasta tukiseiniä, mikäli kuormien epävarmuus on suuri vrt. maanpaine.

Alimitoittamisella tarkoitetaan esimerkiksi tukiseinäarakenteen kokonaisvarmuuden sekä tukiseinän stabiliteetin jäämistä alhaiseksi.



Kuva 2.23. 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)

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 osavarmuuslukumenettelyyn. 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 koestus. 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 and 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
Maaluiskat	Kuormat		kuormien vaikutukset ja kestävyys
Paalut ja ankkurit		kestävyys	kuormat (tai niiden vaikutukset) ja kestävyys
			rakenteelliset kuormat (tai niiden vaikutukset) ja materiaaliominaisuudet
			rakenteellisten kuormien vaikutukset ja materiaaliominaisuudet
			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 mitoitusolosuhteiden” mitoittamiseen 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- murtorajatiloiissa kuormitusyhdistelynä voidaan käyttää epäedullisempaa 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 ξ on epäedullisten 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 ξ . Lisäksi määräävä muuttuva kuorma huomioidaan ominaisarvoinaan, 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 γ_G ja γ_Q arvot on jaettu osiin: γ_g ja γ_q , sekä mallin epävarmuuteen γ_{sd} . Kerroin γ_{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 määräävään muuttuvan kuorman mitoitusarvoon sekä muihin samanaikaisesti vaikuttaviin muuttuvien kuormien mitoitus-yhdistelyarvoihin. 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 täyttyttävä 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 ϕ') kaavan 3.7 mukaisesti. Poikkeuksen tekee paalujen mitoitus sekä ankkurien kestävyyden tarkastaminen, joissa käytetään kestävyyksien osavarmuuslukuja kaavan 3.8 mukaisesti.

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

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

γ_F	=kuorman osavarmuusluku
γ_M	=materiaalin (maaparametrin) osavarmuusluku
γ_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).

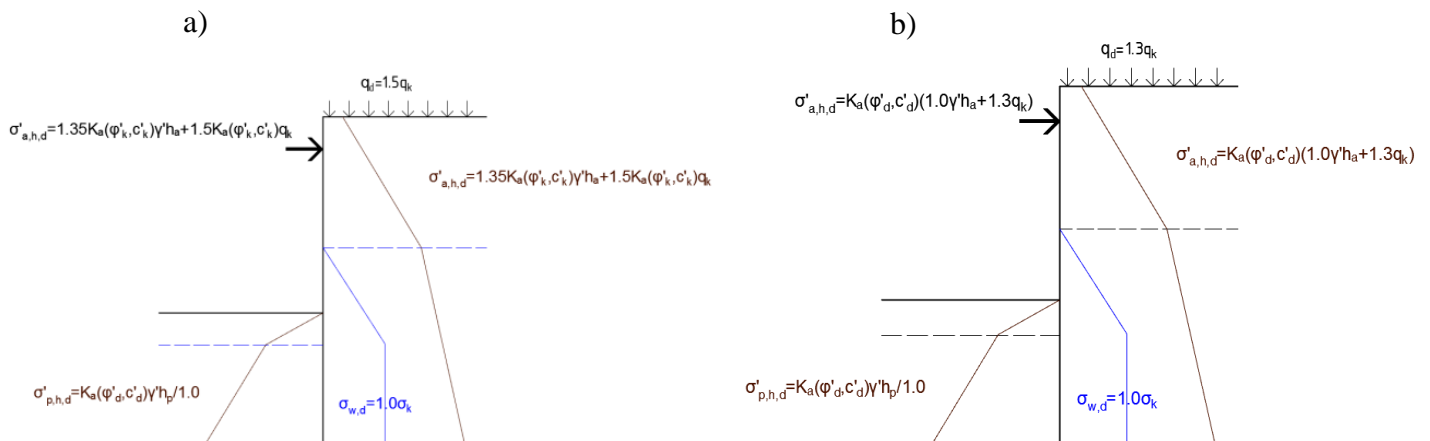
DA1-2

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. Kirjoittaja ei kuitenkaan löytänyt perusteluja miten kyseinen mitoitusmenetelmä tämän epävarmuuden huomioi, joten siihen tulee suhtautua varauksella. Paalujen ja ankkureiden mitoitus muodostaa poikkeuksen osavarmuuksien kohdentamisen suhteen, sillä niiden mitoituksessa osavarmuus sijoitetaan maaparametrien sijasta maan kestävyuteen.

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 suositeltavat 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 ^a	γ_G	1,35			1,0		
		edullinen ^b	$\gamma_{G,fav}$	1,0			1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen ^a	γ_Q	1,5			1,3		
		edullinen ^b	$\gamma_{Q,fav}$	0,0			0,0		
Maa	Leikkauskestävyyskulma ^c	$\gamma_{\phi'}$		1,0			1,25		
	Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$		1,0			1,25		
	Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}		1,0			1,4		
	Yksiakiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}		1,0			1,4		
	Tilavuuspaino	γ_γ		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		

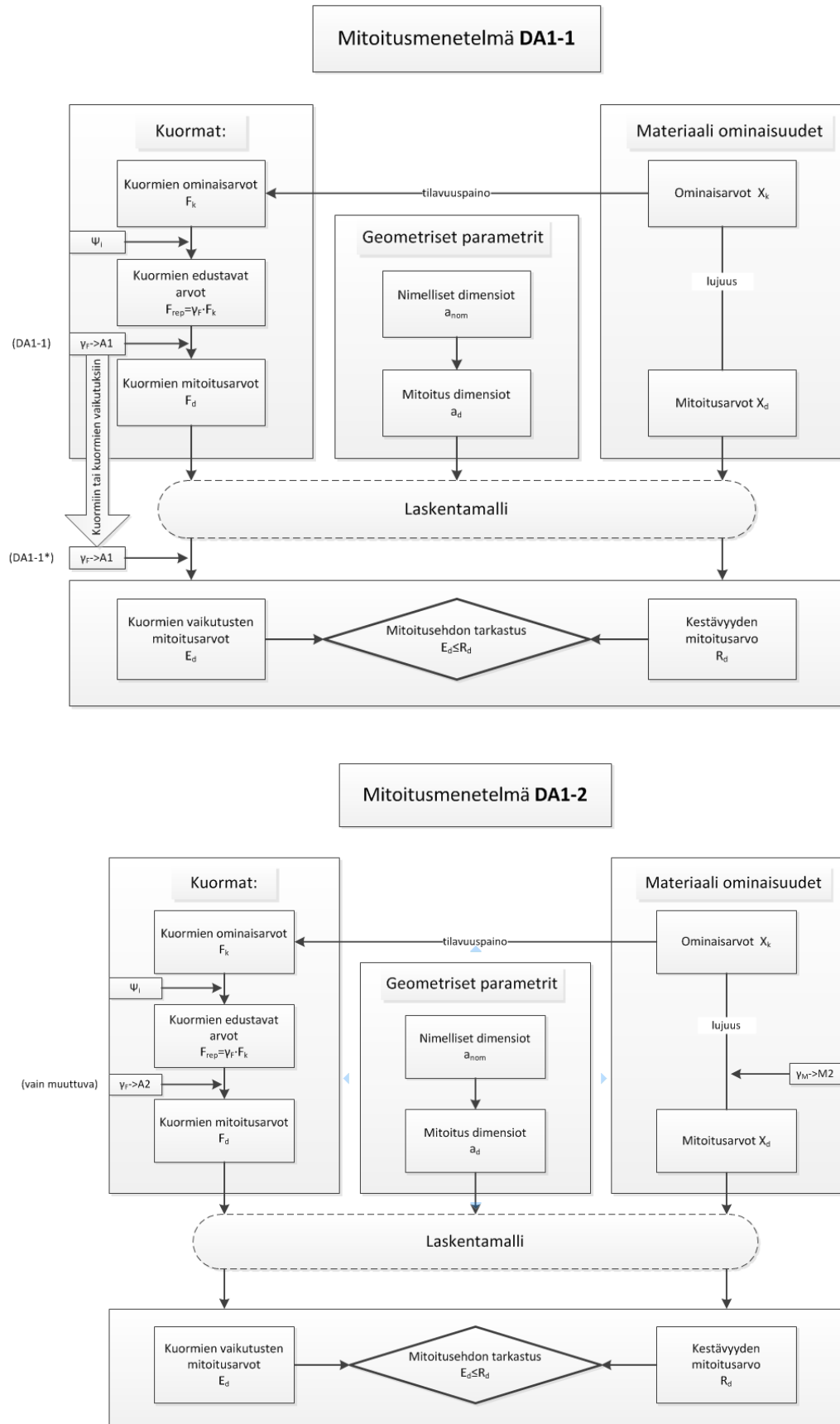


Kuva 3.1. Mitoitusmenetelmän a) DA1-1* ja b) DA1-2 käyttäminen tukiseinälaskennassa. (Frank et al (2004))

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 rasitusten 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 muuttuvalle 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 materiaaliparametrit 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 kestävyYTEEN. Koska käytetään vain yhtä osavarmuuslukukombinaatiota, geotekniset ja rakenteelliset kuormat käsitellään samoilla osavarmuusluvuilla (samat kuin rakenteellisessa mitoituksessa). Käytettävä osavarmuuslukukombinaatio on A1'+M1'+R2' ja se on esitetty taulukossa 3.3.

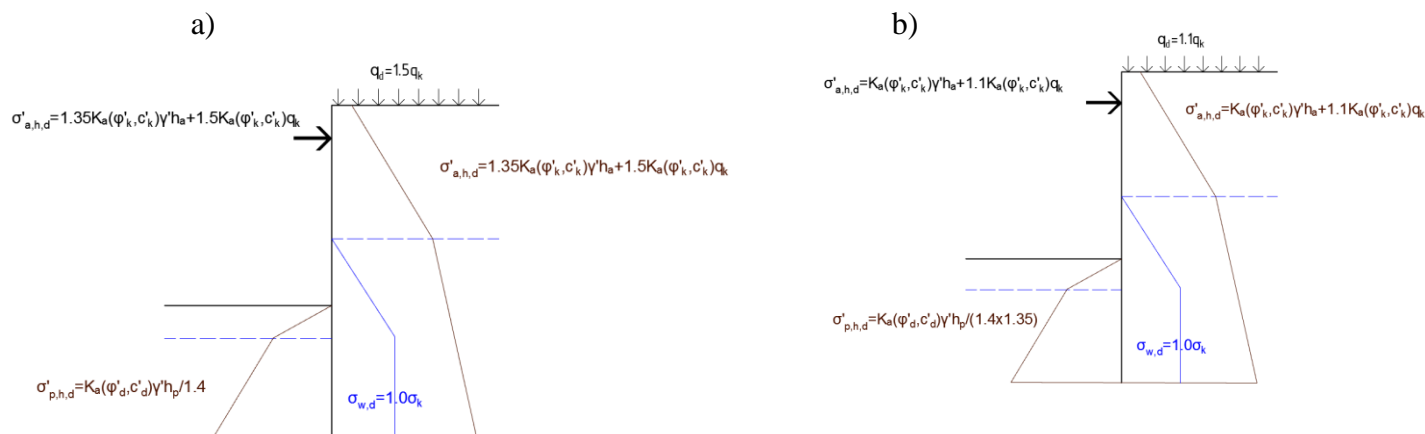
Taulukko 3.3. Mitoitusmenetelmässä DA2 käytettävät suositeltavat osavarmuusluvut.(CEN 2004: EN1997-1)

Mitoitusmenetelmä DA2				A1	M1	R2
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen ^a	γ_G	1,35		
		edullinen ^b	$\gamma_{G,fav}$	1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen ^a	γ_Q	1,5		
		edullinen ^b	$\gamma_{Q,fav}$	0,0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma ^c		$\gamma_{\phi'}$		1,0	
	Tehokas koheesio		$\gamma_{c'}$		1,0	
	Suljettu leikkauslujuus		γ_{c_u}		1,0	
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		γ_{q_u}		1,0	
	Tilavuuspaino		γ_v		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 mitoistavaksi DA2. Toinen vaihtoehto on suorittaa laskenta kuormien ominaisarvoilla, jolloin osavarmuudet kohdennetaan vasta laskennan lopuksi kuormien vaikutuksiin. Tätä mitoistapaa kutsutaan DA2*. Koska osavarmuuksien kohdentaminen tapahtuu laskennan eri vaiheissa, menetelmien tulokset ovat yleensä eriävät riippuen mitoistilanteesta ja laskentamenetelmästä (esim. epälineaarisuus).

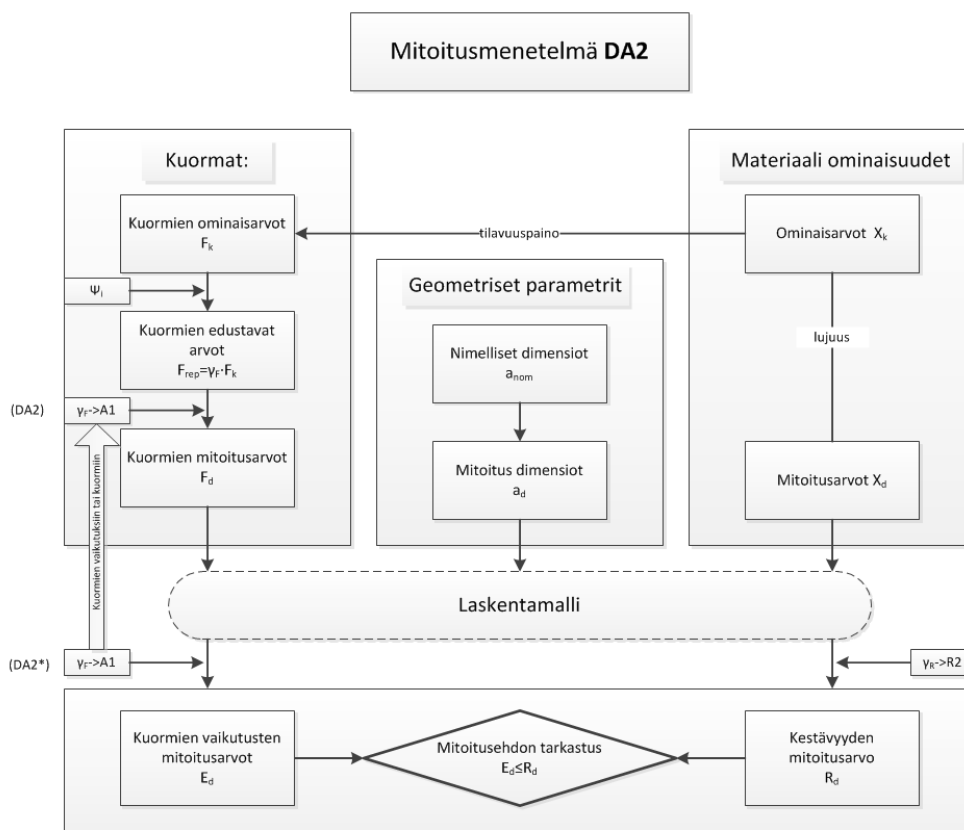
Epälineaarisuus tulee esiin erityisesti tukiseinien mitoituksessa, sillä maanpainelaskenta on usein epälineaarista. Tällöin osavarmuuden kohdentaminen pysyvään kuormaan (suurin kuorma) DA2 mukaisesti on hankalaa, ja joudutaan käyttämään DA2* kaltaista menettelyä. Kuvassa 3.3 on esitetty, kuinka osavarmuudet kohdennetaan edellä mainituissa tilanteissa yhdeltä tasolta tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisessa. Mitoitusmenettelyssä DA2 osavarmuudet kohdennetaan suoraan kuormien edustaviin arvoihin sekä maan kestävyYTEEN laskennan alkuvaiheessa, jolloin laskennan tuloksena saadaan mitoistusrasitukset tukiseinälle (taivutusmomentti, tukivoima). Sen sijaan

menettelyssä DA2* kuormat jaetaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla ($\gamma_G=1.35$), 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 tukivoimat 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 tukiseinälaskennassa. (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 DA 3

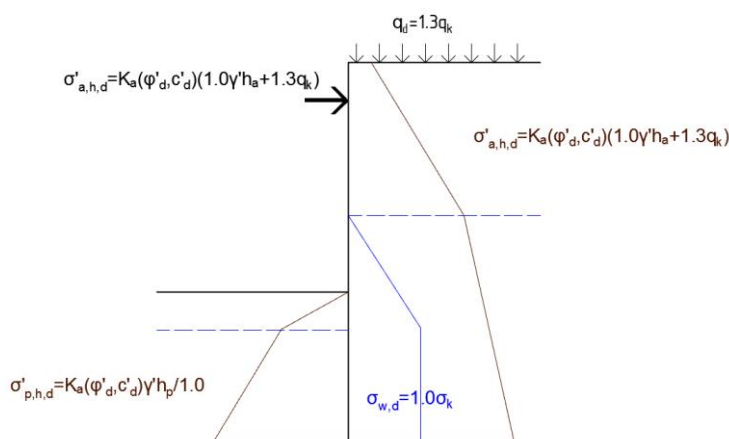
Mitoitusmenetelmässä DA3 on tarpeen vain yksi mitoitus, mutta rakenteesta ja maasta tulevat kuormat käsitellään erikseen. Rakenteesta tuleville kuormille käytetään DA2 mukaisia kuormien osavarmuuslukuja, jotka kohdennetaan kuormien edustaviin arvoihin. Maan osalta osavarmuudet sijoitetaan suoraan maan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

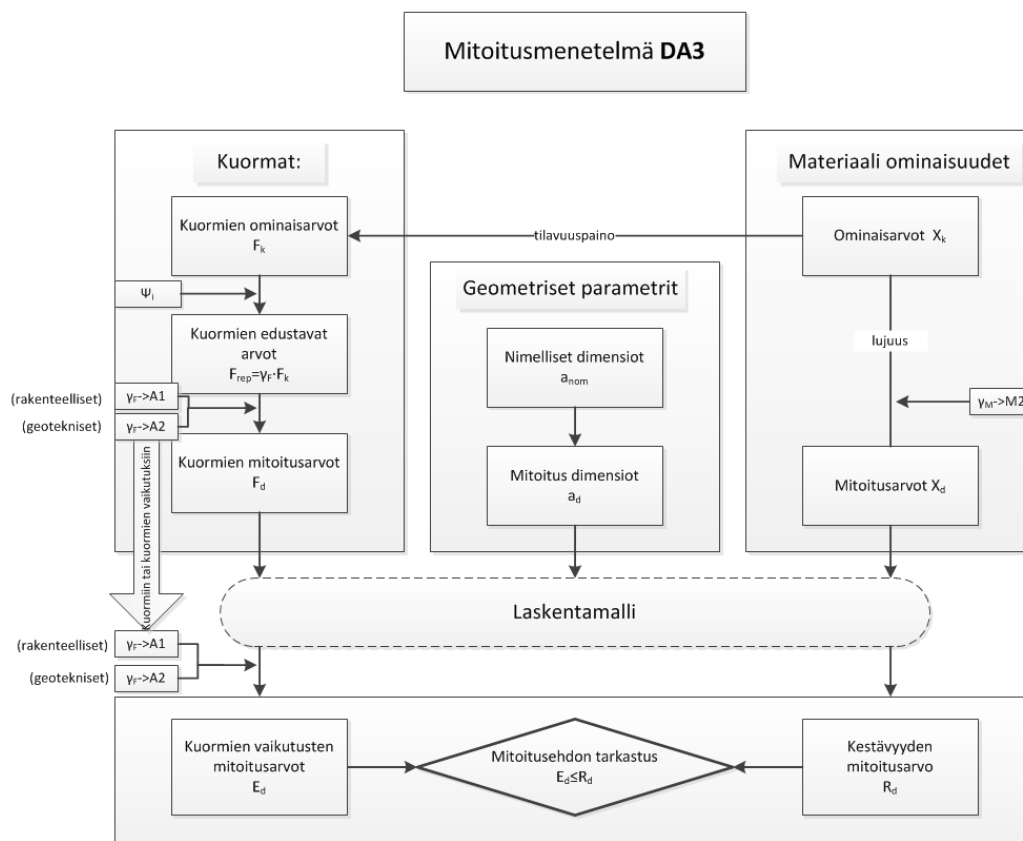
(vaikuttaa maanpaineeseen). Rakenteellinen kuorma voisi olla esimerkiksi tukiseinään kohdistuva ripustuskuorma kaivannon puolelta.

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 ^a	γ_G	1,35	1,00		
		edullinen ^b	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen ^a	γ_Q	1,5	1,3		
		edullinen ^b	$\gamma_{Q,fav}$	0,0	0,0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma ^c		$\gamma_{\phi'}$			1,25	
	Tehokas koheesio		$\gamma_{c'}$			1,25	
	Suljettu leikkauslujuus		γ_{c_u}			1,4	
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		γ_{q_u}			1,4	
	Tilavuuspaino		γ_Y			1,0	
Tukiseinät	Kantokestävyyys		$\gamma_{R,v}$				1,0
	Liukumiskestävyyys		$\gamma_{R,h}$				1,0
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$\gamma_{R,e}$				1,0



Kuva 3.5. Mitoitusmenetelmän DA3 käyttäminen tukiseinälaskennassa. (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

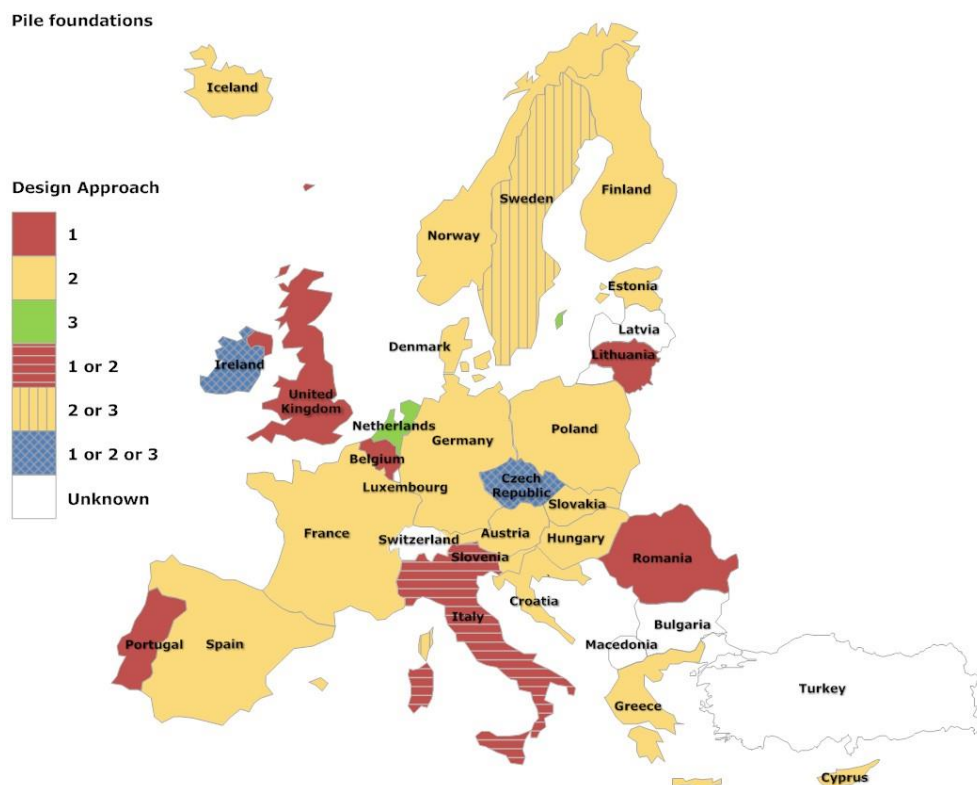
Eurokoodi 7 Geotekninen suunnittelu osa 1 (EN1997-1) antaa kolme erilaista mitoitusmenetelmävaihtoehtoa, joista jäsenmaat valitsevat parhaiten tarpeitaan vastaavat mitoitusastavat. Valituista mitoitusastavoista jokainen valtio määrää Kansallisessa liitteessä (NA=National Annex). Kansallisella liitteellä 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 valitsemat mitoitusastavat jaoteltuna luiskien, paalujen ja tukiseinien mitoitusastavaksi.



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



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 tapaa jäsenmaiden välillä on DA2 (kuva 3.8). Tällöin osavarmuusluvut kohdennetaan maan lujuusparametrien sijaan maan kestävyuteen. 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 mitoitus tavaksi (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

tyytytty soveltamaan uudet menetelmät vanhojen, hyväksi todettujen mitoitustapojen 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 kirjoittaja 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 kestävyYTEEN.

Mitoitusmenetelmän DA1 edut ja heikkoudet

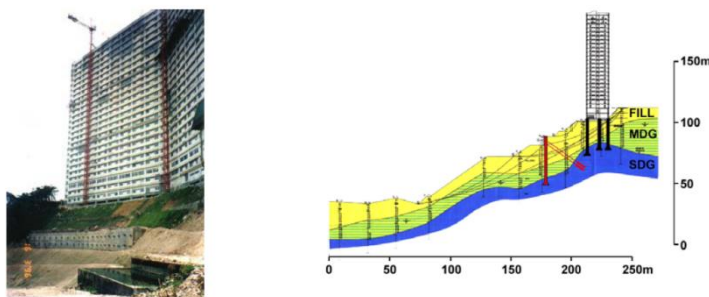
Hyödyt

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.

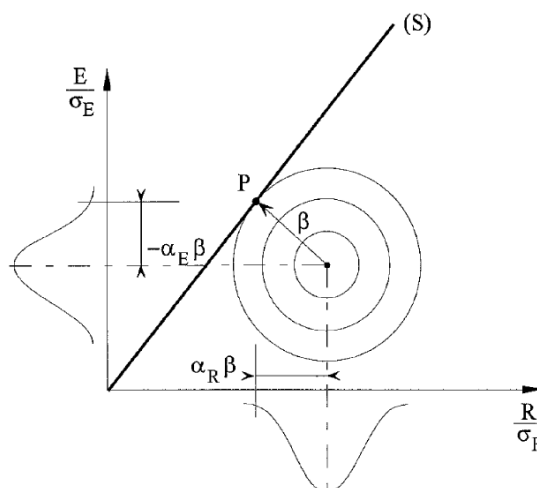
Ensimmäisen kohdan perusteeksi Simpson (2007) on esittänyt kaksi tukiseinäesimerkkiä, joista toinen käydään tässä lyhyesti läpi. Esimerkissä on kyse Malesiassa olevasta asuinkerrostalosta, joka sijaitsee maaluiskan yläpuolella (kuva 3.10). Luiskan stabiliteetti oli laskelmien mukaan kunnossa ($F > 1.0$) 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, maaluiskan stabiliteetti on

liian pieni ja vahvistuksia tarvitaan. Kuitenkin mikäli vahvistukset (tukiseinä) mitoitetaan mitoitustavalla 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 mitoitaa vastaavat tilanteet siten, että maaperää ja rakennetta ajatellaan yhtenä kokonaisuutena. On otettava yhtä aikaa huomioon niin maan lujuuden kuin kuormien muutokset. Hänen mielestään mitoitustavalla 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 stabiliteetti 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 0.7β etäisyydellä niiden karakteristisista arvoista kun taas maan kestävyys tulee olla vastaavasti 0.8β etäisyydellä. Kertoimet 0.7 ja 0.8 ovat ensimmäisen kertaluvun luotettavuusmenetelmän oletusarvoiset herkkyykset ja parametri β on tavoiteluotettavuusindeksin arvo. Käytännössä indeksi β kertoo murtumistodennäköisyydeltään todennäköisimmän mitoituspisteen etäisyyden murtofunktion muodostamalta pinnalta. Normaalijakautuneiden ja toisistaan riippumattomien muuttujien (kuormat ja kestävyys) mitoituspiste ja luotettavuusindeksi β on esitetty kuvassa 3.11.



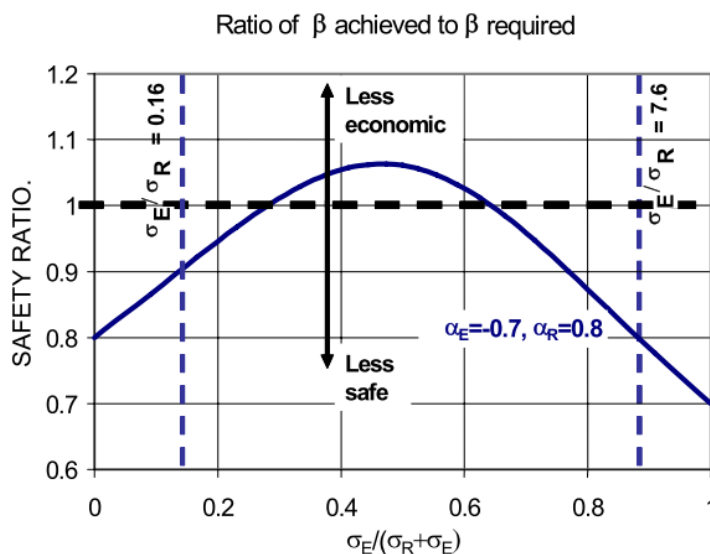
(S) vaurioitumisalueen reuna
 $g = R - E = 0$
 P mitoituspiste

Kuva 3.11. Mitoituspiste ja luotettavuusindeksi β ensimmäisen kertaluvun luotevuusmenetelmän mukaan muuttujien ollessa normaalijakautuneita ja toisistaan riippumattomia. (CEN 2002 (EN 1990))

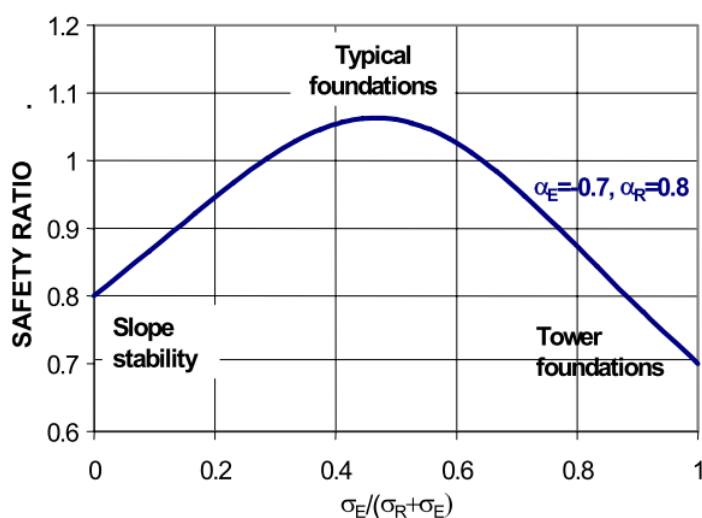
Edellä esitetyt oletusarvot tarkoittavat, että mitoitusmenetelmä on rajoitettu toimimaan vain, kun mainittujen kuormien/kuormien vaikutusten ja kestävyuden suhde on välillä 0.16–7.6. Toisin sanoen mikäli mitoitetaan tilannetta, jossa kuormien tai maan kestävyuden epävarmuus on suuri verrattuna toiseen, ei kyseinen mitoitusmenetelmä ole tilanteeseen soveltuva. Tällaisessa tilanteessa, jossa toisen parametrin (kuorma tai kestävyys) epävarmuus on suuri, tulee sen arvo ottaa murtorajatilatarkasteluun $1,0\beta$ etäisyydeltä sen karakteristisesta arvosta. Vähemmän tärkeä parametri otetaan puolestaan $0,4\beta$ etäisyydeltä sen karakteristisesta arvosta. Näin saavutetaan johdonmukainen ja riittävä luotettavuus kaikille mitoitustilanteille.

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 mitoitustilanteiden 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 mitoitukseen mitoitustapa DA2 käy huonosti, jolloin niiden mitoitukseen täytyy käyttää mitoitustapaa DA3.

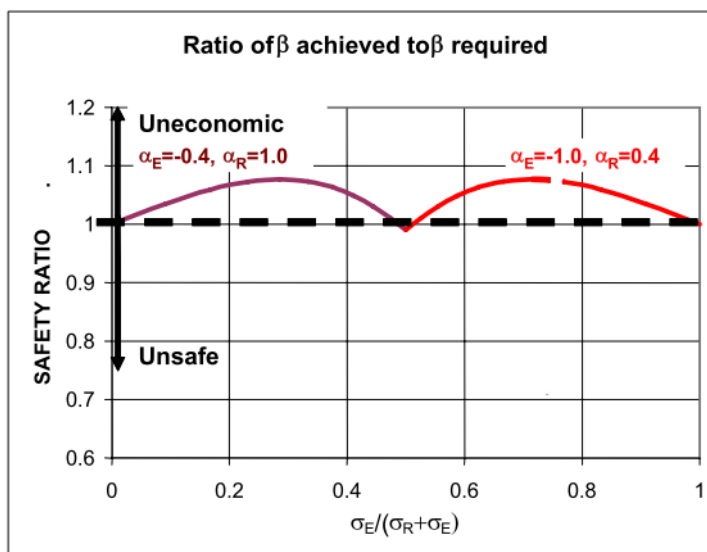


Kuva 3.12. Luotettavuuden kehittyminen kuorman E (0.7β) ja kestävyys R (0.8β) suhteen. Safety ratio=saavutettu β /vaadittu β . (Simpson (2007))



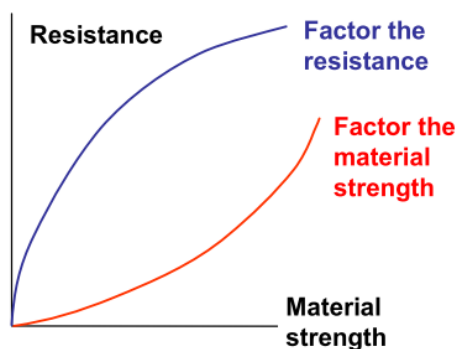
Kuva 3.13. Luotettavuussuhde erityyppisille rakenteille. (Simpson (2007))

Kuvassa 3.14 on esitetty, kuinka mitoitustapa DA1 tuottaa riittävän luotettavuuden käyttämällä kahta kombinaatiota. Määrävämpi parametri (kuorma/kestävyys) on otettu huomioon marginaalilla 1.0β ja toinen parametri marginaalilla 0.4β . Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että mitoituksen kannalta määrävälle parametrille otetaan huomioon sen suurempi hajonta. Tällöin herkemman parametrin vaikutukset otetaan tarkemmin huomioon, jolloin riittävä luotettavuus saavutetaan aina mitoitustapauksen luonteesta huolimatta (kuva 3.14). Mitoitustapaa DA1 voidaankin pitää soveltuvana kaikkeen geotekniseen mitoitukseen.

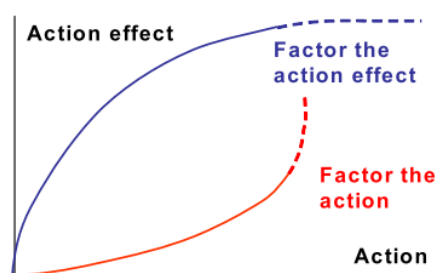


Kuva 3.14. Saavutettava luotettavuus käyttämällä marginaaleja 1.0β ja 0.4β määrävälle ja ei-määrävälle parametrille. (Simpson (2007))

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 kestävytyteen. Kuormapuolella mikäli karakteristisia kuormia yhdistetään laskennan alussa ja osavarmuus asetetaan vasta yhdistettyjen kuormien 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 mitoitukseltaan välttyään 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 kestävyden epälineaarinen suhde. (Simpson (2007))



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

Heikkoudet

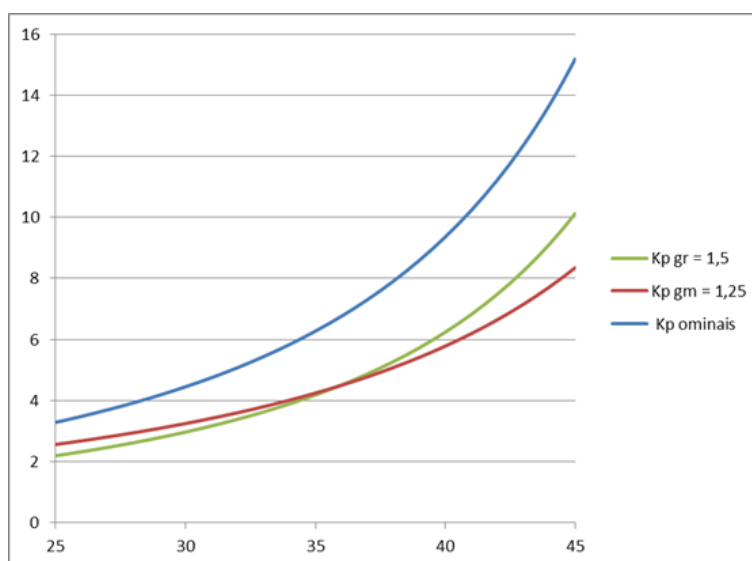
Yksi mitoitusmenetelmän DA1 heikkouksista on sen vaatimat kaksi tarkastettavaa kombinaatiota, joka lisää suunnittelijan työmäärää. Kuitenkin tämän helpottamiseksi Simpson (2007) listaa kolme kohtaa:

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 mitoituskestävyyttä 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 heikkoutta 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 mitoitusilanteelle, 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 ($\varphi > 40^\circ$) osavarmuuden sijoittaminen kitkakulmaan vaikuttaa edullisesti (kuva 3.17).



Kuva 3.17. Osavarmuuden kohdentamisen vaikutus passiivimaanpainekertoimeen.

5. maaluiskien mitoituksessa ei ole käytännöllistä laskea maanpainekertoimia kitkakulman mitoitusarvolla
6. myös liukupintojen laskeminen kitkakulman mitoitusarvolla johtaa harhaanjohtaviin aktiivi- ja passiivimaanpaineesiin mitoitusilanteessa
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

Yhteenvedon 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 mitoitusolosuhteissa.

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 mitoitukseseen 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 länä)
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 kestävyysnä, joka automaattisesti huomioidaan mitoitusmenetelmissä DA1 ja DA3
3. joitakin kriittisiä mitoituskohdita 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

Kirjoittaja ei löytänyt vastaavanlaista kantaaottavaa mitoitusmenetelmän DA3 etuja ja heikkouksia selvittävää 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 (kts. 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 lujuuteen, saadut tulokset voivat johtaa epäedullisiin ja erittäin konservatiivisiin mitoitustuloksiin. 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 Pohjoismaiden väliset erot tukiseinälaskennassa kansallisten liitteiden mukaan

3.4.1 Suomi (DA2)

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 (3.9) ja (3.10). Kumpikin kuormitusyhdistely on tarkastettava jokaisessa mitoitustilanteessa, 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)	V_G	1,35 K_{FI}					
		(6.10b)		1,15 K_{FI}					
	(6.10)						1,0 K_{FI}		
	edullinen	$V_{G,fav}$	0,9				1,0		
Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen (6.10a)	(6.10b)	V_Q	0,0 K_{FI}					
		(6.10)		1,5 K_{FI}					
	(6.10)						1,3 K_{FI}		
	edullinen	$V_{Q,fav}$	0,0				0,0		
Maa	Leikkaukestävyyskulma		$V_{\phi'}$		1,0		1,25		
	Tehokas koheesio		$V_{c'}$		1,0		1,25		
	Suljettu leikkauslujuus		V_{cu}		1,0		1,5		
	Yksiaksiaalinen puristuslujuus		V_{qu}		1,0		1,5		
	Tilavuuspaino		V_{γ}		1,0		1,0		
Tukiseinät	Kantokestävyys		$V_{R,v}$			1,55	1,0		
	Liukumiskestävyys		$V_{R,h}$			1,1	1,0		
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$V_{R,e}$			1,5	1,0		
Esijännitetyt ankkurit	väliaikaiset		$V_{a,t}$			1,25	1,0		
	pysyvät		$V_{a,p}$			1,5	1,0		

$$6.10a \quad 1,35K_{FI}G_{k,sup} + 0,9G_{k,inf} \quad (3.9)$$

$$6.10b \quad 1,15K_{FI}G_{k,sup} + 0,9G_{k,inf} + 1,5K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.10)$$

$$6.10 \quad 1,0K_{FI}G_{k,sup} + 1,0G_{k,inf} + 1,3K_{FI}Q_{k,1} + 1,3K_{FI} \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.11)$$

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))

yhtäio	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	1,35 · $\Psi_{0,i}$ · (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 (kts. taulukko 2.17):

$$RC3 \quad K_{FI}=1,1$$

$$RC2 \quad K_{FI}=1,0$$

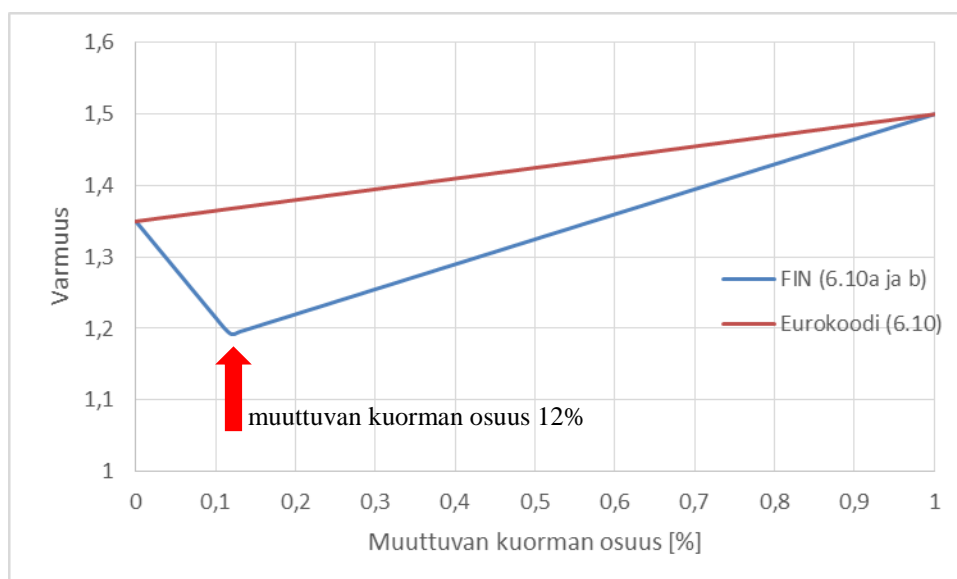
$$RC1 \quad K_{FI}=0,9$$

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 ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> • yli 8-kerroksiset ²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset • konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot • raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset 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"> – matalalla olevat alapohjat ilman kellaritiloja – ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne – 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 – standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. – standardin SFS-EN 1993-1-3 rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille ³⁾.
¹⁾ 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. ²⁾ kellarikerrokset mukaan luettuina. ³⁾ ei koske kuormituksia, jotka syntyvät, kun muotolevyrakenteita käytetään siirtämään levytason suuntaisia leikkausvoimia (levyvaikutuksen hyväksikäyttö) tai normaalivoimia.		

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 valinnoilla (YM (2007)).

3.4.2 Ruotsi (DA3)

Ruotsissa tukiseinien mitoittamiseen käytetään mitoitusmenetelmää DA3. Kuten Suomessa, myös Ruotsissa on modifioitu kuormien ja maaparametrien osavarmuuslukuja. Käytettävät osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.8.

Taulukko 3.8. Ruotsissa käytettävät osavarmuusluvut geotekniseen suunnitteluun (BFS 2011:10 EKS 8).

Mitoitusmenetelmät (SWE)					DA3			
					A1 (rak.)	A2 (geo.)	M2	R3
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen (6.10a)	γ_G	$\gamma_d 1,35$				
		(6.10b)		$\gamma_d 0,89-1,35$				
	(6.10)			$\gamma_d 1,1$				
	edullinen	$\gamma_{G,fav}$	1,0	1,0				
Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen (6.10a)	γ_Q	0,00					
		(6.10b)		$\gamma_d 1,5$				
	(6.10)			$\gamma_d 1,4$				
	edullinen	$\gamma_{Q,fav}$	0,0					
Maa	Leikkauskestävyyskulma		γ_ϕ			1,3		
	Tehokas koheesio		γ_c			1,3		
	Suljettu leikkauslujuus		γ_{cu}			1,5		
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		γ_{qu}			1,5		
	Tilavuuspaino		γ_γ			1,0		
Tukiseinät	Kantokestävyys		$\gamma_{R,v}$			1,0		
	Liukumiskestävyys		$\gamma_{R,h}$			1,0		
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$\gamma_{R,e}$			1,0		
Esijännitetyt ankkurit	pysyvät		$\gamma_{a,p}$			1,0		

Lisäksi Ruotsissakin käytetään kahta kuormitusyhdistelyä 6.10a ja 6.10b **rakenteellisille** kuormille (A1). Mikäli kyseessä on **geotekninen** kuorma, käytetään kaavaa 6.10, jonka osavarmuuksia on suurennettu Eurokoodin suositusarvoista (A2).

$$6.10a \quad \gamma_d \cdot 1,35G_{k,sup} + 1,0G_{k,inf} \quad (3.12)$$

$$6.10b \quad \gamma_d \cdot 0,89 \cdot 1,35G_{k,sup} + 1,0G_{k,inf} + \gamma_d \cdot 1,5Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.13)$$

$$6.10 \quad \gamma_d \cdot 1,1G_{k,sup} + 1,0G_{k,inf} + \gamma_d \cdot 1,4Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1,4 \cdot \Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.14)$$

Kuormitusyhdistelyiden sisältämä termi γ_d ottaa huomioon rakenteen luotettavuusluokan. Luotettavuusluokat esitetään luotettavuusindeksien β avulla (1-vuoden jakso). Luotettavuusluokat ovat:

Luokka 1 $\beta \geq 3,7$

Luokka 2 $\beta \geq 4,3$

Luokka 3 $\beta \geq 4,8$

Henkilövahinkojen kannalta luotettavuusluokat voidaan jakaa seuraavasti:

Luokka 1= vähäinen riski henkilöiden loukkaantumiseen

Luokka 2= normaali riski ihmisten vakavaan loukkaantumiseen

Luokka 3= suuri riski ihmisten vakavaan loukkaantumiseen

Rakenne kuuluu luotettavuusluokkaan 1, jos yksi seuraavista kohdista täyttyy:

- 1) henkilöiden läsnäolo rakenteen lähellä on poikkeuksellista
- 2) rakenteen mahdollinen sortuma ei voi aiheuttaa vakavia vammoja henkilölle
- 3) rakenteen vaurioituminen ei johda sen sortumiseen, vaan ainoastaan sen käytettävyyteen ja toimimiseen entiseen tapaan

Rakenne kuuluu luotettavuusluokkaan 3, jos yksi seuraavista kohdista täyttyy:

- 1) rakennuksen käytön vuoksi sen alueella oleilee useita ihmisiä
- 2) rakenteen sortuessa se aiheuttaa suuren vaaran ihmisille
- 3) rakenteen vaurioitumisen seurauksena on sen välitön romahtaminen

Luotettavuusluokkaan 2 kuuluvat rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin 1 ja 3. Redusointi- ja suurennuskertoimet γ_d eri luotettavuusluokille ovat seuraavat (vastaavat K_{FI} -lukujen käyttämistä):

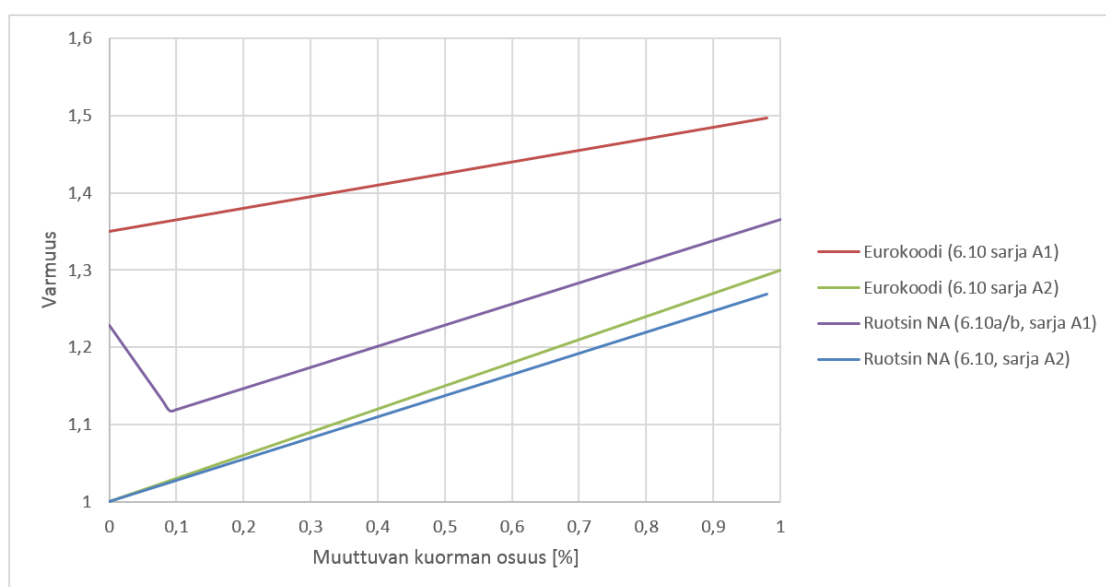
Luokka 1 $\gamma_d = 0,83$

Luokka 2 $\gamma_d = 0,91$

Luokka 3 $\gamma_d = 1,0$

Ruotsin mitoitus tapaan kuuluu kuormien osavarmuuksien pienentäminen suuressa osassa tapauksia ($\gamma_d \leq 1,0$ luokat 1 ja 2 (rakenteista suurin osa kuuluu näihin kahteen luokkaan)). Ainoastaan vaativimmissa rakenteissa kuormien osavarmuusluvut otetaan huomioon täysin arvoinaan. Vaikka osavarmuuslukuja pienennetään, ovat ne alun perin Suomessa käytettäviä arvoja suuremmat. Esimerkiksi pysyvän rakenteellisen (A1) kuorman osavarmuusluku Ruotsissa on $\gamma_G = 0,89 \cdot 1,35 = 1,2$. Myös geoteknisten kuormien

osavarmuusluvut on valittu Ruotsissa suuremmiksi. Ruotsissa geoteknisille kuormille käytettävien osavarmuuslukujen arvot ovat $\gamma_G = 1.1$ ja $\gamma_Q = 1.4$ ja ne ovat riippuvaisia luotettavuusluokasta. Eurokoodin vastaavat osavarmuusluvut ovat $\gamma_G = 1.0$; $\gamma_Q = 1.3$. Esimerkiksi tavallisille rakenteille käytettävässä luotettavuusluokassa CC2 pysyvän kuorman osavarmuusluku on $1.1 \cdot 0.91 = 1.0$. Kuormien osavarmuusluvut tuottavat näillä arvoilla jatkuvasti nousevan varmuustason kuten kuvasta 3.19 nähdään. Tämä ei kuitenkaan ole laskennan kokonaisvarmuus, sillä mitoitusmenetelmässä DA3 osavarmuuslukuja kohdennetaan kuormien lisäksi maan lujuuteen. Kitkakulman ja koheesion osavarmuusluvut ovat kuormien osavarmuuslukujen tapaan valittu konservatiivisimmiksi Ruotsissa, kuin mitkä ovat Eurokoodin suositusarvot $\gamma_{\tan\phi} = 1.3$ ja $\gamma_c = 1.3$.



Kuva 3.19. Kuormien osavarmuuden kehittyminen muuttuvan kuorman osuuden funktiona Eurokoodin suositusarvoilla ja Ruotsin kansallisilla valinnoilla.

3.4.3 Tanska (DA3)

Tanska on valinnut tukiseinien mitoitusmenetelmäksi DA3:sen. Kuormille ja maan lujuusparametreille valitut osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 3.9.

Taulukko 3.9. Tanskan kansalliset valinnat geotekniseen suunnitteluun. (DS/EN 1997-1 DK NA:2013)

Mitoitusmenetelmät (DEN)					DA3				
					STR/GEO				STR
					1	2	3	4	5
					6.10a	6.10b	6.10a	6.10b	6.10a
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	yleinen (rakenteelliset)	epäedullinen	$V_{G,sup}$	1,2 K_{FI}	1,0 K_{FI}	1,2	1,0	1,0
			edullinen	$V_{G,inf}$	1,0	0,9	1,0	0,9	
		geotekninen	epäedullinen	$V_{G,sup}$	1,0		1,0		1,0
		edullinen	$V_{G,inf}$						
	Muuttuvat kuormat (Q)	määräävä	epäedullinen	$V_{Q,1}$	0,0	1,5 K_{FI}	0,0	1,5	0,0
		muut	epäedullinen	$V_{Q,i}$	1,5 Ψ_0 K_{FI}		1,5 Ψ_0		
Maa	Leikkauskestävyysskulma			V_{ϕ}	1,2		1,2 K_{FI}		1,0
	Tehokas koheesio			V_c	1,2		1,2 K_{FI}		
	Suljettu leikkauslujuus			V_{cu}	1,8		1,8 K_{FI}		
	Yksiakselinen puristuslujuus			V_{qu}	1,8		1,8 K_{FI}		
	Tilavuuspaino			V_{γ}	1,0		1,0		
Lujuusparametreihin ja maan kestävyteen asetettava kerroin (rakennusmateriaalit: EN 1992-1996 ja 1999; maan parametrit ja maan kestävyys: EN 1997-1)				V_0	1,0		K_{FI}		1,2 K_{FI}

Tanskan ensisijainen tarkoitus on ollut yksinkertaistaa omaa mitoituskäytäntöään valitsemalla yksi yhteinen mitoitusmenetelmä (DA2/DA3→DA3) kattamaan kaikki geotekniset suunnittelutilanteet (tukiseinä, luiskat, paalut jne.). Mitoitusmenetelmän vaihtamisen lisäksi muutoksia kuormitusyhdistelyyn, käytettäviin osavarmuuslukuihin ja niiden soveltamiseen on tehty. Kuormitusyhdistelmiä on yhteensä viisi kappaletta. Näistä neljää ensimmäistä (kombinaatiot 1-4 taulukko 3.9) sovelletaan asettamalla osavarmuusluvut joko kuormille tai maan lujuusparametreille, riippuen kuorman tyypistä. Tämän lisäksi Tanskassa käytetään uutta kombinaation 5 mukaista kuormitusyhdistelmää, joka tarkastaa rakenteiden kestävyden tapauksissa, joissa pysyvä kuorma on määräävä tekijä.

Kuormitusyhdistelmien käyttö riippuu geoteknisten kuormien läsnäolosta. Mikäli rakenne ei ota vastaan ollenkaan geoteknisiä kuormia (maan kautta siirtyviä esim. maanpaine ja vedenpaine) mitoitetaan se tarkastamalla kuormitusyhdistelmät 1 ja 2. Sitä vastoin jos rakenteelle tulee pelkästään geoteknisiä kuormia, mitoitetaan se kuormitusyhdistelmillä 3 ja 4. Mitoitettaessa tilannetta, jossa läsnä on sekä rakenteellisia että geoteknisiä kuormia, käytetään kaikkia neljää kuormitusyhdistelmää korkeimmalla seuraamusluokalla CC3 $K_{FI}>1.0$. Seuraamusluokan vaikutus kohdennetaan joko kuormiin tai maan lujuuteen, ei molempiin. Helpommissa tapauksissa, joissa tarvitaan vain kuormitusyhdistelmä parin 1 ja 2 tai 3 ja 4 tarkastamista, voidaan mitoitus suorittaa seuraamusluokassa CC2, jolloin $K_{FI}=1.0$. Alinta seuraamusluokkaa CC1 ei saa käyttää geoteknisille rakenteille. K_{FI} - arvot eri seuraamusluokille ovat seuraavat: CC3 $K_{FI}=1.1$ ja CC2 $K_{FI}=1.0$ ja näiden valinta tapahtuu aiemmin esitetyn taulukon 3.7 mukaisesti.

Uuden kuormitusyhdistelmän (kombinaatio 5) taustalla oli jo aiemmin Tanskassa keskustelua herättänyt varmuuden puuttuminen rakenteilta, joissa rakenteen omapaino ja/tai vedenpaine on määräävä kuormana. Kombinaation 5 tarkoituksena on varmistaa

geoteknisten rakenteiden rakennusmateriaalien kestävyys (STR). Toisin sanoen eri rakennusmateriaalien (puu, teräs jne.) Eurokoodien mukaiset osavarmuusluvut tulee kertoa kertoimella γ_0 . Sitä vastoin kaikki muut osavarmuusluvut laskennassa ovat muuttuvaa kuormaa lukuun ottamatta 1.0, eli maan lujuus, pysyvät kuormat ja maan kestävyys esiintyvät ominaisarvoinaan (muuttuva kuorma 0). Kombinaatio 5 on siis määräävä kuormitusyhdistely geoteknisissä rakenteissa, joissa veden- tai maanpaine (mikäli tuenta riippumaton tästä) nousee määrääväksi tekijäksi Kerroin $\gamma_0=1.2$ rakennuksille ja $\gamma_0=1.25$ silloille ja lisäksi se kerrotaan rakenteen seuraamusluokan mukaisesti K_{FT} - kertoimella.

Eri osavarmuuslukujen käyttäminen rakenteellisille ja geoteknisille kuormille ja siihen liittyvä epävarmuus on esitetty selventävästi Tanskan kansallisessa liitteessä. Rakenteellisille kuormille käytetään aina pysyvät kuormat ”yleinen” kohdan osavarmuuslukuja (taulukko 3.9), vaikka ne siirtyisivätkin esimerkiksi maan välityksellä rakenteelle (geotekninen kuorma). Geotekniseksi kuormaksi ajatellaan maan, täytön, veden tai pohjaveden välityksellä siirtyviä kuormia. Eli vaikka kuormia käsitellään geoteknisinä kuormina, ne kerrotaan yleinen- kohdan osavarmuusluvuilla, mikäli ne ovat alkuperäisesti rakenteellisia kuormia. Näin varmistetaan, että samanlaisesta alkuperästä olevat kuormat käsitellään samoilla osavarmuusluvuilla. Joskus valinnan tekeminen on hankalaa, sillä kuorma voi olla geotekninen tai rakenteellinen riippuen siitä, kuinka se käyttäytyy ympäröivän maan ja rakenteiden kanssa. Esimerkiksi matalalle rakennetun tunnelin katon päällä oleva maakerros voidaan ajatella olevan geotekninen kuorma, mikäli se ajatellaan vaikuttavan yhtenäisesti ympärillä olevan maan kanssa. Toisaalta mikäli katon päällä oleva maakerros ajatellaan olevan integroitu osa kattoa ja itsenäinen osa ympäröivästä maasta, käsitellään se rakenteellisena kuormana. Kuitenkin kaikki mahdolliset tapaukset pystytään käsittelemään esitetyillä viidellä kuormitusyhdistelyllä.

4 MITOITUSMENETELMIEN VÄLISET EROT TUKISEINÄN MURTORAJATILATARKASTELUSSA - LASKENTAESIMERKIT

4.1 Numeerinen laskenta ja siinä huomioitavat asiat eri mitoitusmenetelmille

Edellisessä kappaleessa esiteltiin tukiseinien mitoituksessa käytettävät Eurokoodi 7 mukaiset mitoitusmenetelmät DA1- DA3. Kappaleen tarkoitus oli esitellä Eurokoodin mukaiset mitoitustavat tukiseinien mitoitukseen, varmuuden kohdentaminen eri mitoitusmenetelmissä, eri Euroopan maiden tekemät valinnat sekä mitoitustapoihin liittyviä etuja ja ongelmakohtia.

Tässä kappaleessa tutkitaan Eurokoodi 7 mukaisten mitoitusmenetelmien eroavaisuuksia tukiseinämitoituksen osalta mallintamalla numeerisen laskennan esimerkkejä. Numeerisella laskennalla tarkoitetaan likimääräistä tietokoneavusteista laskentaa. Numeerisen laskennan soveltaminen tukiseinien ja muiden geoteknisten rakenteiden suunnittelussa, niin tutkimuskeskuksissa kuin suunnittelu- ja konsultointifirmoissakin, on yleistynyt merkittävästi edellisten vuosikymmenien aikana. Tietokoneiden jatkuva tehokkuuden paraneminen on mahdollistanut yhä kehittyneempien ja käyttäjäystävällisempien geoteknisten suunnitteluohjelmistojen tarjontaa. Nykypäivän käyttäjä tarvitsee yhä vähemmän koulutusta suoriutuakseen joka päiväisestä suunnittelusta tietokoneavusteisesti. Tämä edellyttää, että käyttäjällä on kokemusta numeerisista menetelmistä, mekaniikasta ja maamekaniikasta. Tietämätönkin käyttäjä saavuttaa ohjelmistoilla tuloksia, mutta ei välttämättä osaa tulkita niitä oikein. Helppouden lisäksi geoteknisten ohjelmistojen käyttäminen säästää aikaa ja rahaa, niiden vähentäessä käyttäjän ”raakaa” työpanosta. (Schweiger (2002))

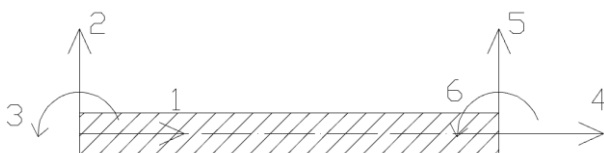
Erilaisia laskentaohjelmistoja on hyvin paljon ja niiden laskentatarkkuus perustuu suurimmalta osin ohjelmiston käyttämään numeeriseen menetelmään. Suomessa eniten käytetty laskentaohjelmisto Novapoint Geocalc perustuu yksinkertaiseen jousimalliin, kun taas kansainvälisesti paljon käytetty Plaxis kontinuumiin elementtimenetelmään. Lisäksi on olemassa erinäisiä DOS- pohjaisia laskentaohjelmia, esimerkkinä Geocalcin ohella myös paljon käytetty MS-Tuki. Tässä työssä mitoitusmenetelmien eroavaisuuksien tutkimiseen ja erilaisten tukiseinätilanteiden mallintamiseen käytetään

Novapoint Geocalcia. Geoteknisenä laskentaohjelmistona Novapoint Geocalc sopii erityisesti tilanteisiin, joissa maan ja seinän välinen toiminta on otettava huomioon. Tukiseinien osalta tällaisia tilanteita ovat esimerkiksi:

- monelta tasolta tuetut seinät
- jäykät ylikonsolidoitunutta maata tukevat seinät
- minimilyöntisyvyyttä syvemmälle lyödyt seinät
- seinille, joissa käytetään erittäin jäykkiä tukia ja/tai tukien esijännitystä
- vaihteittain kaivetuille kaivannoille

4.1.1 Novapoint Geocalcin laskentateoria

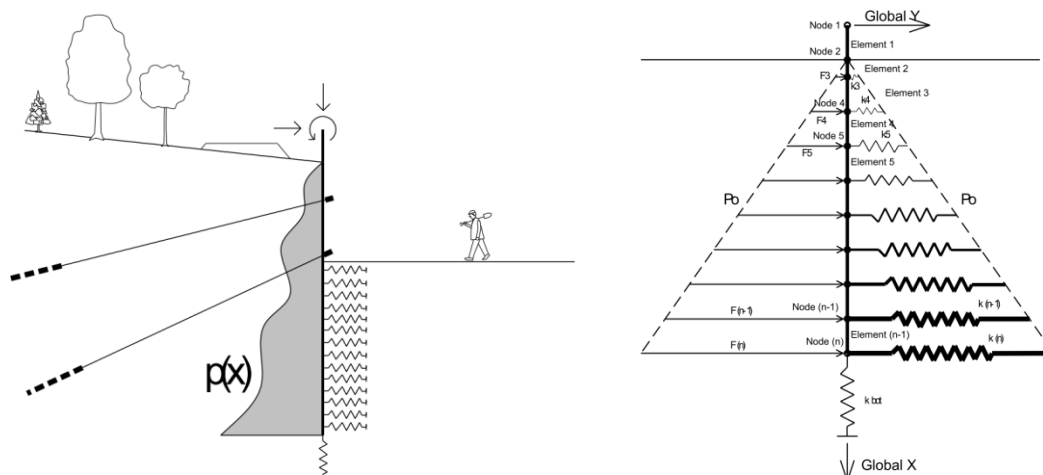
Yksinkertaiseen jousimalliin perustuvan Novapoint Geocalc- ohjelmiston laskenta perustuu kolmen vapausasteen, 2D-elementeistä koostuvan palkkielementin ratkaisemiseen elementtimenetelmällä. Kolmen vapausasteen palkkielementti on esitetty kuvassa 4.1.



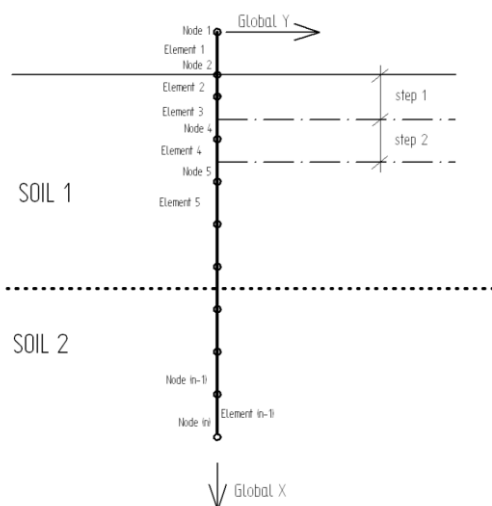
Kuva 4.1. Kolmen vapausasteen palkkielementti (Vianova (2011)).

Käytännössä tämä tarkoittaa, että elementeistä koostuvalle tukiseinälle voidaan kohdistaa vaaka- ja pystykuormia sekä taivutusmomenteja. Tukiseinälle näitä kuormia aiheuttavat maan- ja vedenpaine sekä ulkoiset, yleensä muuttuvat kuormat (elementtien asennusrekat, työmaaliikenne jne.). Kuormat muodostavat yhdessä monimutkaisen kuormitusfunktion, jonka ohjelma muuttaa solmuvoimiksi seinäelementeille. Käyttäjä saa itse määrittää, kuinka montaa elementtiä yhtä seinämetriä kohden käytetään (2-5 kpl). Elementtimäärän kasvaessa yleensä myös laskennan tarkkuus kasvaa. Seinäelementtien solmukohdat ohjelma pyrkii aina siirtämään lähimmän maakerroksen puoliväliin, lukuun ottamatta kolmea kiinteää solmua. Nämä kiintopisteet sijaitsevat aina seinän yläpäässä, alkuperäisen maanpinnan tasolla ja seinän alapäässä. Johtuen laskentamallin jousi-palkki- luonteesta, maakerrokset kuvataan vaakasuorina lamelleina.

Kuvassa 4.2 on esitetty periaatekuvat Novapoint Geocalcin muodostamasta laskenta mallista (vasen) sekä tukiseinälle muodostetusta elementtisysteemistä (oikea). Lisäksi kuvassa 4.3 on näytetty, kuinka elementit ja niiden solmut sijoittuvat laskentamallissa.



Kuva 4.2. *Novapoint Geocalcin muodostama laskentamalli tukiseinätalanteelle (vasen) sekä sen matemaattinen esitysmuoto (oikea) (Vianova (2011)).*



Kuva 4.3. *Tukiseinän jakaantuminen elementteihin ja näiden elementtien solmukohtien likimääräinen sijoittuminen (Vianova (2011)).*

Muodostetun mallin ajatuksena on hakea epälineaarisen iterointiprosessin avulla ratkaisu siirtymien ja aktiivi- ja passiivimaanpaineiden välille jokaisessa solmukohdassa. Tuetulla puolella vaikuttava kuormitusfunktio rasittaa kaivannon puoleisia jousielementtejä, joilla maa on mallinnettu. Iterointiprosessi etenee laskentaohjelman poistaessa järjestyksessä kaivannon puoleisia jousielementtejä ja laskemalla jokaisen jousielementin poiston jälkeen tasapainotilan uudelle tukiseinätalanteelle. Jousien jäykkyys voidaan itse määrittää ja niiden käyttäytyminen riippuu vallitsevista rajoittavista maanpaineista.

Laskennan kannalta yksi tärkeimmistä valittavista parametreista on lepopainekerroin K_0 , joka määrittää lepopaineen p_0 suuruuden. Lepopaineen lisäksi muita laskennan kannalta kriittisiä parametreja ovat tukien ja jousien jäykkyys sekä tukiseinän jäykkyys.

Erityisesti laskennassa käytettävän maan jäykkyyttä kuvaavaan jousimallin valintaan on kiinnitettävä huomiota. Geocalcissa on mahdollista valita siirtymäperusteinen malli (DCM, displacement controlled model) ja moduuliperusteinen malli (MCM). Siirtymäperusteisissa mallissa laskentaan määritetään minimisiirtymät, joiden tulee toteutua aktiivi- ja passiivimaanpaineiden kehittymiseksi. Moduuliperusteisissa mallissa maan jäykkyys perustuu kokoonpuristuvuusmoduuliin M . Yleisesti ottaen siirtymäperusteinen malli (DCM) on virhealttiimpi, joten tässä työssä laskennassa käytetään moduuliperusteista mallia (MCM).

Edellä mainittujen parametrien valinta mallinnuksen alussa voi olla ongelmallista, jos käyttäjällä ei ole tarpeeksi tietoa tai kokemusta mallinnettavasta tilanteesta. Esimerkiksi Designer's Guide to EN 1997-1 (Frank et al (2007)) ei ohjeista näiden parametrien valitsemista tarkemmin, mutta kehottaa käyttämään pieniä jousijäykkyyksiä ja suurta lepopaineekerrointa K_0 . Tällöin saavutetaan konservatiivisia tuloksia eli tulokset ovat varmallalla puolella.

4.1.2 Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien soveltaminen numeeriseen laskentaan

Eurokoodi 7 mukaisten mitoitusmenetelmien käyttäminen numeerisessa laskennassa ei aina ole suoraviivaista parametrien sijoittelua. Jokainen geotekninen laskentaohjelma asettaa omat vaatimuksensa, esimerkiksi maan lujuuden ja kuormien osavarmuuksien sijoittamiseen, riippuen ohjelmiston käyttämästä numeerisesta menetelmästä. Näiden vaatimusten huomioimatta jättäminen johtaa automaattisesti vääriin laskentatuloksiin.

DA1-2 ja DA3

Mitoitusmenetelmiä DA1-2 ja DA3 käytetään numeerisessa laskennassa samalla tavalla kuin analyttisessä laskennassa. Osavarmuudet kohdennetaan maan lujuusparametreille ja muuttuvalle kuormalle. Kuitenkin itse laskenta voidaan suorittaa kahdella eri tapaa: joko niin sanotulla suoralla menetelmällä tai ϕ - c -reduction menetelmällä (vaihtoehtoisesti SRM, strength reduction method). Kummassakin menetelmässä lopputuloksena saadaan mitoitusarvot tukiseinän siirtymille, tukivoimille ja taivutusmomenteille.

Suorassa menetelmässä numeerinen laskenta suoritetaan jokaiselle kaivuvaiheelle käyttämällä maan lujuusparametrien mitoitusarvoja. Mikäli murtumista ei tapahdu yhdessäkään kaivuvaiheessa, mitoituskriteerit on täytetty. Suora menetelmä on vaihtoehtoista yksinkertaisempi. Suoran menetelmän haittapuolena on, että käyttörajatilamitoitus täytyy tehdä erikseen.

Toinen vaihtoehto on ϕ - c -reduction menetelmä (Plaxis-ohjelmassa tällä nimellä). Tässä menetelmässä jokaisen kaivuvaiheen murtorajatilamitoitus tehdään ensin maan lujuuden karakteristisilla arvoilla. Mikäli murtorajatilaa ei kaivuvaiheessa saavuteta,

tarkistetaan kyseinen kaivuvaihe alentamalla maan lujuusparametreja niiden mitoitusarvoihin. Mikäli mitoituskriteerit täyttyvät tämän kaivuvaiheen osalta (eli tukiseinä pysyy pystyssä sallituissa rajoissa), suoritetaan sama proseduuri seuraavalle kaivuvaiheelle. Rotaatiota jatketaan, kunnes on saavutettu kaivannon pohjan taso. Menetelmänä ϕ -c- reduction- menetelmä on työläämpi kuin suora menetelmä, mutta laskennan yhteydessä tehdään samalla myös käyttörajatilamitoitus, joka suorassa menetelmässä joudutaan tekemään erikseen. (Honjo (2010), Frank et al (2004), RIL 207-2009, Bond and Harris (2008), SFS-EN1990)

DA1-1 ja DA2

Näille mitoitusmenetelmille ongelmaksi muodostuvat kuormien erisuuret osavarmuusluvut. Erityisesti pysyvän kuorman (maan omapaino) osavarmuuslukua on erittäin hankala käyttää numeerisen laskennan yhteydessä, jossa lasketaan maanpaineita. Maan oman painon lisäksi myös pohjavesi asettaa laskennalle omat haasteensa. Esimerkiksi tilanteessa, jossa pohjavedenpinta on lähellä maan pintaa, vedenpaineen suora kertominen pysyvän kuorman osavarmuudella voi johtaa luonnottomiin vedenpaineisiin. Tästä syystä numeerisissa menetelmissä osavarmuudet kohdennetaan yleensä kuormien sijasta kuormien vaikutuksille, eli käytetään menetelmiä DA1* ja DA2*.

Menetelmissä DA1* ja DA2* mitoitus suoritetaan jakamalla aktiivi- ja passiivipuolen kuormayhdistelyt epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla γ_G . Tällöin muuttuva kuorma kerrotaan kertoimella γ_Q/γ_G , joka ottaa huomioon osavarmuuslukujen eron. Laskenta suoritetaan käyttämällä karakteristisia maan lujuusparametrien ja nettovedenpaineen arvoja, ja edellä esitetyn mukaisesti käsiteltyjä kuormia. Mikäli tukiseinälle sallitaan plastisen nivelen muodostuminen, käytetään seinän plastisen myötömomentin arvona $M_u = M_{u,d}/\gamma_G = M_{u,k}/(\gamma_M \cdot \gamma_G)$. Koska kuormat on jaettu epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluvulla, täytyy laskennasta saadut tukiseinälle kohdistuvat rasitukset kertoa tällä osavarmuusluvulla. Näin saadaan laskettua tukiseinälle kohdistuvat mitoitusrasitukset.

Mikäli koetaan tarpeelliseksi selvittää erikseen pysyvien ja muuttuvien kuormien osuus tukiseinälle ja tukitasoille tulevista rasituksista, voidaan tähän soveltaa Liikenneviraston ohjeistuksen mukaista tapaa 2 (NCCI7). Tällöin numeerinen laskenta suoritetaan seuraavasti:

1. kuormat ja maan lujuus ovat laskennassa ominaisarvoinaan
2. lasketaan tukiseinätilanne pelkästään pysyvillä kuormilla
3. lasketaan tukiseinätilanne pysyvillä ja muuttuvilla kuormilla
4. Vähennetään edellisen kohdan (3) tuloksista pysyvien kuormien osuus (2), jolloin saadaan muuttuvien kuormien osuus selville

5. kerrotaan pysyviltä ja muuttuvilta kuormilta tulevat rasitukset niitä vastaavilla osavarmuusluvuilla (esim. 6.10b-> $\gamma_G=1.15$ ja $\gamma_Q=1.5$), jolloin saadaan mitoitusrasitukset laskettua

Menettelynä tämä on työläämpi, mutta etuna saadaan samalla selvitettyä murtorajatilan lisäksi myös käyttörajatila. Aikaisemmin esitetylle tavalle käyttörajatila tulee laskea erikseen, sillä laskennassa jouduttiin käsittelemään muuttuvaa kuormaa osavarmuuslukujen eron huomioivalla kertoimella. Tällöin se ei esiinny laskennassa ominaisarvonaan. (Honjo (2010), Frank et al (2004), RIL 207-2009, Bond and Harris (2008), SFS-EN1990)

4.2 Tukiseinän murtorajatilatarkasteluissa käytettävät laskentaesimerkit

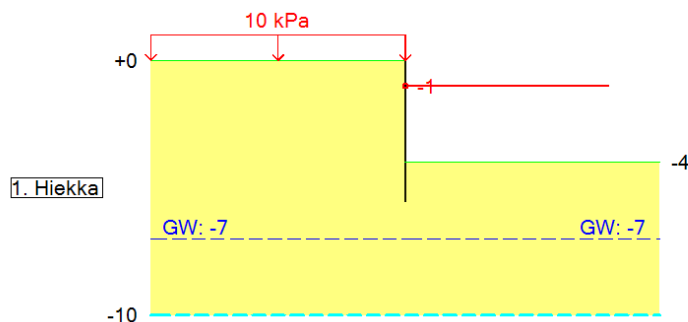
Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien laskentaan pyrittiin valitsemaan kolme erilaista, mutta tyypillistä Suomessa esiintyvää kaivantotapausta. Esimerkkitapaukset on esitetty seuraavaksi.

4.2.1 Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207–2009)

Tilanne

Ensimmäiseksi laskentaesimerkiksi valittiin tapaus, jonka pystyy mitoittamaan sekä analyyttisesti käsin laskennalla että numeerisesti Novapoint Geocalc- ohjelmistolla. Yksinkertaisuuden vuoksi valittiin yhdeltä tasolta tuettu, alapäästään vapaa tukiseinä. Tällöin tukiseinän lyöntisyvyyden laskeminen momenttitasapainoehdolla tukipisteen ympäri on yksinkertaista.

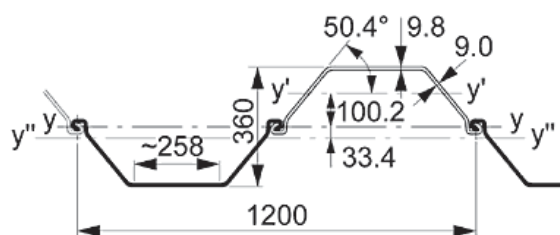
Laskentaesimerkiksi valittiin RIL 207–2009 Geoteknisen suunnitteluohjeen esimerkki 5 (kuva 4.4), jossa yhdeltä tasolta tuettu ponttiseinä on lyöty paksuun hiekkakerrokseen. Ponttiseinän lyöntisyvyys määräytyy käytettävän kuormitusyhdistelmän ja Eurokoodi 7 mitoitusmenetelmän mukaan (DA1-DA3). Kaivannon syvyys on neljä metriä ja tukiseinä on tuettu sisäpuolisella tuennalla metrin syvyydeltä. Laskennan helpottamiseksi pohjavedenpinta on oletettu sijaitsevan erittäin syvällä (7 metrin syvyydellä maanpinnasta), jolloin se ei vaikuta laskentaan. Seinää kuormittaa tuettavalla puolella muuttuva kuorma, jota varioidaan myöhemmin esitetyin tavoin. Näin muuttuvan kuorman vaikutus mitoitusrasitukseen saadaan selvitettyä.



Kuva 4.4. Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207–2009)

Lähtötiedot

RIL 207–2009 ei määrittele esimerkissä käytettävän ponttiseinän jäykkyyttä tarkemmin, koska sillä ei ole merkitystä analyttisen laskennan kannalta. Analyttisessä käsin laskennassa tukiseinälle haetaan ainoastaan momenttitasapainoa, jolloin passiivi- ja aktiivimaanpaineen yhteisvaikutus on nolla. Tästä yhteydestä tukiseinälle saadaan määritettyä tarvittava lyöntisyvyys, jolla se pysyy pystyssä. Tukiseinäprofiilin valinnassa määräävät tekijät ovat tukiseinälle tulevat taivutusmomentti- ja leikkausvoimakuormat sekä seinän siirtymä. Tukiseinän tulee kestää sille aiheutuvat rasitukset murtumatta. Muuttamalla tukiseinän jäykkyyttä voidaan vaikuttaa edellä mainittuihin rasituksiin sekä siirtymiin. Valitsemalla jäykkä tukiseinäprofiili siirtymät pienenevät, mutta rasitukset kasvavat. Vastaavasti, valitsemalla taipuisa tukiseinäprofiili siirtymät kasvavat ja rasitukset pienenevät. Tukiseinäprofiilin valintaan vaikuttaa myös mitoitettava tilanne (työnaikainen vai pysyvä tukiseinä, siirtymävaatimukset erilaiset) sekä taloudellisuus (järeämmät profiilit maksavat enemmän samoin kuin niiden asennus). Tässä laskentaesimerkissä tukiseinäpontiksi valittiin Arcelorin PU12-teräsprofiili (kuva 4.5).



Kuva 4.5. Arcelor PU12- ponttiprofiili (www.damwand.nl).

Tukiseinän sisäpuolista tuentaa ei tarkemmin mitoitettu, vaan siihen valittiin oletusarvoisesti taulukon 4.1 mukaiset teräspalkit.

Taulukko 4.1. Tukiseinän sisäpuolinen tuenta laskentaesimerkille 1.

	poikkipinta-ala A [mm ²]	pituus L [m]	asennuskulma α [°]	asennussyvyys h [m]	esijännitysvoima F [kN]	E [GPa]	asennusvara [m]	k/k-jako [m]
Tukitaso 1	2000	8	180	1	0	210	0,4	1,2

Tärkein tekijä tukiseinämitoituksen kannalta on maan lujuus. Tässä esimerkissä maaperä koostuu yhdestä paksusta hiekkakerroksesta, jonka lujuusominaisuudet on esitetty taulukossa 4.2. Hiekkakerroksen moduuliluku ja jännityseksponentti on valittu Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa – oppaan (internetlähde [6], taulukko 1) mukaan keskitiiviin hiekan kohdalta.

Taulukko 4.2. Maan lujuusparametrit laskentaesimerkille 1.

	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	m	β_1	β_2
Hiekka	18	32	0	300	0,5	0,5

Lujuusparametreista kitkakulman määrittämisellä on suuri merkitys, sillä se vaikuttaa käytettävien aktiivi- ja passiivimaanpainekertoimien suuruuteen yhdessä seinäkitkakulman kanssa. Seinäkitkalla tarkoitetaan maan ja tukiseinän välisen kosketuspinnan mitoitusparametria, joka määrää myös maanpaineen suunnan. Erityisesti kitkakulman merkitys on suuri valittaessa passiivimaanpainekerrointa, koska näiden kahden suhde on epälineaarinen. Laskentaesimerkissä 1 aktiivi- ja passiivimaanpainekertoimet hiekalle määritettiin RIL 207–2009 Geotekninen suunnittelu- ohjeen liite C:n taulukoiden C1.1 ja C2.1 mukaisesti. Seinäkitkaksi valittiin aktiivipuolelle $\delta/\phi' = 0.66\phi'$ ja passiivipuolelle $\delta/\phi' = 0.33\phi'$. Tällöin maanpainekertoimiksi saatiin liitteen C mukaisesti taulukossa 4.3 esitetyt arvot. Laskentaohjelmistossa valitut maanpainekertoimet asetettiin valitsemalla maanpainekertoimien määrittämiseksi user-defined (käyttäjän määrittämä) ja sijoittamalla esitetyt arvot.

Taulukko 4.3. Valitut maanpainekertoimet laskentaesimerkille 1. (RIL 207-2009 liite C1.1 ja C2.1)

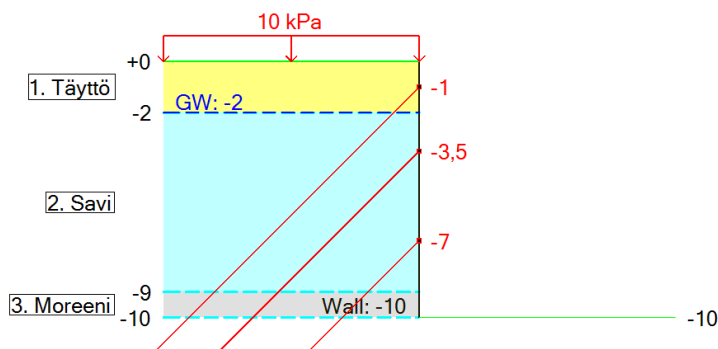
	K_a	K_p
$\phi_k = 32^\circ$	0,26	5,2
$\phi_d = 26,6^\circ$	0,31	3,6

4.2.2 Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä

Tilanne

Toiseksi laskentaesimerkiksi valittiin Suomessa tyypillinen tilanne, jossa tukiseinä lyödään pehmeän savikerroksen läpi kallion pintaan asti ja pultataan kiinni. Tässä esimerkissä tukiseinän passiivipuolella ei ole maata, joten tukiseinän lyöntisyvyyyksiä eri mitoitusmenetelmille ei tarvitse laskea. Näin ollen lyöntisyvyydestä johtuvat erot tukiseinille tulevasta rasituksista voidaan eliminoida, jolloin erot käytettävien mitoitusmenetelmien välillä näkyvät selkeämmin.

Esimerkkikaivanto on 10 metriä syvä kalliin asti kaivettu kaivanto pehmeässä savessa. Kaivanto on tuettu kolmelta tasolta esijännitetyillä kallioankkureilla sekä pultattu alapäästään kiinni kallioon. Tukiseinää kuormittaa tuettavalla puolella vaikuttava muuttuva kuorma (esimerkiksi työmaaliikenne, raskasasennuskalusto jne.). Pohjavedenpinta on täyttömaakerroksen alapinnassa, kahden metrin syvyydellä. Esimerkkitalanne on esitetty kuvassa 4.6.



Kuva 4.6. Kalliin asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä.

Lähtötiedot

Laskentaesimerkissä 2 maaperäolosuhteiksi pyrittiin valitsemaan Suomessa tyypilliset maakerrokset. Valitut maakerrokset ovat seuraavat:

1. kaksi (2) metriä paksu täyttömaakerros, jonka alla on oletettu pohjavedenpinta
2. seitsemän (7) metriä paksu pehmeä savikerros
3. metrin (1) paksuinen moreenikerros
4. kallio

Maakerrosten lujuusparametrit on esitetty taulukossa 4.4. Täyttömaakerrokselle ja moreenikerrokselle parametrit valittiin Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussaoppaan mukaisesti (internetlähde [6], taulukko 1). Täyttömaakerroksen oletetaan vastaavan keskitiivistä hiekkaa. Savikerros oletetaan olevan suljetussa tilassa ja sille määritettiin suljettu leikkauslujuus kaavan (4.1) mukaisesti. Saven suljettu leikkauslujuus kasvaa syvyyden funktiona (4.2).

$$s_u = 0.22\sigma_v \quad (4.1)$$

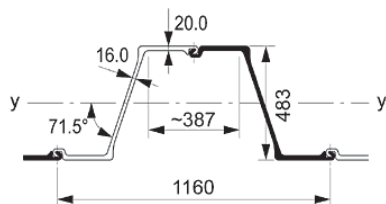
$$\Delta s_u = 0.22\Delta\sigma_v \quad (4.2)$$

Taulukko 4.4. Maakerrosten lujuusparametrit laskentaesimerkille 2. (taulukon s_u on keskiarvo)

	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	ϕ_d [°]	c_u/s_{uk} [kPa]	c_d/s_{ud} [kPa]	$\Delta c_u/\Delta s_{uk}$ [kPa]	$\Delta c_d/\Delta s_{ud}$ [kPa]	m	β_1	β_2
Täyttö	18	35	29,2	0	0	0	0	300	0,5	0,5
Savi	16	0	0	7,9	5,3	1,3	0,9	35	0	1
Moreeni	20	38	32	10	8	0	0	800	0,5	0,5

Seinäpöntiksi valittiin järeä Arcelor AZ50- teräsponttiprofiili (kuva 4.7), jotta tukiseinä kestäisi varmasti sille tulevat rasitukset. Lisäksi tukiseinä tuetaan kolmelta tasolta esijännitetyillä kallioankkureilla, joiden tiedot on esitetty taulukossa 4.5. Kallioankkureiden koko ja esijännitysvoima on optimoitu niin kutsutulle perustilanteelle, jossa muuttuvan kuorman suuruus tukiseinän takana on 10 kPa ja maan lujuusparametrit ovat oletettuja keskiarvoja. Perustilanne vastaa lähtökohtaisesti tilannetta, jossa kuormat ja maan lujuus ovat todennäköisimpinä arvoinaan. Tätä perustilannetta varioidaan muuttamalla kuormien sekä laskennan kannalta merkittävien maakerrosten lujuusparametreja.

Tuenta on kaikille varioiduille tukiseinätilanteille sama, jotta ainoastaan eri mitoitusmenetelmien (DA1-DA3) väliset erot saadaan selkeästi esille. Lisäksi olisi erittäin työlästä pyrkiä optimoimaan tuentaa usealle kymmenelle erilaiselle, varioidulle tukiseinätilanteelle. Ankkureiden jakoväli on valittu pontin leveyden perusteella. Kahdella ensimmäisellä ankkuritasolla ankkurit asennetaan joka kolmanteen ponttiin ja alimmalla tasolla joka toiseen ponttiin. Asennusvaroiksi oletettiin yleisen käytännön perusteella 400mm. Erillisestä syystä tätä asennusvaraa tuli kuitenkin pienentää ensimmäisellä tukitasolla. Asennusvaralla tarkoitetaan ankkuritasolla tehtävää ylikavuuta (työskentelytila), jotta ankkurit ja niihin liittyvät tukirakenteet voidaan asentaa suunnitellulla tavalla.



Kuva 4.7. Arcelor AZ50- teräsponttiprofiili (www.damwand.nl).

Taulukko 4.5. Kallioankkurit laskentaesimerkille 2.

	poikkipinta-ala A [mm ²]	pituus L [m]	asennuskulma α [°]	asennussyvyys h [m]	esijännitysvoima F [kN]	E [GPa]	asennusvara [m]	k/k -jako [m]
Ankkuritaso 1	900	19	45	1	400	210	0,2	3,5
Ankkuritaso 2	900	16	45	3,5	500	210	0,4	3,5
Ankkuritaso 3	1050	11	45	7	550	210	0,4	2,4

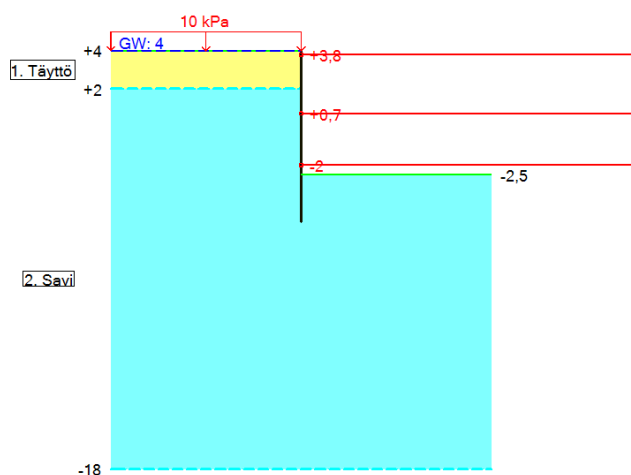
4.2.3 Laskentaesimerkki 3: Usealta tasolta tuettu ponttiseinä jäykässä savessa (Hotelli Marina)

Tilanne

Kolmanneksi laskentaesimerkiksi valittiin tilanne, jossa syvään savimaahan rakennettavan kaivannon tukiseinäpöntit jätetään lyömättä kovaan pohjaan. Esimerkkikohteeksi valittiin Turussa vuonna 2006 valmistunut Hotelli Marinan kaivanto (Heikinheimo, Geotekniikan päivä), josta on saatavilla myös referenssituloksia

laskentaa varten. Tuloksia ei voi suoranaisesti verrata toisiinsa, sillä MS-Tuki- ohjelman ja Geocalcin laskentaperiaatteet poikkeavat toisistaan, mutta niitä voidaan kuitenkin käyttää suuntaa antavina.

Hotelli Marinan kaivannon tarkoitus oli tuottaa lisää pysäköintitilaa Turussa sijaitsevan Hotelli Marina Palacen pihatason alapuolelle. Kaivantoa tukeva teräsponttiseinä on osa pysäköintitilan pysyvää seinärakennetta. Tukiseinä on alapäästään vapaasti tuettu. Kaivannon sisäpuolelta tukiseinää tukee kolmelta tasolta paikallavaletut teräsbetonilaatat (ylä-, väli- ja alapohja). Kaivannon suunniteltu syvyys on 6.5 metriä. Tuettavalta puolelta tukiseinää kuormittaa tasainen muuttuva kuorma (esim. työmaaliikenne, Linnankatu lähellä, jne.). Pohjavedenpinnan oletetaan olevan lähellä maanpintaa. Havainnollistava kuva kaivannosta ja mitoitusilanteesta on esitetty kuvassa 4.8.



Kuva 4.8. Hotelli Marinan kaivanto.

Lähtötiedot

Pohjaolosuhteet esimerkkitalanteessa ovat tyypilliset Turun seudulle, jossa maaperä koostuu pääasiassa paksusta savikerroksesta. Esimerkin tapauksessa savikerroksen paksuus vaihtelee 20 metristä 50 metriin, jonka alla on noin 1-2 metrin kerros moreenia ennen kallionpintaa. Laskentamallissa savikerroksen paksuus on rajoitettu 20 metriin. Savikerroksen päällä on kaksi metriä paksu täyttömaakerros.

Maan lujuusparametrit on esitetty taulukossa 4.6 ja ne on valittu kohteesta saatujen tietojen perusteella. Savikerros oli kohteessa jakaantunut useisiin vakio lujuuksisiin, 1-4 metrin paksuisiin maakerroksiin. Laskennan helpottamiseksi päädyttiin käyttämään vain yhtä savikerrosta, jonka lujuus kasvaa syvyyden mukaan. Käytettävä saven suljettu leikkauslujuus ja sen kasvaminen syvyyden funktiona sovitettiin vastaamaan alkuperäistä tilannetta, ja lopullinen ero alkuperäiseen tilanteeseen ei verrattaessa ollut suuri.

Taulukko 4.6. Maakerrosten lujuusparametrit laskentaesimerkille 3. (taulukon s_u on keskiarvo)

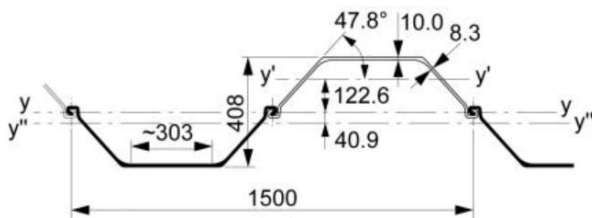
	γ [kN/m ³]	ϕ_k [°]	ϕ_d [°]	c_k [kPa]	c_d [kPa]	s_{uk} [kPa]	s_{ud} [kPa]	Δs_{uk} [kPa]	Δs_{ud} [kPa]	m	β_1	β_2
Täyttö	20	36	30,2	0	0	-	-	-	-	400	0,5	0,5
Savi	16	0	0	-	-	29	19,3	1	0,7	80	0	1

Ponttiseinää tukee sisäpuolelta kolme paikallavalettua teräsbetonista laattaa: yläpohjalaatta syvyydellä 0.2 metriä; välipohjalaatta syvyydellä 3.3 metriä ja alapohjalaatta syvyydellä 6 metriä. Yläpohjalaatta on valettu heti kaivannon pintaan. Välipohjalaatta ja alapohjalaatta oletetaan toteutettavan lamellimenetelmällä, eli seinää vasten jätetään 1.5 metrin paksuinen kerros maata, joka luiskataan kaivantoon päin. Tämä näkyy kahden alimman tukitason asennusvaran valinnassa, joka on nyt -1.5 metriä. Laskennassa käytettyjen tukitasojen tiedot löytyvät taulukosta 4.7.

Taulukko 4.7. Sisäpuolinen tuenta laskentaesimerkille 3.

	poikkipinta-ala A [mm ²]	pituus L [m]	asennuskulma α [°]	asennussyvyys h [m]	esijännitysvoima F [kN]	E [GPa]	asennusvara [m]	k/k-jako [m]
Tukitaso 1	20000	17,5	180	0,2	0	40	0	1,5
Tukitaso 2	20000	17,5	180	3,3	0	40	-1,5	1,5
Tukitaso 3	20000	17,5	180	6	0	40	-1,5	1,5

Lähtötietojen perusteella kohteessa oli tarkoitus ensin käyttää tukiseinäponttina Arcelor AZ13- teräsprofiilia, mutta urakoitsijan toiveen mukaan pontiksi valittiin Arcelor AU14- teräsprofiili. Käytetty tukiseinäprofiili on esitetty kuvassa 4.9.



Kuva 4.9. Arcelor AU14- teräsponttiprofiili (www.damwand.nl).

4.3 Laskentaesimerkeille käytettävien parametrien varioiminen – parametrien epävarmuuksien huomioiminen

Eurokoodi 7 mukaisten mitoitusmenetelmien DA1-DA3 soveltuvuutta (esimerkiksi varmuustaso) erilaisille mitoitusilanteille pyritään tuomaan esille käyttämällä edellä esitettyjä laskentaesimerkkejä. Edellä mainitut kolme esimerkkiä on valittu siten, että ne kuvastavat mahdollisia mitoitusilanteita, joita suunnittelija voi kohdata Suomessa. Esimerkkien maakerrokset pyrittiin valitsemaan mahdollisimman todenmukaisesti vastaamaan Suomen maaperää. Mukaan haluttiin valita tilanteita, joissa laskennan kannalta merkittävänä maakerroksena on sekä kitkamaata (esimerkki 1) ja koheesiomaata (esimerkit 2-3).

Erilaisten esimerkkitalanteiden lisäksi eri mitoitusmenetelmien herkkyyttä muuttuvan kuorman ja maan lujuuden muutoksille haluttiin tutkia. Näiden parametrien variointia ja valittuja arvoja esimerkkitalanteittain on käsitelty seuraavaksi.

4.3.1 Muuttuva kuorma

Muuttuvaksi kuormaksi valittiin kaikille esimerkkitalanteille lähtökohtaisesti 10 kPa:n tasainen kuorma, joka on yleisimmin oletettu kuorma tukiseinien mitoittamisessa. Massana ilmaisten tämä kuorma tarkoittaa 1000 kilogramman kuormaa neliometriä kohden, mikä on suhteellisen suuri kuorma (esimerkiksi 7-akselinen täysperävaunurekka tukiseinän vieressä $\approx 1 \text{ t/m}^2$). Tämän lisäksi esimerkkitalanteet laskettiin vielä muuttuvan kuorman arvoilla 0 kPa ja 20 kPa. Tällöin käytettävä kuormien vaihteluväli on riittävä ottamaan huomioon kaikki yleisimmin oletettujen muuttuvien kuormien arvot tukiseinälaskennassa (yleensä valitaan kuorma väliltä 0-10 kPa).

4.3.2 Maan lujuusparametrit

Koska jokainen esimerkkitalanne käsittää erilaisen maaperän, käsitellään maan lujuusparametrien valinta jokaiselle tilanteelle erikseen.

Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekassa (RIL 207–2009)

Laskentaesimerkissä 1 maaperä koostuu pelkästään hiekasta. Hiekan kitkakulman keskiarvoksi on valittu $\varphi=32^\circ$ (RIL 207–2009). Oletetulle kitkakulman keskiarvolle laskettiin hajonta (merk. σ) valitsemalla variaatiokertoimeksi $COV=0.1$ (Phoon et al (1995, p. 4-7)). Keskiarvon ja hajonnan avulla kitkakulmalle laskettiin alaraja- ja yläraja-arviot, jotka ovat $\pm 2\sigma$ etäisyydellä keskiarvosta. Oletetaan kitkakulman noudattavan normaalijakaumaa. Tällöin valitut ylä- ja alaraja-arvot sulkevat sisäänsä 95 % kaikista mahdollisista kitkakulman arvoista. Samalla näin valittu alaraja on myös lähellä RIL 207–2009- ohjeen mukaista geoteknisen parametrin ominisarvon valintaa. Ohjeen mukaan ominisarvo on keskiarvo, joka alittuu enintään 5 % todennäköisyydellä ($=5 \%$ fraktiili). Normaalijakautuneelle parametrille tämä tarkoittaa arvoa, joka sijaitsee -1.645σ etäisyydellä lasketusta keskiarvosta. Edellisten lisäksi käytettiin myös hyvin suurta kitkakulman arvoa, jotta kuvassa 3.17 esitetty hyöty osavarmuuden kohdentamisesta suoraan maan lujuusparametriin tulisi esille. Laskentaesimerkissä 1 käytettävät kitkakulman arvot on esitetty taulukossa 4.8. Kitkakulman mitoitusarvot on laskettu käyttämällä Suomen kansallisen ohjeistuksen mukaista osavarmuuslukua $\gamma_{\tan\varphi}=1,25$.

Taulukko 4.8. Kitkakulman variointi (laskentaesimerkki 1).

	kitkakulma [°]			fii42
	alaraja ($\mu-2\sigma$)	ka (μ)	yläraja ($\mu+2\sigma$)	
ϕ_k	26,6	32,0	36,9	42,0
ϕ_d	21,8	26,6	31,0	35,8

Maanpaine kertoimiksi valituille kitkakulman arvoille saadaan nomogrammin (RIL 207-2009) perusteella taulukossa 4.9 esitetyt arvot.

Taulukko 4.9. Maanpaine kertoimet.

ϕ_k	K_a	K_p
21,8	0,4	2,7
26,6	0,31	3,6
31,0	0,27	4,8
32,0	0,26	5,2
36,9	0,21	7,3
42,0	0,17	9,6

Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä

Laskentaesimerkissä 2 tukiseinälaskennan kannalta merkittävin maakerros on 7 metriä paksu savikerros. Savikerroksen suljettu leikkauslujuus on sidonnainen maassa vallitsevaan pystysuuntaiseen jännitykseen kaavojen 4.1 ja 4.2 mukaisesti. Savikerroksen keskiarvolujuus lasketaan suoraan näistä kaavoista. Lujuuden alaraja- ja yläraja-arviot lasketaan samalla tavalla kuin hiekalle. Koska suljetun leikkauslujuuden määrittäminen kenttä- ja laboratoriokokein on epätarkempaa kuin kitkakulman, valitaan variaatiokertoimeksi suurempi arvo $COV=0.2$ (Phoon and Kulhawy (1999)). Laskentaesimerkissä käytettävät saven suljetun leikkauslujuuden arvot on esitetty taulukossa 4.10.

Taulukko 4.10 Saven suljetun leikkauslujuuden variointi (laskentaesimerkki 2).

	suljettu leikkauslujuus [kPa]		
	alaraja ($\mu-2\sigma$)	ka (μ)	yläraja ($\mu+2\sigma$)
s_{uk}	4,8	7,9	11,6
Δs_{uk}^*	0,8	1,3	1,8
s_{ud}	3,2	5,3	7,4
Δs_{ud}^*	0,5	0,9	1,2

* [kPa/m]

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

Laskentaesimerkissä 3 maaperä koostui 20–50 metriä paksusta, suhteellisen jäykästä savikerroksesta. Laskennan yksinkertaistamiseksi ja samalla varioinnin helpottamiseksi kohteessa esiintyvät useat eri lujuuksiset savikerrokset mallinnetaan yhdellä, syvyyden

mukaan vahvistuvalla savikerroksella. Keskiarvolujuudeksi valittiin taulukon 4.11 mukainen 29 kPa, joka kasvaa syvyyden funktiona. Suljetun leikkauslujuuden alaraja- ja yläraja-arvot valittiin aluksi samalla tavalla kuin kahdessa edellisessä esimerkissä. Kuitenkin heti laskentojen alussa huomattiin näin määritetyn alarajalujuuden olevan riittämätön, jolloin seinä ei pysynyt pystyssä. Koska maan lujuuden määrittämiseen liittyvää epävarmuutta ei haluttu pienentää (voi olla vaikeaa), päätettiin saven suljetun leikkauslujuuden raja-arvot valita $\pm\sigma$ etäisyydeltä keskiarvosta. Tämä väli käsittää normaalijakautuneelle parametrille noin 68 % kaikista mahdollisista arvoista.

Taulukko 4.11. Saven suljetun leikkauslujuuden varioiminen (laskentaesimerkki 3).

	suljettu leikkauslujuus [kPa]		
	alaraja ($\mu-\sigma$)	ka (μ)	yläraja ($\mu+\sigma$)
s_{uk}	23,2	29,0	34,8
Δs_{uk}^*	0,8	1,0	1,2
s_{ud}	15,5	19,3	23,2
Δs_{ud}^*	0,5	0,7	0,8

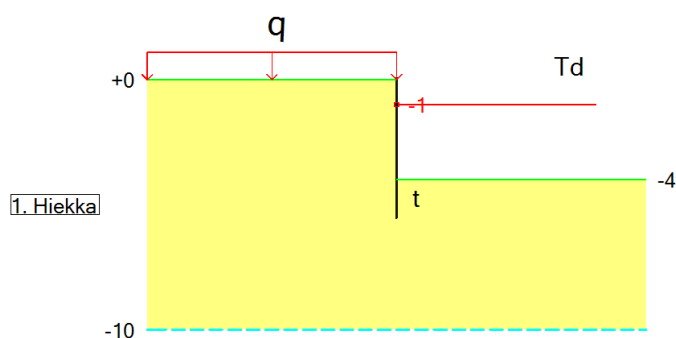
*[kPa/m]

4.4 Murtorajatilamitoituksen suorittaminen laskentaesimerkeille

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

Tukiseinän lyöntisyvyys

Tukiseinän lyöntisyvyys laskettiin momenttitasapainoehdolla tukipisteen ympäri. Tukiseinä on alapäästään vapaasti tuettu ja pohjavedenpinta sijaitsee syvällä (ei vaikuta mitoitukseen). Maaparametrit, muuttuvan kuorman suuruus, tukiseinän profiili ja tuenta sekä valitut maanpainekertoimet ja seinäkitkakulmat on esitetty kappaleissa 4.2 ja 4.3. Lyöntisyvyyden laskemisen lähtötilanne on esitetty kuvassa 4.10.



Kuva 4.10. Lyöntisyvyyden laskeminen momenttitasapainoehdolla tukipisteen ympäri.

Lyöntisyvyys laskettiin jokaisella Eurokoodin mukaisella mitoitusmenetelmällä (DA1-DA3). Mitoitusmenetelmälle DA2 lyöntisyvyys laskettiin Eurokoodin mukaisen yleisen kuormitusyhdistelyn (kaava 6.10) lisäksi Suomen kansallisen liitteen mukaisilla kaavoilla 6.10a ja 6.10b. Lyöntisyvyys laskettiin kaikkiaan kuudella eri menetelmällä. Käytetyt mitoitusmenetelmät ja kuormitusyhdistelyt on esitetty taulukossa 4.12.

Taulukko 4.12. Lyöntisyvyyden laskemiseen käytetyt mitoitusmenetelmät ja niitä vastaavat osavarmuusluvut.

				DA1-1			DA1-2			DA3			
				A1	M1	R1	A2	M2	R1	A1(rak)	A2(geo)	M1	R3
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen*	V_G	1,35			1,0			1,35	1,00		
		edullinen [†]	$V_{G,fav}$	1,0			1,0			1,0	1,0		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen*	V_Q	1,5			1,3			1,5	1,3		
		edullinen [†]	$V_{Q,fav}$	0,0			0,0			0,0	0,0		
Maa	Leikkauskestävyyskulma [‡]		V_{ϕ}		1,0			1,25				1,25	
	Tehokas koheesio		V_c		1,0			1,25				1,25	
	Suljettu leikkauslujuus		V_{cu}		1,0			1,4				1,4	
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		V_{σ}		1,0			1,4				1,4	
	Tilavuuspaino		V_r		1,0			1,0				1,0	
	Tukiseinät	Kantokestävyys		$V_{R,v}$			1,0			1,0			1,0
	Liukumiskestävyys		$V_{R,h}$			1,0			1,0			1,0	
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$V_{R,e}$			1,0			1,0			1,0	

* $K_{r1}=1,0$ (CC2-->RC2) kaikissa mitoitusmenetelmissä

				DA2 (6.10 yl.)			DA2 (6.10a)			DA2 (6.10b)		
				A1	M1	R2	A1	M1	R2	A1	M1	R2
Kuormat	Pysyvät kuormat (G)	epäedullinen*	V_G	1,35			1,35			1,15		
		edullinen [†]	$V_{G,fav}$	1,0			0,9			0,9		
	Muuttuvat kuormat (Q)	epäedullinen*	V_Q	1,5			0,0			1,5		
		edullinen [†]	$V_{Q,fav}$	0,0			0,0			0,0		
Maa	Leikkauskestävyyskulma [‡]		V_{ϕ}		1,0			1,0			1,0	
	Tehokas koheesio		V_c		1,0			1,0			1,0	
	Suljettu leikkauslujuus		V_{cu}		1,0			1,0			1,0	
	Yksiakiaalinen puristuslujuus		V_{σ}		1,0			1,0			1,0	
	Tilavuuspaino		V_r		1,0			1,0			1,0	
	Tukiseinät	Kantokestävyys		$V_{R,v}$			1,4			1,55		
	Liukumiskestävyys		$V_{R,h}$			1,1			1,1			1,1
	Maan kestävyys (passiivipaine)		$V_{R,e}$			1,4			1,5			1,5

* $K_{r1}=1,0$ (CC2-->RC2) kaikissa mitoitusmenetelmissä

Tukiseinän lyöntisyvyys lasketaan käyttämällä mitoitusmenetelmiä vastaavia kuormien, maaparametrien ja maan kestävyuden osavarmuuslukuja. Eri mitoitusmenetelmien antama kokonaisvarmuus seinän alapään pyörähtämiselle lyöntisyvyyttä laskettaessa on:

$$\text{DA1-1:} \quad 1/\gamma_G \gamma_{Re} = 1/(1,35 \cdot 1,0) = 1,35$$

DA1-2: ei voida määrittää yksikäsitteisesti, koska osavarmuus kohdennetaan $\tan\phi$:hin, joka vaikuttaa maanpainekertoimiin epälineaarisesti

$$\text{DA2 (yleinen):} \quad 1/\gamma_G \gamma_{Re} = 1/(1,35 \cdot 1,5) = 2,0$$

$$\text{DA2 (6.10a):} \quad 1/\gamma_G \gamma_{Re} = 1/(1,35 \cdot 1,5) = 2,0$$

$$\text{DA2 (6.10b):} \quad 1/\gamma_G \gamma_{Re} = 1/(1,15 \cdot 1,5) = 1,73$$

DA3: kts. DA1-2

Mitoitusmenetelmien soveltamisessa on otettava huomioon kappaleessa 4.1.2 esitetyt kohdat, vaikka lyöntisyvyys lasketaan käsilaskentana käyttämällä MathCad- ohjelmaa. Mitoitusmenetelmille DA1-1 ja DA2 tulee käyttää menettelyä, jossa kuormien osavarmuusluvut asetetaan kuormien sijaan kuormien vaikutuksiin (ns. DA1-1* ja DA2*). Näin vältetään ongelmilta laskettaessa maanpaineita. Mitoitusmenetelmille DA1-2 ja DA3 maan lujuuden osavarmuusluvut kohdennetaan heti laskennan alussa, jolloin maanpainekertoimien määrittämisessä käytetään kitkakulman mitoitusarvoa. Muilta osin tukiseinän lyöntisyvyyden laskenta suoritetaan seuraavasti:

- 1) Valitaan lähtöarvot (variaatio).
- 2) Valitaan seinäkitkakulman arvot seinän aktiivi- ja passiivipuolelle.
- 3) Valitaan mitoitusmenetelmä, jolla lasketaan. Käsitellään lähtöarvot tarvittavilta osin osavarmuusluvuilla.
- 4) Valitaan kitkakulmaa vastaavat aktiivi- ja passiivimaanpainekertoimet RIL 207–2009 liitteestä C.
- 5) Lasketaan riittävä lyöntisyvyys t (kuva 4.11) ehdosta $\Sigma M_A = P_p \cdot b - P_a \cdot a = 0$.

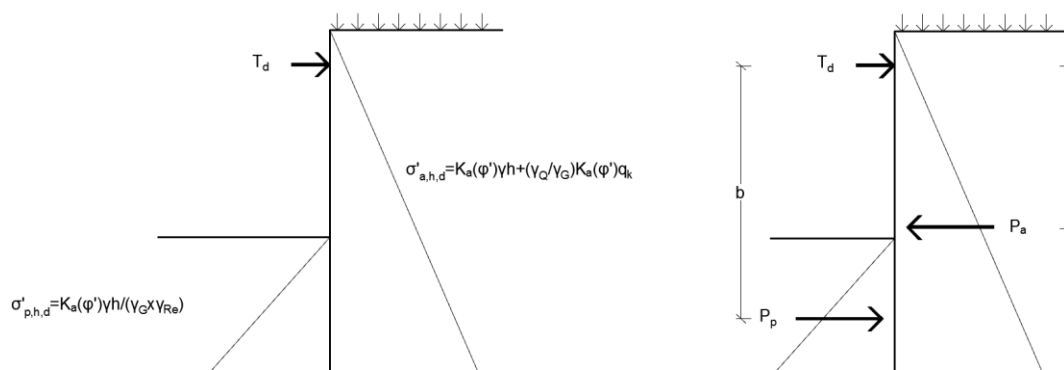
P_p = passiivipaineen vaakakomponentin ominaisarvo (kN/m)

P_a = aktiivipaineen vaakakomponentin ominaisarvo (kN/m)

b = passiivipaineen momenttivarsi (4+t metriä)

a = aktiivipaineen momenttivarsi

- 6) Määritetään tukivoiman T_k ominaisarvo kaavasta $T_k = P_a - P_p$. Mitoitusarvo saadaan kertomalla ominaisarvo pysyvän kuorman osavarmuusluvulla $T_d = \gamma_G T_k$.
- 7) Tarkastetaan, että aktiivipuolen seinäkitka on suurempi kuin passiivipuolen seinäkitka.



Kuva 4.11. Lyöntisyvyyden laskeminen yhdeltä tasolta tuetulle ulokeseinälle. (Frank et al (2004))

Eri mitoitusmenetelmillä sekä varioiduilla maan lujuuksilla ja muuttuvilla kuormilla lasketut tukiseinän lyöntisyvydet t (m) on esitetty taulukossa 4.13 (jaoteltu maan lujuuden mukaan: alarajalla $\varphi_k=26.6$; keskiarvo $\varphi_k=32.0$; ylärajalla $\varphi_k=36.9$ ja fii42 $\varphi_k=42.0$).

Taulukko 4.13. Tukiseinien lyöntisyvydet t (m).

alaraja	DA1		DA2*			DA3
q [kPa]	DA1-1*	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	1,55	1,87	2,15	2,15	1,88	1,87
10	1,71	2,10	2,38	2,15	2,11	2,10
20	1,86	2,33	2,61	2,15	2,34	2,33

KA	DA1		DA2*			DA3
q [kPa]	DA1-1*	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	1,05	1,24	1,40	1,40	1,24	1,24
10	1,15	1,38	1,54	1,40	1,39	1,38
20	1,25	1,52	1,67	1,40	1,52	1,52

yläraja	DA1		DA2*			DA3
q [kPa]	DA1-1*	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	0,73	0,93	0,95	0,95	0,86	0,93
10	0,80	1,03	1,04	0,95	0,95	1,03
20	0,86	1,13	1,13	0,95	1,04	1,13

fii=42	DA1		DA2*			DA3
q [kPa]	DA1-1*	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	0,55	0,70	0,70	0,70	0,64	0,70
10	0,60	0,77	0,76	0,70	0,70	0,77
20	0,64	0,84	0,82	0,70	0,76	0,84

Kahdelle ensimmäiselle valitulle lujuudelle (alaraja, KA) taulukon 4.13 tuloksista nähdään, että mitoitusmenetelmä DA2, jossa maan kestävyyttä heikennetään osavarmuusluvulla ($\gamma_{Re}=1,5$, Suomen kansallinen liite), vaatii suurimman lyöntisyvyden. Lisäksi erot kaavojen 6.10 ja 6.10b välillä johtuvat pysyvän kuorman osavarmuusluvuista $\gamma_G=1.35$ ja $\gamma_G=1.15$, joilla passiivimaanpainetta jaetaan laskennan alussa. Suomessa käytettävistä kuormitusyhdistelyistä 6.10a ja 6.10b ensimmäisenä mainitun mukaan laskettu lyöntisyvyys on määräävämpi 0 ja 10 kPa kuormalla. Pienillä lujuuksilla toiseksi suurin lyöntisyvyys saavutetaan mitoitusmenetelmillä DA1-2 ja DA3, joissa osavarmuusluvut kohdennetaan maan lujuteen. Syy, miksi nämä kaksi mitoitusmenetelmää antavat saman lyöntisyvyden, on se, että tässä esimerkissä tukiseinälle ei tule rakenteellisia kuormia, jolloin kummankin mitoitusmenetelmän kuormitusyhdistely on samanlainen. Pienin tukiseinän lyöntisyvyys saavutetaan mitoitusmenetelmällä DA1-1.

Kun maan lujutta kasvatetaan (yläraja, fii42), huomataan mitoitusmenetelmien DA1-2 ja DA3 vaativan suurimman lyöntisyvyden. Tämä johtuu siitä, että osavarmuusluvun

kohdentaminen suoraan kitkakulmaan ($\gamma_{\tan\phi}=1.25$) maanpaine kertoimen ($\gamma_{R,e}=1.5$) sijaan tuottaa pienempiä maanpaine kertoimia. Edellä mainittu on voimassa mikäli $\phi_k \geq 40^\circ$ (kuva 3.17). Passiivimaanpaineen ollessa pienempi samalla seinämatkalla mitoitusmenetelmille DA1-2 ja DA3 kuin mitä se on menetelmälle DA2, johtaa se suurempaan lyöntisyvyyteen saman passiivimaanpaineen aikaansaamiseksi.

Laskenta Geocalcilla

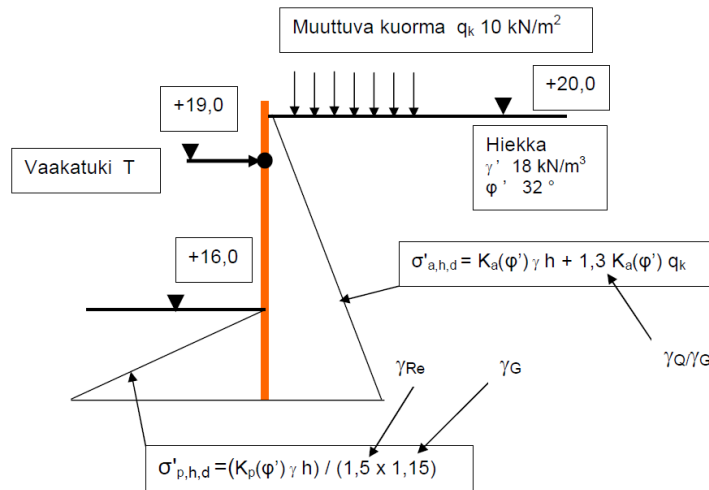
Kun lyöntisyvyydet eri mitoitusmenetelmille on laskettu, voidaan Geocalc:lla tarkastella tukiseinälle aiheutuvia rasituksia ja siirtymiä. Tukiseinän rasitukset ja siirtymät tarkastetaan jokaiselle mitoitusmenetelmälle kaikilla maan lujuuden ja muuttuvan kuorman variaatioilla (kts. taulukko 4.13). Tämän lisäksi tehdään tarvittava määrä käyttörajatilamitoituksia, jolloin tulosten käsittelyn kannalta murtorajatilana vertaaminen käyttörajatilaan on mahdollista.

Mitoitusmenetelmälle DA1-1 tehdään kaksi tarkastelua: kombinaatio 1 ja kombinaatio 2. Kombinaatiossa 1 käytetään taulukkoon 4.13 laskettuja DA1-1 lyöntisyvyyksiä. Sen sijaan kombinaatiossa 2 käytetään mitoitusmenetelmällä DA1-2 laskettuja lyöntisyvyyksiä, mutta mitoitusmenetelmän DA1-1 osavarmuuslukuja. Tämä tehdään siksi, että yleensä mitoitusmenetelmän DA1 kombinaatio 2 on määräävä rakenteen dimensioita selvitetäessä. Tällöin murto- ja käyttörajatilan tarkasteluissa tulee löytää epäedullisin mitoitustilanne lyöntisyvyyden ja käytettävien osavarmuuslukujen osalta.

Käyttörajatilatarkastelu tehtiin vain osalle tukiseinätalanteista. Mitoitusmenetelmälle DA1 käyttörajatilanne laskettiin ainoastaan tapaukselle DA1-1 kombinaatio 2, koska lyöntisyvyydet tälle ja DA1-2:lle ovat samat. Lisäksi kuormitukset ovat suuremmat pidemmälle seinälle, jolloin DA1-1 kombinaatio 2 on kriittisempi mitoituksen kannalta kuin DA1-1 kombinaatio 1. Mitoitusmenetelmän DA3 tarkasteluun voidaan myös käyttää edellä esitettyä käyttörajatilamitoitusta, koska rakenteellisten kuormien puuttuessa se on identtinen mitoitusmenetelmän DA1-2 kanssa. Sen sijaan mitoitusmenetelmälle DA2 tehdään kaksi erillistä käyttörajatilamitoitusta. Ensimmäiseksi lasketaan käyttörajatila Eurokoodin mukaisen kaavan 6.10 perusteella lasketulle lyöntisyvyydelle. Toinen käyttörajatilamitoitus tehdään Suomen kansallisen liitteen mukaisten kaavojen 6.10a ja 6.10b avulla määritetyillä lyöntisyvyyksillä. Mitoitus tehdään näistä määräävämmälle, toisin sanoen suuremmalle lyöntisyvyydelle.

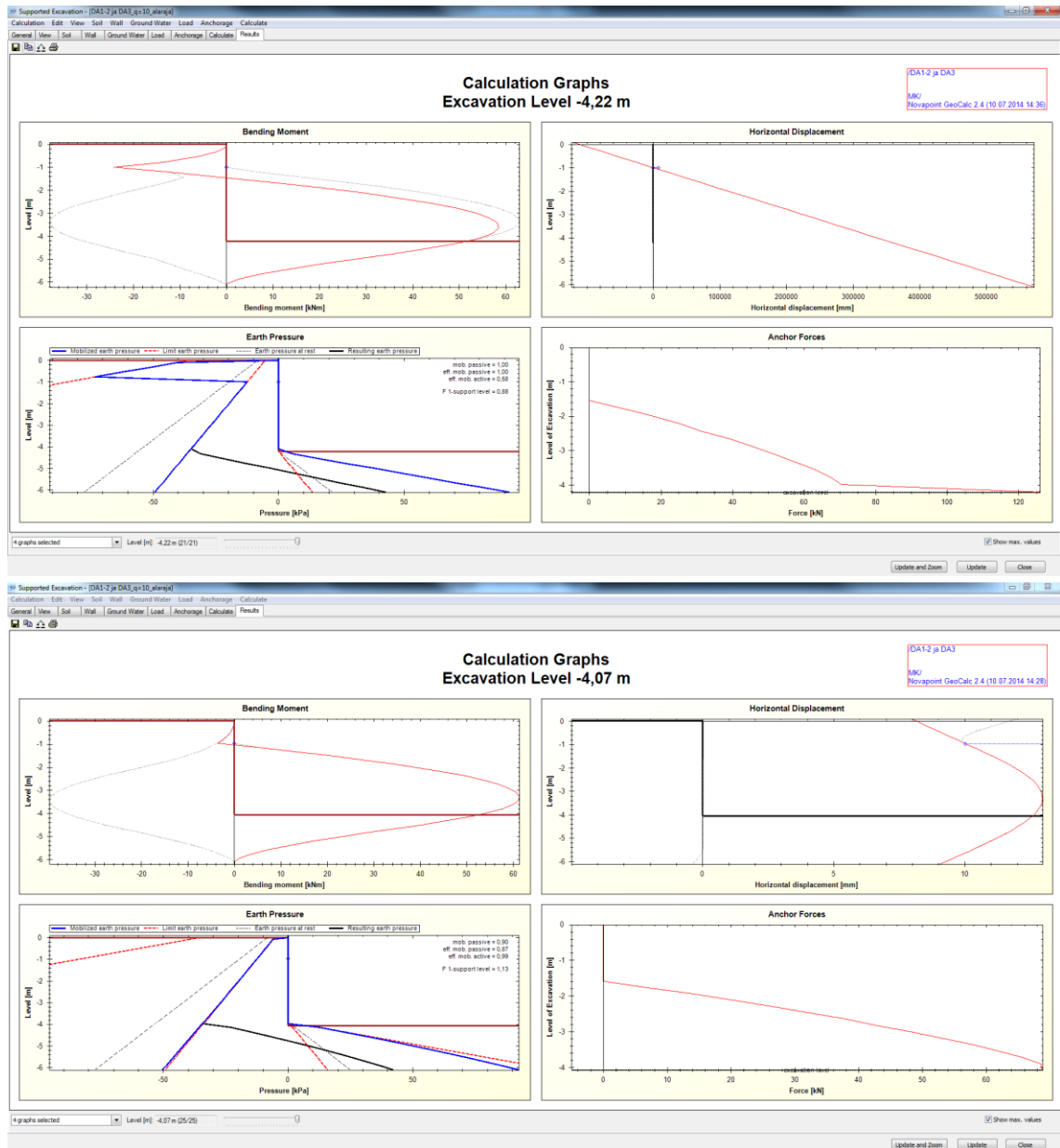
Numeerinen laskenta suoritettiin sijoittamalla Geocalc:iin edellisissä kappaleissa esitetyt parametrit. Tukiseinän pystysuuntaisena jäykkyytenä käytettiin ohjelman oletusarvoa. Iteroinnissa käytettiin oletusarvoisesti neljää (4) elementtiä per metri. Elementtien lukumäärää olisi voinut nostaa viiteen, mutta alkukokeilujen perusteella kummallakin elementtimäärällä kohdattiin ongelmia. Erityisesti ongelmia kohdattiin mitoitusmenetelmillä DA1-2 ja DA3. Näissä menetelmissä osavarmuusluvut sijoitetaan maan lujuuteen toisin kuin mitoitusmenetelmässä DA2. Lisäksi lyöntisyvyyden

määrittämisessä maan passiivimaanpainetta ei jaeta pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuusluvulla, koska näille mitoitusmenetelmille $\gamma_G=1.0$. Vastaavasti menetelmillä DA1-1 ja DA2 osavarmuusluku on $\gamma_G=1.15/1.35$, jolloin jo tukiseinän lyöntisyvyyttä laskettaessa passiivipaineeseen asetetaan varmuutta (kuva 4.12).



Kuva 4.12. Passiivimaanpaineen käsitteleminen tukiseinän lyöntisyvyyttä laskettaessa. Passiivipaine jaetaan pysyvän kuorman osavarmuusluvulla, koska pysyvän kuorman osavarmuuslukua ei voida suoraan sijoittaa maanpaineseen. (RIL 207–2009)

Mitoitusmenetelmissä DA1-2 ja DA3 tukiseinän lyöntisyvyys mitoitettiin riittämään, mikäli kaivannon syvyys on 4 metriä. Laskennan kannalta tästä tekee merkittävän se, että tällöin viimeisen laskentapisteen tulisi sijaita lähellä 4 metriä. Laskennassa tämä ei toteudu, vaan iteroinnista johtuen viimeisen laskentapisteen havaittiin olevan jopa 4.2 metrin syvyydessä. Laskennassa tämä tarkoittaa, että viimeisessä laskentapistessä (4.2m) tukiseinä kaatuu. Tästä syystä mitoitusmenetelmien DA1-2 ja DA3 kohdalla rasitukset jouduttiin monessa variaatiossa ottamaan toiseksi viimeisen laskentapisteen kohdalta. Esimerkkikuva yhdestä variaatiosta laskettuna eri elementtimäärillä (elementtiä/seinämetri) on esitetty kuvassa 4.13.



Kuva 4.13. Viimeisen laskentapisteen sijainnin merkitys. Laskenta suoritettu mitoitusmenetelmälle DA1-2. Ylhäällä käytetty 4 elem./m ja alhaalla 5 elem./metri.

Kuvasta 4.13 nähdään, kuinka viimeinen laskentapistee sijaitsee reilusti neljää metriä syvemmällä (ylemmässä 4.22m). Tämä voidaan osassa tapauksista välttää muuttamalla käytettävien elementtien määrää seinämetrille, mutta tulosten vertailtavuuden kannalta ei ole järkevää vaihdella elementtien lukumäärää.

Muilla mitoitusmenetelmillä ongelmaa ei synny, sillä lyöntisyvyyttä laskettaessa passiivipainetta on heikennetty pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuusluvulla (>1.0). Lisäksi mitoitusmenetelmässä DA2 passiivipainetta pienennetään entisestään maan kestävyuden osavarmuusluvulla.

4.4.2 Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä

Kallioon asti kaivettu kaivanto valittiin osittain siitä syystä, että Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien väliset erot tukiseinätilanteen kokonaisvarmuudessa tulisivat esiin. Edellisessä esimerkissä näin ei ollut, sillä lisävarmuutta laskentaan tuli lyöntisyvyyden laskemisesta. Kokonaisvarmuus saadaan vertaamalla käyttörajatilan rasituksia murtorajatilan rasituksiin.

Lisäksi tarkoituksena oli käydä läpi tukiseinän ja sen tukirakenteiden mitoitusta erityisesti RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen pohjalta, ja tutkia sinne lisättyjen kuormien mallikertoimien vaikutusta ja toimivuutta suunnittelussa. Tukiseinän tukirakenteet muodostavat esijännitetyt kallioankkurit, vaakapalkit sekä juuripultit. Kallioankkurit mitoitettiin pääasiassa numeerisella laskennalla (Geocalc). Tukiseinä, vaakapalkit ja juuripultit mitoitettiin Kaivanto-ohjeen mukaisesti. Lisäksi juuripultit mitoitettiin Norjan geoteknisen yhdistyksen esittämällä tavalla.

Kallioankkurien mitoitus

Tukiseinä tuetaan kolmelta tasolta esijännitetyillä kallioankkureilla. Kallioankkurit asennetaan 45° kulmassa seinään. Ankkurit mitoitetaan tukiseinätapaukselle, jossa maan lujuus parametrit ovat keskiarvoja (KA) ja muuttuvan kuorman suuruus on 10 kPa. Tämä on niin sanottu perustapaus, jota laskennassa varioidaan. Ankkureita ei mitoitettu Eurokoodin mukaisesti, sillä jokaiselle varioidulle mitoitus tapaukselle haluttiin käyttää yhtä jäykkiä ankkureita. Ankkurit mitoitettiin numeerisesti mallintamalla tukiseinä Geocalcissa ja optimoimalla ankkurien poikkipinta-ala, esijännitysvoima ja jakoväli siten, että tukiseinä pysyy pystyssä. Tavoitteena oli myös saada lopulliset tukirakitukset ankkureissa samansuuruisiksi. Taulukossa 4.14 on esitetty valitut ankkurit.

Taulukko 4.14. Laskentaesimerkissä 2 käytettävät kallioankkurit.

	poikkipinta-ala A [mm ²]	pituus L [m]	asennuskulma α [°]	asennussyvyys h [m]	esijännitysvoima F [kN]	E [GPa]	asennusvara [m]	k/k-jako [m]
Ankkuritaso 1	900	19	45	1	400	210	0,2	3,5
Ankkuritaso 2	900	16	45	3,5	500	210	0,4	3,5
Ankkuritaso 3	1050	11	45	7	550	210	0,4	2,4

Ankkureiden poikkipinta-alojen ja esijännitysvoimien valinnassa käytettiin Tim Länsivaaran koostamaa taulukkoa (Computational Geotechnics- luentomoniste (syksy 2013)), joka on esitetty alla (taulukko 4.15). Valitut ankkuripunokset on merkitty punaisella. Yksinkertaisuuden vuoksi perustapauksen ankkurit on mitoitettu siten, että niillä on 1,5 varmuus suhteessa 90 % alimpaan myötörajaan.

Taulukko 4.15. *Esijännitettyjen punosankkurien valitseminen. (Computational Geotechnics- luentomoniste syksy 2013)*

Example
Strand anchors Steelgrade St 1550/1770

Strands	A strand mm ²	A total mm ²	1770	1550	90% Yield load kN	F	Possible prestress*
			Ultimate load kN	Yield load kN		1,5 allowable kN	60 % kN
1	150	150	266	233	209	140	84
5	150	750	1328	1163	1046	698	419
6	150	900	1593	1395	1256	837	502
7	150	1050	1859	1628	1465	977	586
8	150	1200	2124	1860	1674	1116	670
6	150	900	1593	1395	1256	837	502
7	150	1050	1859	1628	1465	977	586
8	150	1200	2124	1860	1674	1116	670
9	150	1350	2390	2093	1883	1256	753
10	150	1500	2655	2325	2093	1395	837
11	150	1650	2921	2558	2302	1535	921
12	150	1800	3186	2790	2511	1674	1004
13	150	1950	3452	3023	2720	1814	1088
14	150	2100	3717	3255	2930	1953	1172

* Design according to serviceability

Ankkurit mitoitettiin ainoastaan ”perustapaukselle” (lujuudet keskiarvoja, $q=10$ kPa), sillä useiden mitoitusten tekeminen on työlästä ja lisää epävarmuutta laskentaan. Lisäksi vertailun suorittaminen olisi erittäin hankalaa, mikäli jokaiselle variaatiolle käytettäisiin erilaista tuentaa.

Tukiseinän mitoitus

Tukiseinä mitoitettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti taivutusmomentin aiheuttamalle rasitukselle. Pystystabiliteettia ei tarvitse tarkastaa erikseen, koska seinä on pultattu alapäästään kallioon sekä tuettu kolmelta tasolta esijännitettyin kallioankkurein. Seinän momenttikapasiteetin tulee täyttää seuraava ehto:

$$M_{rd} > \gamma_M M_{sd} \quad (4.3)$$

M_{rd} =seinän taivutuskestävyyden mitoitusarvo (kNm)

M_{sd} =seinään kohdistuva mitoittava momentti (kNm)

γ_M =kuorman mallikerroin

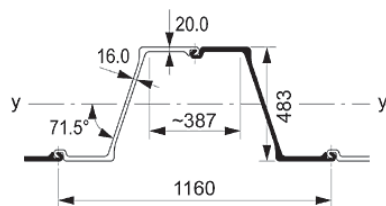
Seinän momenttikapasiteetti saadaan kaavasta:

$$M_{rd} = (\beta B \cdot W_{pl} \cdot f_d) / \gamma_{M0} \quad (4.4)$$

- β_B =tekijä, joka ottaa huomioon leikkausvoiman mahdollisen puutteellisen siirtymisen ponttiliitoksessa
- W_{pl} =tukiseinän plastinen taivutusvastus (mm^3)
- f_d =teräksen lujuus (MPa)
- γ_{M0} =ponttiseinän osavarmuusluku, kansallisessa liitteessä suositellaan $\gamma_{Mvrt. 0}=1.0$ (teräksen osavarmuus)

Kuorman mallikertoimina käytetään työnaikaisille tukiseinille 1.15 ja pysyville tukiseinille 1.35. Mallikertoimia käytetään suunnittelutilanteissa, joissa kokonaisvarmuustaso uhkaa jäädä alle kansallisen varmuustason. Mallikertoimet on esitelty kansallisissa suunnitteluohjeista (RIL: Rakennuskaivanto-ohje, Geotekninen suunnittelu jne.). Kuitenkin poikkeustapauksissa myös suunnittelijalla itsellään on mahdollisuus määrittää mallikertoimet riittävän varmuustason saavuttamiseksi (RIL-207–2009).

Tekijä β_B riippuu käytettävästä tukiseinän ponttiprofiilista, ja erityisesti siitä, pääsevätkö pontit luistamaan liitoksissaan toistensa suhteen. Z-profiililla liitokset ovat seinän paarteissa, jolloin suurta riskiä ponttien luistamiselle ei ole. Tällöin voidaan käyttää $\beta_B=1.0$. Sen sijaan U-profiililla liitokset ovat seinän neutraaliakselilla ja kerroin $\beta_B \neq 1$. Mikäli profiileilla on mahdollisuus luistaa toistensa suhteen, esimerkiksi maan ja seinän välinen kitka tai adheesio on pieni, tulee kerrointa β_B pienentää (ts. pienennetään seinän momenttikapasiteettia). Lisäksi mikäli pontteja ei lyödä lukkouriinsa, termi $\beta_B \cdot W_{pl}$ vastaa yhden pontin taivutusvastusta. Hitsaamalla pontteja yhteen saadaan luistamista hallittua. Kuvassa 4.14 on esitetty tässä esimerkkitapauksessa käytetty AZ50- profiilin teräspontti mittoineen.



Kuva 4.14. Arcelor AZ50- teräsponttiprofiili (www.damwand.nl).

Vaakapalkin mitoitus

Vaakapalkki mitoitettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti taivutettuna rakenteena. Leikkausrasitusta ei huomioida sen pienuuden vuoksi. Vaakapalkin momenttikapasiteetin tulee täyttää kaavan (4.5) ehto:

$$M_{rd} > M_{pd} \quad (4.5)$$

M_{rd} =palkin taivutuskestävyyden mitoitusarvo

M_{pd} =palkkia rasittavan kenttä- tai tukimomentin mitoitusarvo

Palkin taivutuskestävyyden mitoitusarvo on:

$$M_{rd} = (W_{pl} \cdot f_d) / \gamma_{M0} \quad (4.6)$$

W_{pl} = tukiseinän plastinen taivutusvastus (mm^3)

f_d = teräksen lujuus (MPa)

γ_{M0} = ponttiseinän osavarmuusluku, kansallisessa liitteessä suositellaan $\gamma_{M0}=1.0$ (vrt. teräksen osavarmuus)

Vaakapalkki suunnitellaan toimivaksi jatkuvana palkkina. Tämä tarkoittaa palkkien päiden täydellistä yhteen hitsaamista tai palkin vahvistamista, jolloin varmistetaan palkin momenttikapasiteetin jatkuminen liitoksen yli. Koska työmaaolosuhteet ovat usein hankalat eikä täyttä päittäin hitsausta ole mahdollista tehdä, joudutaan palkkia vahvistamaan tai vastaavasti sijoittamaan liitoskohta taivutusmomentin nollakohtaan.

Tasaisesti kuormitetun jatkuvan palkin tukimomentti lasketaan kaavalla (4.7). Tukimomenttia voidaan redusoida termillä ΔM .

$$M_{pd}^2 = k \cdot (q \cdot \gamma_M) \cdot l^2 - \Delta M \quad (4.7)$$

M_{pd}^2 = vaakapalkkiin kohdistuva mitoittava tukimomentti (kNm)

k = aukkojen määrästä ja sijainnista määräytyvä kerroin (jatkuva palkki $k=0.1$)

q = palkkiin kohdistuva vaakasuuntainen kuormitus (kN/m)

γ_M = kuorman mallikerroin (1.15 työnaikaiset; 1.35 pysyvät)

l = tukipisteiden välinen etäisyys (kts. ankkurien k/k-väli)

ΔM = tukirakenteiden leveyteen perustuva tukimomentin redusointi (kNm)

Tukimomentin redusointi lasketaan kaavalla (4.8):

$$\Delta M = (T \cdot t) / 8 \quad (4.8)$$

T = tukivoima (kN)

t = tukirakenteiden leveys vaakapalkin takapinnalla

Vaikka vaakapalkille tuleva tukimomentti on suurempi kuin kenttämomentti, on kenttämomentti määräävä rasitus. Tämä johtuu siitä, että vaakapalkki on usein vahvistettu tuen kohdalta. Tällöin vaakapalkin murtuminen tuen kohdalta on epätodennäköisempää. Vaakapalkille aiheutuvan kenttämomentin voi laskea kaavalla (4.9):

$$M_{pd}^1 = k \cdot (q \cdot \gamma_M) \cdot l^2 \quad (4.9)$$

M_{pd}^1 =vaakapalkkiin kohdistuva mitoittava kenttämomentti (kNm)

Juuripultin mitoitus

Juuripultin mitoituksessa käytettiin kahta eri mitoitusohjetta: RIL 263–2014 Kaivanto-ohjetta sekä NGF/Tekna kurs 14 14.-16. huhtikuuta 2008 esitettyä mitoitustapaa, joka perustuu pultin elastiseen ja plastiseen leikkausvoima- ja taivutusmomenttikestävyyteen.

Mitoitus RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeella

Kaivanto-ohjeen mukaan juuripultti on mahdollista mitoittaa kahdella eri tavalla. Ensimmäinen vaihtoehto on mitoittaa juuripultti **taivutettuna rakenteena**. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että juuripultti asennetaan ja juotetaan alapäästään kiinni kalliioon. Tällöin pultin täytyy vastaanottaa siihen nojaavalta tukiseinältä tuleva taivutusrasitus. Juuripultin tukikapasiteetin tulee täyttää kaavan (4.10) ehto:

$$M_{rd} > M_{sd} \quad (4.10)$$

M_{rd} =pultin taivutuskestävyyden mitoitusarvo (kNm)

M_{sd} =pulttia rasittavan taivutusmomentin mitoitusarvo (kNm)

Pultin taivutuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla (4.11):

$$M_{rd} = (W_{pl} \cdot f_d) / \gamma_{M0} \quad (4.11)$$

,jossa W_{pl} on pyöreän juuripultin plastinen taivutusvastus. Tämä taivutusvastus saadaan laskemalla ensin pyöreän juuripultin kimmoinen (elastinen) taivutusvastus kaavalla (4.12), jonka jälkeen sovelletaan kaavan (4.13) yhteyttä kimmoisen ja plastisen taivutusvastuksen välillä.

$$W_{el} = \pi \cdot d^3 / 32 \quad (4.12)$$

W_{el} =pyöreän juuripultin kimmoinen taivutusvastus (mm^3)

d =pultin halkaisija (mm)

f_d = $f_{yk0,1} / \gamma_m$

$f_{yk0,1}$ =teräksen myötöraja (330 MPa)

γ_m =teräksen materiaaliosavarmuusluku ($\gamma_s = 1.0$ uudelle materiaalille)

γ_{M0} =pyöreän juuripultin rakenteellinen osavarmuusluku (=1.0)

Juuripulttia rasittava mitoittava momentti lasketaan kaavalla (4.13):

$$M_{sd} = N_{sd} \cdot e \cdot \gamma_M \quad (4.13)$$

,jossa mitoituskuorma yhtä pulttia kohden on:

$$N_{sd} = N_d \cdot s \quad (4.14)$$

- N_d =mitoituskuorma pontin kärjessä (kN/m)
 s =juuripulttien väli (m)
 e =ponttiseinän kärjen etäisyys kalliosta (m)
 γ_M =kuorman mallikerroin (kts. edelliset)

Ponttiseinän etäisyys kallion pinnasta tulee olettaa aina vähintään 100 millimetrin suuruiseksi, jollei toisin todisteta. Lisäksi mikäli pulttiin kohdistuva leikkausvoima on yli puolet juuripultin plastisesta leikkausvoimakapasiteetista, tulee sen vaikutus momenttikapasiteettiin huomioida.

Toinen tapa mitoittaa juuripultti on mitoittaa se **molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena**. Tämä tarkoittaa juuripultin juottamista alapäästään kiinni kallioon sekä sen yläpään hitsaamista itse ponttiin tai asentamista ponttiin hitsatun suojaputken läpi. Suojaputkeen juuripultin on tunkeuduttava vähintään metrin matkalta. Suojaputkellisen juuripultin kapasiteetti perustuu sen kiilautumiseen suojaputkea vasten pontin alapään liikkeessa. Työnaikaisissa tukiseinissä juuripultti on poistettava, mikäli pontti halutaan vetää ylös. Tästä syystä molemmista päistään kiinnitetty juuripultti soveltuu käytettäväksi lähinnä pysyvissä tukiseinissä. Mikäli kuitenkin päädytään käyttämään tätä tapaa työnaikaisissa tukiseinissä, täytyy juuripultin irrottaminen ohjeistaa tarkasti. Edellisten lisäksi juuripultin voidaan olettaa olevan molemmista päistään kiinnitetty, jos se on asennettu pontin ja juuripalkin väliin. Tässä tapauksessa mitoittava rasitus vallitsee kaivun päätyttyä ennen palkin valua. Tuennan kestävyys ennen valua pitää tarkastaa erikseen.

Kallioon tehtävän juotoksen tulee olla vähintään 500 mm pitkä ja se tulee mitoittaa kuten kallioankkurin juotos, eli olettaen pultille tulevan tukivoiman siirtyvän kokonaisuudessaan pultin vetorasitukseksi.

Juuripultin puhdas leikkausvoimakapasiteetti määritetään Eurokoodin mukaisesti käyttämällä kaavaa (4.15):

$$Q_{pu} = (A \cdot f_d) / \eta_t \quad (4.15)$$

- A =pultin poikkipinta-ala (mm²)
 η_t =juuripultin menetelmäkohtainen varmuuskerroin = 2.4, joka perustuu veto-, leikkaus- ja/tai taivutusrasitusten mahdollisiin yhdistelmiin

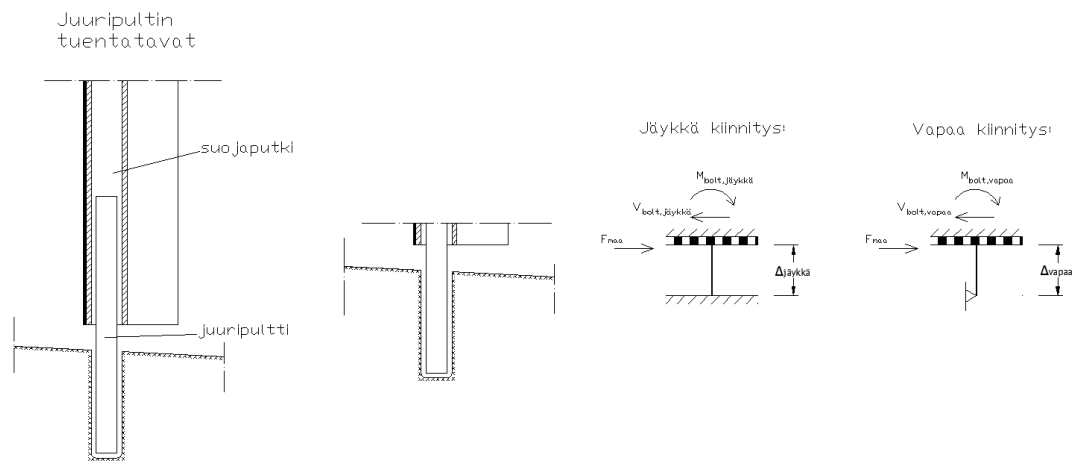
Maksimipulttiväliksi saadaan nyt laskettua:

$$s \leq Q_{pu} / (N_d \cdot \gamma_M) \quad (4.16)$$

jossa pultin mitoituskuormaa on kerrottu kuorman mallikertoimella $\gamma_M = 1.15/1.35$.

Mitoitus NGF/Tekna kurs 14

Seuraava mitoitustapa on esitetty Norjan geoteknisen yhdistyksen (NGF, Norsk geoteknisk forening) pitämällä kurssilla 14.–16. huhtikuuta vuonna 2008. Tässä menetelmässä juuripultin plastinen leikkausvoimakapasiteetti esitetään tuentatavasta (vapaa vai jäykkä kiinnitys kallioon, kuva 4.15) riippuen tukiseinän kärjen ja kalliopinnan välisen raon funktiona. Juuripultin kestävyys voidaan laskea erikseen sen elastisen- ja plastisenkestävyyden avulla.



Kuva 4.15. Juuripultin tuentatavat ja pultille tulevat rasitukset. (NGF kurs 14)

1) Juuripultin elastinen leikkauskestävyys

Jäykästi tuetun (fixed) juuripultin elastinen leikkausvoimakapasiteetti saadaan yhtälöstä (4.17):

$$V_{el,bolt,fixed} = 2 \cdot W_{el} \frac{f_{y,bolt}}{\Delta} \quad (4.17)$$

$W_{el} = (1/32) \cdot \pi \cdot D^3$, juuripultin elastinen taivutusvastus (mm^3)

$f_{y,bolt}$ = juuripultin myötöraja (MPa)

Δ = tukiseinän ja kalliopinnan välinen etäisyys, rako

Vapaasti tuetun (free) juuripultin elastinen leikkausvoimakapasiteetti saadaan yhtälöstä (4.18):

$$V_{el,bolt,free} = W_{el} \frac{f_{y,bolt}}{\Delta} \quad (4.18)$$

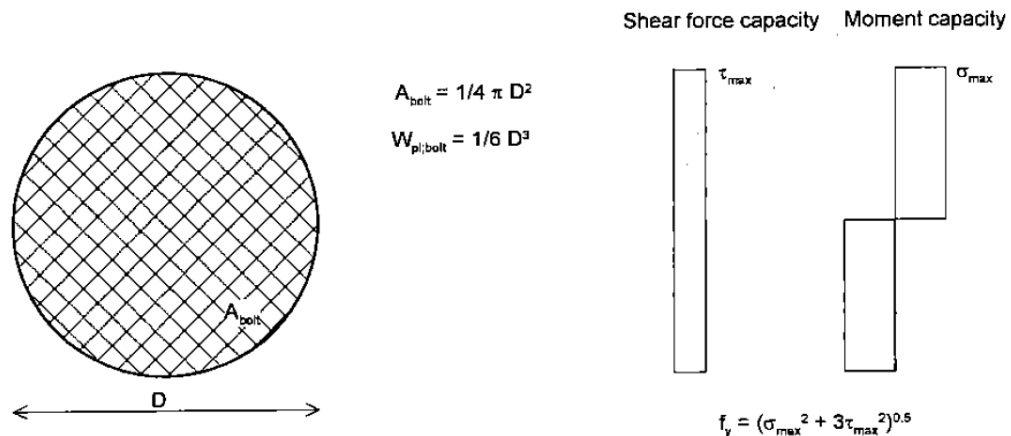
Lisäksi laskettujen leikkausvoimakapasiteettien tulee täyttää seuraava ehto, jossa otetaan huomioon pultin puhdas leikkausvoimakapasiteetti:

$$V_{el} \leq \frac{1}{3} \cdot f_{y,bolt} \cdot A_{bolt} \cdot \sqrt{3} \quad (4.19)$$

, jossa $A_{bolt} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$

2) Juuripultin plastinen leikkauskestävyys

NGI:n mukaan tukiseinän ja kallionpinnan välisen etäisyyden ollessa yli 100 millimetriä, juuripultti myötää ja murto on plastinen (kuva 4.15).



Kuva 4.16. Juuripultin täysin plastinen leikkausvoima- ja taivutusmomenttikapasiteetti. (NGF kurs 14)

Juuripultin täysin plastinen leikkauskestävyys on:

$$V_{pl,bolt} = A_{bolt} \cdot \tau_{max} \quad (4.20)$$

ja momenttikestävyys:

$$M_{pl,bolt} = \sigma_{max} \cdot W_{pl,bolt} \quad (4.21)$$

Von Misés kaavalla laskettu myötölujuus on tällöin:

$$f_y = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3 \cdot \tau_{max}^2} \quad (4.22)$$

Seinäpontin kärjen ja kallionpinnan välinen etäisyys voidaan määrittää edellä laskettujen kapasiteettien avulla seuraavasti:

$$\Delta_{fixed} = \frac{2 \cdot M_{pl,bolt}}{V_{pl,bolt}} \quad (4.23)$$

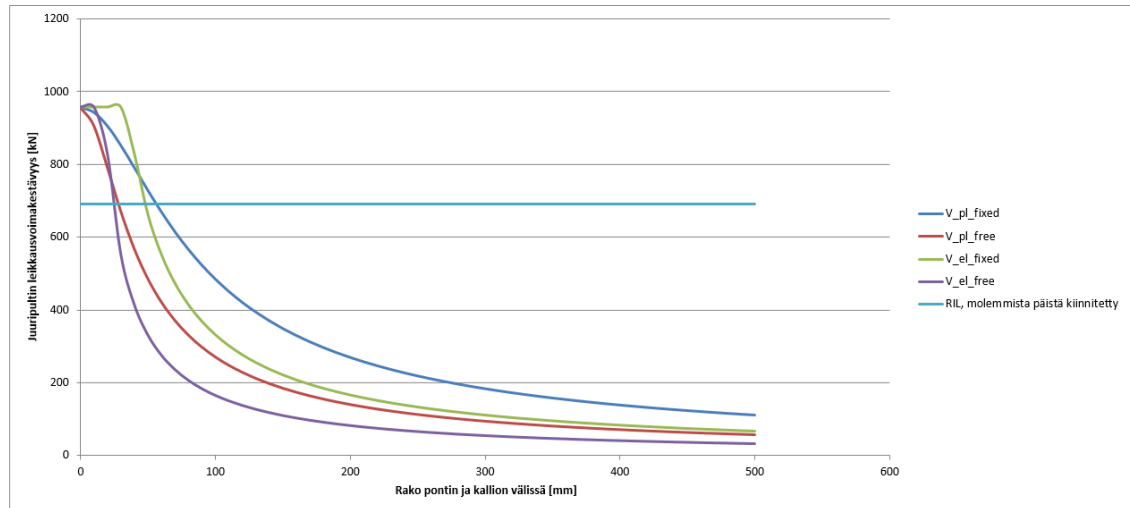
$$\Delta_{free} = \frac{M_{pl,bolt}}{V_{pl,bolt}} \quad (4.24)$$

Näin ollen juuripultin enimmäiskestävyys jäykälle ja vapaalle kiinnitystavalle saadaan raon suuruuden funktiona:

$$V_{pl,bolt,fixed} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{bolt}^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{pl,bolt}^2}{A_{bolt}^2 \cdot \Delta_{fixed}^2 + 12 \cdot W_{pl,bolt}^2}} \quad (4.25)$$

$$V_{pl,bolt,free} = \sqrt{\frac{A_{bolt}^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{pl,bolt}^2}{A_{bolt}^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{pl,bolt}^2}} \quad (4.26)$$

Kaavojen 4.17, 4.18, 4.25 ja 4.26 avulla voidaan esittää pontin kärjen ja kallionpinnan väliin jäävän raon vaikutus yksittäisen pultin leikkausvoimakapasiteettiin. Kuvaan 4.17 on laskettu laskentaesimerkissä 2 (kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä) käytetyn juuripultin elastinen ja plastinen leikkausvoimakapasiteetti jäykälle sekä vapaalle tuennalle. Pultin halkaisija on 80 millimetriä, myötölujuus 330 MPa ja teräksen osavarmuusluku $\gamma_s=1.0$. Vertailun vuoksi kuvaan on lisätty Rakennuskaivanto-ohjeen mukaan mitoitettun molemmista päistään jäykästi kiinnitetyn juuripultin leikkausvoimakestävyys raon funktiona. Kuten huomataan, tämä arvo on vakio, sillä Rakennuskaivanto-ohjeen mukainen juuripultin leikkausvoimakestävyys lasketaan puhtaalle leikkaukselle.



Kuva 4.17. Raon vaikutus pultin leikkausvoimakapasiteettiin. (NGF kurs 14)

Laskenta Geocalcilla

Numeerisen laskennan suorittaminen laskentaesimerkille 2 oli hyvin suoraviivaista parametrien sijoittelua. Ainoa huomioitava asia laskentaesimerkin 1 tapaan on elementtien määrä seinämetriä kohden. Laskentaesimerkissä 2 päädyttiin käyttämään viittä (5) elementtiä seinämetriä kohden, sillä neljän elementin käyttö aiheutti ainakin alkutarkasteluiden perusteella epänormaalia käyttäytymistä laskentatuloksissa.

Laskentaesimerkin 2 kaivanto kaivettiin kallioon saakka. Tällöin tukiseinä on määrämittainen eikä lyöntisyvyyttä tarvitse laskea. Numeerisen laskennan kannalta tämä yksinkertaistaa mitoitus:

1. Mitoitusmenetelmälle DA1-1 ei tarvitse erikseen laskea kombinaatioita 1 ja 2.
2. Mitoitusmenetelmä DA3 on rakenteellisten kuormien puuttuessa edelleen yhtenevä mitoitusmenetelmän DA1-2 kanssa.
3. Koska passiivipuolella ei ole maa-ainesta, ei sinne myöskään voi sijoittaa maan kestävyuden osavarmuuslukua. Näin ollen mitoitusmenetelmillä DA1-1 ja DA2 (yleinen) tehtävä mitoitus on samanlainen.
4. Käyttörajatila voidaan mallintaa yhdellä ainoalla mitoituksella, johon eri mitoitusmenetelmillä saatuja murtorajatilan tuloksia verrataan.

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

Lyöntisyvyyden laskeminen

Laskentaesimerkissä 3 lyöntisyvyys laskettiin perinteisin menetelmin monelta tasolta tuetun tukiseinän pohjan vakavuuden suhteen. Toinen vaihtoehto olisi ollut käyttää valmiita maanpaine kuvaajia (Terzaghi jne.), mutta nyt päädyttiin käyttämään Kaivanto-

ohjeen mukaista laskentatapaa. Pohjan vakavuus on aina tarkastettava, mikäli tukiseinää ei uloteta kovaan pohjaan asti vaan se jätetään savikerrokseen.

Pohjan vakavuus lasketaan kantavuustarkasteluna, jonka on täytettävä seuraava ehto:

$$V_d < R_d \quad (4.27)$$

V_d =mitoituskuorma

R_d =mitoituskestävyys

Kuorman ja kestävyuden suhde voidaan esittää myös ODF (over design factor)-kertoimena, eli $ODF=R_d/V_d$. Tällöin on osoitettava, että $ODF \geq 1,0$.

Pohjan vakavuuden tarkasteluun vaikuttaa valitun tukiseinän taivutusmomenttikapasiteetti. Jäykän seinän tapauksessa tarkastelu tehdään kaavalla (4.28). Tällöin ponttiprofiili kestää sille tulevan momenttirasituksen. Tapauksessa, jossa pontin momenttikapasiteetti ylittyy ja tukiseinä myötää, lasketaan pohjan vakavuus kaavalla (4.29). Murtotavat on esitetty kuvassa 4.18.

$$ODF = \frac{\left(N_c \cdot s_{ub} + 2 \cdot s_{uT} \cdot \frac{z_T}{B_{cr}}\right)}{\gamma_R \cdot \left(\gamma_{G,dst} \cdot q_{maa} + \gamma_{Q,dst} \cdot q - \gamma_{G,stb} \cdot p\right)} \quad (4.28)$$

$$ODF = \frac{\left(N_c \cdot s_{ub} + 2 \cdot s_{uT} \cdot \frac{z_T}{B_{cr}}\right)}{\gamma_R \cdot \left(\gamma_{G,dst} \cdot q_{maa} + \gamma_{Q,dst} \cdot q - \frac{p_{My}}{\gamma_M \cdot \left(\frac{z_T}{z_{cr}}\right)}\right)} \quad (4.29)$$

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 $\Sigma \gamma_i z_i$ (kPa)

γ_i =maakerroksen tilavuuspaino (kN/m^3)

z_i =maakerroksen paksuus (m)

q =muuttuva kuorma tuettavalla puolella (kPa)

p =mahdollinen pysyvä kuorma kaivannon pohjalla (kPa)

γ_R =maan kestävyuden osavarmuusluku

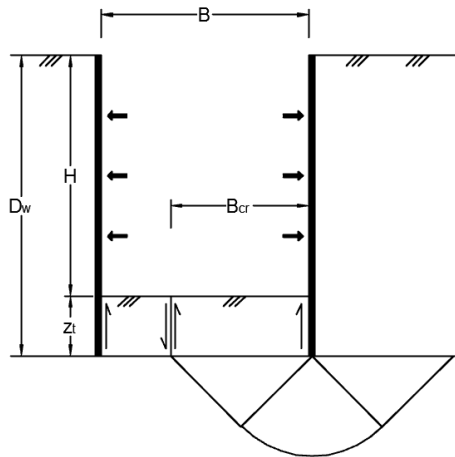
$\gamma_{G,dst}$ =epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku

$\gamma_{G,stb}$ =edullisen pysyvän kuorman osavarmuusluku

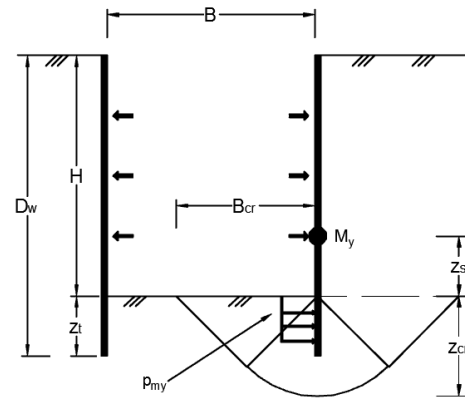
$\gamma_{Q,dst}$ =epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluku

σ_{ha} =keskimääräinen maanpaine alimman tukitason ja kaivannon pohjan välillä

a) jäykkä tukiseinä

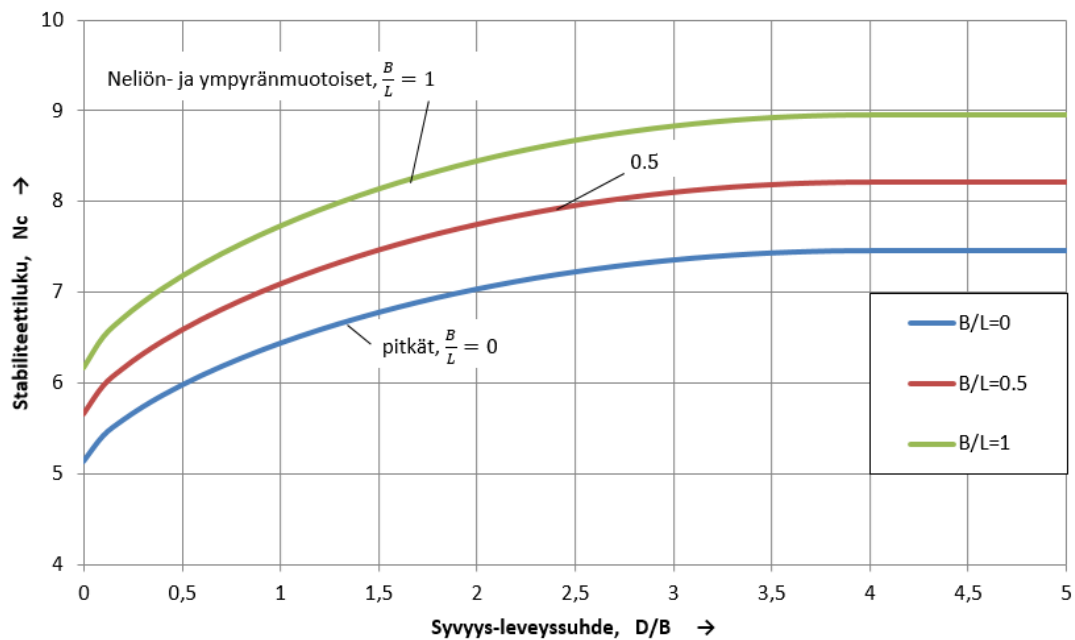


b) pontin momenttikapasiteetti ylittyy



Kuva 4.18. Murtomekanismit pohjan vakavuustarkastelussa. (RIL 263–2014)

Kaivannon pohjan stabiliteettiluku N_c



Kuva 4.20. Kantavuuskertoimen N_c määrittäminen kaivannon dimensioiden mukaan. (RIL 263–2014)

Lyöntisyvyyksien laskemisessa oletettiin tukiseinän momenttikapasiteetin olevan riittävä, jolloin mitoittamiseen käytettiin kaavaa (4.28). Kantavuuskerroin laskettiin kriittisen leveyden mukaan, jota varioitiin koko kaivannon leveyden mukaisesti ($B_{cr}=0\dots35$ metriä) vaarallisimman liukupinnan löytämiseksi. Kaavan 4.28 mukaiset

varmuudet pohjan vakavuudelle muuttuvan kuorman funktiona on esitetty taulukossa 4.16. Taulukon luvuista voidaan nähdä, että epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla ($\gamma_{Q;dst}=1.3/1.5$) ei ole suurta merkitystä pohjan vakavuuteen. Esimerkiksi mitoitusmenetelmälle DA1-1 ero varmuudessa on mitätön huolimatta siitä, onko tuettavalla puolella 20 kPa muuttuva kuorma vai ei. Sitä vastoin eri mitoitusmenetelmien antaman varmuustason suuri vaihtelu on huomattava (esimerkiksi DA1-1 ja DA 2 välillä; 1.35...2.03).

Taulukko 4.16. *Varmuus pohjan vakavuudelle kaavan 4.28 mukaisesti.*

Mitoitusmenetelmä	Varmuus, F		
	q [kPa]		
	0	10	20
DA1-1	1,35	1,36	1,37
DA1-2	1,50	1,54	1,57
DA2 6.10, yleinen	2,03	2,04	2,06
DA2 6.10a	2,03	1,86	1,72
DA2 6.10b	1,73	1,77	1,80
DA3	1,50	1,54	1,57

Taulukkolaskennan (MS Excel) avulla kaavasta 4.28 saadaan laskettua tarvittava tukiseinän lyöntisyvyys. Lasketut tukiseinän lyöntisyvydet eri mitoitusmenetelmille ja parametrivariaatioille on esitetty taulukossa 4.17.

Taulukko 4.17. *Lasketut lyöntisyvydet Hotelli Marinan kaivannolle (m).*

alaraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	5,63	5,92	8,23	8,23	6,35	5,92
10	5,89	6,25	10,08	8,23	7,38	6,25
20	6,14	6,77	12,10	8,23	9,15	6,77

KA	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	5,11	5,19	6,15	6,15	5,69	5,19
10	5,32	5,44	6,46	6,15	6,00	5,44
20	5,52	5,69	7,51	6,15	6,30	5,69

yläraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	4,75	4,82	5,63	5,63	5,25	4,82
10	4,93	5,03	5,89	5,63	5,50	5,03
20	5,11	5,25	6,15	5,63	5,76	5,25

Hotelli Marinan kaivannon syvyys on 6,5 metriä. Laskettujen tulosten perusteella suurin osa lasketuista tukiseinän lyöntisyvyyksistä jää tämän alle. Tästä johtuen eri mitoitus tapauksille valitaan taulukon 4.18 mukaiset lyöntisyvydet, koska tukiseinän lyöntisyvyden on oltava vähintään kaivannon syvyyden mukainen.

Taulukko 4.18. Valitut lyöntisyvyydet (m).

alaraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	8,23	8,23	6,50	6,50
10	6,50	6,50	10,08	8,23	7,38	6,50
20	6,50	6,77	12,10	8,23	9,15	6,77

KA	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
10	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
20	6,50	6,50	7,51	6,50	6,50	6,50

yläraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
10	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
20	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50

Laskenta Geocalcilla

Mitoitusmenetelmien osalta tehdään samat tarkastelut kuin kohdassa 4.4.1. (laskentaesimerkki 1). Kuitenkin kun maan lujuus kasvaa keskiarvoonsa, tehtävien tarkastelujen määrä pienenee, sillä suurimmalle osalle mitoitusmenetelmien parametrikombinaatioita tukiseinän lyöntisyvyys on sama: 6.5 metriä. Tällöin eri mitoitusmenetelmien käyttäminen numeerisessa laskennassa on samanlainen kuin laskentaesimerkissä 2 (esim. DA1-1=DA2 (6.10, yleinen) ja DA1-2=DA3 jne.).

Seinäelementtien määräksi yhtä seinämetriä kohden päädyttiin valitsemaan oletusarvona oleva 4 elementtiä per metri.

5 MURTORAJATILAMITOITUKSESSA SAAVUTETUT TULOKSET LASKENTAESIMERKEILLE

Seuraavaksi on käsitelty kappaleessa 4 esitettyjen mitoitusmerkkin ja näiden variaatioiden laskentatulokset. Laskentatulokset käsitellään tapauskohtaisesti erillisissä kappaleissa selkeyden vuoksi. Tärkeimmät johtopäätökset tehdyistä mitoituksista ja eri mitoitusmenetelmien soveltuvuudesta erilaisiin mitoitus tapauksiin on kerätty yhteenvedoksi laskentatulosten lopuksi.

Jokainen esimerkkitapaus mitoitettiin Novapoint Geocalc 2.4- ohjelmistolla murtorajatilalle (ULS) sekä käyttörajatilalle (SLS). Tuloksissa esitetty **varmuus** (esitetyt varmuusluvut) **kuvaa murtorajatilaa ja käyttörajatilan mitoitus tulosten suhdetta** tietylle rasitukselle (esimerkiksi taivutusmomentti). Rakenteen käyttörajatila kuvaa rakenteen käyttäytymistä todennäköisimmälle tilanteelle. Käyttörajatilassa kuormat ja materiaaliominaisuudet esiintyvät ominaisarvoinaan.

Laskentaesimerkeissä 1 ja 3 on otettava huomioon, että lisää varmuutta laskentaan tulee tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisesta. Tällöin suhde ULS/SLS ei suoraan ole mitoituksen kokonaisvarmuus. Sen sijaan laskentaesimerkissä 2, jossa tukiseinä on määrämittäinen ja lyöntisyvyyttä ei lasketa, suhde ULS/SLS kuvaa tukiseinä mitoituksen

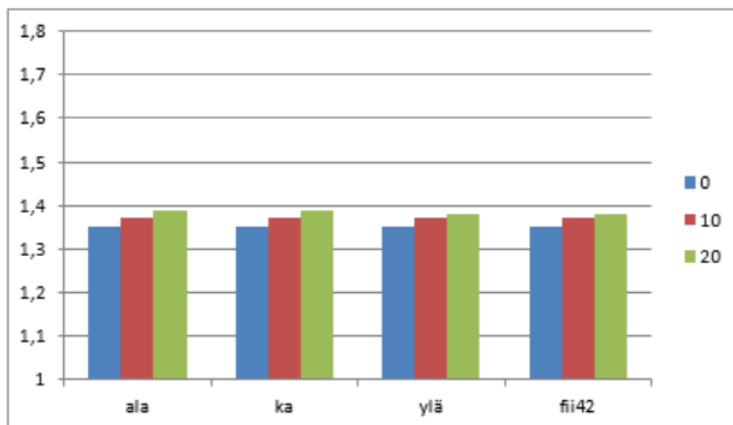
5.1 Laskentaesimerkki 1: Yhdeltä tasolta tuettu ulokeseinä hiekkassa (RIL 207–2009)

5.1.1 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA1

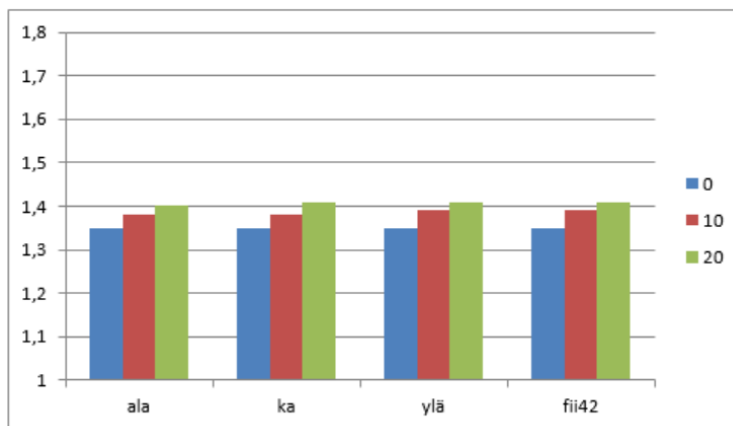
Eurokoodin mukainen mitoitusmenetelmä DA1 tarkastettiin sen vaatimilla kahdella osavarmuusluvulla kombinaatiolla: DA1-1 ja DA1-2. Kummallekin kombinaatiolle määritettiin tukiseinän lyöntisyvyys, joista määräävämpi (ts. pidempi tukiseinä) valittiin murtorajatilatarkasteluihin. Kuten kappaleessa 3 mainittiin, yleisesti kombinaatio DA1-2 määrää rakenteen dimensiot, ja sama pätee tässäkin tapauksessa. Tarkastettaessa murtorajatilaa (ja käyttörajatilaa) DA1:n kombinaatioilla, käytetään kummallekin kombinaatiolle samaa seinäpituutta, koska kyseessä on yksi yhtenäinen mitoitusmenetelmä. Tällöin DA1 kombinaatio 1 ei välttämättä saavuta murtorajatilaa, sillä käytettäessä suurempaa lyöntisyvyyttä kuin mitä momenttitasapainoehto vaatii, tukiseinän varmuus sen alapään pyörähtämiselle kasvaa.

DA1 kombinaatio 1 (DA1-1)

Kuvissa 5.1 ja 5.2 on esitetty mitoitus tulokset kombinaatiolle 1. Kuvassa 5.1 on esitetty tulokset taivutusmomentille ja kuvassa 5.2 tukivoimalle. Tuloksissa esitetään murtorajatilan ja käyttörajatilan suhde, jota kutsutaan tästä eteenpäin mitoituksen varmuudeksi. Tätä ei tule kuitenkaan sekoittaa mitoituksen kokonaisvarmuuteen, vaan merkintää käytetään helpottamaan tulosten käsittelyä.



Kuva 5.1. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.



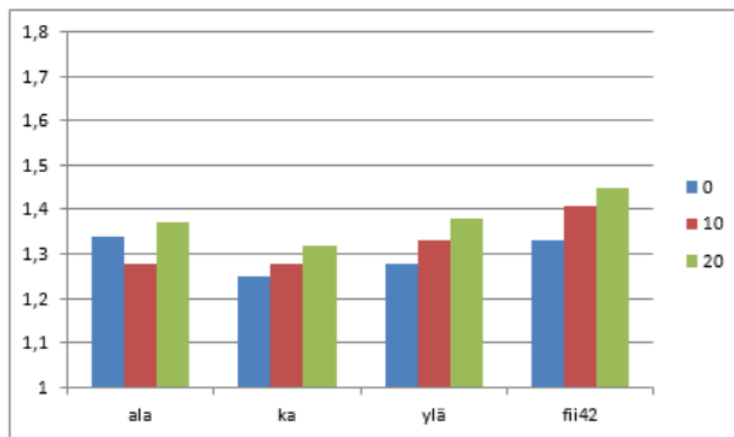
Kuva 5.2. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Kuvaajien perusteella varmuustaso pysyy lähes tasaisena, vaikka muuttuvan kuorman arvo sekä maan lujuus vaihtelee. Mitoitus tilanteelle saavutettava varmuus on noin 1.35 ja kasvaa hieman muuttuvan kuorman intensiteetin kasvaessa 0 kPa → 20 kPa. Kuvaajien tulokset johtuvat osavarmuuslukujen kohdentamisesta kuormien vaikutuksiin. Tilanteessa, jossa muuttuvaa kuormaa ei ole, kaikki parametrit laitetaan Geocalciin ominaisarvoinaan. Tällöin murtorajatilamitoitus sekä käyttörajatilamitoitus ovat yksi ja sama asia. Kuitenkin murtorajatilatarkastelussa laskennasta saadut rasiusten arvot tulee

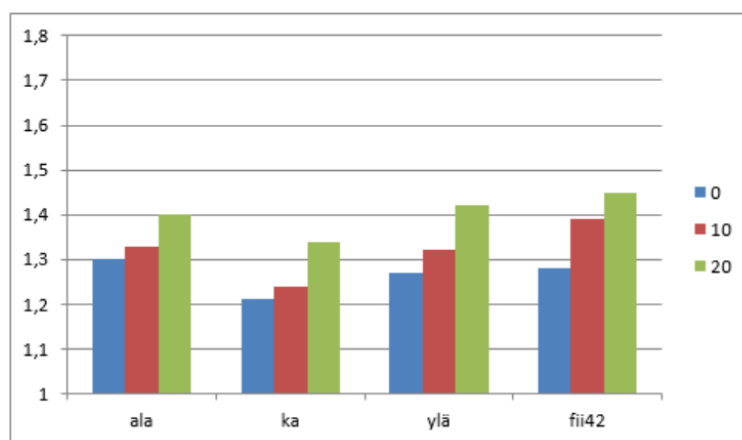
kertoa pysyvän kuorman osavarmuusluvulla, jolloin murtorajatilaa ja käyttörajatilan mitoitusarvojen suhteeksi, ja tässä tapauksessa varmuudeksi, tulee 1.35. Tapauksissa, joissa muuttuva kuorma on mukana, tulee sen arvo kertoa ennen numeerista laskentaa pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen suhteella (kappale 4.1.3). Käytettäessä kuormitusyhdistelmää 6.10, tämä suhde on verrattain pieni ja suuruudeltaan 1.1. Tämä tarkoittaa, että murtorajatilassa muuttuvan kuorman arvot ovat 10 kPa:n tapauksessa 11 kPa ja vastaavasti 20 kPa:n tapauksessa 22 kPa. Koska nämä erot eivät ole kovin suuret, eivät myöskään karakterististen murtorajatilasaritusten ja käyttörajatilarasitusten erot ole suuria. Tämä johtaa kuvaajissa näkyvään hyvin pieneen varmuuden kasvamiseen muuttuvan kuorman kasvaessa.

DA1 kombinaatio 2 (DA1-2)

Mitoitusmenetelmälle DA1-2 lasketut taivutusmomenttien ja tukivoimien varmuudet on esitetty kuvissa 5.3 ja 5.4.



Kuva 5.3. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.

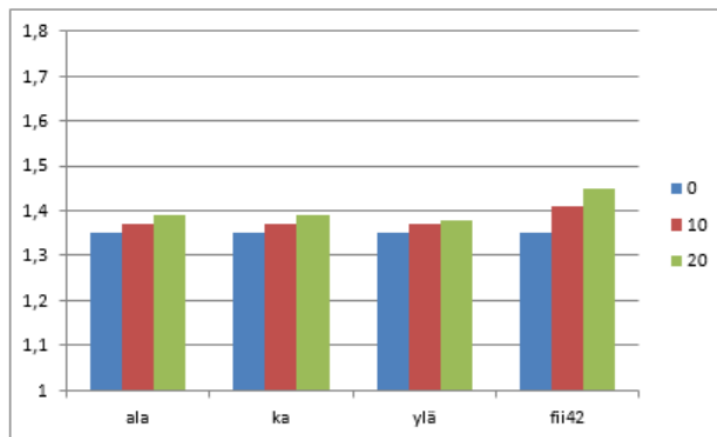


Kuva 5.4. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

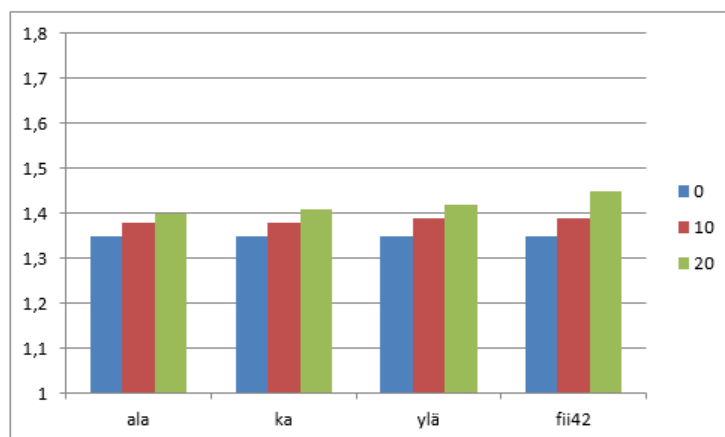
Koska osavarmuusluvut kohdennetaan maan lujuuteen ja kuormissa pelkäästään muuttuvaan kuormaan, poikkeavat tulokset mitoitusmenetelmän DA1-1 tuloksista. Nyt kuvaajista voidaan huomata, että sekä maan lujuus että muuttuvan kuorman intensiteetti vaikuttavat saavutettavaan varmuuteen. Kuitenkin mitoitusrasitusten arvot (ja edelleen varmuus) ovat pääsääntöisesti pienempiä kuin menetelmällä DA1-1 saadut vastaavat arvot, joten rasitusten osalta mitoitusmenetelmä DA1-1 mitoittaa sekä tukiseinän että sisäpuolisen tuennan. Poikkeuksena on tapaus, jossa maan lujuus on suuri (kitkakulma 42 astetta). Suurilla lujuuksilla maaparametriin kohdennetuilla osavarmuusluvuilla saavutetaan suurempi varmuus (hyöty) suhteessa kuormiin asetettuihin osavarmuuslukuihin (kappale 4.4.1, kuva 4.12). Lisäksi tuloksista nähdään, että muuttuvan kuorman osavarmuusluvulla on suurempi merkitys, kun se asetetaan kuormitusyhdistelmän 6.10 mukaisesti muuttuvalle kuormalle jo ennen laskentaa. Toisin sanoen varmuuserot eri kuormitustapauksilla maan lujuuden ollessa sama ovat suuremmat. Tällä mitoitusmenetelmällä laskennassa käytettävät muuttuvan kuorman arvot olivat 13 kPa ja 26 kPa (vrt. 11 kPa ja 22 kPa).

Yhteenveto mitoitusmenetelmälle DA1 saaduista mitoitus tuloksista

Kuviin 5.5. ja 5.6 on yhdistetty kuvien 5.1–5.4 tulokset. Mitoitusmenetelmien DA1-1 ja DA1-2 tuloksista on valittu aina määräävämpi tapaus.



Kuva 5.5. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 1. Kuvassa on esitetty kahdesta osavarmuuslukukombinaatiosta (DA1-1 ja DA1-2) saadut määräävämmät laskentatulokset.



Kuva 5.6. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset tukivoimat laskentaesimerkille 1. Kuvassa on esitetty kahdesta osavarmuuslukukombinaatiosta (DA1-1 ja DA1-2) saadut määräävämmät laskentatulokset.

Yhdistetyistä tuloksista nähdään, että mitoitettaessa laskentaesimerkkiä 1 mitoitusmenetelmällä DA1, osavarmuuslukukombinaatio 1 käytännössä määrää tukiseinän ja tuennan toteutuksen (suuremmat rasitukset). Poikkeuksena kombinaatio 2 on määräävämpi yhdistely, mikäli maan lujuus on erittäin suuri (epätodennäköistä, että kitkakulma olisi yli 40°). Lisäksi kombinaatio 2 määrää tukiseinän pituuden (lyöntisyvyyden). Laskentaesimerkin 1 varmuus laskettaessa mitoitusmenetelmällä DA1 on välillä 1.35–1.40.

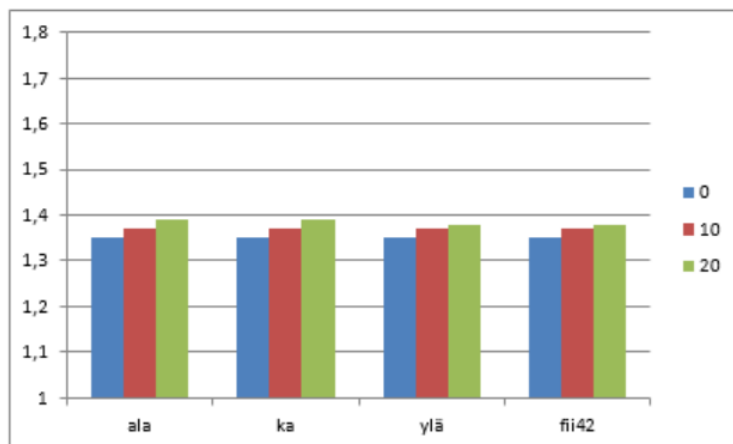
5.1.2 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA2

Laskentaesimerkki mitoitettiin käyttämällä kahta erilaista lähestymistapaa. Ensin laskenta suoritettiin Eurokoodin mukaisella DA2:lla, jolloin kuormitusyhdistelmänä käytettiin kaavaa 6.10. Tämän jälkeen mitoitus toistettiin käyttämällä Suomen kansallisen liitteen mukaista DA2:sta, jolloin kuormatarkastelu suoritettiin kahdella kuormitusyhdistelmällä: 6.10a ja 6.10b. Laskentatulokset kummastakin mitoitustapauksesta on jaettu omiin kappaleisiinsa.

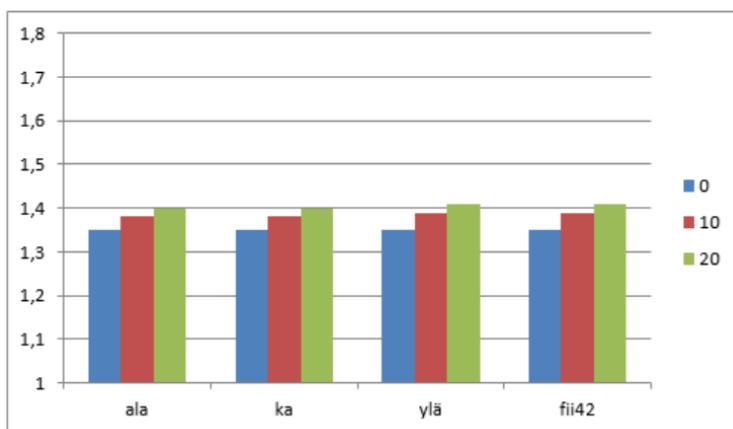
DA2 (Eurokoodi)

Kuviin 5.7 ja 5.8 on koottu mitoitustulokset taivutusmomenteille ja tukivoimille. Tarkasteltaessa tuloskuvaajia huomataan niiden olevan lähes identtiset mitoitusmenetelmän DA1 kombinaatio 1 kanssa. Tulosten käyttäytyminen mitoitusmenetelmällä DA2 (Eurokoodi) johtuu samoista asioista kuin mitoitusmenetelmälle DA1-1: kuormitusyhdistelmä on sama sekä mitoitusmenetelmän soveltaminen numeeriseen laskentaan on sama. Kuitenkin täytyy huomioida, että mitoitusmenetelmässä DA2 kohdennetaan osavarmuusluku kuormien lisäksi maan kestävyys- ja tukiseinän lyöntisyvyyttä laskettaessa. Tällöin mitoitusmenetelmällä DA2 saavutettava kokonaisvarmuus on suurempi kuin mitä se on laskettaessa pelkästään mitoitusmenetelmällä DA1-1. Eroa tasoittava tekijä on, että mitoitusmenetelmän DA1

kombinaatiolle 1 käytetään kombinaatiolla 2 laskettua seinäpituutta, jolloin tukiseinä on myös tällöin ylimitoitettu alapään pyörähtämistä vastaan (voidaan ajatella, että kestävyyttä pienennetty). Laskentatulosten perusteella Eurokoodin mukainen mitoitusmenetelmä DA2 antaa jatkuvan varmuustason, joka on kaikilla parametrien variaatioilla yli 1.35.



Kuva 5.7. Mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajoitilamomentin suhteena.

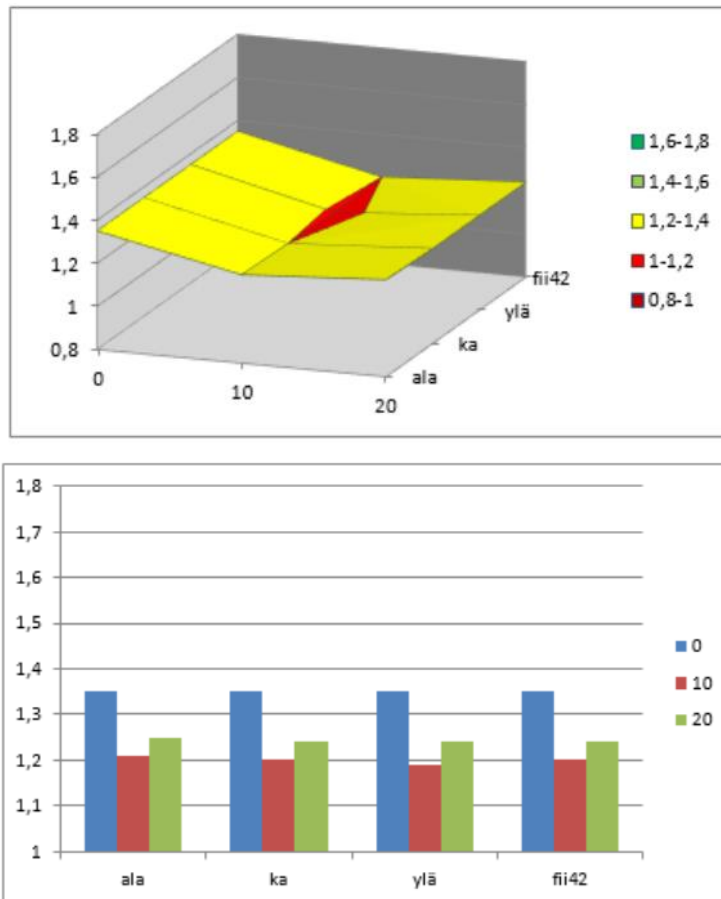


Kuva 5.8. Mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) mukaiset tukivoimat laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajoitilamomentin suhteena.

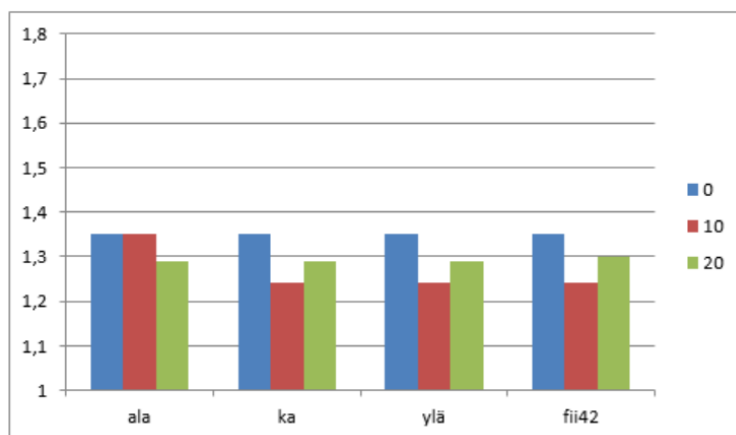
DA2 (Suomen kansallinen liite, FIN)

Tulokset Suomen kansallisen liitteen mukaisella mitoitusmenetelmällä DA2 mitoitettulle laskentaesimerkille 1 on esitetty kuvissa 5.9 ja 5.10. Laskentatulokset ovat odotetun kaltaisia, sillä yksi tämän työn päätavoitteista oli tutkia nykyiseen mitoitusmenetelmään liittyviä puutteita ja ongelmia tukiseinä-laskennassa, jossa pysyvät kuormat muodostavat yleensä suurimman osan kokonaiskuormasta. Kuvaajiin on valittu määräävämpi raskas kuormitusyhdistelmästä 6.10a ja 6.10b, jotka kumpikin pitää tarkastaa kansallisen

liitteen mukaisesti. Kuvasta 5.9 nähdään, kuinka varmuus tekee notkahduksen muuttuvan kuorman arvolla 10 kPa. Tällöin varmuus käy niinkin alhaalla kuin 1.2. Muuttuvan kuorman arvoilla 0 kPa ja 10 kPa kaavan 6.10a mukainen kuormitusyhdistelmä on mitoituksen kannalta pääosin määräävä. Kuitenkin muuttuvan kuorman kasvaessa kaava 6.10b tulee määrääväksi.



Kuva 5.9. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena. Ylemmässä kuvassa varmuuden suuruuden määräytyminen maan lujuuden ja muuttuvan kuorman suhteen on esitetty 3D-tasolla.



Kuva 5.10. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat laskentaesimerkille 1. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.

Laskentaohjelmaan parametreja sijoitettaessa käytetään samaa lähestymistapaa kuin Eurokoodin mukaisella DA2:lla. Maan lujuusparametrit ovat ominaisarvojaan, mutta muuttuvaa kuormaa kerrotaan pysyvän kuorman ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen suhteella, joka on nyt 1.3. Tällöin laskennassa käytettävät muuttuvan kuorman arvot ovat 13 ja 26 kPa. Tämä johtaa mitoitusmenetelmän DA1-2 tapaan hieman suurempiin varmuuseroihin muuttuvan kuorman kasvaessa, mutta jälleen erot ovat silti pieniä.

5.1.3 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 1 mitoitusmenetelmällä DA3

Mitoitusmenetelmä DA3 kohdentaa osavarmuudet mitoitusmenetelmän DA1-2 tapaan maan lujuudelle sekä muuttuvalle kuormalle. Tämän lisäksi mikäli mitoitettava rakenne sisältää rakenteellisia kuormia, kuten esimerkiksi ripustuskuormia, käytetään näille kuormille mitoitusmenetelmien DA1-1 ja DA2 mukaista kuormitusyhdistelmää 6.10. Laskentaesimerkissä 1 rakenteellisia kuormia ei ole, joten mitoitusmenetelmän DA3 mukaiset laskentatulokset tukiseinän lyöntisyvyyttä myöden ovat täysin samat kuin mitä ne ovat mitoitusmenetelmälle DA1-2.

5.1.4 Yhteenvedo laskentaesimerkin 1 mitoitustuloksista

Edellä esitettyjen laskentatulosten perusteella parhaiten mitoituksesta selvisivät mitoitusmenetelmät DA1 (kts. DA1-1) ja DA2 (Eurokoodi). Kummallakin mitoitusmenetelmällä mitoitusrasituksille saavutettiin yli 1.35 varmuus. Mitoitusmenetelmä DA3 antoi selvästi pienimmät varmuudet, poikkeuksena maan lujuuden ollessa hyvin suuri.

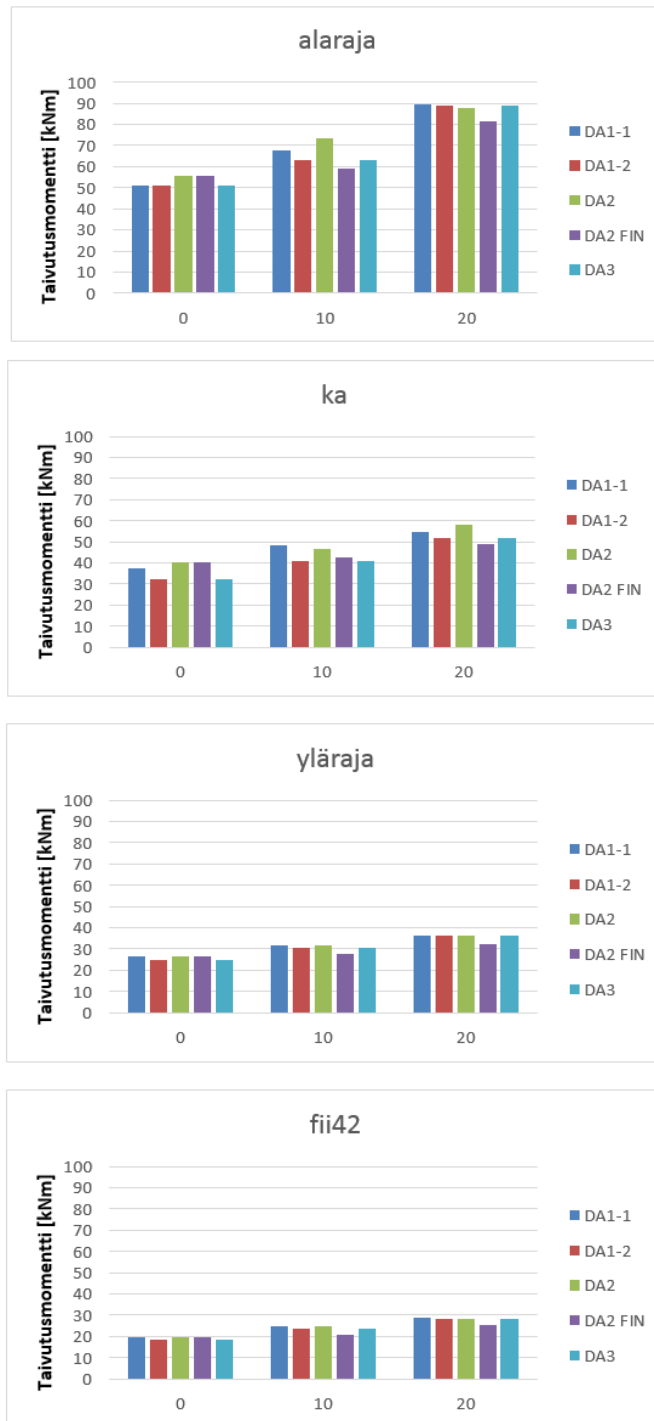
Mitoitusmenetelmä DA1 suoriutuu laskennasta hyvin, sillä sen kaksi kombinaatiota ottaa huomioon vaihtelun sekä kuormissa että maan lujuudessa. Pienillä maan lujuuksilla kuormiin tai kuormien vaikutuksiin sijoitettavien osavarmuuslukujen merkitys on suurempi kuin maan lujuuteen sijoitettavilla osavarmuuksilla, jolloin

kombinaatio 1 on rasiusten kannalta määräävä. Kuitenkin mikäli maan lujuus on epätavallisen suuri, DA1-2 ottaa tämän huomioon ja nousee rasiusten kannalta määräävämmäksi kombinaatioksi. Lisäksi kombinaatio 2 määrää tukiseinän lyöntisyvyyden, joka tuo lisävarmuutta mitoituksen kokonaisvarmuuteen tilanteissa, joissa rasiukset lasketaan kombinaation 1 mukaisesti.

Myös mitoitusmenetelmä DA2 (Eurokoodin suositus) soveltuu varmuuden puolesta hyvin tukiseinälaskentaan. Kuormitusyhdistelmä 6.10 antaa jatkuvan varmuustason, kun taas Suomessa käytettävät kuormitusyhdistelmät 6.10a ja 6.10b suoriutuvat heikosti. Lisäksi maan kestävyteen asetettava osavarmuus tuo laskentaan lisävarmuutta tukiseinän lyöntisyvyyttä määritettäessä.

Mitoitusmenetelmä DA3 soveltui tähän laskentaesimerkkiin huonosti, sillä osavarmuuslukujen kohdentaminen maan lujuuteen pienillä lujuuden arvoilla ei hyödytä. Se antaa täysin samat tulokset kuin mitoitusmenetelmän DA1 kombinaatio 2, ja koska DA1 kombinaation 1 kaltaista tarkastelua kuormien vaihtelevuudelle ei mitoitusmenetelmälle DA3 tehdä, nämä ovat myös lopulliset tukiseinälle kohdistuvat mitoitusrasitukset. Laskentaesimerkin 1 kaltaisilla kaivannoilla varmuus (jos ajatellaan pelkkää ULS/SLS- suhdetta) jää selvästi alhaisimmaksi.

Vertailun vuoksi kuvaan 5.11 on kerätty jokaisella mitoitusmenetelmällä tukiseinälle saavutettu mitoitusmomentti. Mitoitusmomentit on esitetty kuorman funktiona sekä jaoteltu kuvaajiin maan lujuuden mukaan. Lisäksi taulukkoon 5.1 on kerätty jokaisessa mitoitusastapauksessa käytetty lyöntisyvyys.



Kuva 5.11. Mitoitustaivutusmomenttien vertaileminen Eurokoodin mukaisten mitoitusmenetelmien kesken laskentaesimerkille 1. Mitoitusmomentit on esitetty erillisissä kuvaajissa laskennassa käytetyn maan lujuuden mukaisesti.

Taulukko 5.1. Laskentaesimerkissä 1 käytetyt tukiseinän lyöntisyvydet [m] eri mitoitusten menetelmille. Lyöntisyvyys laskettiin momenttitasapainoehdon mukaisesti. Kaivannon syvyys 4 metriä.

alaraja	DA1		DA2*			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	1,55	1,87	2,15	2,15	1,88	1,87
10	1,71	2,10	2,38	2,15	2,11	2,10
20	1,86	2,33	2,61	2,15	2,34	2,33

KA	DA1		DA2*			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	1,05	1,24	1,40	1,40	1,24	1,24
10	1,15	1,38	1,54	1,40	1,39	1,38
20	1,25	1,52	1,67	1,40	1,52	1,52

yläraja	DA1		DA2*			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	0,73	0,93	0,95	0,95	0,86	0,93
10	0,80	1,03	1,04	0,95	0,95	1,03
20	0,86	1,13	1,13	0,95	1,04	1,13

fii=42	DA1		DA2*			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	0,55	0,70	0,70	0,70	0,64	0,70
10	0,60	0,77	0,76	0,70	0,70	0,77
20	0,64	0,84	0,82	0,70	0,76	0,84

Tuloskuvaajien perusteella eri mitoitusten menetelmillä saavutetut mitoituskäyttökertoimien arvot ovat hyvin lähellä toisiaan, vaikka laskennan varmuudet olivat erilaisia. Mitoitusmenetelmät DA1-2 ja DA2 (FIN) antavat pienimmät mitoituskäyttökertoimien arvot, kun taas mitoituskäyttökertoimen menetelmä DA2 (Eurokoodin suositusarvot) antaa suurimman. Tämä johtuu siitä, että mitoituskäyttökertoimen menetelmän DA2 tukiseinän pituus on suurin maan kestävyydelle asetettavan osavarmuusluvun vuoksi.

5.2 Laskentaesimerkki 2: Kallioon asti kaivettu kaivanto ponttiseinällä

5.2.1 Varmuuden käsite laskentaesimerkissä 2

Laskentaesimerkissä 2 kaivanto kaivetaan kalliopintaan asti, jolloin tukiseinän pituus on kaikille mitoitusten menetelmille sama ja mitoitukseen ei tule varmuutta tukiseinän lyöntisyvyden laskemisesta. Tällöin verrattaessa murtorajatilan rasiituksia käyttörajatilan rasiituksiin saadaan todellisuudessa laskettua mitoituksen kokonaisvarmuus. Lisäksi, koska teräsmateriaalin materiaaliosavarmuus on Eurokoodin mukaan 1.0, ovat laskentaesimerkille 2 **esitettyjen tulosten varmuudet mitoituksen kokonaisvarmuuksia.**

Kaikki mitoitus tulokset laskentaesimerkille 2 on esitetty liitteessä 2. Rasitusmitoituksen lisäksi laskentaesimerkissä 2 mitoitettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti tukiseinä, vaakapalkki ja juuripultti. Tällöin numeerisesta mitoituksista saatuja mitoitusrasituksia edellä mainituille rakenteille tulee korottaa vielä mallikertoimella γ_M , jonka suuruus on tilapäisille rakenteille 1.15 ja pysyville 1.35. Mallikertoimen vaikutus on huomioitu mitoitusmenetelmille DA2 (Eurokoodi) ja DA2 (FIN). Pääasiassa mallikerroin on luotu mitoitusmenetelmää DA2 (FIN) (kuormitusyhdistelmät 6.10a/6.10b) varten, mutta vertailun vuoksi sitä käytettiin myös Eurokoodin suositusarvoilla laskettavalle mitoitusmenetelmälle DA2.

5.2.2 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA1

DA1 kombinaatio 1 (DA1-1)

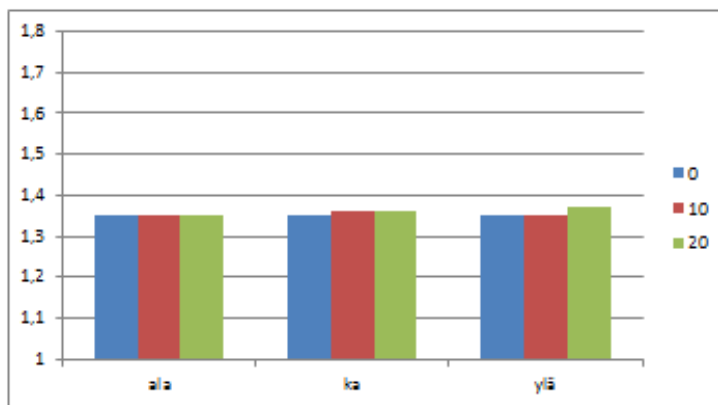
Kuvissa 5.12–5.16 on esitetty mitoitusrasitukset mitoitusmenetelmälle DA1-1 seuraavassa järjestyksessä: taivutusmomentti, tukitaso 1, tukitaso 2, tukitaso 3 ja kalliopultti. Laskentatuloksissa mitoitus tilanteen kokonaisvarmuus on esitetty muuttuvan kuorman ja maan lujuuden funktiona.



Kuva 5.12. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttöraajatilamomentin suhteena.



Kuva 5.13. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 1 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.14. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 2 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.15. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 3 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.16. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat juuripultille laskentaesimerkissä 2. Varmuus mitoitus- ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

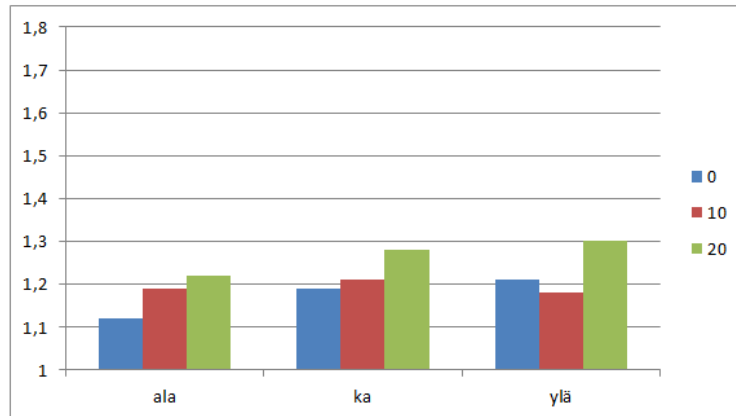
Laskentatulokset ovat hyvin samankaltaisia kuin edellisessä laskentaesimerkissä ja niiden käyttäytyminen johtuu samoista asioista. Kuitenkin on muistettava, että edellisessä esimerkissä laskentatulosten varmuus oli koko laskennan **osavarmuus**, sillä lisävarmuutta mitoitukseen toi tukiseinän lyöntisyvyyden määrittäminen. Nyt tuloksissa nähtävä varmuus tarkoittaa mitoituksen **kokonaisvarmuutta**.

Jälleen suurimman osan (lähes kaiken) varmuudesta laskentatuloksiin tuo kuormien vaikutuksille asetettava pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.35. Laskentaesimerkille 2 saavutettava varmuustaso mitoitusmenetelmällä DA1-1 on noin 1.35. Tulokuvaajista on nähtävissä pieniä laskennallisia poikkeamia esimerkiksi ensimmäisen tukitason varmuudessa (yläraja, 10 kPa), jotka johtuvat luultavasti iterointivirheistä Geocalc-ohjelmassa.

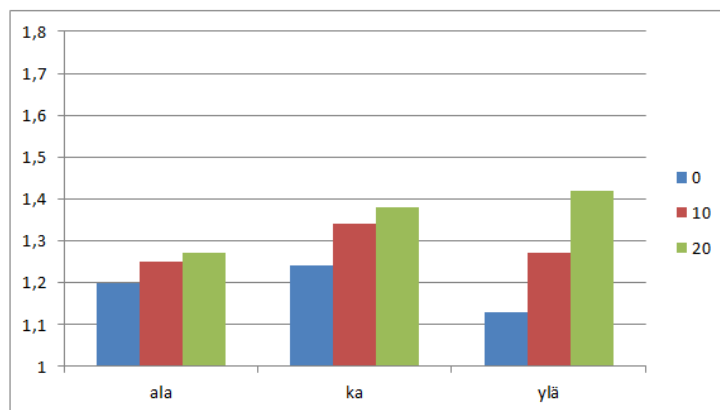
Alimmilla tukitasoilla varmuus on lähellä 1.35, koska murto- ja käyttörajatilan maanpaineet ovat lähellä toisiaan. Käytännössä maanpaineiden välinen ero on vain 1 kPa, joka tulee laskennassa käytettävien muuttuvien kuormien erosta (kts. 5.1.2: DA1-1). Kummassakin mitoitus- ja käyttörajatilassa tuille 2 ja 3 kohdistuu savikerroksessa suunnilleen samansuuruinen maanpaine, joka rasittaa tukia sekä murto- ja käyttörajatilassa yhtä paljon. Tästä syystä lasketut kuormien vaikutukset ovat suunnilleen yhtä suuret, ja näin ollen murto- ja käyttörajatilan välinen ero on sama kuin pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.35.

DA1 kombinaatio 2 (DA1-2)

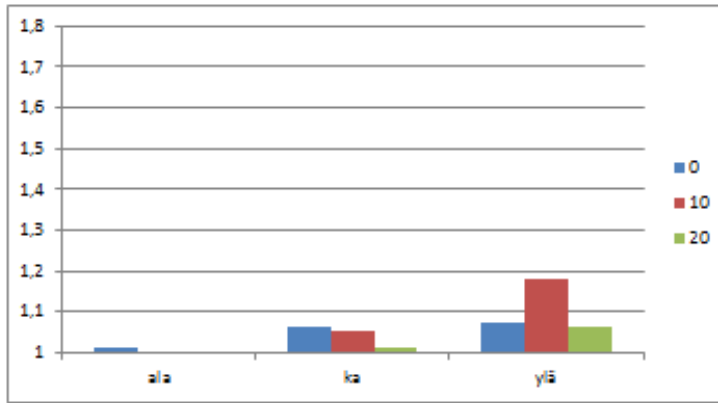
Kuvissa 5.17–5.21 on esitetty laskentaesimerkin 2 mitoitusrasitukset mitoitusmenetelmälle DA1-2.



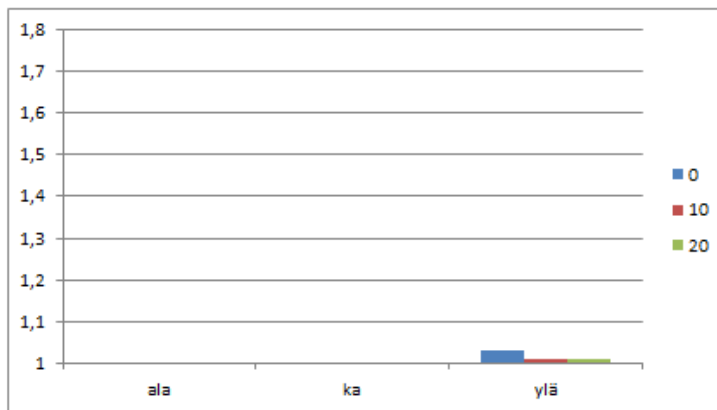
Kuva 5.17. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.



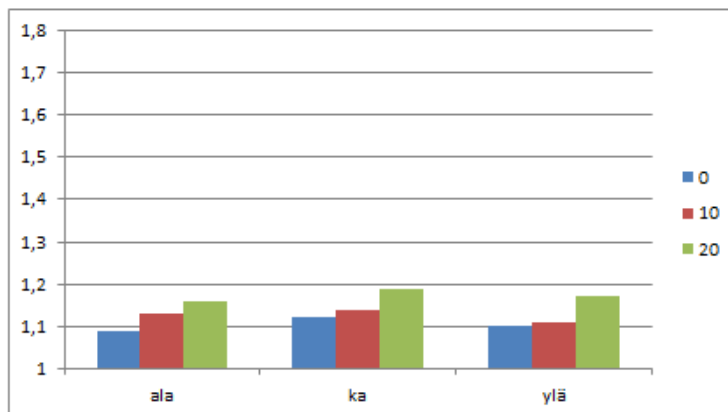
Kuva 5.18. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 1 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitustukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.19. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 2 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.20. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 3 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.21. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat juuripultille laskentaesimerkissä 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Kuten kuvaajista voidaan tulkita, mitoitusmenetelmä DA1 kombinaatio 2 antaa paljon pienempiä varmuuksia kuin kombinaatio 1. Tämä johtuu siitä, että maan lujuuden ollessa pieni, siihen asetettavan osavarmuusluvun merkitys on pieni. Lisäksi tässä esimerkissä tukiseinän dimensiot ovat ennalta määritetyt, joten kombinaatio 2 ei käytännössä vaikuta mitoituslaitanteeseen ollenkaan.

Yhteenveto mitoitusmenetelmällä DA1 saaduista tuloksista

Mitoitusmenetelmän DA1 kombinaatio 1 on määräävä. Maan lujuuteen kohdennettavilla osavarmuuksilla ei saavuteta tässä laskentaesimerkissä hyötyä, vaan osavarmuudet tulee kohdentaa kombinaation 1 mukaisesti kuormien vaikutuksille.

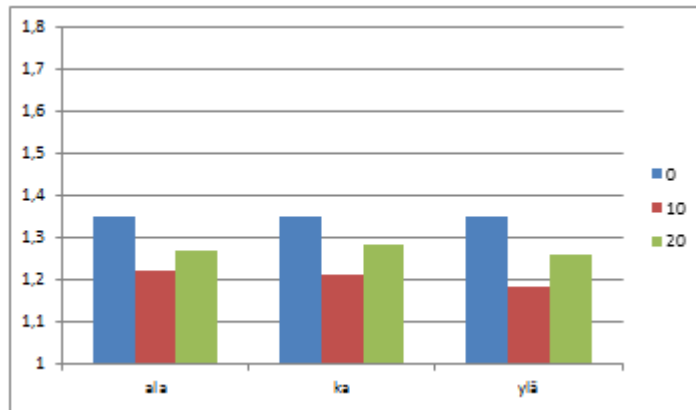
5.2.3 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA2

DA2 (Eurokoodi)

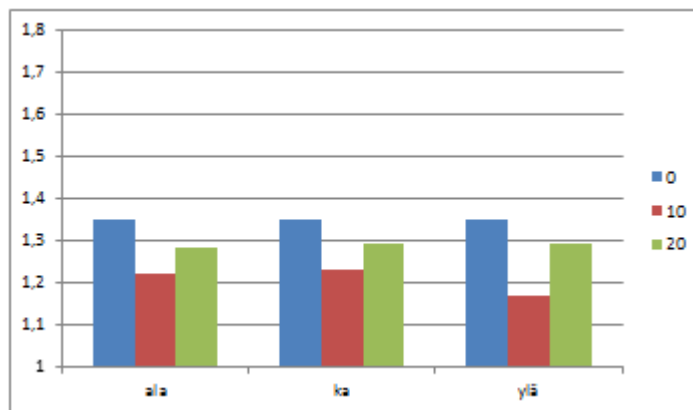
Eurokoodin suositusarvoilla käytettävän mitoitusmenetelmän DA2 mitoitus tulokset ovat täysin identtiset mitoitusmenetelmän DA1 kombinaatio 1 tuloksiin, sillä mitoitus tilanne on kummallekin sama. Tämä johtuu siitä, että laskentaesimerkissä 2 passiivipuolella ei ole maata, johon mitoitusmenetelmän DA2 mukainen maan kestävyuden osavarmuusluku voitaisiin kohdentaa. Tässä esimerkissä maan kestävyys sijoitettavalla osavarmuusluvulla ei ole mitään virkaa. Tulosten varmuuteen vaikuttaa ainoastaan kuormiin tai kuormien vaikutuksiin kohdennettavat kuormien osavarmuusluvut, jotka ovat samat kuin mitoitusmenetelmälle DA1-1 (kaava 6.10). Tästä syystä myös mitoitusmenetelmä DA2 antaa jatkuvan varmuustason, jossa varmuus rasituksille on yli 1.35.

DA2 (Suomen kansallinen liite, FIN)

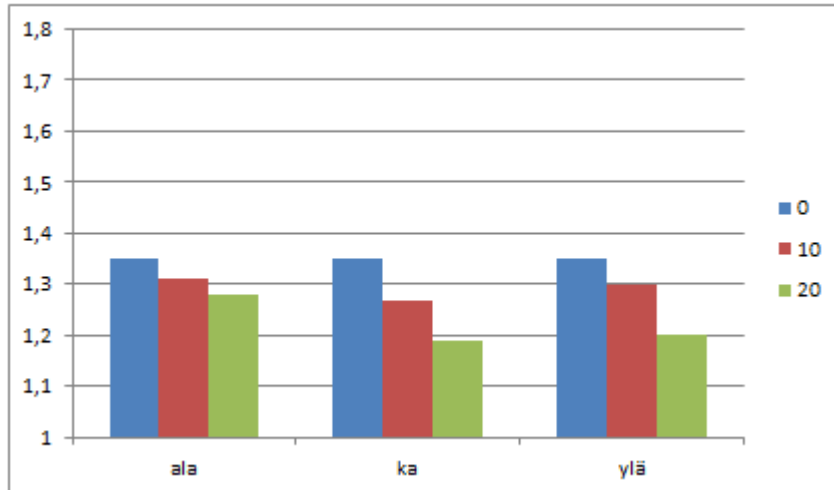
Tuloskuvaajat Suomen kansallisen liitteen mukaisilla kuormitusyhdistelyillä lasketulle mitoitusmenetelmälle DA2 on esitetty kuvissa 5.22–5.26. Tuloskuvaajista erityisesti ankkuritasoilla 2 ja 3 on huomattava, että mitoitusrasituksiksi on valittu normaalin käytännön mukaisesti kuormitusyhdistelmistä 6.10a ja 6.10b määräävämpi arvo.



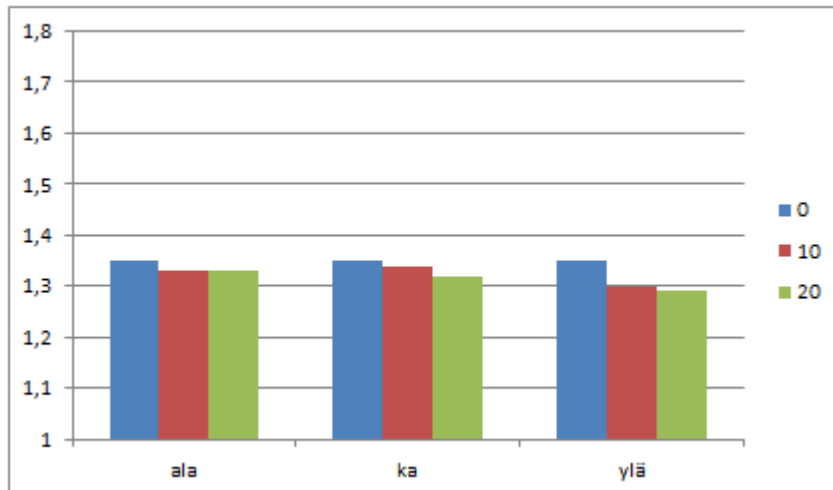
Kuva 5.22. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttöraajatilamomentin suhteena.



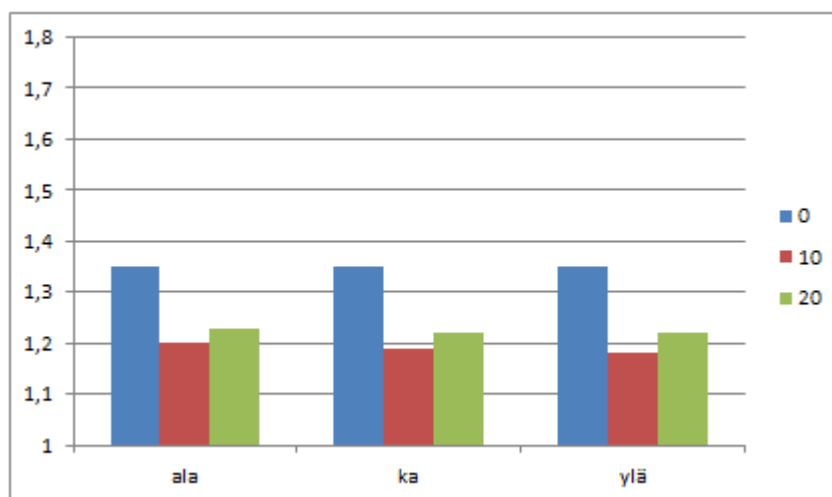
Kuva 5.23. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 1 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoistukivoiman ja käyttöraajtilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.24. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 2 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.25. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 3 laskentaesimerkille 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.26. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat juuripultille laskentaesimerkissä 2. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Laskentatulosten perusteella havaitaan jälleen varmuustason aleneminen, kun muuttuvan kuorman suuruus on 10 kPa. Taivutusmomentille, tukitasolle 1 ja kalliopultille kuormitusyhdistely 6.10a on määräävä ainoastaan, kun muuttuvaa kuormaa ei ole. Sen sijaan kuormitusyhdistely 6.10b on määräävä tilanteissa, joissa muuttuva kuorma on läsnä. Sen sijaan tukitasoille 2 ja 3 kuormitusyhdistely 6.10a on määräävä kaikissa parametrien variaatioissa, joka tarkoittaa näillä tukitasoilla 1.35 jatkuvaa varmuutta. Tämä johtuu samasta murtorajatilan ja käyttörajatilan maanpaineen välisestä pienestä erosta (tässä 3 kPa), jolloin tuille 2 ja 3 aiheutuvat rasitukset ovat kummassakin rajatilassa suunnilleen samat. Tällöin kuormitusyhdistelmän 6.10a pysyvän kuorman osavarmuusluku $y_G=1.35$ on rasitusten kannalta määräävämpi, kuin kuormitusyhdistelmän 6.10b $y_G=1.15$.

Kahden kuormitusyhdistelmän käyttämisestä ei hyödytä ollenkaan, sillä varmuus jää pienemmäksi kuin mitoitusmenetelmissä DA1 (DA1-1) ja DA2. Näissä mitoitusmenetelmissä käytetään Eurokoodin suosittamaa kuormitusyhdistelmää 6.10. Lisäksi maan kestävyyskohdennettavalla osavarmuusluvulla ei ole nyt merkitystä, koska tukiseinän passiivipuolella ei ole maakerroksia.

5.2.4 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 2 mitoitusmenetelmällä DA3

Mitoitusmenetelmä DA3 on identtinen mitoitusmenetelmän DA1-2 kanssa, koska rakenteellisia kuormia ei ole läsnä. Tulokset ja johtopäätökset voi näin ollen katsoa kappaleesta 5.2.2.

5.2.5 Yhteenveto laskentaesimerkin 2 mitoitustuloksista

Mitoitusmenetelmät DA1 ja DA2 (Eurokoodi) suoriutuvat laskennasta parhaiten, saavuttaen kumpikin noin 1.35 suuruisen jatkuvan varmuustason. Sen sijaan mitoitusmenetelmä DA3 tuottaa pieniä varmuuksia. Lisäksi käytettäessä mitoitusmenetelmää DA2 Suomen kansallisen liitteen mukaisilla kuormitusyhdistelyillä, varmuus jää alhaiselle tasolle muuttuvan kuorman ollessa 10 ja 20 kPa.

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

5.3.1 Lyöntisyvyyden huomioiminen laskentatulosten tulkitsemisessa

Laskentaesimerkin 1 tapaan ennen tukiseinän mitoitusta jokaiselle esimerkkitapaukselle täytyi määrittää riittävä lyöntisyvyys. Tässä esimerkissä lyöntisyvyys määritettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti monelta tasolta tuetulle tukiseinälle. Lasketut lyöntisyvyydet ja varmuus pohjan vakavuudelle on esitetty kappaleessa 4.4.3.

Lasketuista lyöntisyvyyksistä

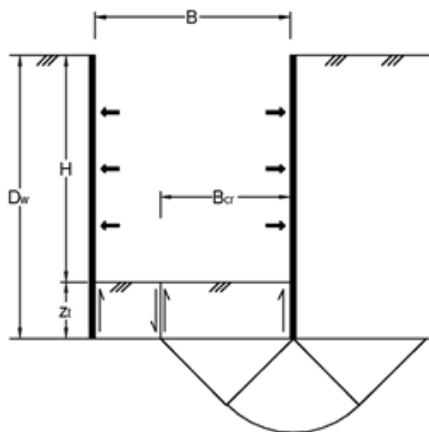
Tukiseinän lyöntisyvyys laskettiin monelta tasolta tuetun tukiseinän pohjan vakavuuden suhteen. Tällöin pohjan vakavuus lasketaan kantavuustarkasteluna kaavan 4.28 mukaisesti (kappale 4.4.3). Laskentaesimerkissä 3 lasketut lyöntisyvyydet eivät ole täysin realistisia, vaikka ne ovat oikeaoppisesti mitoitettu Kaivanto-ohjeella. Ongelmana on laskennasta saatu seinäpituus, joka vastaa kaivannon syvyyttä. Tällöin seinää ei tarvitsisi lyödä maahan. Käytännössä tällainen toimintamalli ei ole mahdollinen, vaan tukiseinät tulisi aina upottaa maahan. Nykyohjeistuksessa havaittiin tältä osin puute, sillä se ei kerro kuinka vastaavassa tilanteessa tulisi toimia. Esimerkiksi Ruotsissa paalukomission ohjeessa on annettu tukiseinälle minimi lyöntisyvyudeksi puolet kaivannon syvyydestä.

Syy siihen, miksi tukiseinän pituus on yhtä suuri kaivannon syvyyden kanssa, löytyy kaavasta 5.1 (vrt. kaava 4.28).

$$ODF = \frac{(N_c \cdot s_{ub} + 2 \cdot s_{uT} \cdot \frac{zT}{B_{cr}})}{\gamma_R (\gamma_{G,dst} \cdot q_{maa} + \gamma_{Q,dst} \cdot q - \gamma_{G,spb} \cdot p)} \quad (5.1)$$

Kaavan osoittajassa on esitetty kuvan 5.27 mukaisen tukiseinän mitoituskestävyys pohjan vakavuuden osalta, kun taas nimittäjässä on mitoituskuorma kerrottuna maan kestävyyden osavarmuusluvulla (DA1 ja DA3 $\gamma_R=1.0$; DA $\gamma_R=1.5$). Kuten nähdään, mitoituskestävyys koostuu saven suljetusta leikkauslujuudesta (lujuus kaivannon tasolla tai alapuolella) kerrottuna kantavuuskertoimella N_c , sekä lyöntisyvyyden ja kriittisen murtopinnan leveyden funktiona kasvavasta lujuustermistä. Toisin sanoen on olemassa

maan lujuuden muodostama mitoituskestävyys, joka kasvaa lyöntisyvyyden funktiona. Ongelmaksi tässä laskentaesimerkissä muodostui saven suuri suljettu leikkauslujuus, jolloin osoittajan ensimmäinen termi, jossa suljettu leikkauslujuus kerrotaan kantavuuskertoimella, on jo paljon suurempi kuin rakenteelle tuleva mitoituskuorma (nimittäjä). Oletetaan esimerkiksi laskentaesimerkin 3 tapaus, jossa lujuus on $s_u=29+1/m$ kPa ja muuttuva kuorma $q=10$ kPa. Tällöin 6.5 metrin (kaivannon syvyys) syvyydessä aktiivipuolelle muodostuu maasta $q_{maa}=112$ kPa suuruinen rasitus (pysyvä kuorma). Tämän lisäksi aktiivipuolella seinää kuormittaa 11 kPa:n suuruinen muuttuva kuorma. Mitoituskuorman arvo on kuormitusyhdistelmällä 6.10b laskettuna $V_d=145,3$ kPa. Mitoituskestävyys kaivannon puolella on kantavuuskerroin kertaa saven keskimääräinen suljettu leikkauslujuus tukiseinän alapuolella. Konservatiivisesti ajatellen voidaan saven lujuudeksi valita kaivannon pohjan tasalla esiintyvä leikkauslujuus, joka on nyt $(29+4.5*1)$ kPa=33.5 kPa. Tällöin mitoituskestävyys ilman, että tukiseinää olisi lyöty maahan, on myös $R_d=33.5*7.4/1.5=145.3$ kPa. Kriittiseksi murtopinnan leveydeksi on tässä tapauksessa valittu 1 metri (johtaa kantavuuskertoimeen 7.4) sekä maan kestävyuden osavarmuuslukuna on käytetty Suomen ohjeistuksen mukaista $y_{Re}=1.5$. Verrattaessa mitoituskuormaa ja mitoituskestävyyttä toisiinsa, huomataan, että tukiseinää ei ole laskennallisesti välttämätöntä lyödä maan sisään. Edelleen mikäli saven suljettua leikkauslujuutta tai muuttuvan kuorman suuruutta kasvatetaan, kuten laskentaesimerkissä 3 on tehty, antaa kaava 5.1 negatiivisia lyöntisyvyyden arvoja. Negatiivinen lyöntisyvyyden arvo tarkoittaa, että olisi mahdollista käyttää lyhyempää tukiseinän pituutta kuin mitä kaivannon syvyys on.



Kuva 5.27. Monelta tasolta tuetun tukiseinän lyöntisyvyyden laskeminen pohjan vakavuuden suhteen. (RIL 263–2014)

Osaltaan tähän vaikuttaa maan kantavuuskertoimen valinta. Kaivanto-ohjeen mukaan kantavuuskerroin riippuu kaivannon leveys-pituussuhteesta B/L sekä syvyys-leveysuhteesta D/B . Leveytenä käytetään murtopinnan kriittistä leveyttä B_{cr} . Syvyydellä tarkoitetaan syntyvän murtopinnan etäisyyttä maan pinnasta, joka kuvan

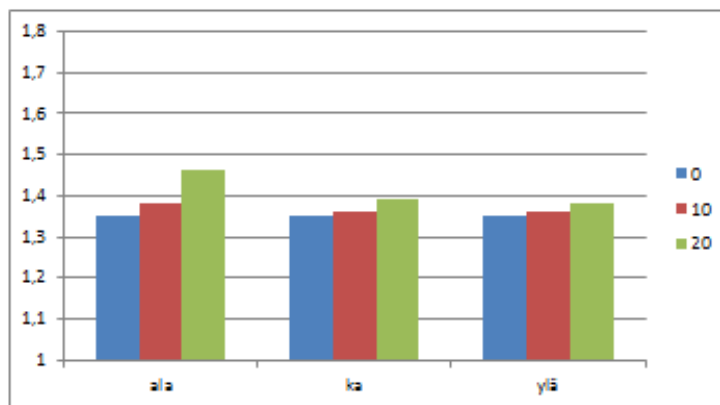
5.27 mukaisesti syntyy kaivannon tason alapuolelle. Laskentaesimerkissä 3 kaivannon syvyys on 6.5 metriä, jolloin tätä arvoa ($D=6.5\text{m}$) käytettiin kantavuuskerrointa määrittäessä. Tämä johtaa kantavuuden yliarvioimiseen, sillä kaivannon puolella liukupinta lähtee kaivannon pohjalta. Tällöin kaivannon puolella $D=0\text{m}$. Sen sijaan tuettavalla puolella $D=6.5\text{m}$. On siis huomattava, että edellä esitetyllä menettelyllä on yliarvioitu maan kantavuutta ja näin ollen vaikutettu laskennasta saataviin tukiseinän pituuksiin. Esimerkiksi perustusten kantavuutta määrittäessä nykyinen ohjeistus on oikeanlainen, mutta tukiseinän pohjan vakavuutta laskettaessa kantavuuskertoimen valitsemista tulisi edellä mainitusta syystä ohjeistaa tarkemmin. Pohjan vakavuus ei siis ole määräävä tässä laskentaesimerkissä. Lyöntisyvyys olisi voitu laskea vaihtoehtoisesti seinän stabiliteetin suhteen, mutta tähänkin menettelyyn liittyy ongelmia, kun tukiseinä on tuettu usealta tasolta.

Kuten laskentaesimerkissä 1, myös laskentaesimerkissä 3 mitoitusmenetelmään tulee varmuutta jo tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisesta. Tällöin esitetty varmuus **on murtorajatilan ja käyttörajatilan suhteesta saatu luku**. Tämä on pidettävä mielessä tuloksia tarkasteltaessa. Kaikki mitoitusmenetelmän tulokset laskentaesimerkille 3 on esitetty liitteessä 3.

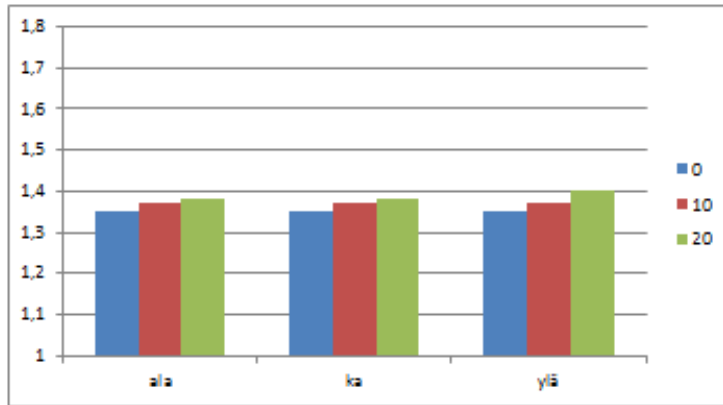
5.3.2 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA1

DA1 kombinaatio 1 (DA1-1)

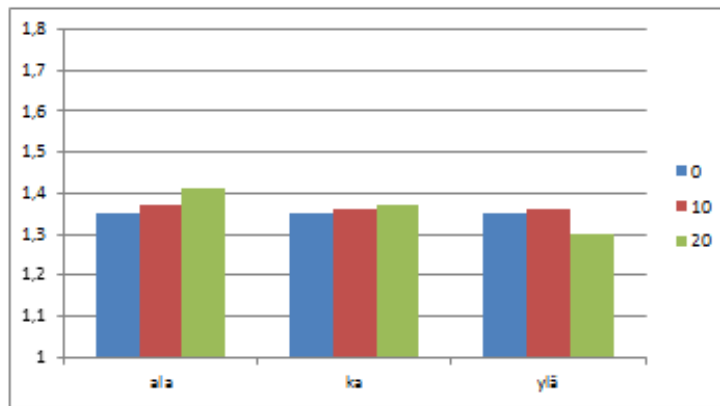
Kuvissa 5.28–5.31 on esitetty mitoitusrasitukset mitoitusmenetelmälle DA1-1 seuraavassa järjestyksessä: taivutusmomentti, tukitaso 1, tukitaso 2 ja tukitaso 3. Laskentatuloksissa on esitetty mitoitusmenetelmän varmuudet muuttuvan kuorman ja maan lujuuden funktiona.



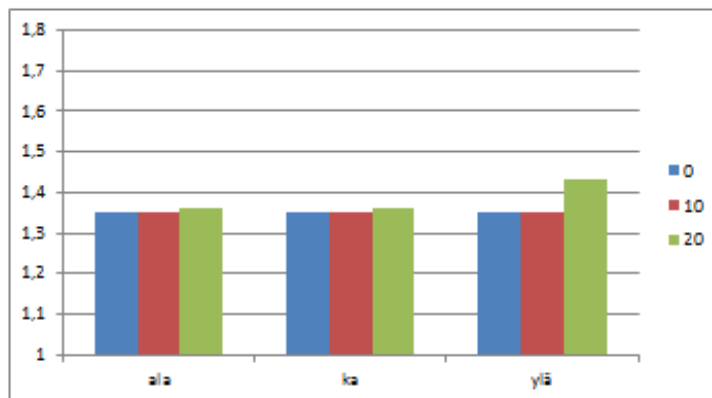
Kuva 5.28. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.



Kuva 5.29. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 1 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



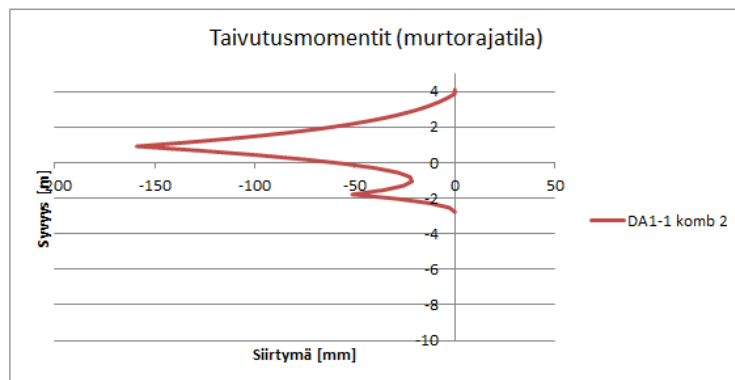
Kuva 5.30. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 2 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.31. Mitoitusmenetelmän DA1-1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 3 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Laskentatulosten perusteella voidaan todeta, että mitoitusvarmuus koostuu lähes yksistään kuormien vaikutuksille kohdennettavasta pysyvän kuorman osavarmuusluvusta 1.35. Laskentaesimerkissä 3 taivutusmomenttirasitusten varmuus vaihtelee välillä 1.35–1.48 riippuen muuttuvan kuorman arvosta. Muuttuvan kuorman suurempi osavarmuusluku tuo mitoitusrasituksiin lisää varmuutta, mutta sen merkitys on vähäisempi. Tämä johtuu siitä, että laskentaan asetettavan muuttuvan kuorman arvossa on jo aikaisemmin mainittu 1 kPa ero murtorajatila- ja käyttörajatilatarkastelun välillä, jolloin seinää rasittavat maanpaineet ovat suunnilleen samansuuruisia (→ kuormien vaikutukset samat).

Taivutusmomenttien suurempi varmuus maan lujuuden ollessa pieni (alaraja) voidaan selittää laskettujen lyöntisyvyyksien avulla. Tässä laskentaesimerkissä tukiseinän pidentäminen johti kasvaviin taivutusmomentteihin (suuremmat rasitukset), kun tukiseinän alapää lähti liikkeelle. Tämä liike näkyy siirtymäkuvaajista liitteessä 3. Lisäksi, koska taivutusmomentin maksimikohta sijaitsee tukitason 2 kohdalla (kuva 5.32), selittää se osaltaan tämän tukitason suurempia rasituksia murtorajatilassa. Tukitason 1 sijaitessa täyttömaakerroksessa lähimpänä maanpintaa, muutokset maanpaineessa tällä tasolla pysyvät maltillisina eikä seinän alapään liikkuminen vaikuta tukivoimaan voimakkaasti. Samoin tukitaso 3 asennetaan vasta niin myöhään, ettei seinä juurikaan liiku tällä tasolla. Maanpaineiden ollessa hyvin lähellä toisiaan, myös murtorajatilatarkastelusta ja käyttörajatilatarkastelusta saadut karakteristiset rasitukset ovat samat. Tukitasoille varmuus on pääosin yli 1.35.



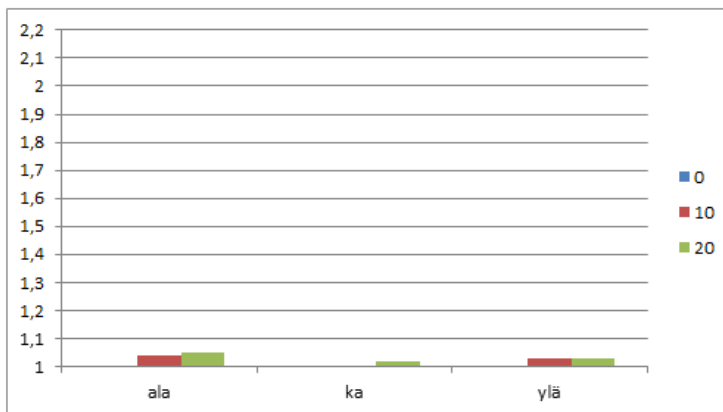
Kuva 5.32. Taivutusmomentti murtorajatilassa mitoitusmenetelmällä DA1-1. Toinen tukitaso sijaitsee 3.5 metrin syvyydellä.

DA1 kombinaatio 2 (DA1-2)

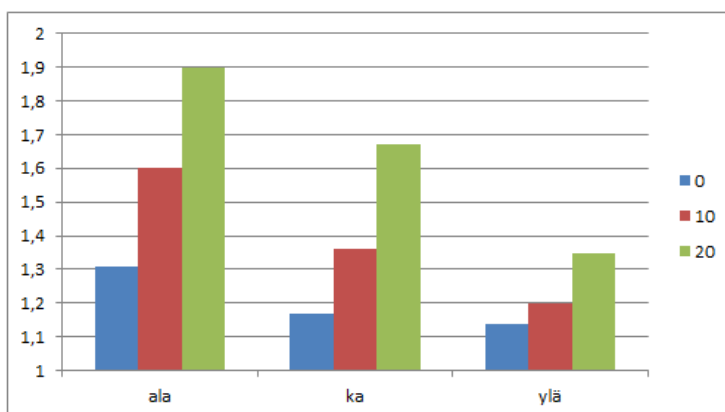
Kuvissa 5.33–5.36 on esitetty mitoitusrasitukset mitoitusmenetelmällä DA1-2 lasketulle laskentaesimerkille 3.



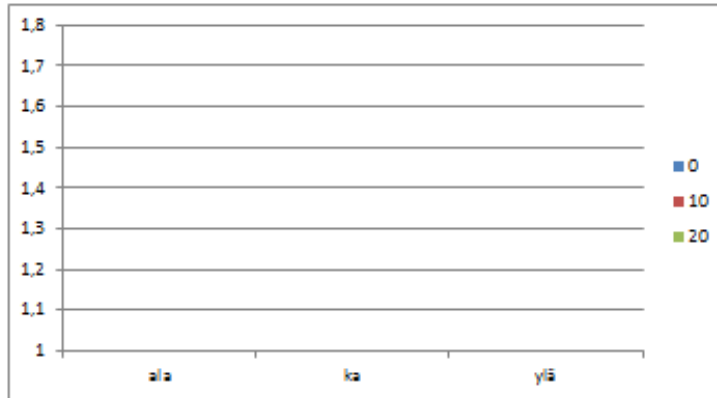
Kuva 5.33. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.



Kuva 5.34. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat tukitasolla 1 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.35. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat tukitasolla 2 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.36. Mitoitusmenetelmän DA1-2 mukaiset tukivoimat tukitasolla 3 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoituslukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Mitoitusmenetelmällä DA1-2 savutetut mitoitus tulokset poikkeavat paljon mitoitusmenetelmän DA1-1 laskentatuloksista. Laskentaesimerkissä 3 maan lujuuteen kohdennettavilla osavarmuusluvuilla on suuri vaikutus laskennan kannalta. Taivutusmomenttien arvo on kaksinkertainen verrattaessa edelliseen mitoitusmenetelmään. Lisäksi muuttuvalle kuormalle kohdennettava 1.3 suuruinen osavarmuusluku vaikuttaa nyt enemmän saavutettuihin varmuuksiin kuin edellä, sillä ero murtorajatilan ja käyttörajatilan arvoissa on suurempi ($q=10/13$ ja $q=20/26$ (SLS/ULS-arvot)). Tällä erolla on maanpaineen kannalta merkitystä. Esimerkiksi alaraja lujuudella ja 20 kPa ominaiskuormalla tukitasolle 2 tulee n. 55kN lisäkuormaa, mikäli käytetään muuttuvan kuorman arvona 26 kPa 20 kPa:n sijaan. Vastaava muutos edellisessä mitoitusmenetelmässä, jossa maan lujuuteen ei kohdistettu osavarmuuslukuja ja muuttuvien kuormien arvot olivat 22 kPa ja 20 kPa, tukitasolle tuli ainoastaan n. 13 kN lisäkuormaa.

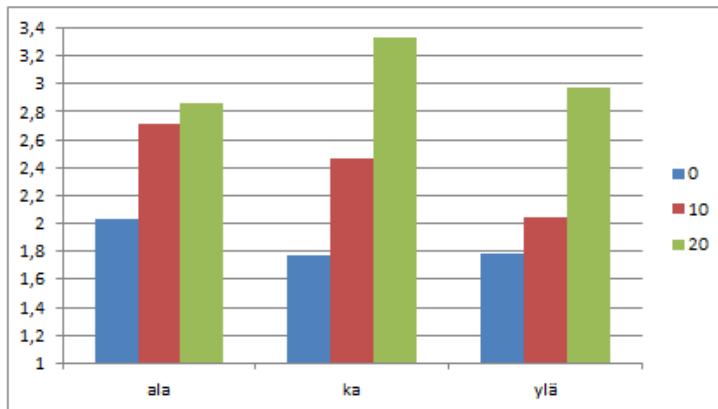
Varmuus lasketuille taivutusmomenttirasituksille on välillä 1.8 – 3.4, joka poikkeaa hyvin paljon aikaisempien laskentaesimerkkien tuloksista. Osaltaan suurta varmuutta (suuria murtorajatilamomenteja) selittää väärin laskettu tukiseinän lyöntisyvyys. mutta suurin tekijä on maan lujuus. Saven suljetun leikkauslujuuden ollessa suuri, siihen kohdistettavilla osavarmuusluvuilla on merkitystä mitoitusrasitusten varmuuden kannalta. Kuten tuloksista huomataan, pienennettäessä maan lujuutta osavarmuusluvuilla, mitoitusrasitukset kasvavat merkittävästi (lähinnä taivutusmomentti ja tukivoimat tasolla 2). Tällöin maan lujuuteen kohdennettavilla osavarmuusluvuilla saadaan suurempia varmuuksia mitoitusrasituksille, kuin kuormiin sijoitettavilla osavarmuusluvuilla. Lisäksi muuttuvan kuorman osavarmuudella näyttäisi olevan suurempi merkitys saven suljetun leikkauslujuuden ollessa oletettua pienempi. Lujuuden kasvaessa valitulta alarajalta yläraja-arvoon, myös varmuudet laskevat.

Tukitasojen osalta tukitasoille 1 ja 3 pätee edellisen mitoitusmenetelmän tulosten perusteella esitetyt havainnot maanpaineista ja seinän liikkeistä. Koska nyt kuormien vaikutuksille ei aseteta osavarmuuslukuja, ovat mitoitusrasitusten varmuudet lähellä 1.0. Tukitasolla 2 mitoitusrasitukset kasvavat kuten taivutusmomentit, mikä on luonnollista, sillä taivutusmomentin maksimikohta on toisen tukitason kohdalla. Tukivoimarasitusten varmuudet eivät ole kuitenkaan yhtä suuria, vaan ne vaihtelevat välillä 1.14–1.90 maan lujuuden ja muuttuvan kuorman suuruuden mukaan.

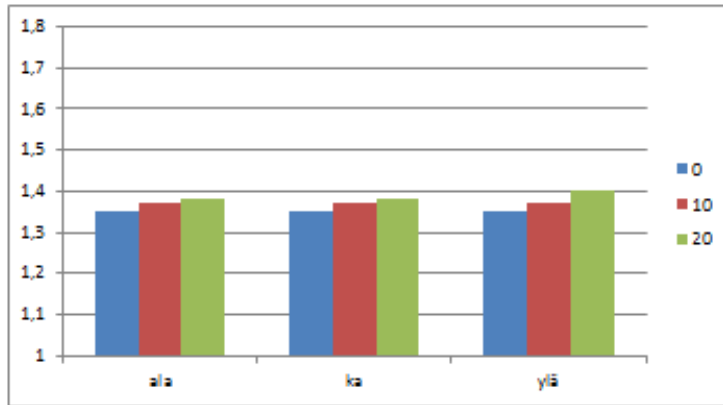
Yhteenveto mitoitusmenetelmällä DA1 saaduista mitoitustuloksista

Laskentaesimerkki 3 osoittaa sen, miksi osavarmuuslukuja tulisi kohdentaa sekä kuormiin (tai niiden vaikutuksiin) sekä maan lujuusparametreihin. Kuten edellä olevista mitoitustuloksista nähtiin, maan lujuuden ollessa oletettua heikompi, tukiseinälle tulevat rasitukset kasvavat moninkertaisesti. Tällöin kuormille asetettavat osavarmuusluvut eivät pysty huomioimaan maan lujuuden epävarmuudesta johtuvia rasituslisäyksiä. Mitoitettaessa mitoitusmenetelmällä DA1, kombinaatio 1 mitoittaisi tukitasot 1 ja 3 sekä osan tukitason 2 tapauksista. Kombinaatio 2 mitoittaisi tukiseinän puolestaan taivutusmomenttirasitusten osalta, sekä loppuosan tukitason 2 tapauksista. Lisäksi kombinaatio 2 mitoitti tukiseinän lyöntisyvyyden pohjan vakavuuden suhteen.

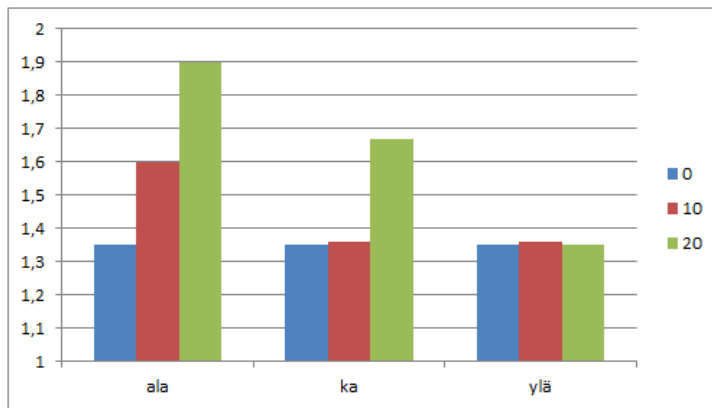
Mitoitusmenetelmällä DA1 lasketut yhdistetyt tulokset on esitetty alla.



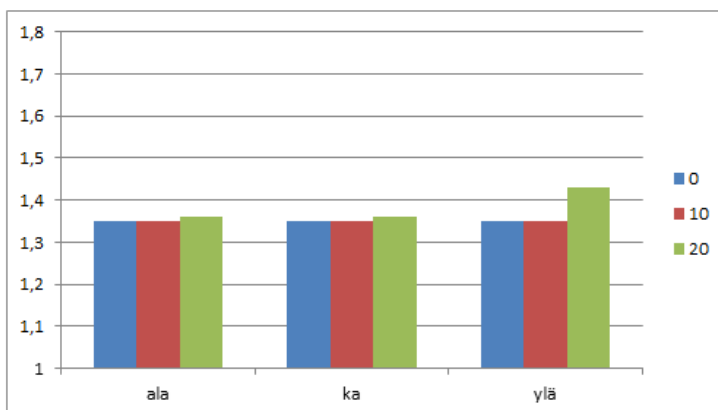
Kuva 5.37. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttöraajatilamomentin suhteena.



Kuva 5.38. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 1 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.39. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 2 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

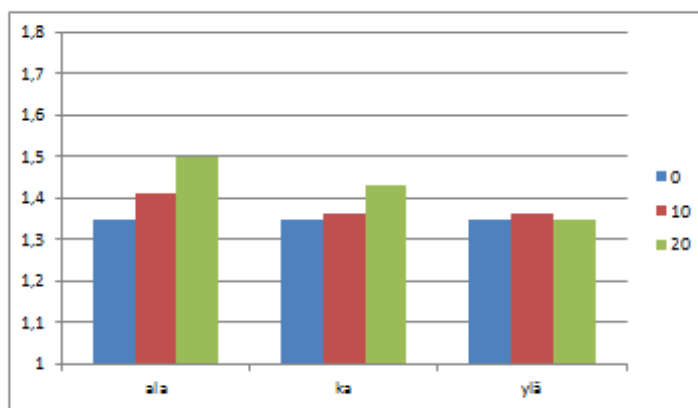


Kuva 5.40. Mitoitusmenetelmän DA1 mukaiset tukivoimat tukitasolla 3 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

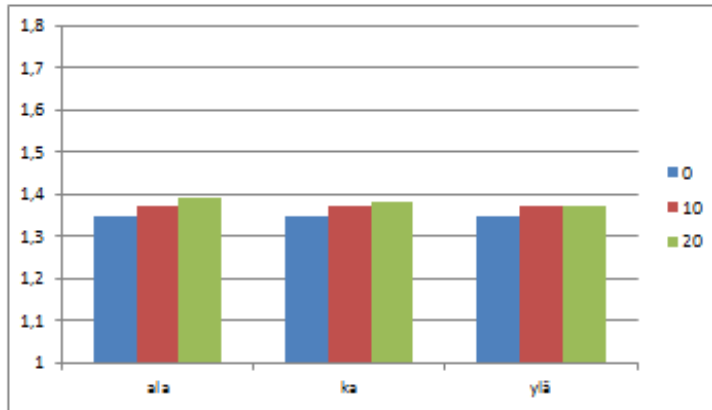
5.3.3 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA2

DA2 (Eurokoodi)

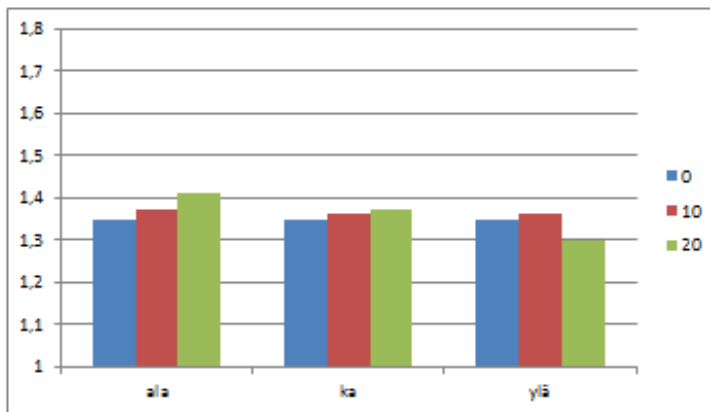
Pääasiassa mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) mitoitustulokset ovat samat kuin mitoitusmenetelmälle DA1-1. Tämä johtuu kummankin menetelmän käyttämästä samasta kuormitusyhdistelmästä, jossa menetelmän sisältämä varmuus kohdennetaan laskentaan käyttämällä kuormien osavarmuuslukuja. Osaltaan tuloksiin vaikuttaa lyöntisyvyyden laskeminen pohjan vakavuuden suhteen, jolloin päädyttiin suurimmassa osassa laskentatapauksia samaan seinäpituuteen. Tällöin mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) mukaisesta maan kestävyyskohdennettavasta osavarmuusluvusta ei ollut käytännössä hyötyä. Kuitenkin maan lujuuden ollessa valitulla alarajallaan, riittävän pohjan vakavuuden turvaamiseksi tukiseinää tuli lyödä maan sisään. Näissä tapauksissa tulokset eroavat mitoitusmenetelmien DA2 (Eurokoodi) ja DA1-1 välillä, koska maan kestävyysasettavalla osavarmuudella on merkitystä. Mitoitustulokset mitoitusmenetelmälle DA2 (Eurokoodi) on esitetty kuvissa 5.41–5.44.



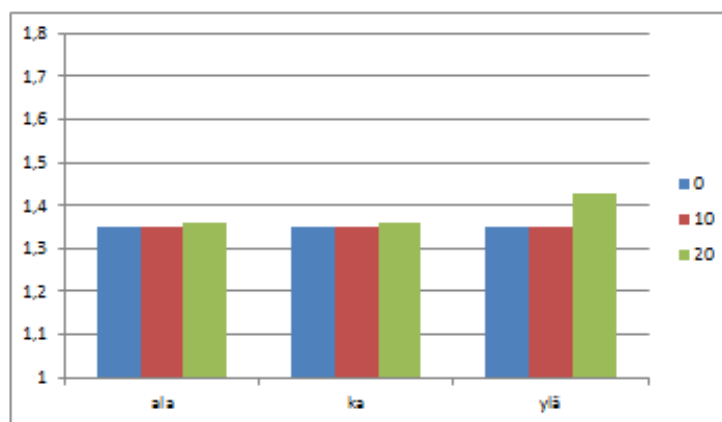
Kuva 5.41. Mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilamomentin suhteena.



Kuva 5.42. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 1 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.43. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 2 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.44. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 3 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Erot mitoitusmenetelmään DA1-1 syntyvät maan lujuuden ollessa alarajallaan. Aikaisemmin lasketuista lyöntisyvyyksistä nähdään, että tukiseinää pitää lyödä maahan jopa 5.6 metriä. Tällöin varmistetaan pohjan riittävä kantavuus, mutta rasiin suuri lyöntisyvyys vaikuttaa epäedullisesti. Kuten liitteen 3 siirtymä- ja taivutusmomenttikuvaajista huomataan, seinän pidentäminen itse asiassa kasvattaa tukiseinälle tulevia rasiin. Tällöin saavutetaan hieman suurempia varmuuksia taivutusmomenttirasiin kuin mitoitusmenetelmällä DA1-1. Ero on tosin pieni, sillä mitoitusmenetelmällä DA2 (Eurokoodi) saavutetut varmuudet ovat välillä 1.35–1.5, kun taas mitoitusmenetelmän DA1-1 vastaavat varmuudet ovat välillä 1.35–1.46. Tukivoimien osalta varmuudet ovat yhtenevät mitoitusmenetelmän DA1-1 kanssa.

Yhteenvedon voidaan mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) olettaa tuottavan jatkuvan varmuustason. Maan kestävyteen laitettavasta osavarmuusluvusta saadaan lisää varmuutta laskentaan, kun savimaan lujuus on pieni. Suuremmilla lujuuksilla kyseinen osavarmuusluku on merkityksetön, osittain lyöntisyvyyden laskentatavan vuoksi.

Kuitenkin edellä mainitun jatkuvan varmuustason riittävyyttä voidaan pohtia, sillä mitoitusmenetelmällä DA1-2 laskettaessa huomasimme, kuinka maan lujuuden pienentäminen vaikuttaa mitoitusrasiin. Esimerkiksi maan lujuuden ollessa 29+1/m kPa ja muuttuvan kuorman arvon ollessa 20 kPa, saamme taulukon 5.2 mukaiset rasiin.

Taulukko 5.2. Maan lujuuden merkitys mitoitusrasiin laskentaesimerkin 3 tilanteelle. Rasiin on laskettu mitoitusmenetelmillä DA1-2 ja DA2.

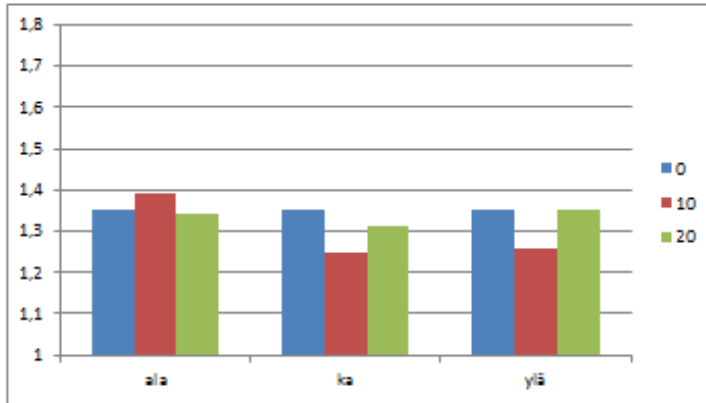
DA1-2					mitoitusarvot karakteristiset
	Tuki 1 [kN]	Tuki 2 [kN]	Tuki 3 [kN]	Momentti [kNm]	
su=29+1/m kPa	57,5	387,7	143,9	182,8	
su=23,2+0,8/m	57,7	314,3	155,1	123,7	

DA2					mitoitusarvot karakteristiset
	Tuki 1 [kN]	Tuki 2 [kN]	Tuki 3 [kN]	Momentti [kNm]	
su=29+1/m kPa	83,0	300,4	308,9	69,1	
su=23,2+0,8/m	58,8	284,5	239,2	123,9	

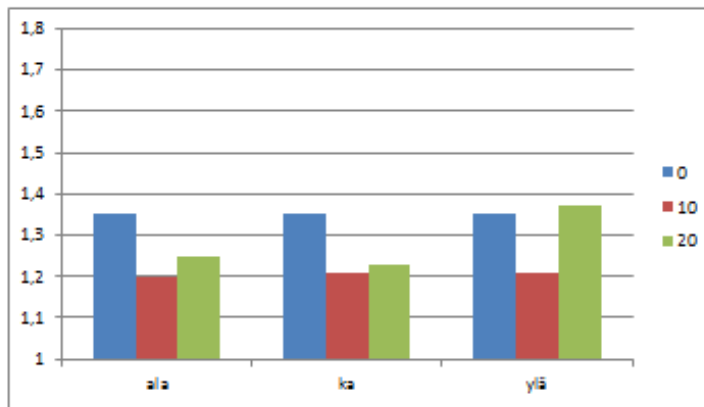
Taulukon tuloksista on selkeästi näkyvä, että vaikka mitoitusmenetelmä DA2 (Eurokoodi) antaa jatkuvan varmuustason, se ei ole läheskään riittävä tämän esimerkin tilanteeseen. Laskentaesimerkin 3 kaltaisissa mitoitustilanteissa missä saven suljettu leikkauslujuus ja siihen liittyvä epävarmuus ovat suuria, mitoitusmenetelmällä DA2 (Eurokoodi) suoritettava laskenta on tehtävä tarkasti. Erityisesti on kiinnitettävä enemmän huomiota maan lujuusparametrien ominaisarvojen valintaan.

DA2 (Suomen kansallinen liite, FIN)

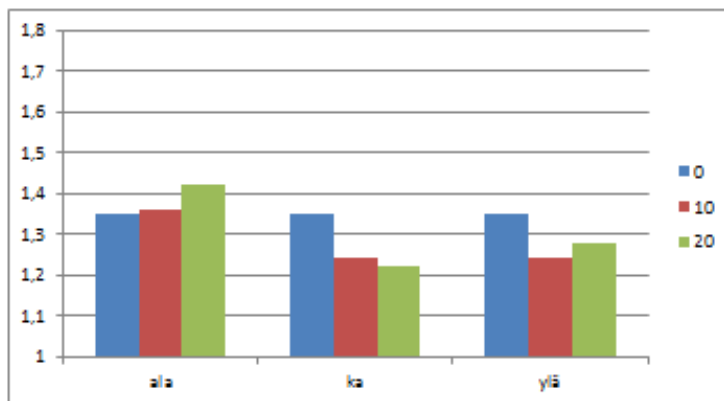
Tuloskuvaajat Suomen kansallisen liitteen mukaisesti mitoitettulle laskentaesimerkille 3 on esitetty kuvissa 5.45–5.49.



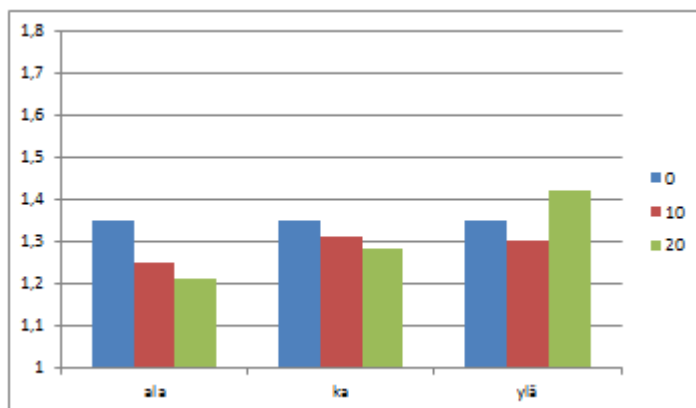
Kuva 5.45. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset taivutusmomentit laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitusmomentin ja käyttörajatilanmomentin suhteena.



Kuva 5.46. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 1 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.47. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 2 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.



Kuva 5.48. Mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) mukaiset tukivoimat ankkuritasolla 3 laskentaesimerkille 3. Varmuus mitoitus tukivoiman ja käyttörajatilan tukivoiman suhteena.

Mitoitusmenetelmä DA2 (FIN), jossa käytetään kahta eri kuormitusyhdistelmää, on osoittautunut edellisten laskentaesimerkkien mukaan varmuuden suhteen epäloogiseksi. Samankaltainen varmuustason heikkeneminen 10 kPa ja 20 kPa kuormilla on nähtävissä laskentaesimerkin 3 tuloksista, vaikka nyt laskentatulokset ovatkin vaikeasti analysoitavia. Tulosten puolesta tälle Suomessa käytettävälle lähestymistavalle voidaan tehdä samanlaisia johtopäätöksiä, kuin Eurokoodin mukaiselle mitoitusmenetelmälle DA2. Ensinnäkin, tässä laskentaesimerkissä maan kestävyyskohdennettavalla osavarmuusluvulla ei ollut suurimmassa osassa tapauksista mitään merkitystä. Toiseksi, lasketut varmuudet eivät ole välttämättä riittäviä mikäli maa on oletettua heikompaa. Siinä missä mitoitusmenetelmä DA2 (Eurokoodi) ei voinut huomioida maan lujuuden heikkenemisestä johtuvaa momenttirasituksen kasvamista edes kuormien vaikutusten osavarmuusluvulla 1.35, vielä huonommin tähän pystyy mitoitusmenetelmän DA2 (FIN) kerroin 1.15. **Tätä taivutusrasituksen kasvamista ei pystytä huomioimaan edes alhaisen varmuuden vuoksi käyttöönotetuilla mallikertoimilla.** Tästä syystä varsinkin maan lujuuden ominaisarvojen valintaan on kiinnitettävä erityistä huomiota.

5.3.4 Murtorajatilatarkastelu laskentaesimerkille 3 mitoitusmenetelmällä DA3

Mitoitusmenetelmä DA3 on identtinen mitoitusmenetelmään DA1-2, koska rakenteellisia kuormia ei ole läsnä. Mitoitustulokset ja johtopäätökset voidaan katsoa kappaleesta 5.2.2.

Pääosin tässä laskentaesimerkissä maan lujuuteen kohdennettavista osavarmuusluvuista oli suurta hyötyä varsinkin mitoitusmomenteja arvioitaessa. Kuitenkin esimerkiksi tukitasolla 1 ja 3 varmuudet jäivät aina alhaisiksi, jolloin kuormien vaikutuksiin asetettaville osavarmuusluvuille olisi tarvetta. Nyt koska mitoitusmenetelmä DA3 ei sisällä mitoitusmenetelmän DA1 kaltaista kahden osavarmuuslukukombinaation tarkastamista, eikä tukiseinälle tule rakenteellisia kuormia, ei mitoitusmenetelmä DA3

sovellu laskentaesimerkin 3 kaltaisten mitoitustilanteiden laskemiseen. Varmuudet suurimmassa osassa tukirasiituksia jäävät todella alhaisiksi.

5.3.5 Yhteenveto laskentaesimerkin 3 mitoitustuloksista

Laskentaesimerkin 3 mitoitustulosten perusteella parhaiten mitoituksesta suoriutui mitoitusmenetelmä DA1, jonka kaksi kombinaatiota tuottivat parhaan varmuustason. Kombinaatio 1 varmisti, että tukitasoilla 1 ja 3 varmuus mitoitusrasituksissa on riittävä. Sen sijaan kombinaatio 2 määräsi tukiseinän lyöntisyvyyden sekä mitoitusrasitusten suuruuden taivutusmomentille ja tukivoimalle tukitasolla 2. Laskentaesimerkissä olevalle suuri lujuuksiselle savelle maan lujuuden vaihtelu vaikuttaa merkittävästi tukiseinälle tuleviin rasituksiin, joten osavarmuuslukujen kohdentaminen suoraan lujuusparametreihin on kannattavaa. Tällöin maan lujuuteen liittyvä epävarmuus voidaan huomioida heti sen alkulähteellä. Tässä laskentaesimerkissä mitoitusmenetelmä DA1 pystyi ottamaan parhaiten huomioon sekä kuormiin että maan lujuuteen liittyvät epävarmuudet ja näin ollen tuottamaan hyvän varmuustason. Yleisesti taivutusmomenttien ja muutaman tukivoimarasituksen osalta ylitettiin jopa rakentamismääräyskokoelman suosittelemat arvot pysyvän rakenteen kokonaisvarmuudelle.

Toiseksi parhaiten suoriutui mitoitusmenetelmä DA2, joka tuotti edellisten laskentaesimerkkien tapaan jatkuvan varmuustason (yli 1.35). Maan kestävyyyteen kohdennettavalla osavarmuusluvulla oli tässä mitoitusesimerkissä laskennan kannalta pieni merkitys.

Nykyään Suomessa käytettävällä mitoitusmenetelmällä DA2, jossa tarkastetaan kaksi eri kuormitusyhdistelyä, varmuudet jäivät alhaisiksi muuttuvan kuorman arvon ollessa 10 kPa ja 20 kPa. Lisäksi kahdella alimmalla tukitasolla kuormitusyhdistely 6.10b oli määräävämpi ainoastaan tapauksissa, joissa muuttuvan kuorman suuruus oli 20 kPa. Muissa tapauksissa kuormitusyhdistelmä 6.10a oli määräävä. Lisäksi mitoitusmenetelmän DA2 (Eurokoodi) tavoin maan kestävyyyteen asetettavalla osavarmuusluvulla ei saavutettu tässä laskentaesimerkissä merkittävää hyötyä.

Mitointusmenetelmä DA3 antoi hieman ristiriitaisia tuloksia. Taivutusmomenteille ja osalle tukitason 2 rasituksista varmuudet olivat hyvällä tasolla, mutta tukitasoille 1 ja 3 varmuudet jäivät riittämättömiksi. Tästä syystä mitoitusmenetelmä DA3 soveltui tälle laskentaesimerkille huonoiten.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

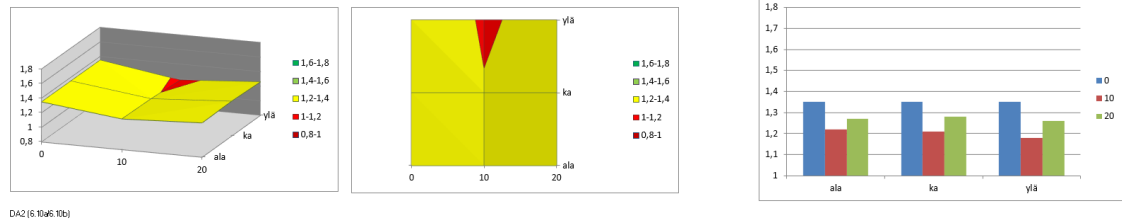
6.1 Kuormitusyhdistelmien 6.10a ja 6.10b käyttämisessä havaitut ongelmat

Nykyään Suomessa käytetään tukiseinien mitoituksessa rakennepuolelta tulleita kuormitusyhdistelmiä 6.10a ja 6.10b. Näiden kuormitusyhdistelyiden käyttäminen on herättänyt huomiota varsinkin niiden tuottaman alhaisen kokonaisvarmuuden vuoksi, kun muuttuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta on n.10 %. Tämä voi olla hyvinkin tilanne tukiseinälaskennassa, jolloin teräksisten tukiseinärakenteiden kokonaisvarmuus voi jäädä arvoon 1.2 teräksen materiaaliosavarmuuden ollessa 1,0. Esimerkiksi kuormien osavarmuuslukujen yhteisvaikutus tapaukselle, jossa pysyvien kuormien osavarmuus on 88 % ja muuttuvien kuormien 12 % kokonaiskuormasta, saavutetaan yhtälöillä 6.10a ja 6.10b kokonaisvarmuudet (teräksiselle ponttiseinälle):

$$6.10a: 1,35 \cdot 0,88 = 1,19$$

$$6.10b: 1,15 \cdot 0,88 + 1,5 \cdot 0,12 = 1,19$$

Laskentaesimerkeistä tämä näkyy selvimmin laskentaesimerkin 2 tuloksista, jossa kaivanto on kaivettu kallion pintaan asti. Koska esimerkin kaivannossa tukiseinän passiivipuolella (kaivannon puolella) ei ole maata, ei Suomessa käytettävän mitoitusmenetelmän DA2* **maan kestävyydelle asetettavalla osavarmuudella ole merkitystä**. Tässä tapauksessa ainoa varmuus, joka mitoitus tilanteelle tulee, on peräisin kuormien osavarmuusluvuista. Liitteen 2 (sivut 20, 23, 26, 29 ja 32) 3D-kuvaajista ja pylväsdiagrammeista mitoitusmenetelmälle DA2 6.10a/6.10b nähdään, kuinka mitoituksen varmuustaso laskee muuttuvan kuorman kasvaessa. Tällöin intuitiivisesti ajateltuna voisi olettaa, että kun tilanteeseen tuodaan lisää epävarmuutta (ts. muuttuva kuorma ja siihen liittyvä epävarmuus), pitäisi myös varmuustason kasvaa. Nyt näin ei kuitenkaan ole. Kuvassa 6.1 on esitetty edellä mainittu varmuustason putoaminen taivutusmomenttirasituksille, kun muuttuvan kuorman arvo on 10 kPa (Liite 2, laskentaesimerkki 2: taivutusmomentit). Taivutusmomenttirasitusten lisäksi samanlaista käyttäytymistä on havaittavissa sekä tukivoimissa että juuripultille lasketuissa leikkausvoimissa.



Kuva 6.1. Laskentaesimerkki 2: taivutusmomenttirasitusten kokonaisvarmuus mitoitusmenetelmällä DA2 (FIN) laskettuna.

Laskentaesimerkin 2 lisäksi mitoitusvarmuuden alhaisuus on havaittavissa lähes yhtä selkeästi laskentaesimerkeissä 1 ja 3. Olettaessa tukiseinän taakse 10 kPa (myös 20 kPa) muuttuva kuorma, varmuus jää selvästi alhaisemmaksi ja esimerkiksi 3D-kuvaajista varmuustasossa on havaittavissa tällä kohdalla notkahdus. On kuitenkin huomattava, että mitoittaessa ulokkeellisia ponttiseiniä mitoitusmenetelmällä DA2 tai DA2*, asetetaan lyöntisyvyyttä laskettaessa maan kestävyysosavarmuusluku, tässä tapauksessa Suomessa valittu $\gamma_{Re}=1.5$. Tällöin kuvaajissa ja pylväsdiagrammeissa esiintyvä varmuus ei esitä mitoituksen kokonaisvarmuutta, joka on todellisuudessa tätä esitettyä arvoa suurempi. Kuitenkin kokonaisvarmuuksien laskeminen tällaisille tilanteille olisi sen verran työlästä, että sitä ei tässä työssä ole tehty.

Edellä esitetyn varmuuteen liittyvän ongelman lisäksi kahden kuormitusyhdistelmän käyttäminen tukiseiniä mitoittamisessa hankaloittaa itse mitoitusprosessia, kun pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle käytetään eri osavarmuuslukuja. Tällöin muuttuvia kuormia joudutaan käsittelemään pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen suhteella ennen mitoituksen suorittamista. Tässä työssä ongelma kohdattiin numeerisessa laskennassa. Käytännössä numeerinen laskenta jouduttiin suorittamaan kolme kertaa mitoittaessa tukiseiniä Suomen mitoituskäytännön mukaisesti: kahdesti laskemalla kumpaakin kuormitusyhdistelmää vastaava murtorajatila sekä yhdesti tekemällä käyttörajatilamitoitus. Otetaan esimerkiksi laskentaesimerkin 2 tilanne, jossa maan lujuus esiintyy keskiarvonaan (KA) ja muuttuvan kuorman arvo on 10 kPa. Tällöin numeerinen laskenta suoritettiin seuraavilla parametrien arvoilla:

$$\text{ULS } 6.10a \quad \gamma_G=1,35; \gamma_Q=0 (= q=0 \text{ kPa}); \gamma_c=\gamma_\phi=1,0 \quad (6.1)$$

$$\text{ULS } 6.10b \quad \gamma_G=1,15; \gamma_Q=1,5 (= q=13 \text{ kPa}, \gamma_Q/\gamma_G=1,3); \gamma_c=\gamma_\phi=1,0 \quad (6.2)$$

$$\text{SLS } 6.10 \quad \gamma_G=1,0; \gamma_Q=1,0 (= q=10 \text{ kPa}); \gamma_c=\gamma_\phi=1,0 \quad (6.3)$$

Nykyisen mitoitusmenetelmän DA2* mukainen tukiseinämitoitus vaatii kolmen eri tarkastelun tekemistä.

Kolmas ongelma liittyy kuormitusyhdistelmässä 6.10b käytettävään pysyvän kuorman osavarmuuslukuun $\gamma_G=1.15$. Kuten kappaleen 2.5 esimerkistä nähtiin, ei pysyvälle kuormalle käytettävä osavarmuusluku ($\gamma_G=1.15$, joka on yleensä määräävä muuttuvan kuorman läsnä ollessa) pysty välttämättä ottamaan huomioon mitoitukseen liittyvää

todellista epävarmuutta. Todellisella epävarmuudella tarkoitettiin esimerkiksi maan lujuusparametrien vaihtelusta aiheutuvaa epävarmuutta, jota laskentaesimerkeissä oli huomioitu valitsemalla laskennan kannalta merkittävälle lujuusparametreille vaihteluväli COV.

Maan lujuusparametrien vaihtelun vaikutusta tukiseinälle tuleviin rasituksiin on käsitelty seuraavaksi. Tämä vaikutus on oleellista tietää varsinkin käytettävän pysyvän kuorman osavarmuusluvun kannalta. On siis selvitettävä, kuinka paljon maan lujuus saa olla oletettua lujuutta pienempi, jotta pysyvälle kuormalle asetettava osavarmuusluku ottaa huomioon maan heikkenemisestä johtuvat suuremmat rasitukset.

Tämän työn laskentaesimerkeistä maan lujuuden vaihtelun merkitystä mitoitusrasituksiin voidaan suoraan tulosten perusteella käsitellä ainoastaan laskentaesimerkille 2, sillä laskentaesimerkeissä 1 ja 3 maan lujuuden muuttuessa myös tukiseinän lyöntisyvyys muuttuu. Käytännössä vertailu on mahdollinen myös laskentaesimerkille 3 lyöntisyvyyksien ollessa suurilta osin samoja. Kappaleen 5.3.3 taulukossa 5.2 vertailua onkin esitetty yksinkertaisesti.

Laskentaesimerkissä 2 saven suljettu leikkauslujuus on suhteellisen pieni. Katsottaessa liitteen 2 tuloksia, esimerkiksi muuttuvan kuorman arvolla 10 kPa lasketuille rasituksille, voidaan poimia taulukossa 6.1 esitetyt tiedot.

Taulukko 6.1. Laskentaesimerkki 2: numeerisesta laskennasta saadut karakteristiset kuormien vaikutukset tukiseinälle.

	Suljettu leikkauslujuus [kPa]		
	su=4,8+0,8/m	su=7,9+1,3/m	su=11,6+1,8/m
M [kNm]	673,1	584,9	519,7
A1 [kN]	904,5	719,0	596,6
A2 [kN]	741,3	727,1	684,0
A3 [kN]	608,5	609,1	604,5

Taulukossa esitettyjen rasitusten perusteella voidaan laskea suhdeluvut sille, kuinka paljon suurempi mitoitusrasitus saavutetaan, mikäli saven suljettu leikkauslujuus on oletettua pienempi. Momenttirasitusten osalta suhdeluku on keskimäärin 1.14. Ensimmäisen ankkuritason osalta vastaava arvo on 1.23 ja kahden seuraavan ankkuritason osalta n. 1.0. Luvut tarkoittavat suhdetta, jolla rasitukset kasvavat siirryttäessä portaittain lujuudesta $s_u=11.6$ lujuuteen $s_u=4.8$. Edelleen lasketut suhdeluvut tarkoittavat, että numeerisesta laskennasta saaduille kuormien vaikutuksille asetettava pysyvän kuorman osavarmuusluku $\gamma_G=1.15$ on riittävä tilanteessa, jossa saven suljettu leikkauslujuus on oletettua pienempi. Ainoastaan ankkuritasolla 2 saavutetaan epäedullinen tilanne kuormien vaikutusten arvon ollessa 1.23 kertaa suurempi. Laskentaesimerkin 2 perusteella voidaan todeta, että mikäli saven suljettu leikkauslujuus on suhteellisen pieni, nykyinen kuormitusyhdistelmä 6.10b pystyy

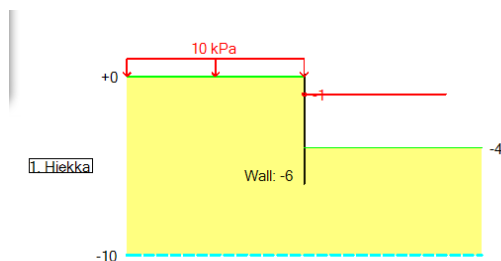
ottamaan huomioon maan lujuuteen liittyvän epävarmuuden melko hyvin. On kuitenkin muistettava, että epävarmuutta laskentaan tulee maan lujuuteen liittyvän epävarmuuden lisäksi myös kuormista ja rakenteiden asennusvirheistä.

Laskentaesimerkeille 1 ja 3 edellisen kaltaista vertailua on hankalaa tehdä vaihtuvan lyöntisyvyyden vuoksi. Tästä syystä kummallekin esimerkillä on suoritettu erilliset yksinkertaistetut laskennat laskentaesimerkkejä vastaavilla maan lujuuksilla. Laskentaesimerkillä 1 tarkastettiin, kuinka hiekan kitkakulman vaihtelu vaikuttaa tukiseinärakenteille tuleviin rasituksiin. Kitkakulman arvoiksi valittiin $32^\circ - 35^\circ - 38^\circ$ aiemmin esitetyn tyypillisen vaihteluvälin perusteella. Tukiseinän pituus määritettiin kitkakulmalle 35° momenttitasapainoehdolla ja pituudeksi saatiin 5,2 metriä. Mitoitus suoritettiin käyttämällä mitoitusmenetelmän DA2 kuormitusyhdistelmää 6.10b. Muuttuvan kuorman suuruudeksi oletettiin 10 kPa. Mitoituksesta saadut karakteristiset rasitukset on esitetty taulukossa 6.2.

Taulukko 6.2. Kitkakulman vaihtelun vaikutus tukiseinälle tuleviin rasituksiin kitkamaassa.

	$\phi=31$	$\phi=32$	$\phi=35$	$\phi=38$
M [kNm]	31,2	31	28,5	25,6
T [kN]	53,8	42,8	38	34
F	1,0	1,1	1,55	2,58

*seinäpituudeksi valittu 5,2 metriä



Id	Layer Name	z [m]	h [m]	γ [kN/m ³]	Φ [°]	c [kPa]	Δc [kPa/m]	Ko Model	Ko	Earth Pres. Model	Ka	Kp	d/ud	Material Model	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}	m	n	k
1.	Hiekka	0	10	18	32	0	0	Jaky	0,47	User-defined	0,26	5,2	Drained	MCM					300	0	0,5

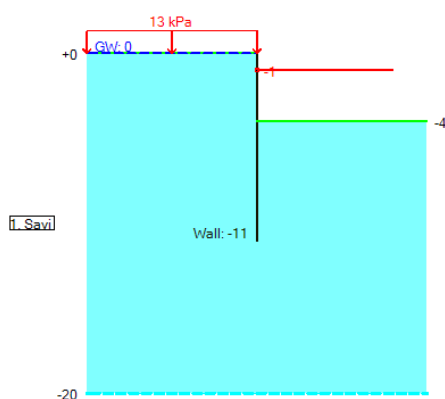
Kuva 6.2. Laskentatilanne kitkakulman ollessa 32° .

Tulosten perusteella voidaan todeta, että kitkakulman vaihtelun merkitys rasituksiin on suhteellisen pieni. Rasitukset kasvavat noin 1.1- kertaisesti kitkakulman (maan lujuuden) pienessä arvossa $38^\circ \rightarrow 35^\circ$ ja vastaavasti $35^\circ \rightarrow 32^\circ$. Esimerkiksi taivutusmomenttien osalta, mitoittaessa oletetulla kitkakulman arvolla 35° , saadaan mitoitusmomentin arvoksi $1.15 \cdot 28.5 \text{ kNm} = 32.8 \text{ kNm}$. Mikäli maan lujuus olisikin pienempi ($\phi=32^\circ$), seinää rasittavan karakteristisen momentin arvo on 31 kNm. Lukuja verrattaessa todetaan seinän kestävän edelleen sille aiheutuvan taivutusmomenttirasituksen, mutta pysyvän kuorman osavarmuudesta saatava varmuus olisi käytännössä kulutettu lähes loppuun (varmuus rasitusten osalta laskee $1.15 \rightarrow 1.06$).

Sen sijaan, jos maan lujuus on arvioitu täysin väärin (oletettu 38° , mutta todellisuudessa 32°), ei pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.15 kykene ottamaan huomioon maan todellisesta lujuudesta aiheutuvia rasiutusten muutoksia. Tällöin seinä olisi mitoitettu kestävämmän 29.4 kNm rasiutus, kun todellinen kuorma olisi 31 kNm. Äärimmillään mitoitettun tukiseinän tapauksessa tukiseinä murtuisi ylikuormituksen alaisena (käyttöaste yli 100 %). Käytännössä katsoen erot ovat rasiutusten osalta pieniä, ja koska käytettävissä on vain tietynlaisia ponttiseiniä niitä vastaavine kapasiteetteineen, niin tiettyyn kohteeseen valittu ponttiseinä sisältää todennäköisesti ylimääräistä varmuutta.

Merkittävämpää laskentaesimerkissä 1 on maan lujuuden vaikutus tukiseinän alapään stabiiliteettiin. Kuten taulukosta nähdään, siinä missä rasiutusten väliset erot ovat hyvin maltillisia, tukiseinän kokonaisvarmuus sen alapään stabiiliteetille heikkenee merkittävästi. Esimerkiksi kitkakulman ollessa todellisuudessa 32° oletetun 35° sijaan, tukiseinän kaatumisvarmuus laskee $1.55 \rightarrow 1.1$. Tämä on merkittävä muutos (kriittiseksi kitkakulman arvoksi laskettiin 31° , jolla tukiseinän alapään stabiiliteetti on 1,0).

Edellisen kaltainen tarkastelu tehtiin myös laskentaesimerkkiä 3 muistuttavalle mitoitustilanteelle. Suuren suljetun leikkauslujuuden omaavaan savimaahan on kaivettu 4 metriä syvä, yhdeltä tasolta tuettu kaivanto (kuva 6.3). Tukiseinän pituudeksi on valittu 11 metriä, joka tuottaa seinän alapään stabiiliteetiksi 1.62 saven suljetun leikkauslujuuden ollessa $s_u = 29 + 1/m$ kPa. Oletetaan suljetun leikkauslujuuden variaatiokertoimeksi $COV = 0.2$, joka on hyvin tyypillinen arvo (joskin pieni verrattaessa Phoon (1999) taulukoihin). Tällöin alarajalujuudeksi saadaan $s_u = 17.4 + 0.6/m$ kPa. Taulukossa 6.3 on esitetty mitoitustulokset kuvan 6.3 mitoitustilanteelle.



Kuva 6.3. Mitoitustilanne esimerkin kaivannolle jäykässä savessa.

Taulukko 6.3. Suljetun leikkauslujuuden vaihtelun merkitys mitoitusrasituksiin suuri lujuuksisella savimaalla.

	su=17,4	su=29
M [kNm]	128,5	85,7
T [kN]	87,4	73,8
F	1,09	1,62

*seinäpituudeksi valittu 11 metriä

Tuloksista huomataan heti, että maan lujuuden merkitys tukiseinälle tuleviin rasituksiin on suuri. Lisäksi tukiseinän alapään stabiliteetti heikkenee huomattavasti, mikäli maan lujuus pienenee. Ero taivutusmomenttirasitusten arvossa on 1.5- kertainen, joka tarkoittaa, että suuremmalla lujuuden arvolla lasketun mitoituslaitteen kuormien vaikutuksille asetettava pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.15 ei pysty ottamaan huomioon maan lujuudesta aiheutuvia rasitusten muutoksia. Myös tukivoimassa ero käytettäessä eri maan lujuuden arvoja on suurempi, noin 1.18. Toisin kuin laskentaesimerkin 2 tapauksessa, jossa saven suljettu leikkauslujuus oli pieni ja erot eri rasitusten välillä maltillisempia, suuremmilla suljetun leikkauslujuuden arvoilla erot ovat huomattavasti suuremmat.

Laskentaesimerkkien ja edellä esitettyjen yksinkertaistettujen laskentatapausten perusteella voidaan sanoa, että rakennepuolelta tulleiden kuormitusyhdistelmien 6.10a ja 6.10b käyttäminen tukiseinälaskennassa ei ole ongelmatonta. Varsinkin laskentaesimerkin 2 tapauksessa, jossa tukiseinämitoituksen kokonaisvarmuus tulee pelkästään kuormitusyhdistelmästä, varmuus jää selkeästi alhaisemmalle tasolle kuin esimerkiksi Eurokoodin suositusarvojen mukaisella kuormitusyhdistelmällä laskettaessa. Tämä johtuu siitä, että tukiseinälaskennassa suurin osa kuormasta on maanpaineen muodostamaa pysyvää kuormaa, jolloin pysyvän kuorman osavarmuudella on laskennan kannalta suuri merkitys. Lisäksi pysyvän kuorman epävarmuus vaikuttaa tukiseinälaskentaan paljon enemmän kuin muuttuvan kuorman epävarmuus, joka näkyy myös laskentaesimerkkien tuloksista (kts. kappale 6.2). Vaikka edellä esitetyissä yksinkertaistetuissa esimerkeissä nykyinen kaavan 6.10b mukainen pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.15 pystyy ottamaan huomioon maan lujuuden pienistä vaihteluista johtuvat muutokset, varsinkin ulokemaisilla ponttiseinillä niiden alapään stabiliteetti jää silti alhaiseksi. Lisäksi on huomattava, että pysyvän kuorman osavarmuusluvusta saatava varmuuskapasiteetti kulutetaan hyvin nopeasti loppuun, jolloin varmuutta ei jää reserviin muita laskennan epävarmuustekijöitä ajatellen. Mikäli muuttuva kuorma ei ole läsnä, pysyvän kuorman osavarmuusluku (6.10a) 1.35 pystyy ottamaan huomioon suuremman epävarmuuden pysyvissä kuormissa. Tällöin myös mitoitusrasitusten varmuus verrattaessa käyttörajatilan rasituksiin oli laskentaesimerkeissä huomattavasti parempi. Tilanteena tämä on harvinaisempi, sillä usein tukiseinien tuettavalla puolella on esimerkiksi liikennekuormaa tai varastoinnista aiheutuvaa kuormaa.

Aiemmin esitetty toinen asia liittyy mitoituksen yksinkertaistamiseen. Käytettäessä murtorajatilan tarkastamiseen kahta kuormitusyhdistelmää, joudutaan yhteensä yhdessä käyttörajatilamitoituksen kanssa suorittamaan kolme erillistä mitoitusta. Rakennepuolella kuormitusyhdistelmistä 6.10a ja 6.10b on helppo huomata määräävämpi kuormitusyhdistely, mutta tukiseinälaskennassa näin ei aina ole. Laskentaesimerkkien perusteella kuormitusyhdistelmästä saatavan varmuuden ollessa lähellä taitepistettä (varmuus 1.2), on määräävää kuormitusyhdistelmää vaikea tunnistaa. Esimerkiksi laskentaesimerkissä 2 taivutusmomenteille saavutetut varmuudet ovat seuraavat:

lujuus KA, muuttuva kuorma 10 kPa	6.10a:1,18	6.10b:1.20
lujuus yläraja, muuttuva kuorma 10 kPa	6.10a: 1,19	6.10b: 1.17

Toisin sanoen myös maan lujuus voi vaikuttaa siihen, kumpi kuormitusyhdistelmä on määräävämpi. Laskentaesimerkissä 2 huomattiin myös, että ankkuritasoilla 2 ja 3 kuormitusyhdistelmä 6.10a antoi suuremman varmuuden, vaikka muuttuva kuorma oli läsnä (ks. kappale 5.2.3). Sitä vastoin kuormitusyhdistelmä 6.10b oli määräävä taivutusmomenttirasituksille, ankkurirasituksille tukitasolla 1 sekä juuripultin rasituksille. Laskentaesimerkissä 3 jako ei ollut näin selkeä. Siinä kuormitusyhdistelmä 6.10a muuttui määrääväksi maan lujuuden kasvaessa. Tämä johtuu saven poikkeuksellisen suuresta leikkauslujuudesta, joka aiheuttaa sen, että maanpaineen ollessa laskennallisesti negatiivista, käytetään maanpaineena vähintään vedenpainetta.

Edellä esitettyjen perustelujen pohjalta voidaan nykyisten kahden kuormitusyhdistelmän käyttämistä ja siitä saavutettuja hyötyjä tukiseinälaskennassa kyseenalaistaa. On selvää, että kuormitusyhdistelmässä 6.10b pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.15 ei pysty kaikissa tilanteissa (laskentaesimerkki 3) ottamaan huomioon maan lujuuteen liittyvää epävarmuutta. Lisäksi maan lujuuden vaihtelu muodostaa vain osan maanpaineeseen liittyvästä epävarmuudesta. Tällöin muut epävarmuutta aiheuttavat tekijät jäävät kokonaan huomioimatta, jolloin mitoitus ei välttämättä ole enää turvallinen. Lisäksi kahden eri murtorajatilatarkastuksen tarkastaminen yhdessä käyttörajatilan kanssa tekee mitoituksesta työlääm.

6.2 Kuormitusyhdistelmien osavarmuusluvut pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle

Seuraavissa kappaleissa on pohdittu erilaisia vaihtoehtoja, kuinka kuormien osavarmuuslukuja muuttamalla voitaisiin tukiseinille saavuttaa parempia kokonaisvarmuuksia.

Pysyvän kuorman osavarmuusluku

Kuten todettiin, voidaan kuormitusyhdistelmän 6.10b pysyvän kuorman osavarmuusluku 1.15 pitää riittämättömänä tukiseinien mitoituksessa. Tämä johtuu siitä, että tukiseinälaskennassa suurin osa kuormista on maan muodostamaa pysyvää kuormaa. Materiaalina maa sisältää yleensä paljon epävarmuutta, ja esimerkiksi maan lujuus voi vaihdella pienelläkin alueella voimakkaasti. Nykyinen pysyvän kuorman osavarmuusluku on valittu perinteisten rakennusmateriaalien, kuten teräksen, betonin ja puun, oman painon epävarmuuksia, jotka poikkeavat erittäin paljon maamateriaalin vastaavista.

Laskentaesimerkeissä pysyvän kuorman osavarmuusluvun vaikutus mitoitusrasitusten varmuuteen näkyy selvästi. Numeerisessa laskennassa tämä osavarmuusluku kohdistetaan kuormien sijaan kuormien vaikutuksille. Kuten kappaleen 5 perusteella voidaan sanoa, suurin osa esitetyistä varmuuksista on peräisin tästä kuormien vaikutukselle kohdennetusta osavarmuusluvusta. Mitoitusmenetelmille DA1-1 ja DA2 (Eurokoodi), joissa kummassakin käytetään kuormien osavarmuuslukuina Eurokoodin suositusarvoja, varmuus oli poikkeuksetta yli 1.35. Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun merkitys oli sitä vastoin vähäinen, vaikka sen suuruus onkin suurempi (1.5). Tämä johtuu siitä, että muuttuva kuorma tulee laskentaan pysyvän kuorman ja muuttuvan kuorman osavarmuuslukujen suhteella kerrottuna. Toisin sanoen, muuttuva kuorma 10 kPa tulee laskentaan 11 kPa ja 20 kPa vastaavasti 22 kPa. Tämän hieman suuremman muuttuvan kuorman merkitys maanpaineelle on vähäinen, jolloin murtorajatilamitoituksen ja käyttörajatilamitoituksen maanpaineet ovat suunnilleen samat. Suurempi muuttuvan kuorman arvo tuo lisää varmuutta, mutta tämän lisävarmuuden suuruus esimerkiksi laskentaesimerkille 2 on välillä 0.01-0.04. Koska muuttuvan kuorman osavarmuuden merkitys on vähäinen, on ymmärrettävää, että mitoitusmenetelmällä DA2 (FIN) saavutetaan pieniä varmuuksia ($\gamma_G=1.15$).

Mikäli pysyvän kuorman osavarmuuslukuä lähdetäisiin korottamaan, tulee sitä miettiä pysyvän kuorman todellisten epävarmuuksien kautta. Laskentaesimerkkien perusteella Eurokoodin suositusarvo 1.35 toimii pääasiassa hyvin ja se pystyy ottamaan kokonaisvaltaisemmin huomioon maanpaineeseen liittyvän epävarmuuden. Kuitenkin on mietittävä ylimitoittamisen riskiä tilanteissa, joissa esimerkiksi maan lujuus on suhteellisen tarkasti tiedossa (esim. kitkakulma). Toisaalta maan lujuuden epävarmuuden ollessa suuri (laskentaesimerkki 3), **ei** edes tämä kerroin **pysty ottamaan huomioon** epävarmuuden vaikutusta mitoitusrasituksiin. Toinen vaihtoehto olisi korottaa pysyvän kuorman osavarmuusluku 1,5:een. Tämä vaihtoehto helpottaisi mitoitusta huomattavasti, sillä pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuuskien ollessa samoja, saataisiin murtorajatilarasitukset laskettua suoraan käyttörajatilamitoituksesta (numeerinen laskenta). Käytännössä osavarmuusluvun korotus tarkoittaisi myös mitoitusvarmuuden nousemista vähintään arvoon 1.5, joka on rakennusmääräyskokoelman suosittama vähimmäiskokonaisvarmuus tilapäiselle

kaivannolle. Tällöin oltaisiin lähempänä entisen käytännön mukaisia varmuuksia. Näin suuren osavarmuusluvun valinta lisää ylimitoitamisen riskiä, mutta toisaalta maanpaineeseen liittyvä epävarmuuskin voi olla todella suuri (laskentaesimerkki 3). Mitoitusprosessin kannalta helpointa olisi, kun kuormien osavarmuusluvut olisivat samat. Pysyvän kuorman osavarmuusluvun korottamista 1.5:een puoltaa lisäksi se, että muuttuvan kuorman osavarmuuslukuun ei tarvitsisi koskea. Tässä tapauksessa mitoitukselta saatava vähimmäisvarmuus olisi 1.5, jolloin nykyisin käytettävistä mallikertoimista voitaisiin luopua.

Muuttuvan kuorman osavarmuusluku

Pysyvän kuorman osavarmuusluvun korottamisen lisäksi voidaan miettiä muuttuvan kuorman osavarmuusluvun pienentämistä. Lähtökohtana tälle pienentämiselle tulee olla mitoitusprosessin helpottaminen, eli valitsemalla se yhtä suureksi pysyvän kuorman osavarmuusluvun kanssa. Esimerkiksi tiepuolella liikennekuormien osavarmuusluku on pienennetty jo arvoon 1.35. Tällöin valittaessa pysyvälle kuormalle Eurokoodin suositusarvon mukainen osavarmuusluku 1.35, olisi yksi mahdollisuus pienentää myös muiden muuttuvien kuormien osavarmuus tukiseinälaskennassa 1.35:een. Sen sijaan mikäli nykyinen muuttuvan kuorman osavarmuusluku 1.5 koetaan tarpeelliseksi, tulee pohtia edellä esitettyä mahdollisuutta korottaa myös pysyvien kuormien osavarmuusluku tähän arvoon. Muuttuvan kuorman osavarmuusluvun pienentämistä voidaan perustella vielä sillä, että useasti tukiseinän tuettavalle puolelle oletettu muuttuva kuorma on arvioitu varmalle puolelle.

Lähtökohtana nykyisten kuormitusyhdistelmien muuttamiselle tulee pitää edellä esitettyjen kohtien perusteella pysyvän kuorman osavarmuusluvun suurentamista ja itse mitoitusprosessin helpottamista. Tukiseinälaskennassa pysyvän kuorman epävarmuus voi olla hyvin suuri, jolloin sille tulisi kohdistaa tätä epävarmuutta vastaava osavarmuusluku. Nykyään asia hoidetaan käyttämällä vähän keinotekoisesti niin sanottuja mallikertoimia, jotka eivät sinällään perustu laskennan todellisiin epävarmuuksiin. Toiseksi, pysyvälle ja muuttuvalle kuormalle käytettävän osavarmuusluvun valitseminen samaksi (pysyvän kuorman ehdoilla) yksinkertaistaisi mitoitusprosessia.

6.3 Mallikertoimen käyttäminen

Varmuustason turvaamiseksi on Suomessa päädytty käyttämään niin sanottua mallikerrointa, jonka arvo pysyville rakenteille on 1.35 ja tilapäisille rakenteille 1.15. Nämä kertoimet on määritetty hätäratkaisuna havaittuun varmuuden puuttumiseen tietyissä mitoitus tapauksissa. Mallikertoimilla kasvatetaan tukiseinärakenteille laskettuja mitoitusrasituksia, jolloin huonoimmassakin tilanteessa (edellä mainittu kokonaisvarmuus 1.2) tukiseinärakenteiden kokonaisvarmuus saadaan nostettua tilapäisellä rakenteella arvoon 1.38 ja pysyvällä rakenteella arvoon 1.62. Nämä

varmuudet on katsottu riittäviksi mitoitettaessa Eurokoodin mukaisesti, mutta on huomattava, että ne ovat mallikertoimesta huolimatta pienempiä kuin mihin aikaisemmin on totuttu. Rakennusmääräyskokoelman mukaan tukiseinän kokonaisvarmuuden tulee olla tilapäiselle rakenteelle 1.5 ja pysyville rakenteelle 1.8, jotka ovat noin 10 % Eurokoodin mukaisia varmuuksia suurempia. Samat varmuudet saavutettaisiin Eurokoodeilla, mikäli mallikertoimen arvoina käytettäisiin tilapäisille rakenteille 1.25 ja pysyville rakenteille 1.5. Tällöin saataisiin yhtymäkohtaa myös esijännitettyjen ankkurien mitoituksen kanssa, jossa ankkurien osavarmuuslukuina käytetään samaisia arvoja (on kuitenkin huomattava, että mallikerroin ei ole sama asia kuin osavarmuusluku). Tukiseinälaskennan osalta juuri esijännitetyt ankkurit aiheuttavat epäjohdonmukaisuutta mallikertoimen käyttämiseen, sillä niiden mitoituksessa sitä ei käytetä. Sen sijaan mallikertoimella kerrotaan muille tukiseinärakenteille tulevat rasitukset (ponttiseinä, vaakapalkki, sisäpuolinen tuenta ja juuripultti). Käytännössä mallikertoimen käyttäminen mitoituksessa tuo yhden ylimääräisen vaiheen (kertoimen) lisää laskentaan. Se paitsi monimutkaistaa mitoitusprosessia, voi aiheuttaa myös sekaannuksia erityisesti mitoitettaessa esijännitetyin ankkurein tuettua tukiseinää.

Mitoituksen yksinkertaistamiseksi helpointa olisi tuoda tarvittava varmuus laskentaan ennemmin osavarmuuslukujen kautta, kuin kertoa nykyisillä osavarmuusluvuilla saadut rasitukset keinotekoisesti mallikertoimilla. Tällöin myös mitoituksen epäjohdonmukaisuudelta vältyttäisiin. Lisäksi laskennan varmuus olisi peräisin laskennassa esiintyvistä todellisista epävarmuuksista, eikä se perustuisi siihen, että määrättyllä kertoimella saadaan hyväksyttävä arvo.

Laskentaesimerkkien perusteella mitoituksen varmuus esimerkeille 1-3 on mitoitusmenetelmillä DA1-1 ja DA2 (Eurokoodi) mitoitettuna välillä 1.35–1.4. Mitoitusmenetelmällä DA2 (FIN) varmuus vaihtelee puolestaan välillä 1.17–1.35. Näissä mitoitusmenetelmissä varmuus sijoitetaan murtorajatilassa kuormiin. Lisäksi laskentaesimerkeissä 1 ja 3 varmuutta tulee myös tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisesta. Lyöntisyvyyden laskemisesta saatavaa lisävarmuutta on vaikea määrittää, joten yksinkertaisimman vertailupohjan antaa laskentaesimerkki 2, jossa laskettu varmuus on samalla mitoituksen kokonaisvarmuus. Katsottaessa pelkästään mitoitusrasitusten suhdetta käyttörajatilan rasitukseen, voidaan varmuuden todeta olevan aikaisempaa mitoituskäytäntöä alemmalla tasolla. Tästä syystä mallikertoimien käyttäminen tukiseinien mitoituksessa on perusteltua. Kuitenkin edellisissä kappaleissa esitettyjen huomioiden pohjalta, olisi perusteltua myös korottaa pysyvän kuorman osavarmuuslukua, jolloin mallikertoimien arvoja voitaisiin muuttaa (tai niiden käytöstä luopua) uusia kuormitusyhdistelmiä vastaaviksi. Mikäli pysyvän kuorman osavarmuusluvuksi valittaisiin 1.5, saavutettaisiin mitoitusrasituksille poikkeuksetta samainen 1.5 varmuus. Tässä tilanteessa mallikerrointa ei ainakaan tilapäiselle rakenteelle tarvitsisi käyttää.

Suurin kysymys liittyy Suomessa vaadittuun varmuuteen. Mikä on riittävä varmuustaso? Halutaanko pysyä lähellä vanhan ohjeistuksen mukaisia varmuuksia vai voidaanko Eurokoodin myötä sallia pienemmät varmuustasot? Joka tapauksessa mitoitukseen liittyvän varmuuden tulisi perustua laskennan todellisiin epävarmuuksiin. Tällä hetkellä havaittu varmuuden puuttuminen varsinkin teräsrakenteilla, joiden materiaaliosavarmuus on 1.0, on johtanut mallikertoimien käyttämiseen. Aina tukiseinärakenteet eivät kuitenkaan ole terästä, vaan esimerkiksi betonia, jonka materiaaliosavarmuus on 1.4. Tällöin mallikertoimien käyttäminen voi johtaa rakenteiden ylimitoitukseen. Tästä syystä mallikertoimien käyttämistä voidaan pitää tilapäisenä hätäratkaisuna.

6.4 Mitoitusmenetelmä DA1

Edellisissä kappaleissa on keskitytty lähinnä selvittämään kuormien osavarmuuslukujen vaikutusta tukiseinämitoitukseen varmuuteen mitoitusmenetelmillä DA2 (Eurokoodi) ja DA2 (FIN). Parannusehdotukset nykyisiin tukiseinälaskennan ongelmiin ovat keskittyneet lähinnä kuormien osavarmuuslukujen muuttamiseen ja kuormitusyhdistelmien yksinkertaistamiseen. Kuitenkin mitoitusmenetelmän DA2 lisäksi Eurokoodi tarjoaa käytettäväksi myös mitoitusmenetelmät DA1 ja DA3. Näistä mitoitusmenetelmää DA1 tarkastellaan seuraavaksi.

Mitoitusmenetelmä DA1 suoriutui laskentaesimerkeistä hyvin. Pääasiassa kombinaatio 1 määrää mitoitusrasitukset, mutta laskentaesimerkeissä 1 ja 3, joissa maan lujuus on suuri (sekä kitkamaa että savimaa), kombinaatio 2 on rasitusten osalta määräävämpi. Maan lujuuden ollessa pieni, ei maan lujuusparametreille kohdennettavilla osavarmuuksilla ole merkitystä, ja päinvastoin. Verrattaessa mitoitusmenetelmään DA2 (Eurokoodi), mitoitusmenetelmä DA1-1 antaa käytännössä samankaltaisia varmuuksia. Laskentaesimerkeissä 1 ja 3 pientä eroa näiden mitoitusmenetelmien välille aiheutuu tukiseinien lyöntisyvyyksien erosta. Mitoitusmenetelmässä DA2 (Eurokoodi) tukiseinän lyöntisyvyyden laskemisessa maan kestävyydelle asetetaan osavarmuusluku, kun taas mitoitusmenetelmässä DA1-1 tätä ei tehdä. Sen sijaan mitoitusmenetelmälle DA1-1 tukiseinän lyöntisyvyys määräytyy DA1-2 perusteella, asettamalla osavarmuusluvut maan lujuusparametreille. Lyöntisyvyyksiä tarkasteltaessa, huomataan niiden olevan mitoitusmenetelmillä DA1-2 ja DA2 (FIN) suunnilleen samat, vaikka osavarmuudet kohdennetaan erilailla.

Mitoitusmenetelmänä DA1 ottaa mitoituksessa kokonaisvaltaisemmin huomioon laskennassa esiintyvät epävarmuudet. Lisäksi laskentaesimerkkien tulokset puoltavat Simpsonin (2009) esittämää ajatusta, jonka mukaan määräävämpi kombinaatio on yleensä helposti havaittavissa. Kahden osavarmuuslukukombinaation käyttämisellä varmistetaan seuraavat asiat:

- tukiseinän lyöntisyvyyden riittävyys varmistetaan heikommalla maan lujuudella, yleisesti rakenteen dimensiot määrää kombinaatio 2 (DA1-2)
- Suurilla maan lujuuksilla lujuuden vaihtelu vaikuttaa hyvin paljon tukiseinälle tuleviin rasituksiin, jolloin osavarmuuksien kohdentaminen suoraan maan lujuusparametreihin on tärkeää. Kuorman osavarmuuksilla tätä vaihtelua ei voida täysin huomioida (kts. 6.1 ja 6.2 ja kappale 5.3.3)
- mikäli maan lujuus on pieni, mitoitusrasitusten riittävä varmuus varmistetaan kombinaatiolla 1, jossa osavarmuudet kohdennetaan kuormiin tai niiden vaikutuksiin.

Lisäksi hyvä puoli mitoitusmenetelmässä DA1 verrattuna mitoitusmenetelmään DA2 on, että siinä osavarmuusluvut kohdennetaan kombinaatiossa DA1-2 suoraan maan lujuusparametreihin niin lyöntisyvyyttä laskettaessa kuin murtorajatilamitoituksessa. Mitoitusmenetelmässä DA2 maan kestävyyteen kohdennettavaa osavarmuuslukua käytetään ainoastaan tukiseinän lyöntisyvyyttä laskettaessa, eikä sitä hyödynnetä enää sen jälkeen. Varsinkin tapauksissa, joissa tukiseinän passiivipuolella ei ole maata, ei tästä osavarmuusluvusta ole hyötyä.

Huono puoli mitoitusmenetelmässä DA1 on DA2 (FIN) tapaan sen vaatimat kolme erillistä tarkastelua (kaksi murtorajatilaa ja käyttörajatila). Mitoitusmenetelmä DA1 on varteen otettava vaihtoehto korvaamaan nykyinen mitoitusmenetelmä, jos tämän kaltainen ratkaisu koetaan tarpeelliseksi. Tällöin on kuitenkin pyrittävä yksinkertaistamaan mitoitusta käytettävien kuormien osavarmuuslukujen avulla. Kuormitusyhdistelmän ollessa kombinaatiolle 1 sama kuin mitoitusmenetelmälle DA2 (Eurokoodi), samat huomiot pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuusluvuista on otettava huomioon. Vaikka käyttörajatilamitoitus ja murtorajatilamitoitus saataisiin hoidettua yhdellä laskennalla, mitoitusmenetelmän DA1 valitseminen tarkoittaisi joka tapauksessa kahden eri osavarmuuslukukombinaation tarkastamista. Tätä voidaan kuitenkin pitää tarpeellisena, sillä tilanteesta riippuen maan lujuudessa piilevä epävarmuus voi olla merkittävä mitoitusrasituksia ajatellen. Tällöin tämä huomioidaan paremmin suoraan maan ominaisuuksiin kohdennettavilla osavarmuusluvuilla. Toisaalta taas tilanteissa, joissa maan lujuus tai siihen liittyvä epävarmuus on pieni, mitoitusrasitukset saadaan kohdentamalla osavarmuusluvut kuormien vaikutuksiin.

Mikäli päädyttäisiin valitsemaan mitoitusmenetelmän DA1 kaltainen mitoitus, voisi se olla esimerkiksi seuraavanlainen:

- DA1-1: pysyvän ja muuttuvan kuorman osavarmuudet samat, esimerkiksi $y_G=y_Q=1.35$; muut parametrit ominaisarvoinaan
- DA1-2: kuormat ominaisarvoinaan ($y_G=y_Q=1.0$), maan lujuusparametreille kansallisen liitteen mukaiset osavarmuusluvut

Edellä esitetyn kaltaisella menettelyllä käyttörajatilamitoitus ja murtorajatilamitoitus saataisiin hoidettua yhdellä mitoituksella. Lisäksi, koska muuttuvan kuorman

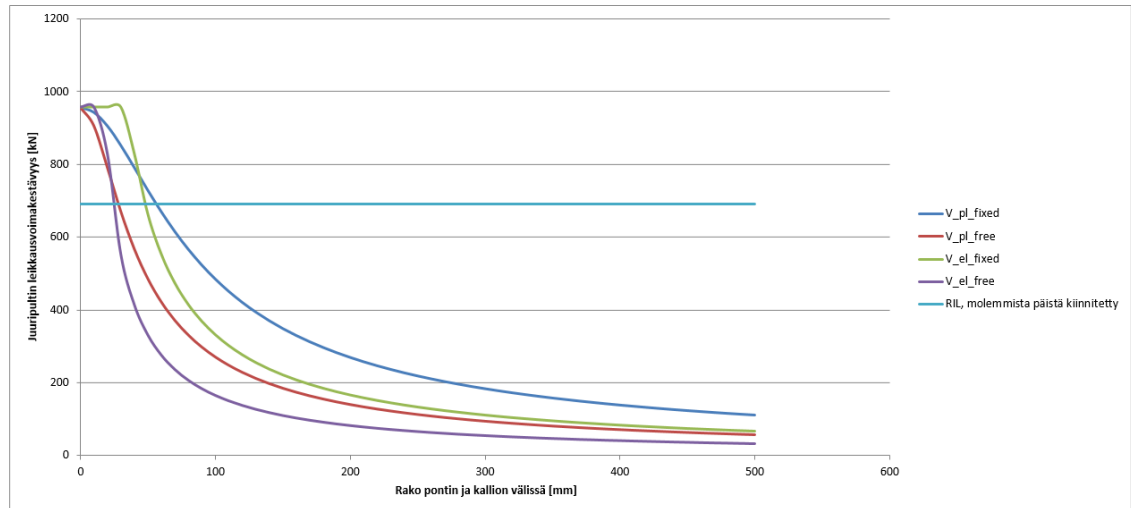
osavarmuusluvulla ei ole suurta merkitystä mitoitusrasitusten varmuuden kannalta, voisi muuttuvan kuorman sijoittaa mitoitusmenetelmässä DA1-2 ominaisarvonaan.

6.5 Juuripultin mitoitus

Laskentaesimerkissä 2 tukiseinärakenteet mitoitettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti. Yksi mitoitettavista rakenteista oli juuripultti, joka voidaan toteuttaa molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena tai taivutettuna rakenteena. Mitoitustulokset osoittivat (Liite 2), että taivutettuna rakenteena toimiva juuripultti ei kestä yhdessäkään mitoitustilanteessa. Pontin alapään ja kallion väliin oletettu minimietäisyys 100 mm on jo tarpeeksi suuri aiheuttaakseen pultille liian suuren taivutusmomenttirasituksen, ja johtuen pultin pienestä taivutusmomenttikapasiteetista, se murtuu.

Toisenlaisia tuloksia saavutetaan, mikäli pultti mitoitetaan molemmista päistään kiinnitettynä (jäykkä) rakenteena. Tällöin juuripultti mitoitetaan taivutusmomentin sijaan pelkälle puhtaalle leikkaukselle. Juuripultinkapasiteetti nousee huomattavasti, mutta tämä mitoitustapa ei ole kirjoittajan mielestä todenmukainen. Pontin alapään ollessa oletettavasti 100 millimetrin etäisyydellä kallion pinnasta pulttiin kohdistuu leikkausrasituksen lisäksi taivutusrasitusta, vaikka se olisikin ”jäykkä” rakenne. Lisäksi mitoitettaessa juuripulttia pelkälle leikkaukselle, sen kapasiteettia pienennetään epämääräisellä ”menetelmäkohtaisella kertoimella 2.4”.

Mitoitusta voitaisiin parantaa mitoittamalla juuripultti sekä leikkaus- että taivutusrasituksille. Nämä ovat pulttia kuormittavat todenmukaiset rasitukset, mikäli ponttiseinän ja kallion pinnan välille oletetaan Kaivanto-ohjeen mukainen vähintään 100 millimetrin etäisyys. Yksi vaihtoehto olisi käyttää kappaleessa 4.4.2 esitettyä norjalaista tapaa, jota käytettiin Kaivanto-ohjeen lisäksi laskentaesimerkin 2 juuripulttien mitoittamisessa. Tässä menetelmässä juuripultin kapasiteetti riippuu pultin elastisista tai plastisista leikkaus- ja taivutuskapasiteeteista, pultin koosta sekä ponttiseinän alapään ja kallion pinnan välisestä etäisyydestä. Alla olevasta kuvasta 6.4 nähdään, kuinka suuri vaikutus raolla on pultin kapasiteettiin. Suurempi rako tarkoittaa käytännössä suurempaa momenttia. Nykyinen Kaivanto-ohjeen mukainen mitoitus molemmista päistään kiinnitetylle pultille (suora leikkaus) ei ole millään lailla riippuvainen tästä raosta, joka on virheellinen oletamus. Voidaan kysyä, toimiiko pultti täysin jäykästi, mikäli rako kasvaa esimerkiksi 400 millimetrin suuruiseksi? Tällä hetkellä pultin kapasiteetti on riippumaton raon suuruudesta. Norjalaisella menetelmällä pultin kapasiteetti saataisiin riippuvaksi ponttiseinän ja kallionpinnan väliin jäävän raon suuruudesta, joka olisi kirjoittajan mielestä loogisempi ratkaisu.



Kuva 6.4. Raon vaikutus pultin leikkausvoimakapasiteettiin. (NGF kurs 14)

LÄHTEET

- 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
- Computational Geotechnics- luentomoniste (syksy 2013)
- Dowding, C. H. (1979). “Perspectives and challenges of site characterization.” *Site Characterization. and Explomtiori*, 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 anneks 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. 2nd 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.
- Lumb, P. (1974). "Application of statistics in soil mechanics." *Soil Mechanics: New Horizons*. Lee, I. K., ed., London, Newnes-Butterworth: 44- 112, 221 -239.
- Lämsivaara, T. and Poutanen, T. (2013). *Safety concepts for slope stability*. Tampere University of Technology.
- Mitchell, J.K. and Soga, K. (2004). *Fundamentals 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 18th 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 Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet, kansallinen liite.
- 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., Weißenbach, 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. 3rd 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

Internet-lähteet

- [1] http://www.ym.fi/fi-FI/Maankaytto_ja_rakentaminen/Lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaaraysko_koelma/Tietoa_eurokoodeista/Tietoa_eurokoodeista%284636%29 (luettu 17.10.2014)
- [2] <http://alk.tiehallinto.fi/sillat/eurocode/en-nat.htm> (luettu 17.10.2014)
- [3] <http://www.eurocodes.fi/1990/1990/NA%20SFS-EN1990-YM.pdf>
- [4] Elementtisuunnittelun sivulta:
http://www.google.fi/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&cad=rja&uact=8&ved=0CCoQFjAB&url=http%3A%2F%2Fwww.elementtisuunnittelu.fi%2FDownload%2F23642%2FSuunnitteluperusteet.pdf&ei=qVXGU8u1IMf8ygPE2oKgCg&usg=AFQjCNGN-gSVpHg0_w75nT6dltiwFE3b1g&bvm=bv.71126742,d.bGQ
- [5] http://www.damwand.nl/projects/europe/foundationolutions/EN/sheet_piling.htm
- [6] <http://alk.tiehallinto.fi/sillat/julkaisut/prakos99.pdf>

LIITTEET

Liite 1. Laskentatulokset esimerkille 1

Liite 2. Laskentatulokset esimerkille 2

Liite 3. Laskentatulokset esimerkille 3

Liite 1 (1/20)

LIITE 1.

Liitteessä 1 esitetään laskentaesimerkin 1 tukiseinälle lasketut lyöntisyvytykset, niitä vastaavat mitoitusrasitukset sekä murtorajatilarasitusten ja käyttörajatilarasitusten välinen suhde (ULS/SLS). Tämä suhde kuvaa osittain tukiseinän kokonaisvarmuutta.

Lyöntisyvytykset ja vastaavat mitoitusmomentit ja –tukivoimat

alaraja	DA1-1 tapa 1			DA1-1 tapa 2			DA1-2			DA2* (6.10)			DA2* (6.10a)			DA2* (6.10b)			DA3		
	q	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]
0	1,55	49	46	1,87	51	49	1,87	51	47	2,15	55	49	2,15	55	49	1,88	44	41	1,87	51	47
10	1,71	58	64	2,10	67	73	2,10	63	70	2,38	73	71	2,15	55	49	2,11	59	65	2,10	63	70
20	1,86	78	87	2,33	85	89	2,33	84	89	2,61	81	88	2,15	55	49	2,34	76	81	2,33	84	89

KA	DA1-1 tapa 1			DA1-1 tapa 2			DA1-2			DA2* (6.10)			DA2* (6.10a)			DA2* (6.10b)			DA3		
	q	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]
0	1,05	33	37	1,24	37	36	1,24	33	33	1,40	40	38	1,40	40	38	1,24	32	31	1,24	33	33
10	1,15	41	53	1,38	48	53	1,38	41	47	1,54	47	53	1,40	40	38	1,39	43	47	1,38	41	47
20	1,25	52	64	1,52	55	67	1,52	52	64	1,67	58	69	1,40	40	38	1,52	49	61	1,52	52	64

yläraja	DA1-1 tapa 1			DA1-1 tapa 2			DA1-2			DA2* (6.10)			DA2* (6.10a)			DA2* (6.10b)			DA3		
	q	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]
0	0,73	24	28	0,93	26	29	0,93	25	27	0,95	27	29	0,95	27	29	0,86	22	25	0,93	25	27
10	0,80	29	47	1,03	32	42	1,03	31	41	1,04	32	42	0,95	27	29	0,95	28	36	1,03	31	41
20	0,86	34	55	1,13	36	53	1,13	36	54	1,13	36	53	0,95	27	29	1,04	32	49	1,13	36	54

fii=42	DA1-1 tapa 1			DA1-1 tapa 2			DA1-2			DA2* (6.10)			DA2* (6.10a)			DA2* (6.10b)			DA3		
	q	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]	T [kN]	L [m]	M _t [kNm]
0	0,55	18	21	0,70	20	22	0,70	18	32	0,70	20	22	0,70	20	22	0,64	16	18	0,70	18	32
10	0,60	22	30	0,77	25	32	0,77	24	32	0,76	25	32	0,70	20	22	0,70	21	28	0,77	24	32
20	0,64	26	39	0,84	29	42	0,84	28	43	0,82	29	41	0,70	20	22	0,76	25	38	0,84	28	43

L= tukiseinän tarvittava lyöntisyvyys

M_t= tukiseinää rasittava mitoitusmomentti

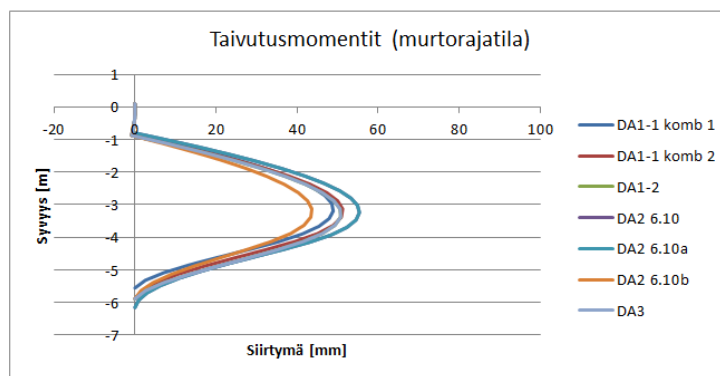
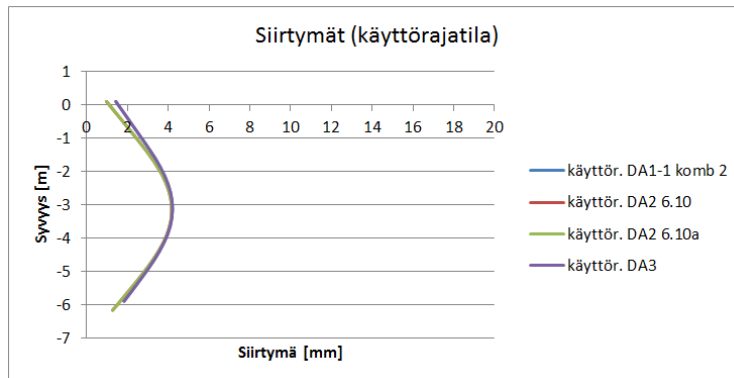
T= mitoittava tukivoima

Kitkakulman arvot ($\mu=32^\circ$; $COV=0,1$):

Alaraja $\varphi=26,6^\circ$ ($\mu-2\sigma$)

KA $\varphi=32,0^\circ$ (μ)

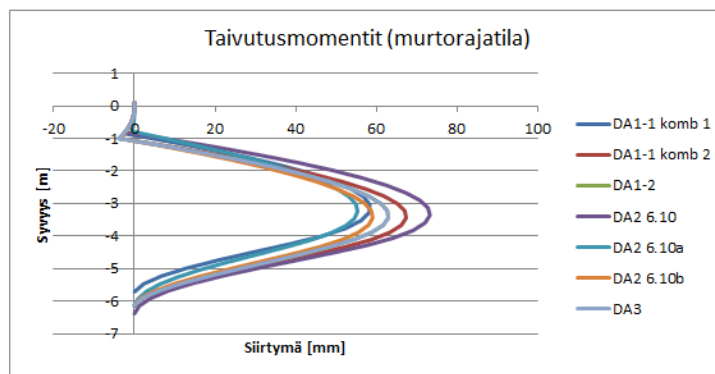
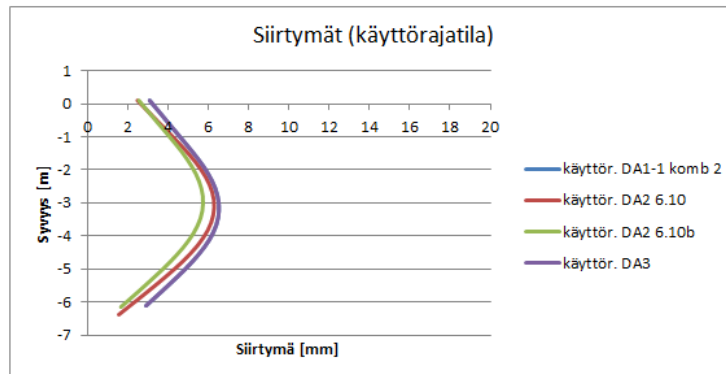
Yläraja $\varphi=36,9^\circ$ ($\mu+2\sigma$)

Alaraja $\varphi=26,6^\circ$, $q=0$ kPa

menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	48,9	38,0	1,35
DA1-1 komb 2	51,2	38,0	1,34
DA1-2	50,7	38,0	1,34
DA2 6.10	55,4	41,0	1,35
DA2 6.10a	55,4	41,0	1,35
DA2 6.10b	43,7		
DA3	50,7	38,0	1,34

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	46,4	36,0	1,35
DA1-1 komb 2	48,7	36,0	1,35
DA1-2	46,8	36,0	1,30
DA2 6.10	48,9	36,2	1,35
DA2 6.10a	48,9	36,2	1,35
DA2 6.10b	41,5		
DA3	46,8	36,0	1,30

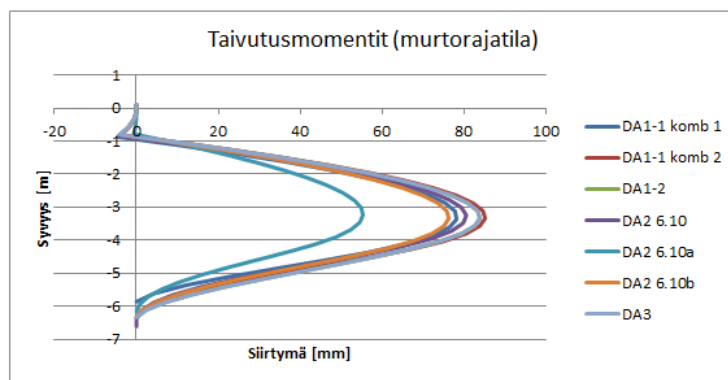
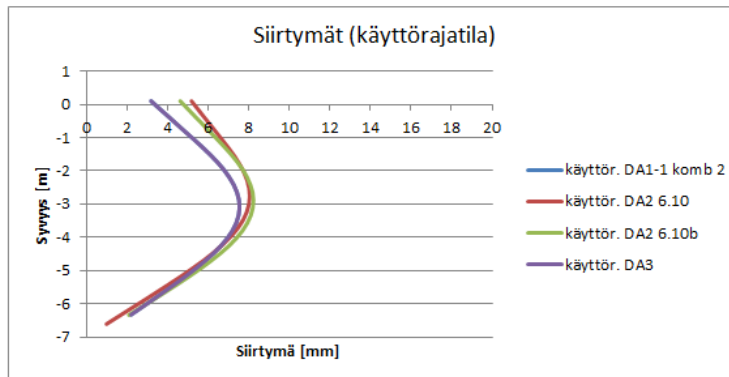
Alaraja $\varphi=26,6^\circ$, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	58,4	49,2	1,37
DA1-1 komb 2	67,4	49,2	1,28
DA1-2	63,0	49,2	1,28
DA2 6.10	73,3	53,4	1,37
DA2 6.10a	55,4		
DA2 6.10b	59,1	48,8	1,21
DA3	63,0	49,2	1,28

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	64,3	52,9	1,38
DA1-1 komb 2	73,2	52,9	1,33
DA1-2	70,5	52,9	1,33
DA2 6.10	70,7	51,1	1,38
DA2 6.10a	48,9		
DA2 6.10b	65,3	48,3	1,35
DA3	70,5	52,9	1,33

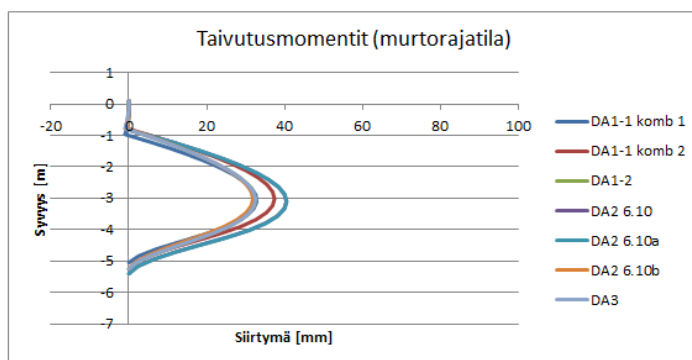
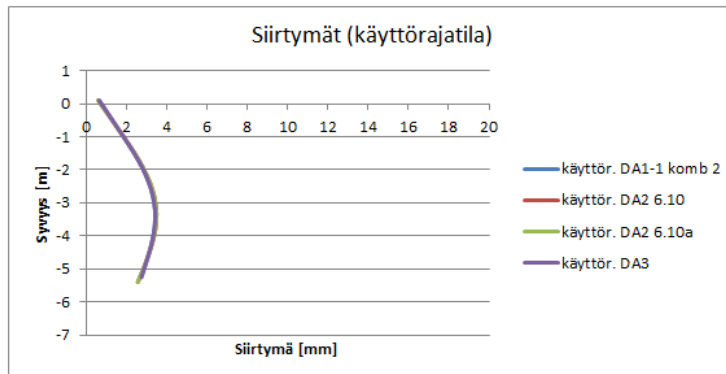
Alaraja $\varphi=26,6^\circ$, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	78,2	61,4	1,39
DA1-1 komb 2	85,2	61,4	1,39
DA1-2	83,9	61,4	1,37
DA2 6.10	80,6	58,0	1,39
DA2 6.10a	55,4		
DA2 6.10b	76,3	61,1	1,25
DA3	83,9	61,4	1,37

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	87,4	63,6	1,40
DA1-1 komb 2	89,2	63,6	1,40
DA1-2	89,2	63,6	1,40
DA2 6.10	87,6	62,4	1,40
DA2 6.10a	48,9		
DA2 6.10b	81,2	63,1	1,29
DA3	89,2	63,6	1,40

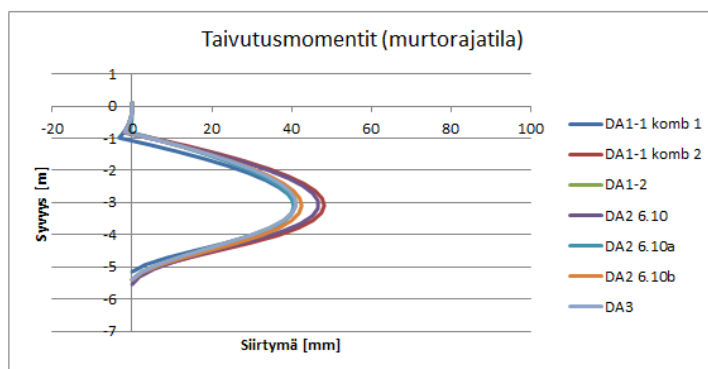
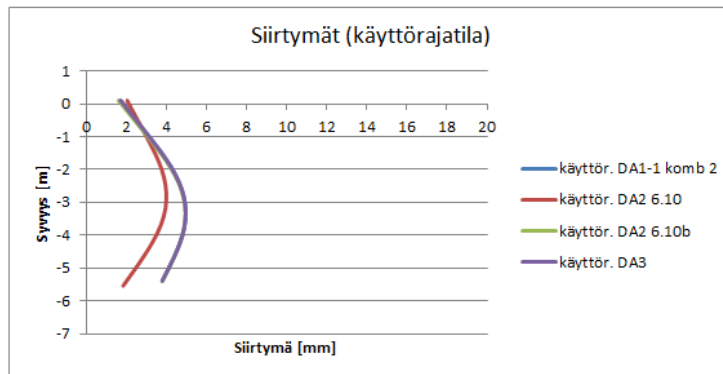
KA $\varphi=32,0^\circ$, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	32,8		
DA1-1 komb 2	37,4	27,7	1,35
DA1-2	32,5	27,7	1,17
DA2 6.10	40,5	30,0	1,35
DA2 6.10a	40,6	30,0	1,35
DA2 6.10b	31,9		
DA3	32,5	27,7	1,17

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	37,0		
DA1-1 komb 2	36,5	27,0	1,35
DA1-2	32,7	27,0	1,21
DA2 6.10	38,5	28,5	1,35
DA2 6.10a	38,5	28,5	1,35
DA2 6.10b	31,1		
DA3	32,7	27,0	1,21

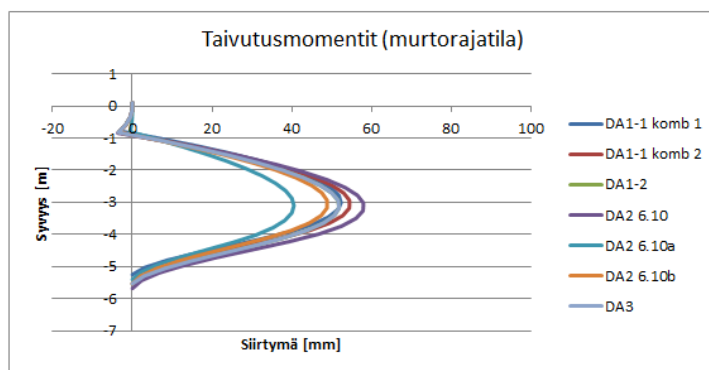
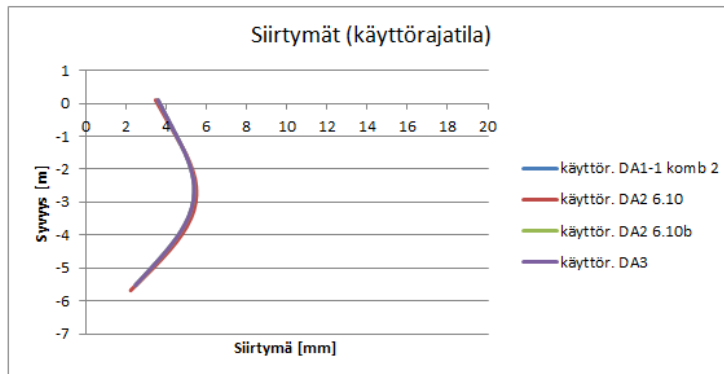
KA $\varphi=32,0^\circ$, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	40,7		
DA1-1 komb 2	48,2	35,2	1,37
DA1-2	41,1	35,2	1,17
DA2 6.10	46,7	34,0	1,37
DA2 6.10a	40,6		
DA2 6.10b	42,5	35,4	1,20
DA3	41,1	35,2	1,17

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	53,1		
DA1-1 komb 2	52,7	38,1	1,38
DA1-2	47,1	38,1	1,24
DA2 6.10	52,6	38,0	1,38
DA2 6.10a	38,5		
DA2 6.10b	47,3	38,2	1,24
DA3	47,1	38,1	1,24

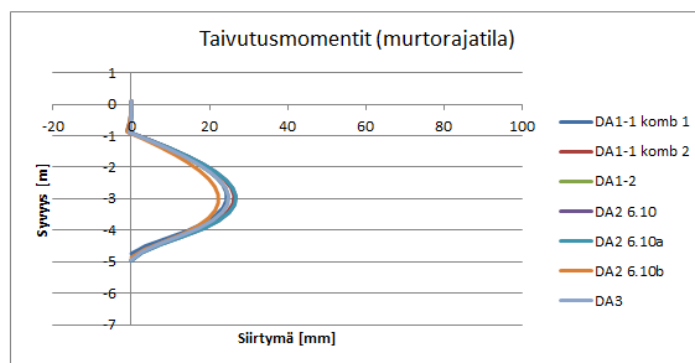
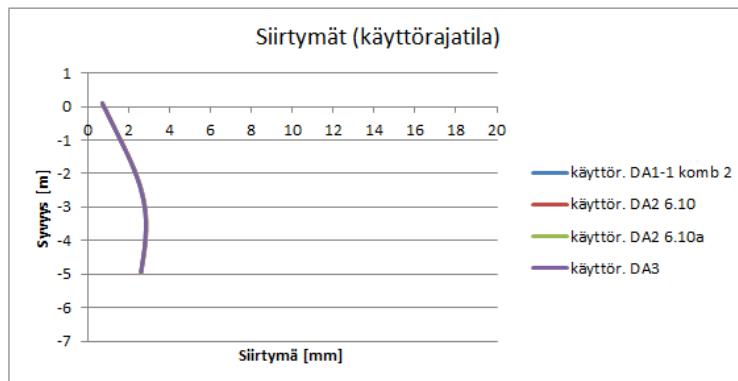
KA $\varphi=32,0^\circ$, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	52,4		
DA1-1 komb 2	54,5	39,3	1,39
DA1-2	51,9	39,3	1,32
DA2 6.10	58,0	41,9	1,39
DA2 6.10a	40,6		
DA2 6.10b	48,9	39,3	1,24
DA3	51,9	39,3	1,32

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	64,5		
DA1-1 komb 2	66,9	47,6	1,41
DA1-2	63,7	47,6	1,34
DA2 6.10	69,4	49,4	1,40
DA2 6.10a	38,5		
DA2 6.10b	61,5	47,6	1,29
DA3	63,7	47,6	1,34

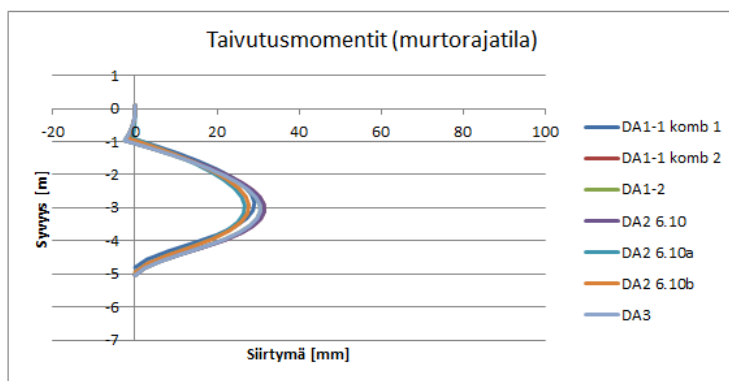
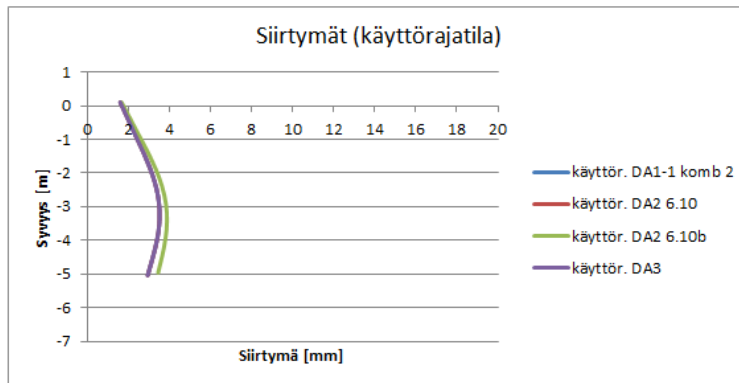
Yläraja $\varphi=36,9^\circ$, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	24,4		
DA1-1 komb 2	26,3	19,5	1,35
DA1-2	24,9	19,5	1,28
DA2 6.10	26,8	19,8	1,35
DA2 6.10a	26,8	19,8	1,35
DA2 6.10b	22,3		
DA3	24,9	19,5	1,28

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	28,4		
DA1-1 komb 2	28,8	21,4	1,35
DA1-2	27,2	21,4	1,27
DA2 6.10	29,2	21,6	1,35
DA2 6.10a	29,2	21,6	1,35
DA2 6.10b	25,5		
DA3	27,2	21,4	1,27

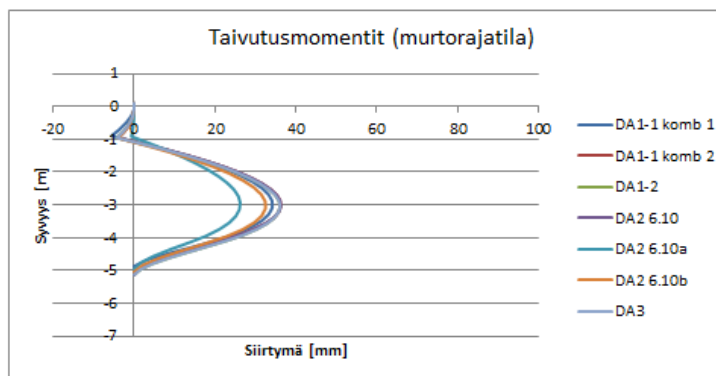
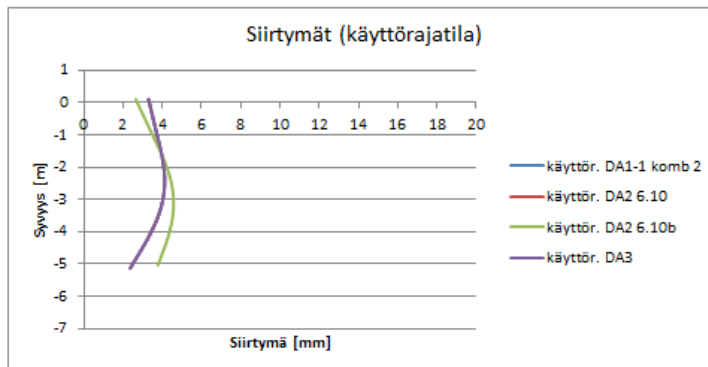
Yläraja $\varphi=36,9^\circ$, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	29,1		
DA1-1 komb 2	31,5	23,0	1,37
DA1-2	30,5	23,0	1,33
DA2 6.10	31,5	23,0	1,37
DA2 6.10a	26,8		
DA2 6.10b	27,8	23,2	1,19
DA3	30,5	23,0	1,33

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	47,1		
DA1-1 komb 2	42,1	30,4	1,39
DA1-2	41,5	30,4	1,37
DA2 6.10	42,1	30,4	1,39
DA2 6.10a	29,2		
DA2 6.10b	36,2	29,3	1,24
DA3	41,5	30,4	1,37

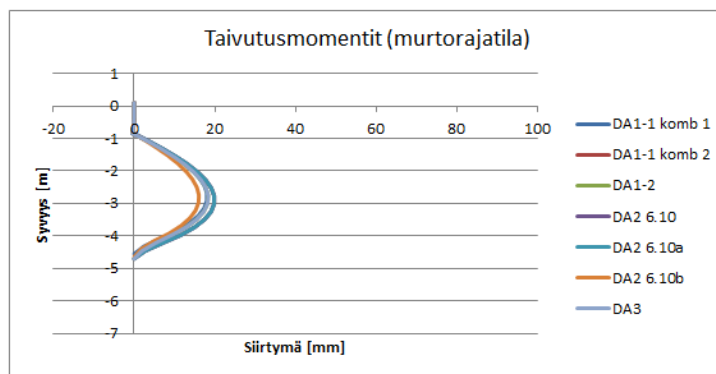
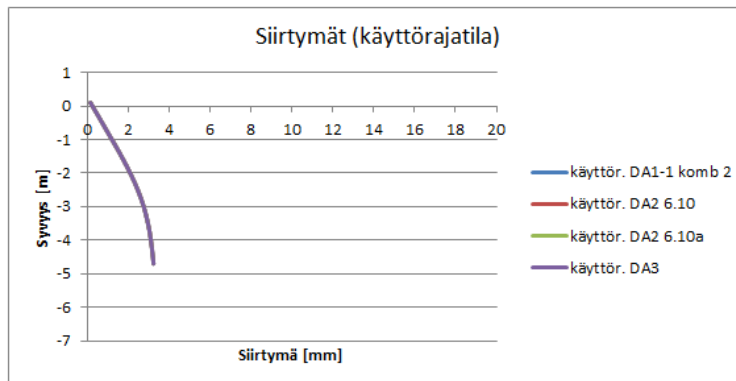
Yläraja $\phi=36,9^\circ$, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	34,2		
DA1-1 komb 2	36,3	26,2	1,38
DA1-2	36,1	26,2	1,38
DA2 6.10	36,3	26,2	1,38
DA2 6.10a	26,2		
DA2 6.10b	32,5	26,3	1,24
DA3	36,1	26,2	1,38

menetelmä	Max. tukivoimat [kN]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	54,8		
DA1-1 komb 2	53,4	38,0	1,41
DA1-2	53,9	38,0	1,42
DA2 6.10	53,4	38,0	1,41
DA2 6.10a	29,3		
DA2 6.10b	49,5	38,3	1,29
DA3	53,9	38,0	1,42

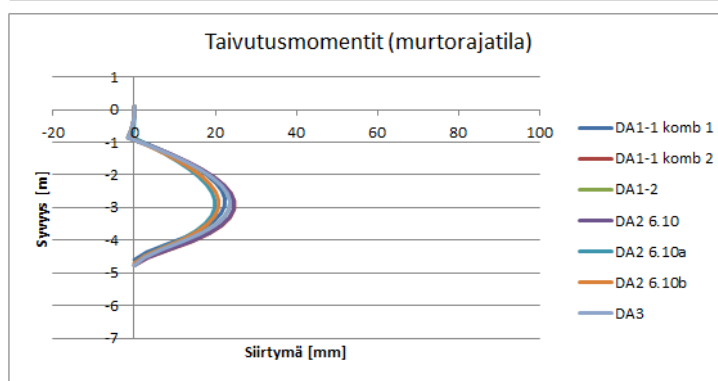
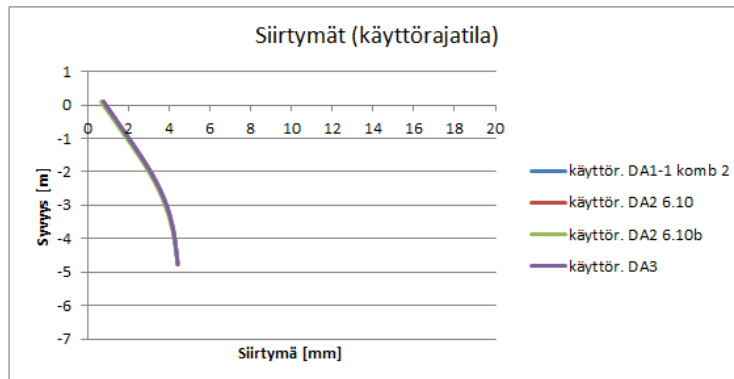
fii42 $\varphi=42,0^\circ$, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	18,0		
DA1-1 komb 2	19,9	14,7	1,35
DA1-2	18,4	14,7	1,25
DA2 6.10	19,9	14,7	1,35
DA2 6.10a	19,9	14,7	1,35
DA2 6.10b	16,1		
DA3	18,4	14,7	1,25

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	20,8		
DA1-1 komb 2	22,2	16,4	1,35
DA1-2	21,1	16,4	1,28
DA2 6.10	22,2	16,4	1,35
DA2 6.10a	22,2	16,4	1,35
DA2 6.10b	18,3		
DA3	21,1	16,4	1,28

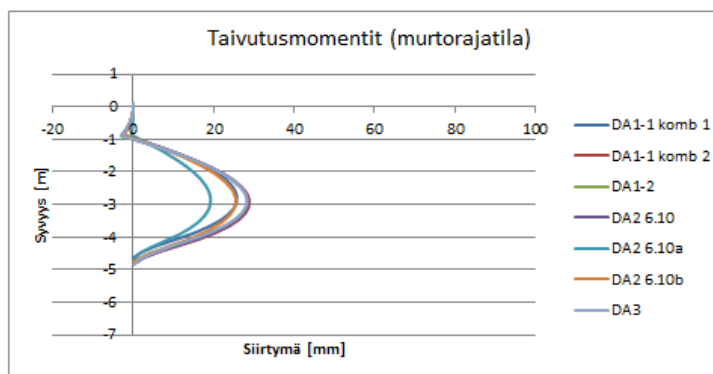
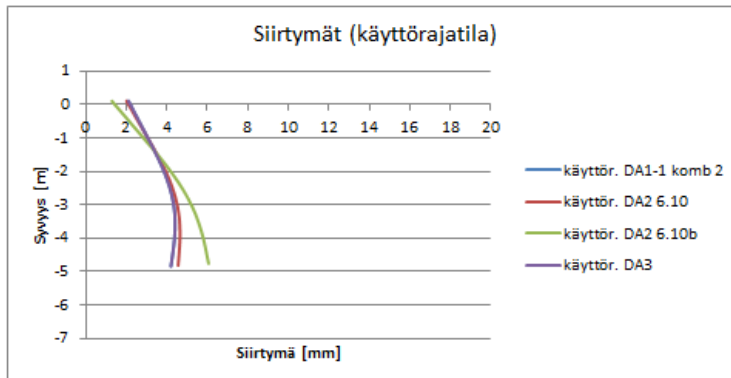
fii42 $\varphi=42,0^\circ$, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	22,3		
DA1-1 komb 2	24,7	18,0	1,37
DA1-2	23,6	18,0	1,31
DA2 6.10	24,6	17,9	1,37
DA2 6.10a	19,9		
DA2 6.10b	20,8	17,3	1,20
DA3	23,6	18,0	1,31

menetelmä	Max. tukivoimat [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	30,1		
DA1-1 komb 2	32,0	23,1	1,39
DA1-2	32,1	23,1	1,39
DA2 6.10	31,9	23,0	1,39
DA2 6.10a	22,2		
DA2 6.10b	28,1	22,6	1,24
DA3	32,1	23,1	1,39

fii42 $\varphi=42,0^\circ$, $q=20$ kPa



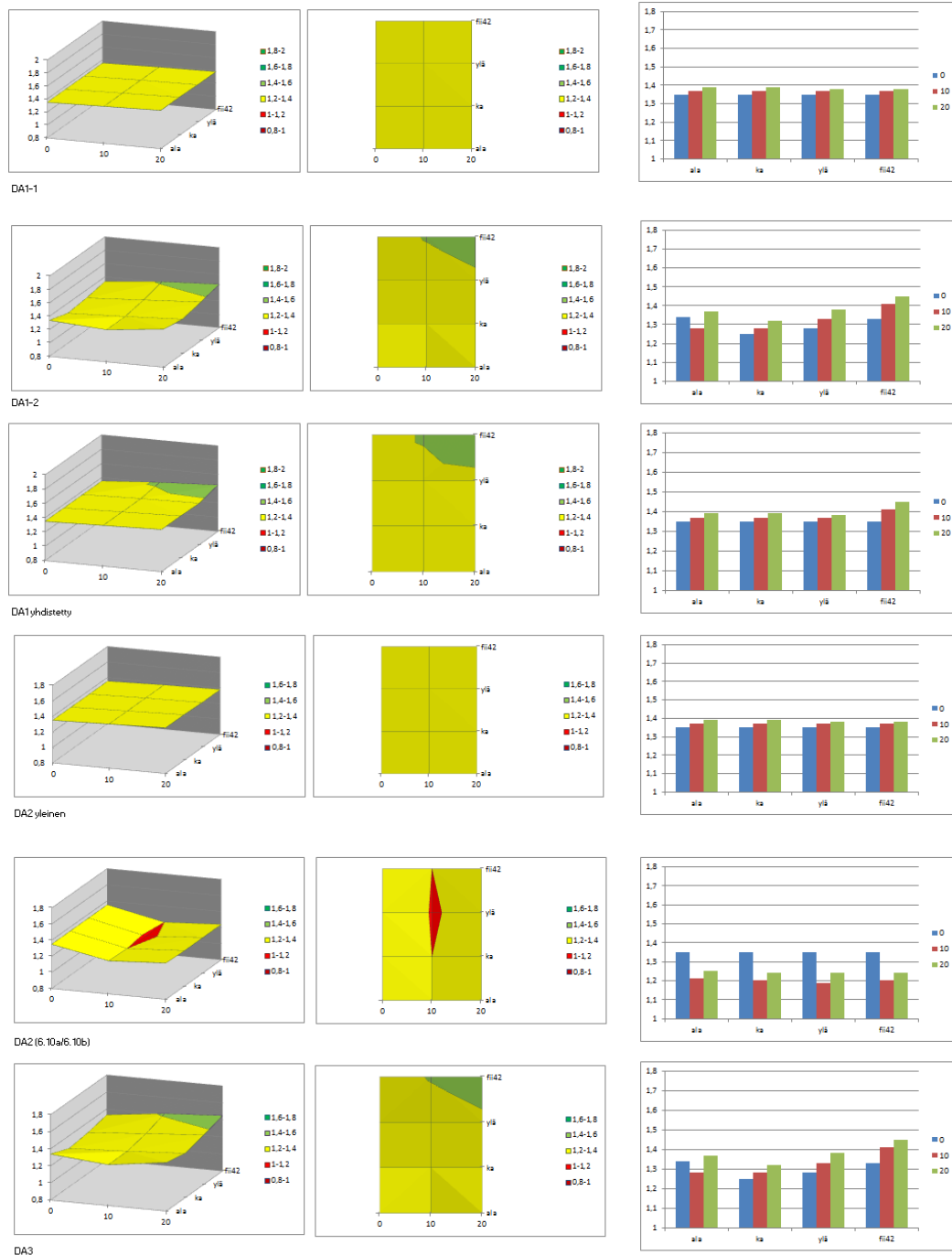
menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	25,8		
DA1-1 komb 2	28,9	20,9	1,38
DA1-2	28,3	20,9	1,36
DA2 6.10	28,5	20,6	1,38
DA2 6.10a	19,2		
DA2 6.10b	25,5	20,6	1,24
DA3	28,3	20,9	1,36

menetelmä	Max. tukivoimat [kN]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	39,1		
DA1-1 komb 2	41,7	29,6	1,41
DA1-2	43,1	29,6	1,45
DA2 6.10	41,4	29,5	1,41
DA2 6.10a	22,0		
DA2 6.10b	37,8	29,1	1,30
DA3	43,1	29,6	1,45

Liite 1 (14/20)

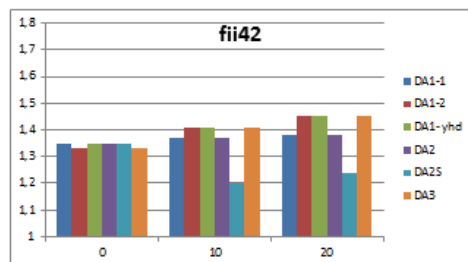
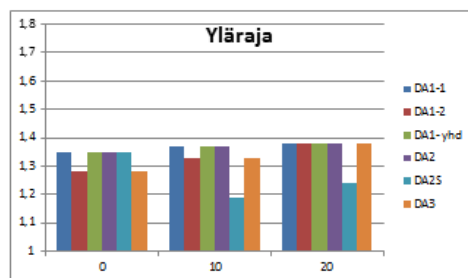
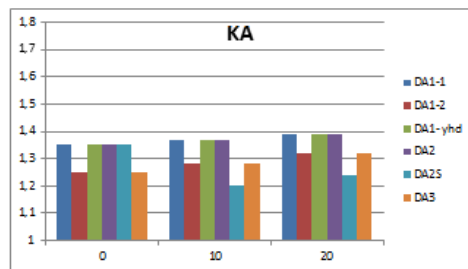
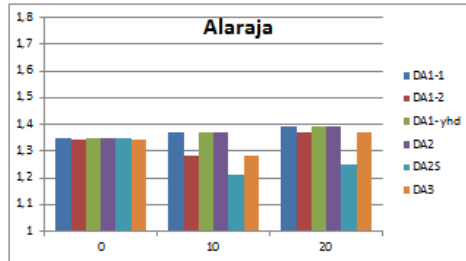
Taivutusmomentit: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylvädiagrammina.

Y-akseli kuvaa murtorajatilan ja käyttörajatilan suhdetta (ULS/SLS). Käytännössä tämä ero on osa laskentaan sisältyvää kokonaisvarmuutta. Lisää varmuutta tukiseinän mitoitukseen tulee sen lyöntisyyden laskemisesta. Yhdessä nämä muodostavat mitoituksen kokonaisvarmuuden.



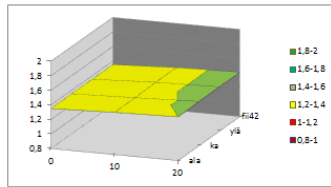
Liite 1 (15/20)

Taivutusmomentit: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.

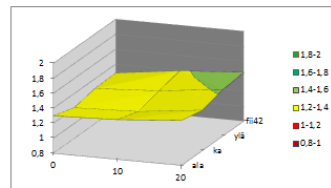
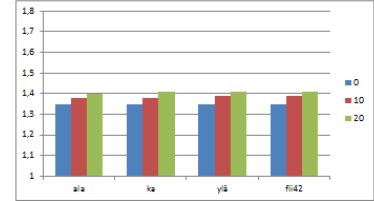
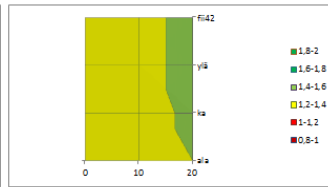


Liite 1 (17/20)

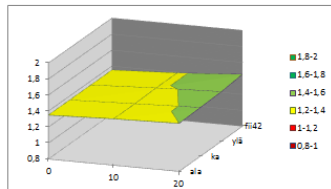
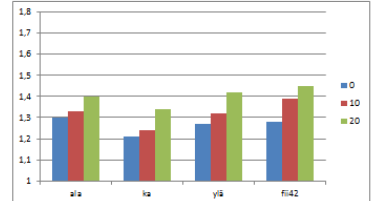
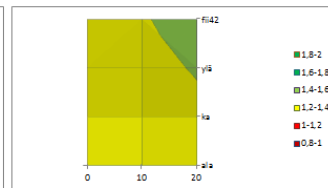
Tukivoimat: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdigrammina.



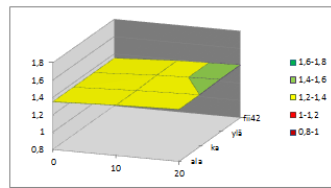
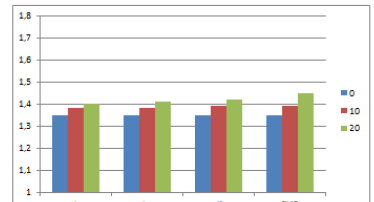
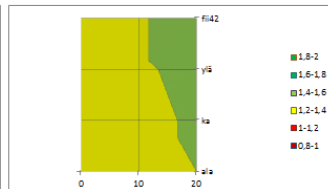
DA1-1



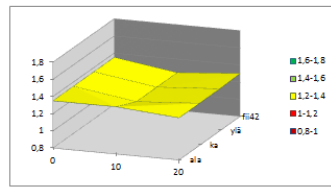
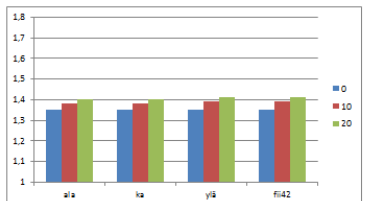
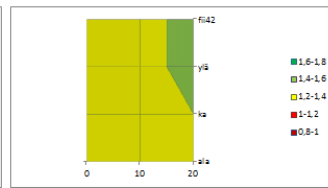
DA1-2



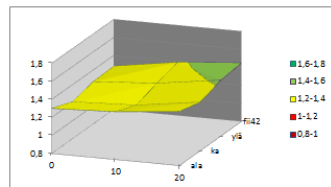
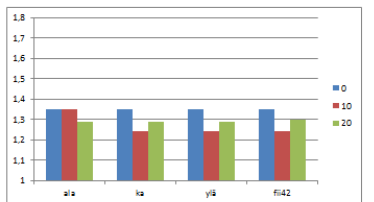
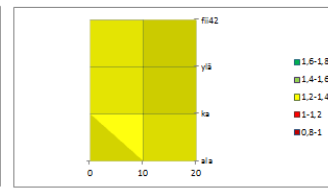
DA1 yhdistetty



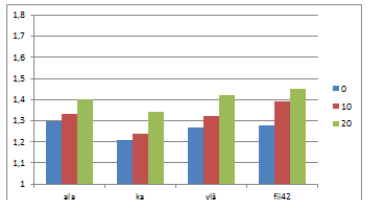
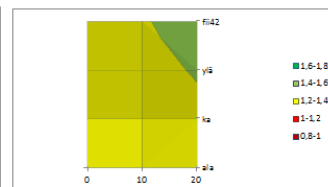
DA2 yleinen



DA2 (6.10a/6.10b)

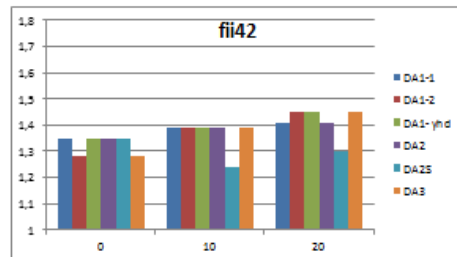
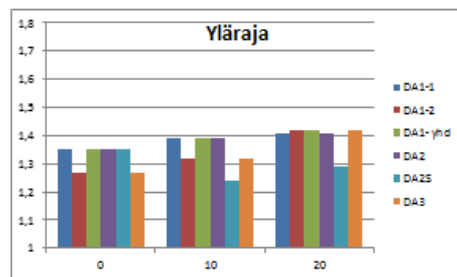
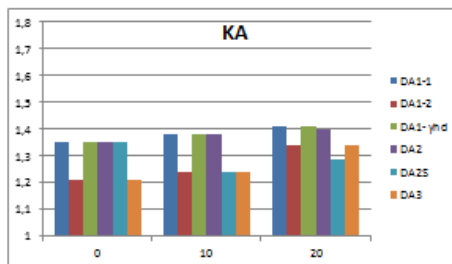
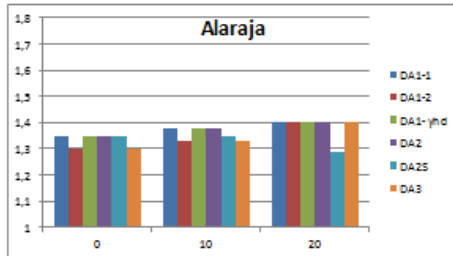


DA3



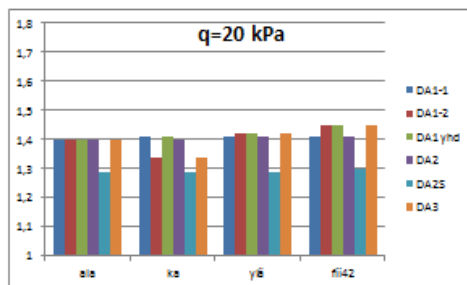
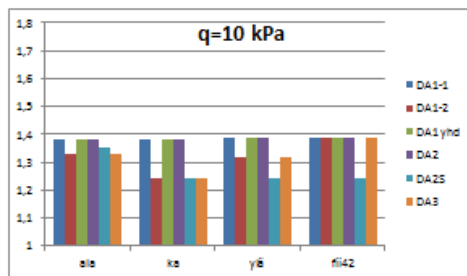
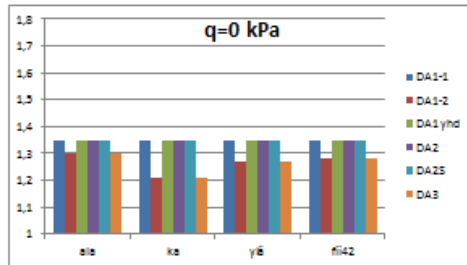
Liite 1 (18/20)

Tukivoimat: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.



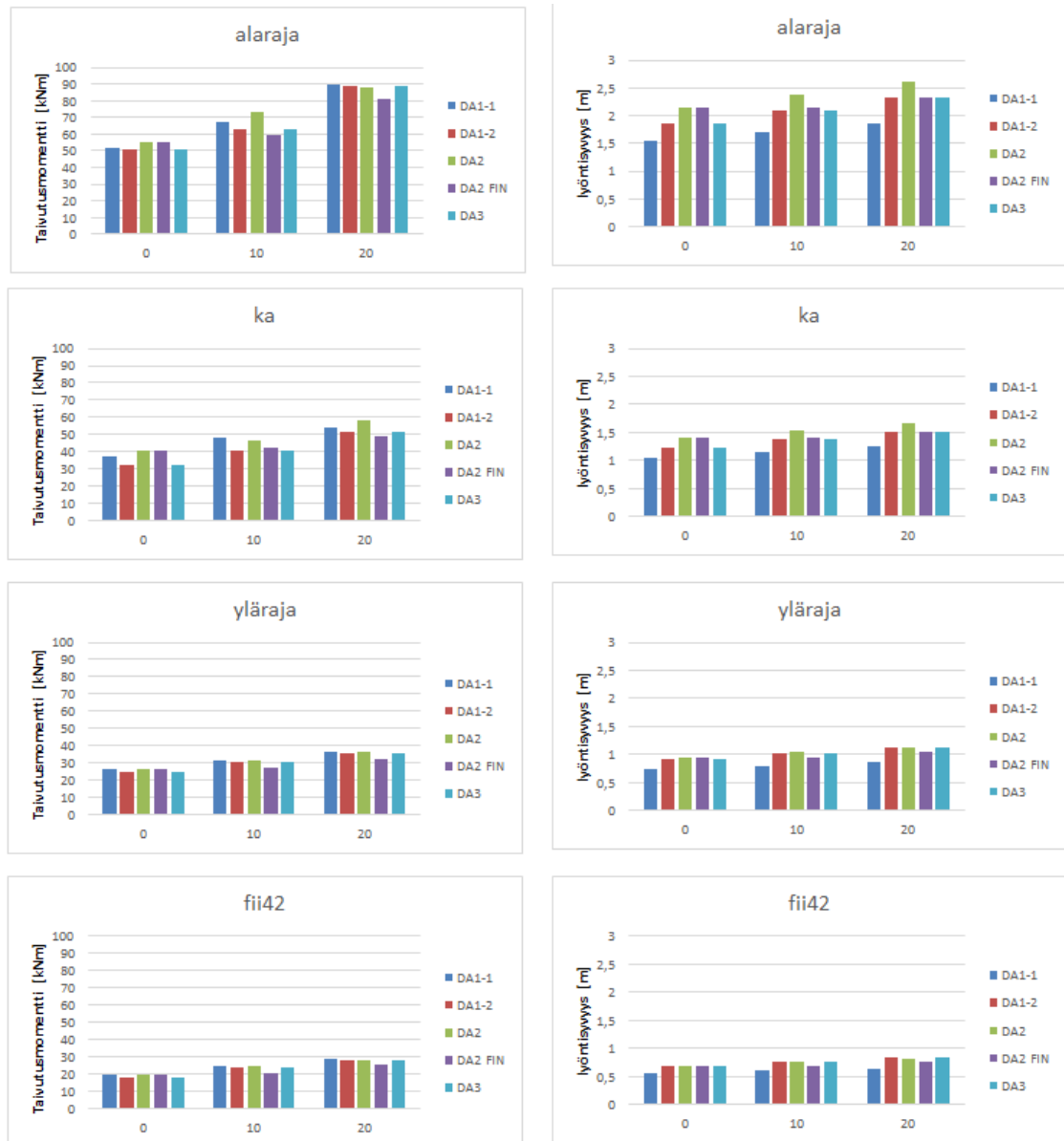
Liite 1 (19/20)

Tukivoimat: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.



Liite 1 (20/20)

Eri mitoitusmenetelmillä saavutetut mitoitusmomenttien arvot. Vasemmalla mitoitusmomenttien arvot, oikealla tukiseinän lyöntisyvyys.



LIITE 2.

Liitteessä 2 esitetään mitoitus tulokset laskentaesimerkille 2. Tuloksissa esitetty suhde ULS/SLS kuvaa suoraan tukiseinän kokonaisvarmuutta. Murtorajatila on laskettu kunkin mitoitusmenetelmän vaatimalla tavalla. Käyttörajatilamitoitus tarvitsee tehdä nyt vain kertaalleen, sillä tukiseinän ”lyöntisyvyys” on kaikille mitoitus tapauksille sama.

Saven suljetun leikkauslujuuden varioidut arvot ovat seuraavat:

Alaraja	$s_u=4,8+0,8/m$ kPa
Keskiarvo	$s_u=7,9+1,3/m$ kPa
Yläaraja	$s_u=11,6+1,8/m$ kPa

Tulokset esitetään jokaiselle varioidulle laskentatapaukselle seuraavassa järjestyksessä:

- 1) seinän siirtymät
- 2) maksimitaivutusmomentit
- 3) tukivoimat 1-3
- 4) kalliopultti

Lisäksi tukiseinärakenteiden mitoituksesta esitetään seuraavien rakenneosien mitoitus:

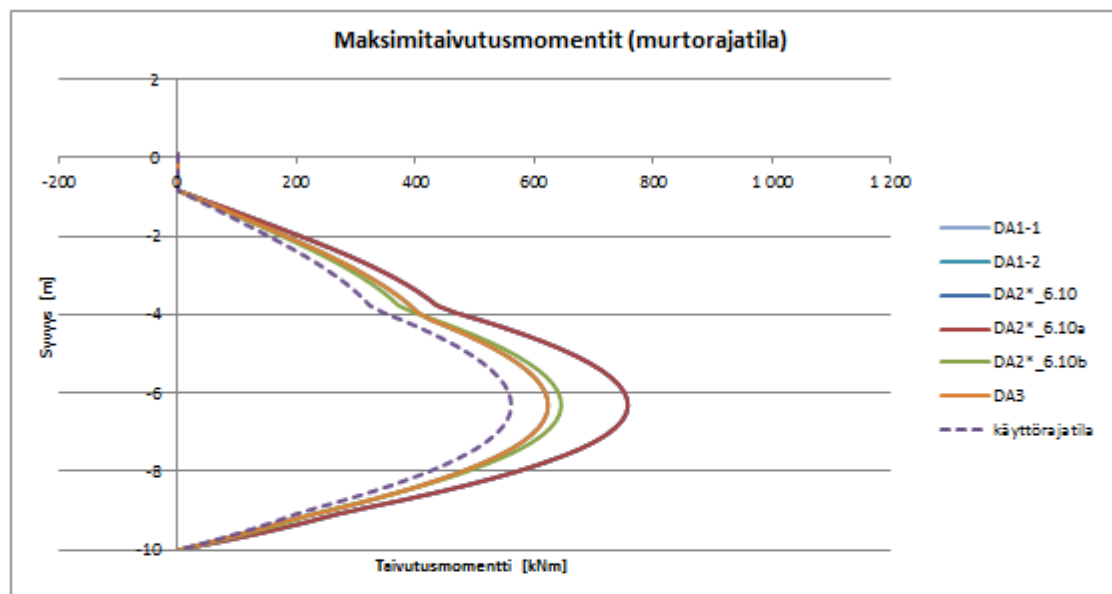
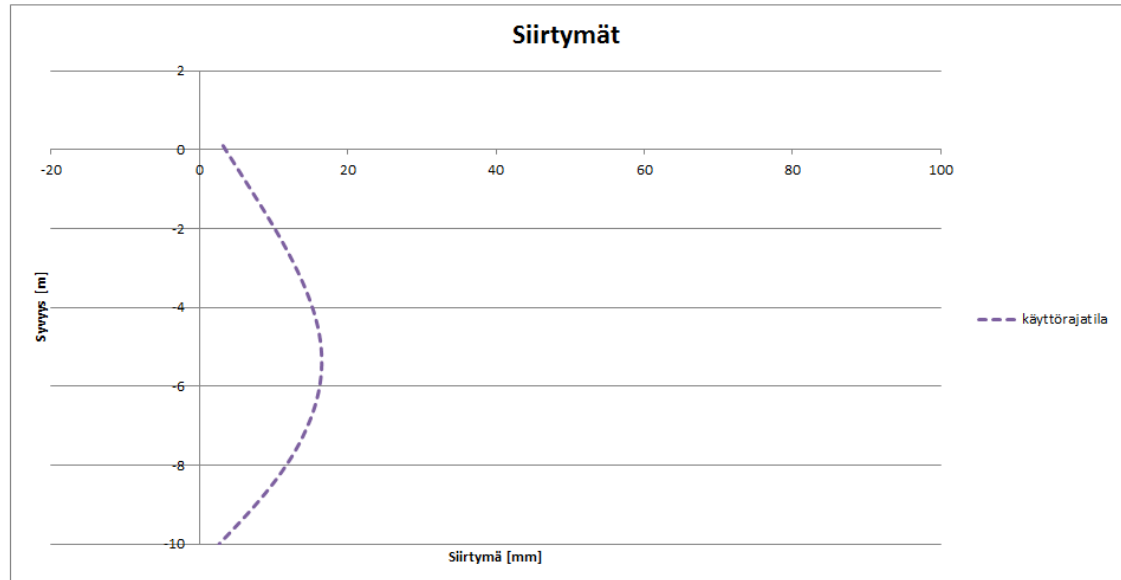
- 1) tukiseinä
- 2) vaakapalkki
- 3) juuripultti:
 - a. RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukainen
 - b. NGI:n mukainen

Kuvaajissa ja taulukoissa esiintyy mitoitusmenetelmälle DA2* kolme eri arvoa. Nämä arvot riippuvat käytetystä kuormitusyhdistelmästä 610; 6.10a ja 6.10b. Merkinnät tarkoittavat seuraavaa:

- DA2* ja 6.10: Kuormilla Eurokoodin mukaiset suositusarvot, $y_G=1,35$ ja $y_Q=1,5$
- DA2* ja 6.10a: Suomen kansallisen liitteen mukainen yhdistely, $y_G=1,35$ ja $y_Q=0$
- DA2* ja 6.10b: Suomen kansallisen liitteen mukainen yhdistely, $y_G=1,15$ ja $y_Q=1,5$

Mitoitusrasitukset tukiseinälle, ankkureille ja kalliopultille

Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	757,8	561,3	1,35
DA1-2	623,4	561,3	1,11
DA2 6.10	757,8	561,3	1,35
DA2 6.10a	757,8	561,3	1,35
DA2 6.10b	645,5	561,3	1,15
DA3	623,4	561,3	1,11

Liite 2 (3/55)

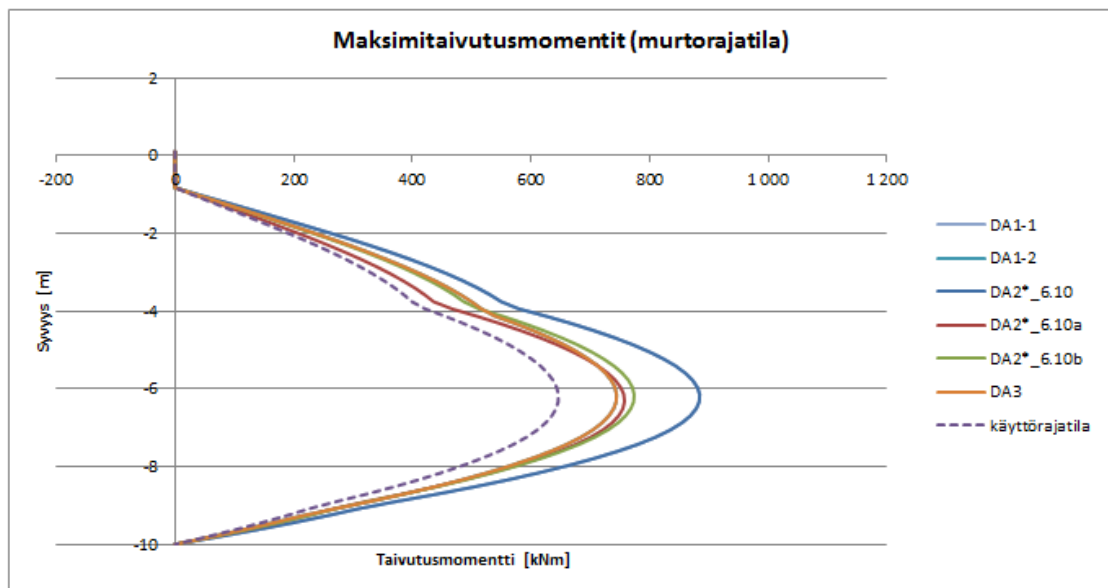
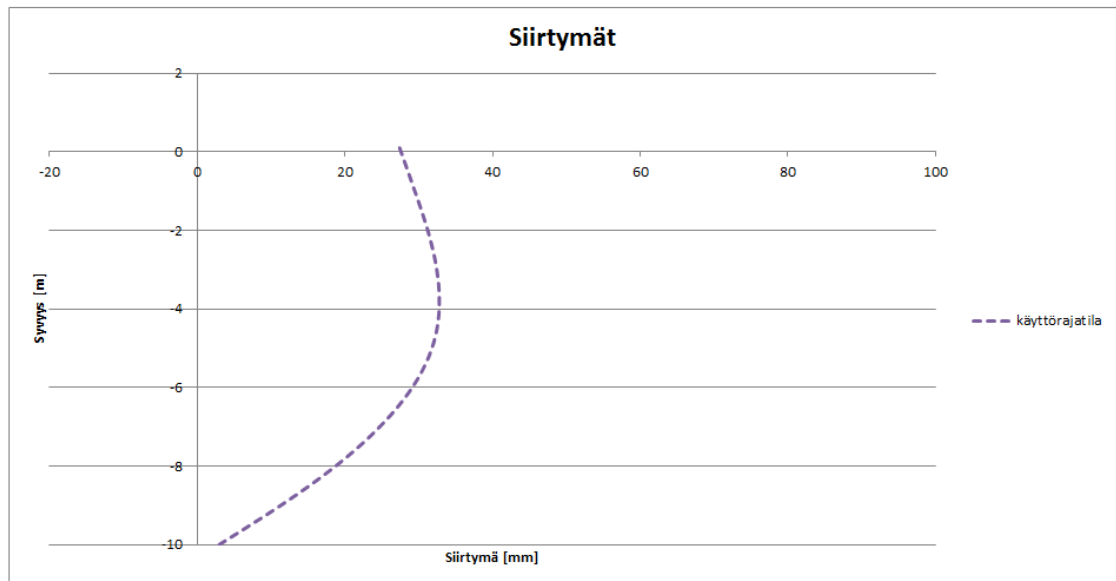
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	907,9	672,5	1,35
DA1-2	805,3	672,5	1,20
DA2 6.10	907,9	672,5	1,35
DA2 6.10a	907,9	672,5	1,35
DA2 6.10b	773,4	672,5	1,15
DA3	805,3	672,5	1,20

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	960,3	711,4	1,35
DA1-2	716,7	711,4	1,01
DA2 6.10	960,3	711,4	1,35
DA2 6.10a	960,3	711,4	1,35
DA2 6.10b	818,1	711,4	1,15
DA3	716,7	711,4	1,01

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	810,4	600,3	1,35
DA1-2	596,7	600,3	0,99
DA2 6.10	810,4	600,3	1,35
DA2 6.10a	810,4	600,3	1,35
DA2 6.10b	690,3	600,3	1,15
DA3	596,7	600,3	0,99

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	357,4	264,7	1,35
DA1-2	287,5	264,7	1,09
DA2 6.10	357,4	264,7	1,35
DA2 6.10a	357,4	264,7	1,35
DA2 6.10b	304,5	264,7	1,15
DA3	287,5	264,7	1,09

Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	884,5	646,3	1,37
DA1-2	744,4	646,3	1,15
DA2 6.10	884,5	646,3	1,37
DA2 6.10a	757,8	646,3	1,17
DA2 6.10b	774,1	646,3	1,20
DA3	744,4	646,3	1,15

Liite 2 (5/55)

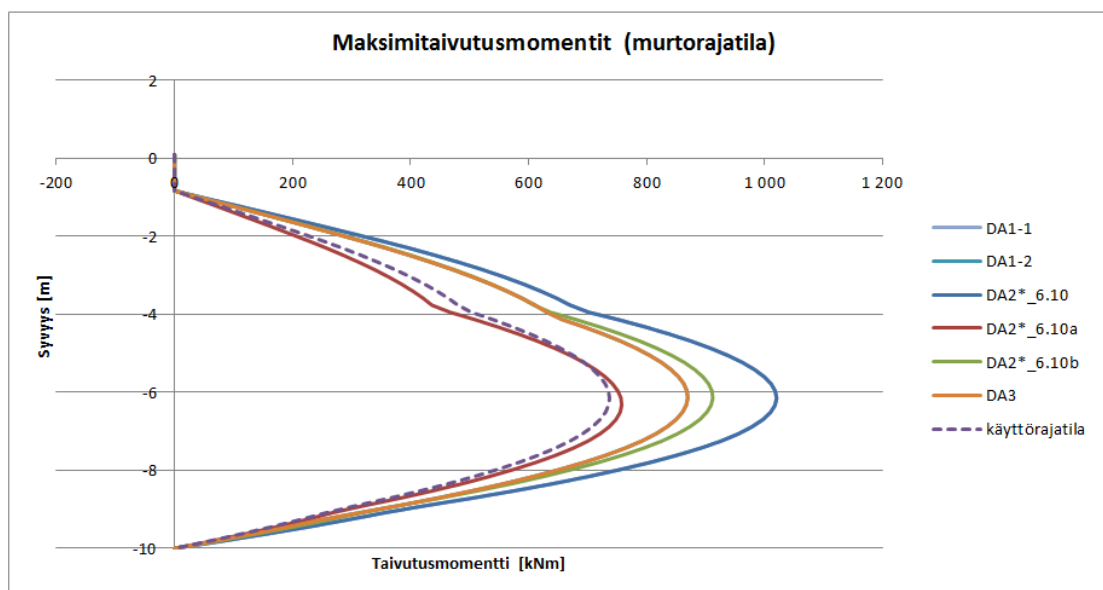
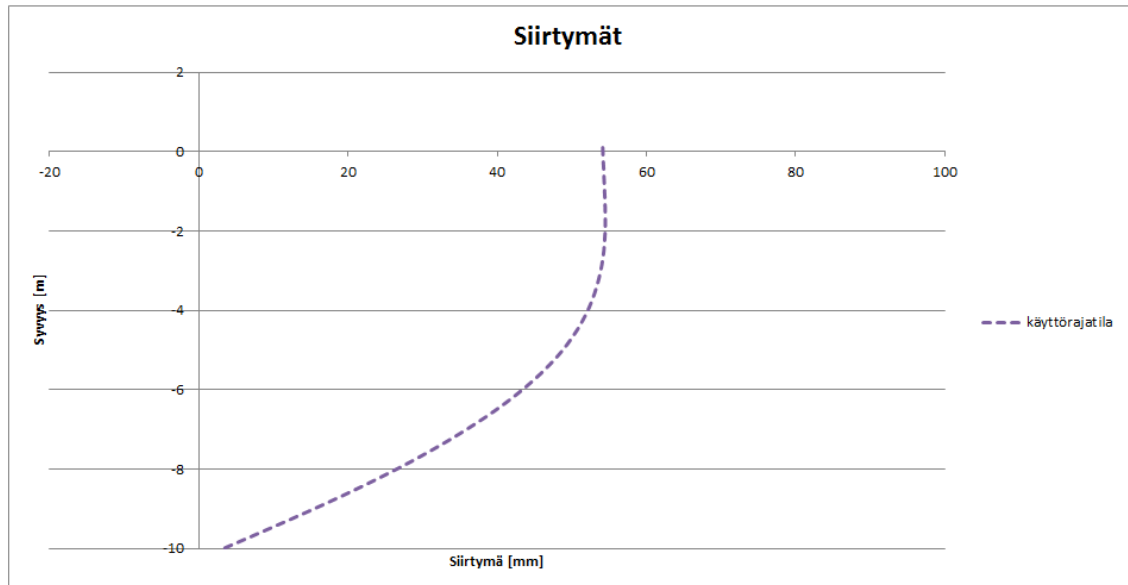
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	1171,8	849,8	1,38
DA1-2	1059,6	849,8	1,25
DA2 6.10	1171,8	849,8	1,38
DA2 6.10a	907,9	849,8	1,07
DA2 6.10b	1040,2	849,8	1,22
DA3	1059,6	849,8	1,25

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	996,0	735,8	1,35
DA1-2	728,8	735,8	0,99
DA2 6.10	996,0	735,8	1,35
DA2 6.10a	960,3	735,8	1,31
DA2 6.10b	852,5	735,8	1,16
DA3	728,8	735,8	0,99

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	820,5	607,3	1,35
DA1-2	599,3	607,3	0,99
DA2 6.10	820,5	607,3	1,35
DA2 6.10a	810,4	607,3	1,33
DA2 6.10b	699,8	607,3	1,15
DA3	599,3	607,3	0,99

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	405,4	296,9	1,37
DA1-2	335,3	296,9	1,13
DA2 6.10	405,4	296,9	1,37
DA2 6.10a	357,4	296,9	1,20
DA2 6.10b	353,3	296,9	1,19
DA3	335,3	296,9	1,13

Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	1020,2	737,1	1,38
DA1-2	869,7	737,1	1,18
DA2 6.10	1020,2	737,1	1,38
DA2 6.10a	757,8	737,1	1,03
DA2 6.10b	912,1	737,1	1,24
DA3	869,7	737,1	1,18

Liite 2 (7/55)

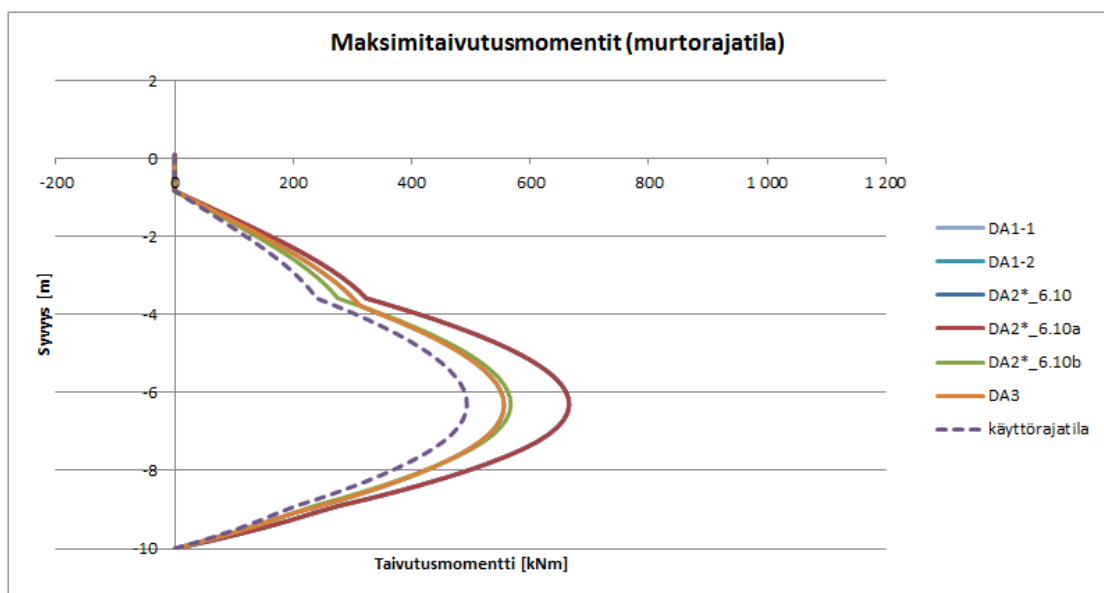
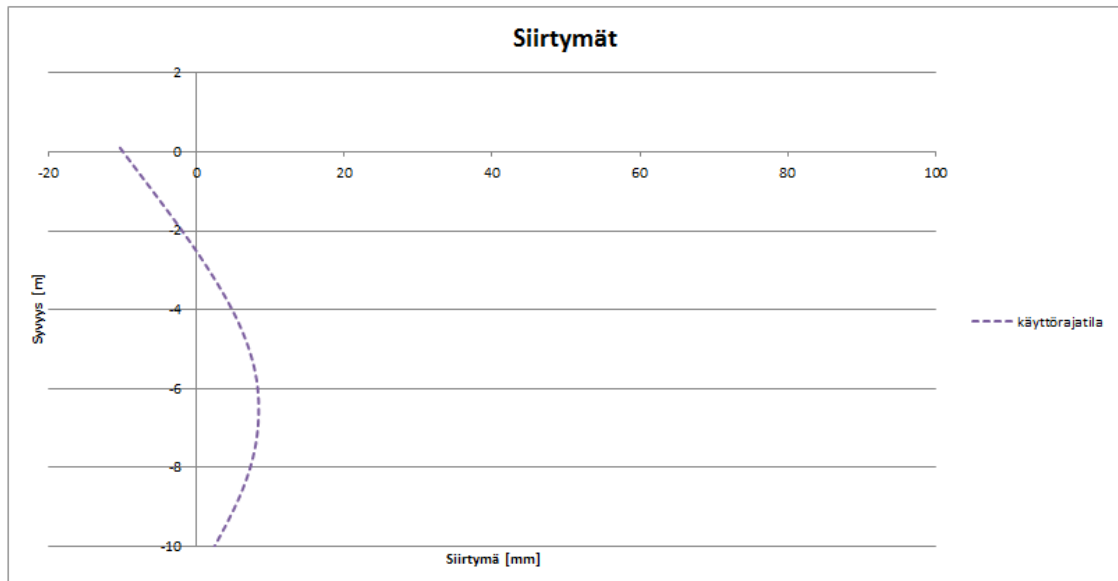
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	1446,5	1034,1	1,40
DA1-2	1317,8	1034,1	1,27
DA2 6.10	1446,5	1034,1	1,40
DA2 6.10a	907,9	1034,1	0,88
DA2 6.10b	1318,6	1034,1	1,28
DA3	1317,8	1034,1	1,27

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	1015,1	750,1	1,35
DA1-2	733,4	750,1	0,98
DA2 6.10	1015,1	750,1	1,35
DA2 6.10a	960,3	750,1	1,28
DA2 6.10b	868,3	750,1	1,16
DA3	733,4	750,1	0,98

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	824,9	610,6	1,35
DA1-2	600,5	610,6	0,98
DA2 6.10	824,9	610,6	1,35
DA2 6.10a	810,4	610,6	1,33
DA2 6.10b	703,6	610,6	1,15
DA3	600,5	610,6	0,98

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	457,8	331,9	1,38
DA1-2	384,6	331,9	1,16
DA2 6.10	457,8	331,9	1,38
DA2 6.10a	357,4	331,9	1,08
DA2 6.10b	406,7	331,9	1,23
DA3	384,6	331,9	1,16

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	665,6	493,1	1,35
DA1-2	555,8	493,1	1,13
DA2 6.10	665,6	493,1	1,35
DA2 6.10a	665,6	493,1	1,35
DA2 6.10b	567,0	493,1	1,15
DA3	555,8	493,1	1,13

Liite 2 (9/55)

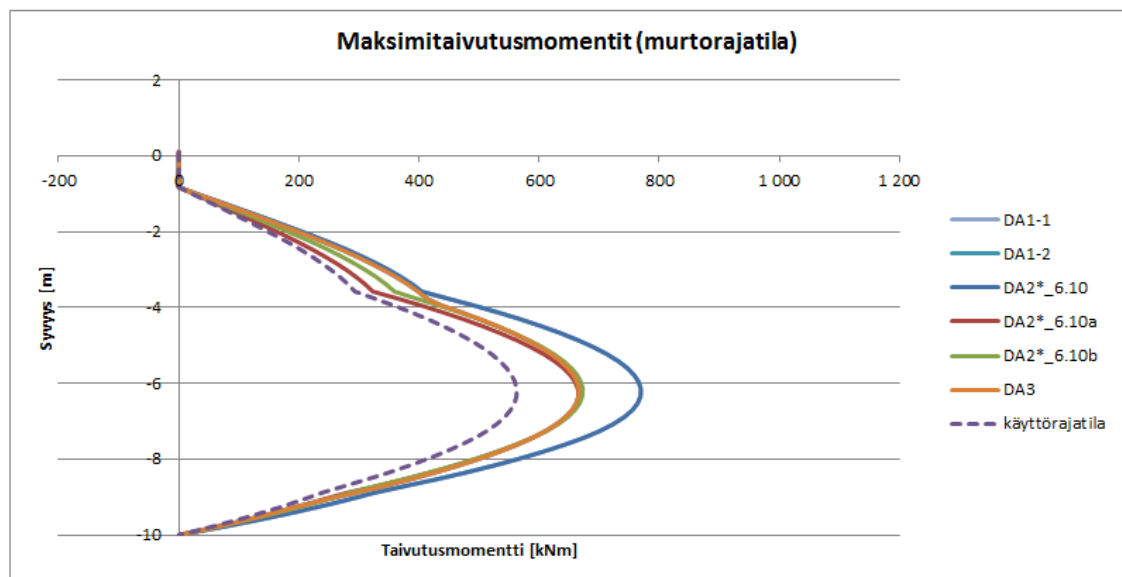
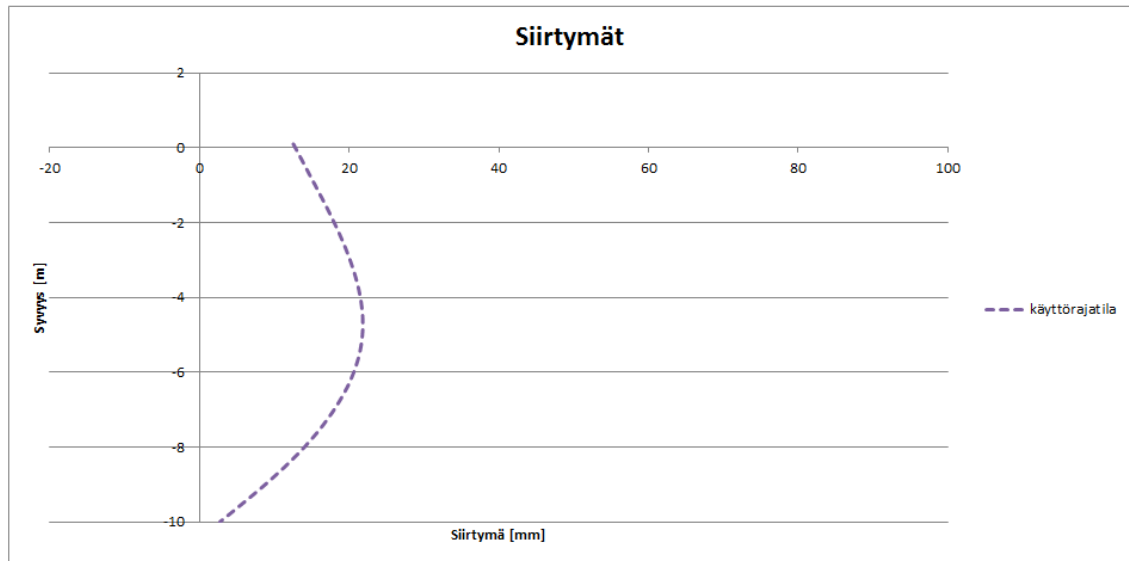
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	720,6	533,8	1,35
DA1-2	661,1	533,8	1,24
DA2 6.10	720,6	533,8	1,35
DA2 6.10a	720,6	533,8	1,35
DA2 6.10b	613,9	533,8	1,15
DA3	661,1	533,8	1,24

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	901,0	667,4	1,35
DA1-2	709,9	667,4	1,06
DA2 6.10	901,0	667,4	1,35
DA2 6.10a	901,0	667,4	1,35
DA2 6.10b	767,5	667,4	1,15
DA3	709,9	667,4	1,06

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	810,0	600,0	1,35
DA1-2	596,5	600,0	0,99
DA2 6.10	810,0	600,0	1,35
DA2 6.10a	810,0	600,0	1,35
DA2 6.10b	690,0	600,0	1,15
DA3	596,5	600,0	0,99

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	321,8	238,4	1,35
DA1-2	267,2	238,4	1,12
DA2 6.10	321,8	238,4	1,35
DA2 6.10a	321,8	238,4	1,35
DA2 6.10b	274,1	238,4	1,15
DA3	267,2	238,4	1,12

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	769,4	562,6	1,37
DA1-2	666,1	562,6	1,18
DA2 6.10	769,4	562,6	1,37
DA2 6.10a	665,6	562,6	1,18
DA2 6.10b	672,6	562,6	1,20
DA3	666,1	562,6	1,18

Liite 2 (11/55)

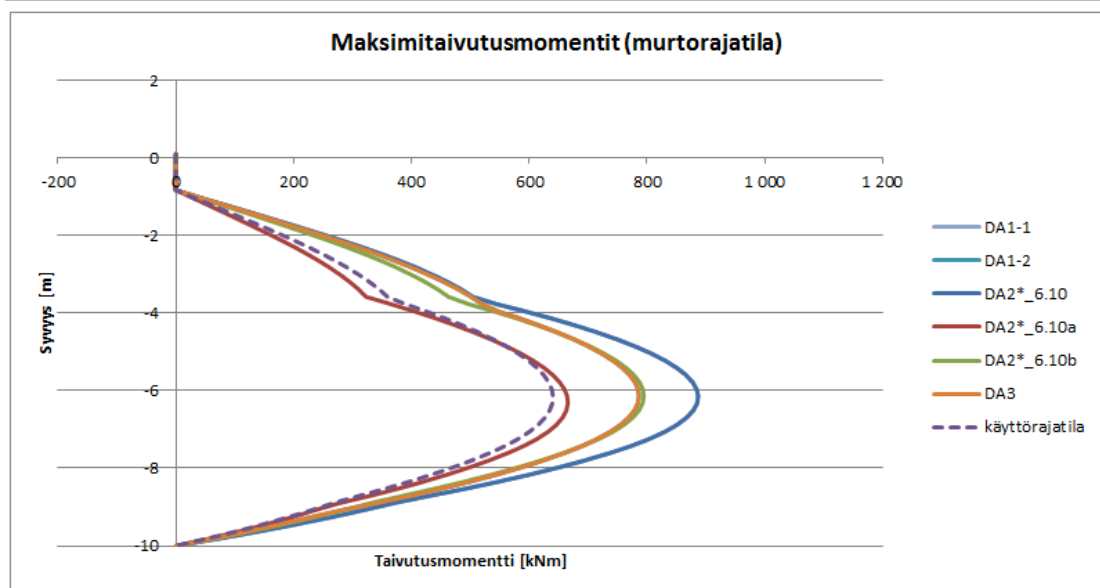
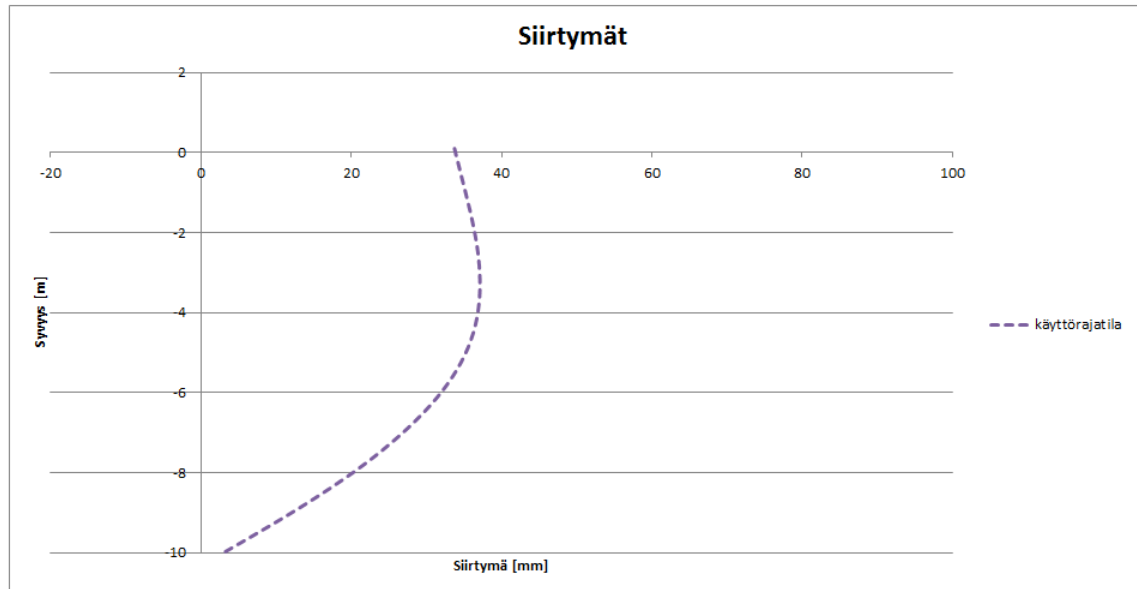
Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	928,3	672,2	1,38
DA1-2	900,9	672,2	1,34
DA2 6.10	928,3	672,2	1,38
DA2 6.10a	720,6	672,2	1,07
DA2 6.10b	826,9	672,2	1,23
DA3	900,9	672,2	1,34

Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	968,0	711,6	1,36
DA1-2	745,0	711,6	1,05
DA2 6.10	968,0	711,6	1,36
DA2 6.10a	901,0	711,6	1,27
DA2 6.10b	836,2	711,6	1,18
DA3	745,0	711,6	1,05

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	820,0	606,5	1,35
DA1-2	604,0	606,5	1,00
DA2 6.10	820,0	606,5	1,35
DA2 6.10a	810,0	606,5	1,34
DA2 6.10b	700,5	606,5	1,16
DA3	604,0	606,5	1,00

kalliopultti		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	370,2	271,5	1,36
DA1-2	309,5	271,5	1,14
DA2 6.10	370,2	271,5	1,36
DA2 6.10a	321,8	271,5	1,19
DA2 6.10b	321,8	271,5	1,19
DA3	309,5	271,5	1,14

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	887,0	640,4	1,39
DA1-2	786,4	640,4	1,23
DA2 6.10	887,0	640,4	1,39
DA2 6.10a	665,6	640,4	1,04
DA2 6.10b	794,7	640,4	1,24
DA3	786,4	640,4	1,23

Liite 2 (13/55)

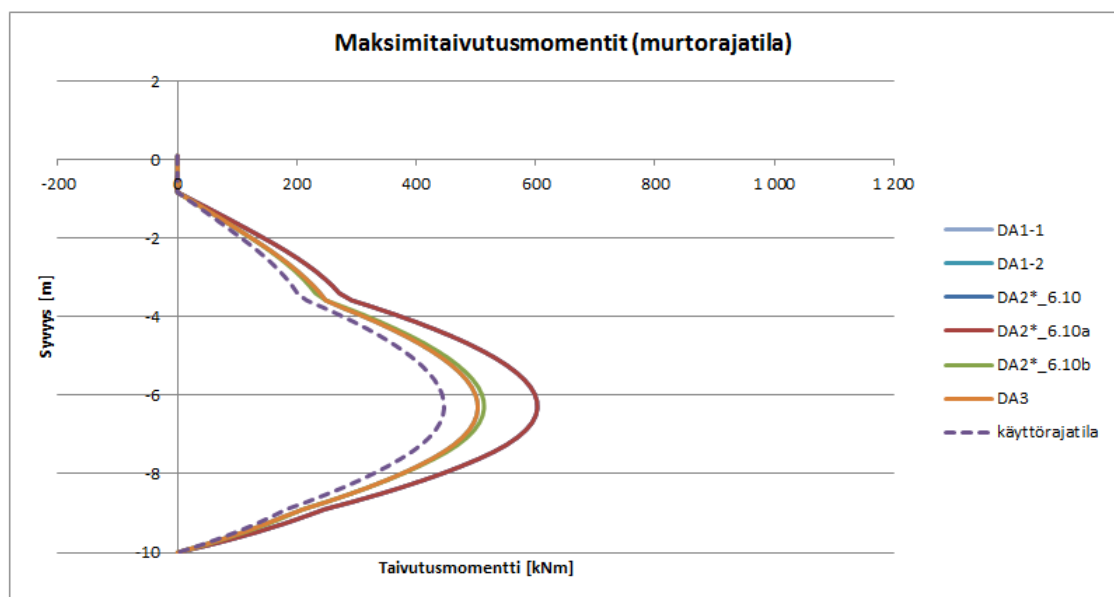
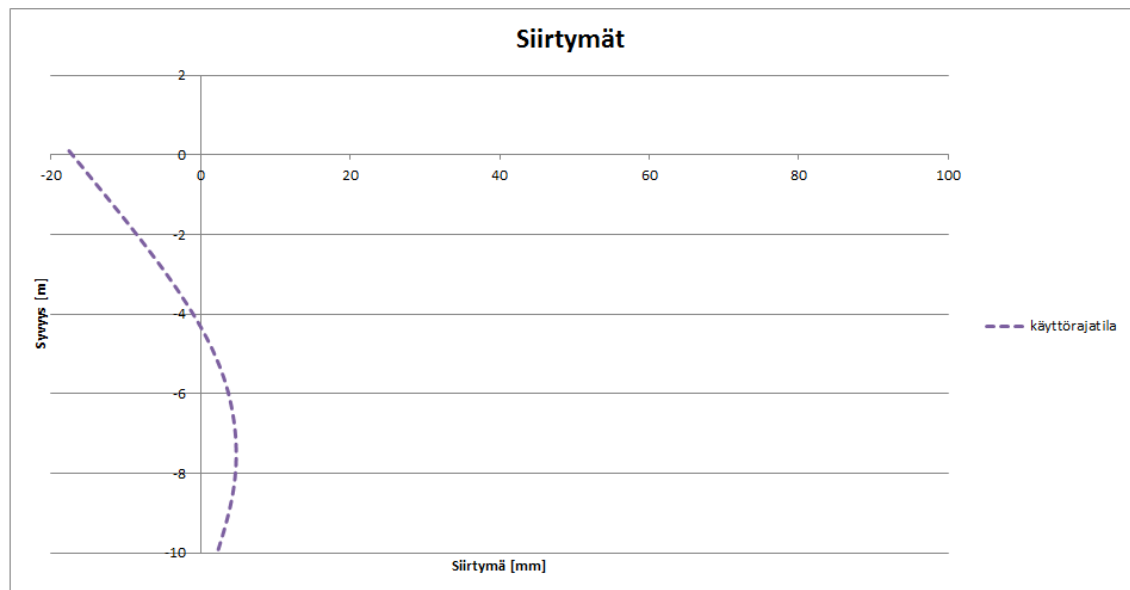
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	1172,8	834,5	1,41
DA1-2	1152,0	834,5	1,38
DA2 6.10	1172,8	834,5	1,41
DA2 6.10a	720,6	834,5	0,86
DA2 6.10b	1079,3	834,5	1,29
DA3	1152,0	834,5	1,38

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	1027,3	754,9	1,36
DA1-2	758,9	754,9	1,01
DA2 6.10	1027,3	754,9	1,36
DA2 6.10a	901,0	754,9	1,19
DA2 6.10b	886,6	754,9	1,17
DA3	758,9	754,9	1,01

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	830,1	613,9	1,35
DA1-2	606,6	613,9	0,99
DA2 6.10	830,1	613,9	1,35
DA2 6.10a	810,0	613,9	1,32
DA2 6.10b	709,3	613,9	1,16
DA3	606,6	613,9	0,99

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	414,5	300,7	1,38
DA1-2	356,5	300,7	1,19
DA2 6.10	414,5	300,7	1,38
DA2 6.10a	321,8	300,7	1,07
DA2 6.10b	368,1	300,7	1,22
DA3	356,5	300,7	1,19

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	603,0	446,7	1,35
DA1-2	503,1	446,7	1,13
DA2 6.10	603,0	446,7	1,35
DA2 6.10a	603,0	446,7	1,35
DA2 6.10b	513,7	446,7	1,15
DA3	503,1	446,7	1,13

Liite 2 (15/55)

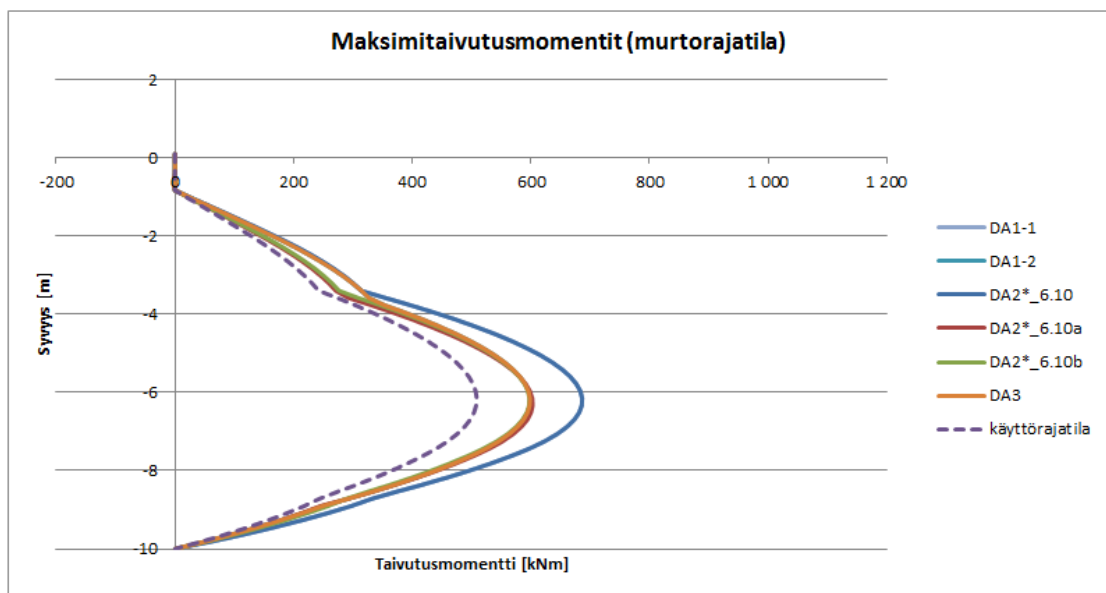
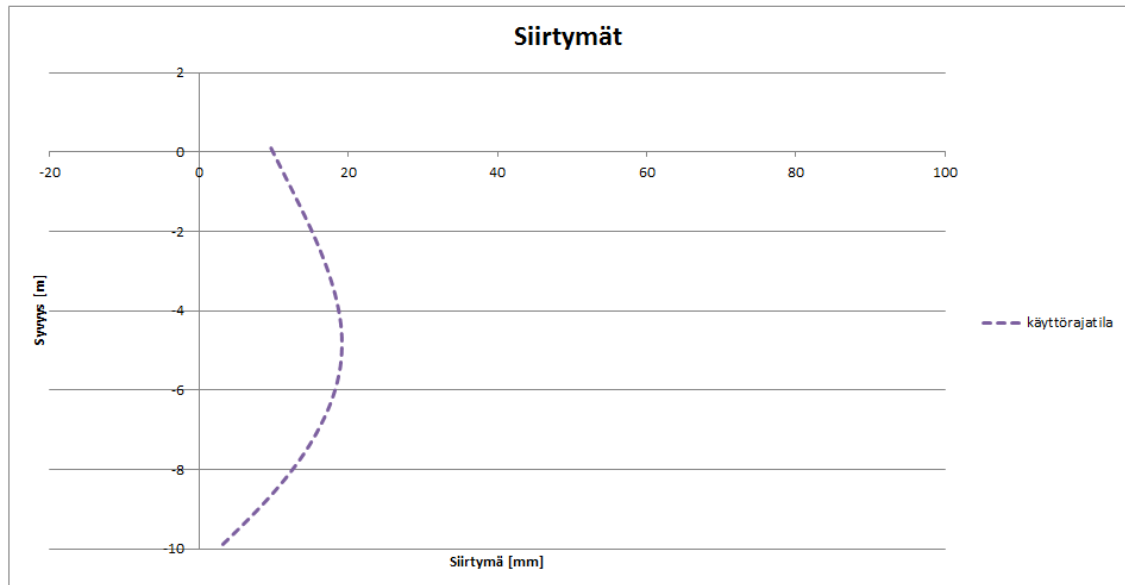
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	659,9	488,9	1,35
DA1-2	551,1	488,9	1,13
DA2 6.10	659,9	488,9	1,35
DA2 6.10a	659,9	488,9	1,35
DA2 6.10b	562,2	488,9	1,15
DA3	551,1	488,9	1,13

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	854,1	632,7	1,35
DA1-2	676,1	632,7	1,07
DA2 6.10	854,1	632,7	1,35
DA2 6.10a	854,1	632,7	1,35
DA2 6.10b	727,6	632,7	1,15
DA3	676,1	632,7	1,07

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	787,8	583,6	1,35
DA1-2	602,5	583,6	1,03
DA2 6.10	787,8	583,6	1,35
DA2 6.10a	787,8	583,6	1,35
DA2 6.10b	671,1	583,6	1,15
DA3	602,5	583,6	1,03

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	297,4	220,3	1,35
DA1-2	242,4	220,3	1,10
DA2 6.10	297,4	220,3	1,35
DA2 6.10a	297,4	220,3	1,35
DA2 6.10b	253,4	220,3	1,15
DA3	242,4	220,3	1,10

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	686,4	508,7	1,35
DA1-2	598,5	508,7	1,18
DA2 6.10	686,4	508,7	1,35
DA2 6.10a	603,0	508,7	1,19
DA2 6.10b	597,6	508,7	1,17
DA3	598,5	508,7	1,18

Liite 2 (17/55)

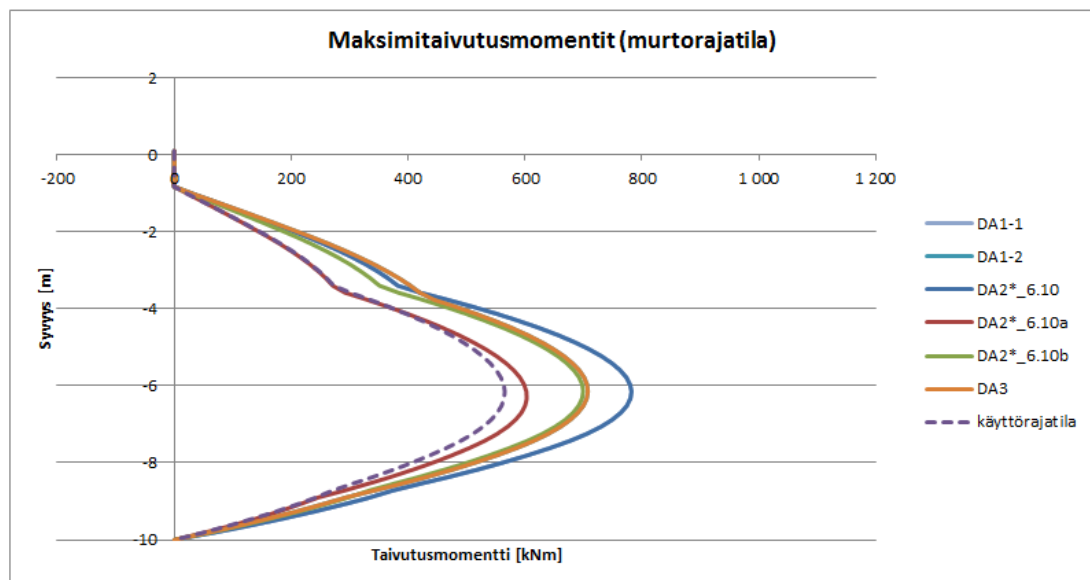
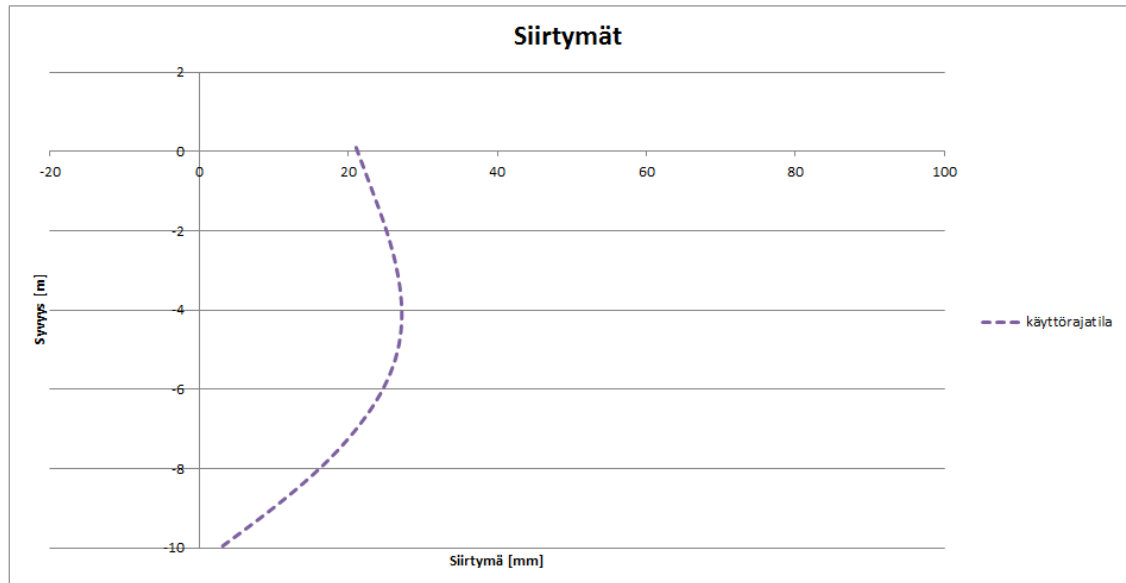
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	775,0	587,0	1,32
DA1-2	747,1	587,0	1,27
DA2 6.10	775,0	587,0	1,32
DA2 6.10a	659,9	587,0	1,12
DA2 6.10b	686,1	587,0	1,17
DA3	747,1	587,0	1,27

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	894,4	602,8	1,48
DA1-2	732,9	602,8	1,22
DA2 6.10	894,4	602,8	1,48
DA2 6.10a	854,1	602,8	1,42
DA2 6.10b	786,6	602,8	1,30
DA3	732,9	602,8	1,22

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	813,5	604,0	1,35
DA1-2	609,4	604,0	1,01
DA2 6.10	813,5	604,0	1,35
DA2 6.10a	787,8	604,0	1,30
DA2 6.10b	695,2	604,0	1,15
DA3	609,4	604,0	1,01

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	347,6	255,5	1,36
DA1-2	283,8	255,5	1,11
DA2 6.10	347,6	255,5	1,36
DA2 6.10a	297,4	255,5	1,16
DA2 6.10b	301,1	255,5	1,18
DA3	283,8	255,5	1,11

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Taivutusmomentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1	782,1	565,4	1,38
DA1-2	707,6	565,4	1,25
DA2 6.10	782,1	565,4	1,38
DA2 6.10a	603,0	565,4	1,07
DA2 6.10b	699,4	565,4	1,24
DA3	707,6	565,4	1,25

Liite 2 (19/55)

Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	962,0	685,0	1,40
DA1-2	972,1	685,0	1,42
DA2 6.10	962,0	685,0	1,40
DA2 6.10a	659,9	685,0	0,96
DA2 6.10b	886,1	685,0	1,29
DA3	972,1	685,0	1,42

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	992,1	724,6	1,37
DA1-2	770,5	724,6	1,06
DA2 6.10	992,1	724,6	1,37
DA2 6.10a	854,1	724,6	1,18
DA2 6.10b	866,9	724,6	1,20
DA3	770,5	724,6	1,06

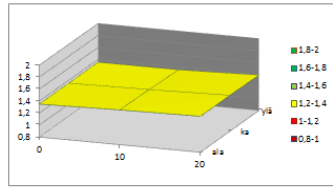
Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	828,6	611,9	1,35
DA1-2	616,2	611,9	1,01
DA2 6.10	828,6	611,9	1,35
DA2 6.10a	787,8	611,9	1,29
DA2 6.10b	709,6	611,9	1,16
DA3	616,2	611,9	1,01

kalliopultti	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1	383,0	278,5	1,38
DA1-2	325,5	278,5	1,17
DA2 6.10	383,0	278,5	1,38
DA2 6.10a	297,4	278,5	1,07
DA2 6.10b	338,7	278,5	1,22
DA3	325,5	278,5	1,17

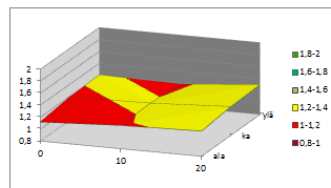
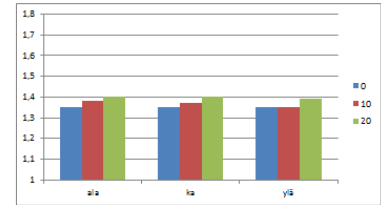
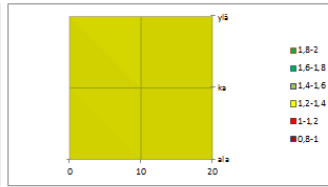
Liite 2 (20/55)

Taivutusmomentit: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylvädiagrammina.

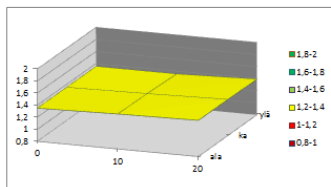
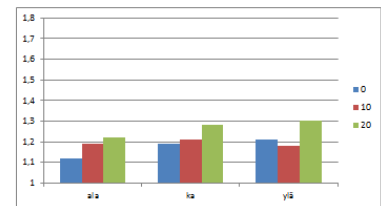
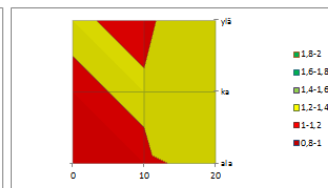
Y-akseli kuvaa murtorajatilan ja käyttörajatilan suhdetta (ULS/SLS). Käytännössä tämä suhde kuva tukiseinämitoituksen kokonaisvarmuutta.



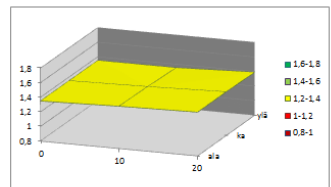
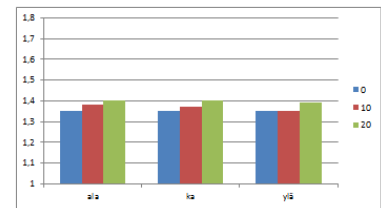
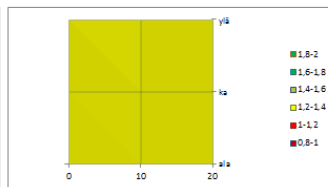
DA1-1



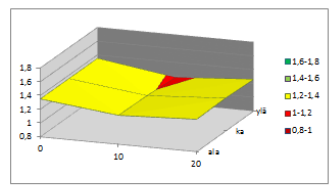
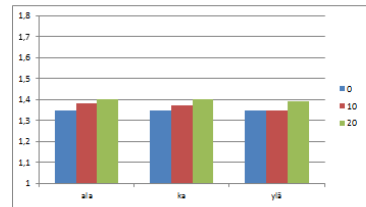
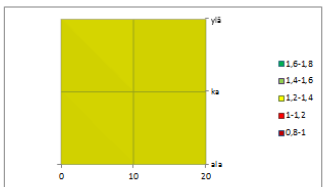
DA1-2



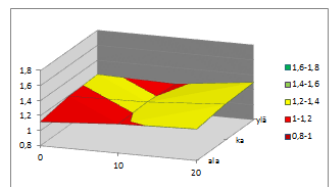
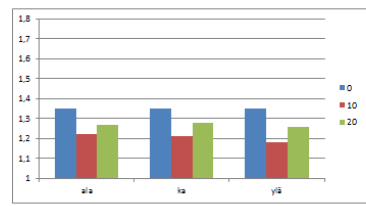
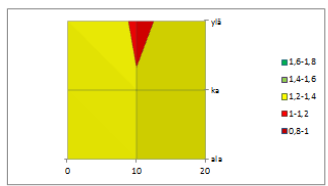
DA1 yhdistetty



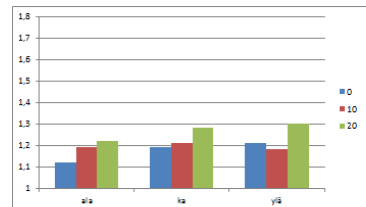
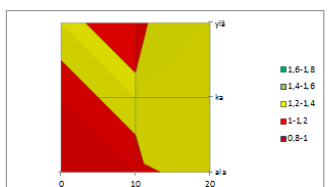
DA2 yleinen



DA2 (6.10a/6.10b)

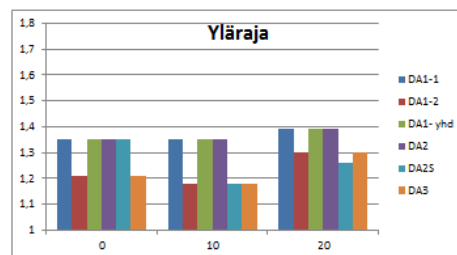
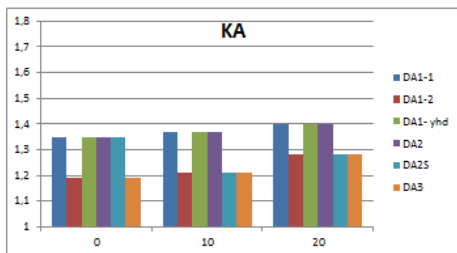
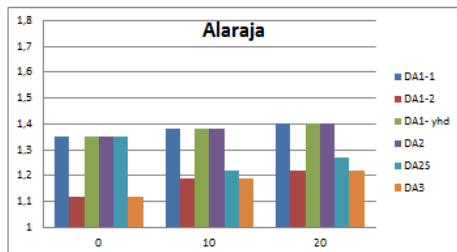


DA3



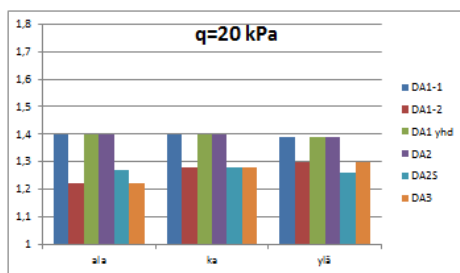
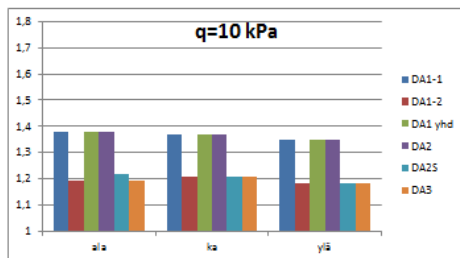
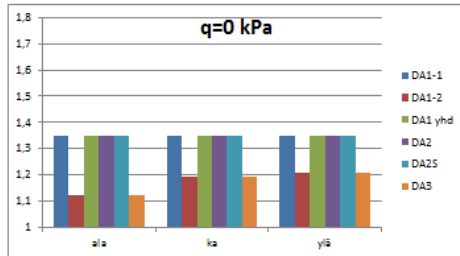
Liite 2 (21/55)

Taivutusmomentit: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan eri mitoitusmenetelmille.



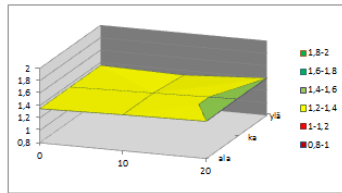
Liite 2 (22/55)

Taivutusmomentit: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan eri mitoitusmenetelmille.

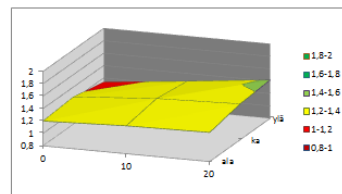
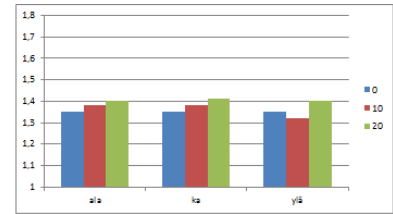
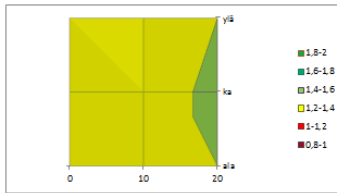


Liite 2 (23/55)

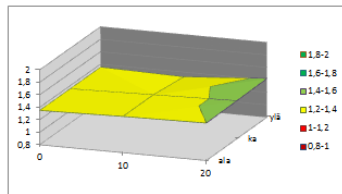
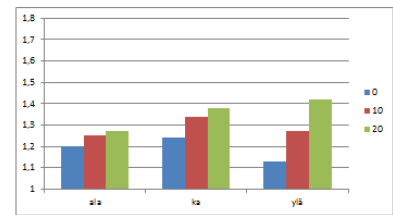
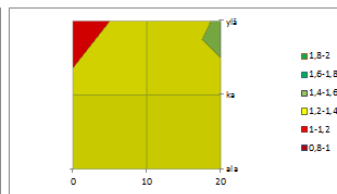
Ankkuritaso 1: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdigrammina.



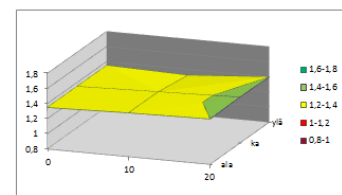
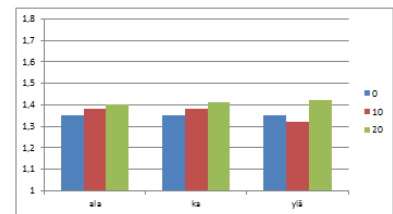
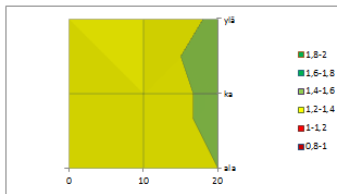
DA1-1



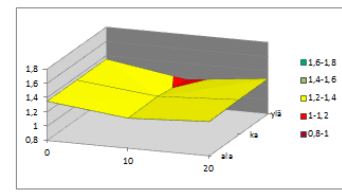
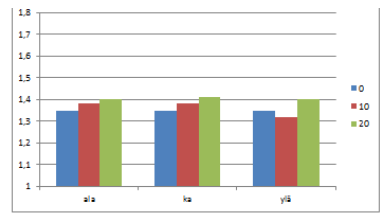
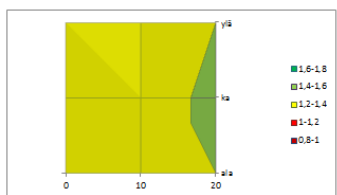
DA1-2



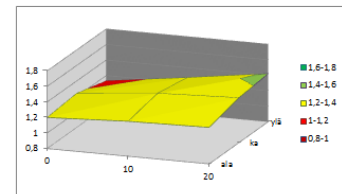
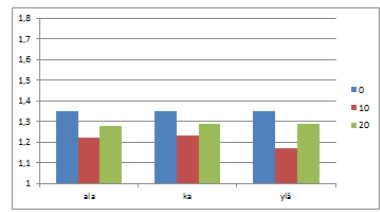
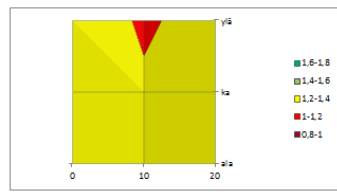
DA1yhdistetty



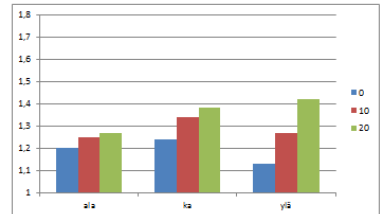
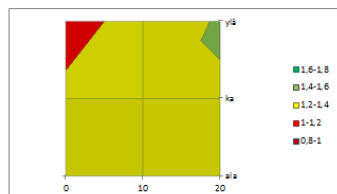
DA2yleinen



DA2(6.10a/6.10b)

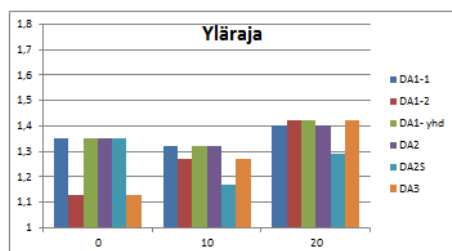
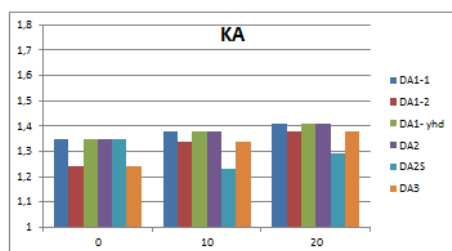
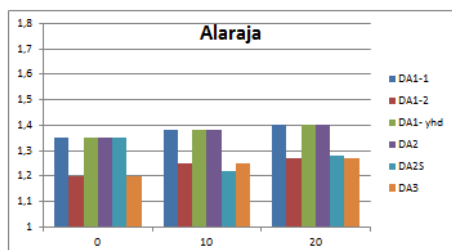


DA3



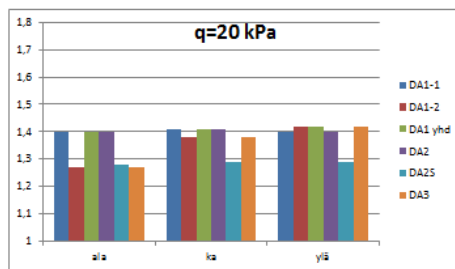
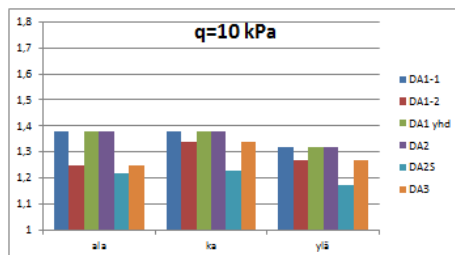
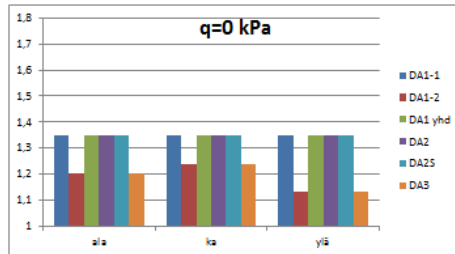
Liite 2 (24/55)

Ankkuritaso 1: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.



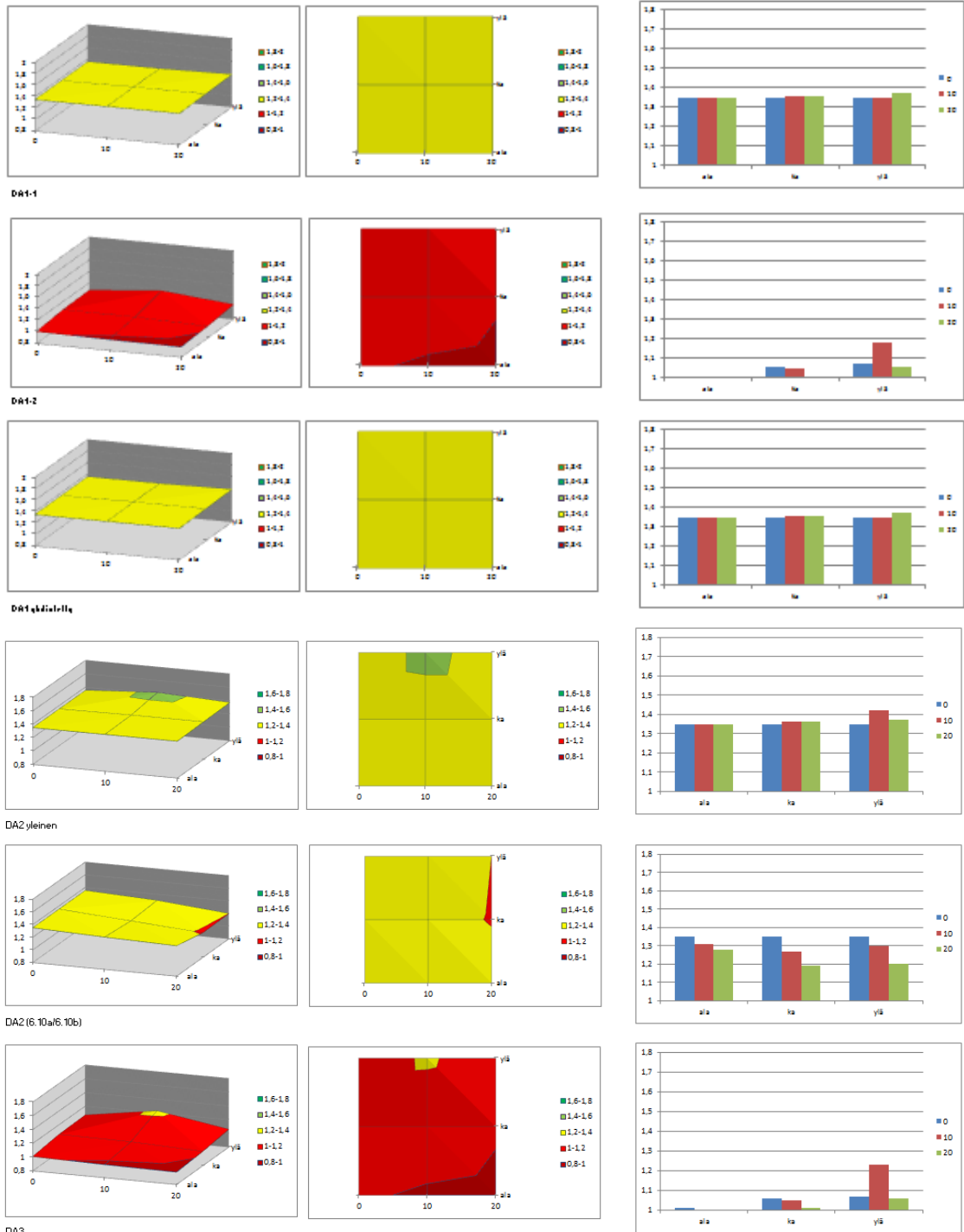
Liite 2 (25/55)

Ankkuritaso 1: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.



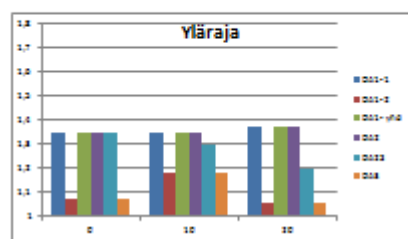
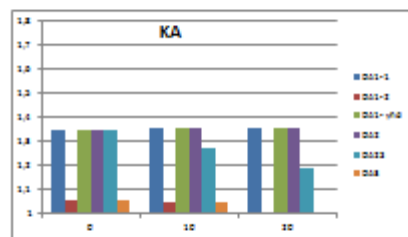
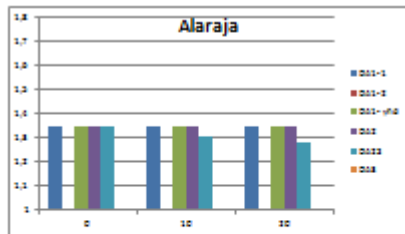
Liite 2 (26/55)

Ankkuritaso 2: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdigrammina.



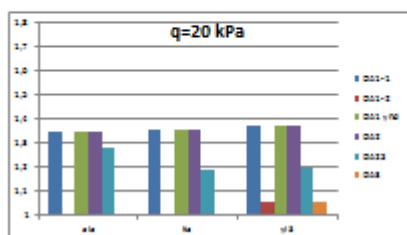
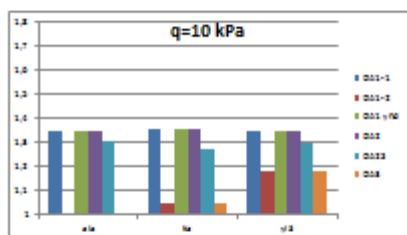
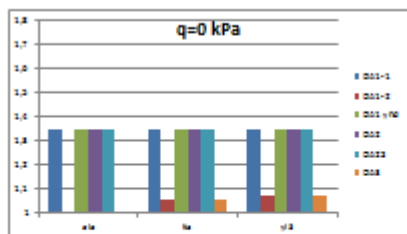
Liite 2 (27/55)

Ankkuritaso 2: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.



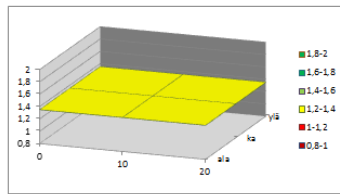
Liite 2 (28/55)

Ankkuritaso 2: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.

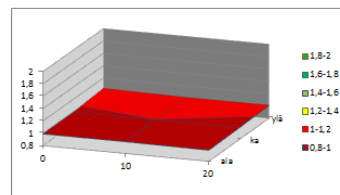
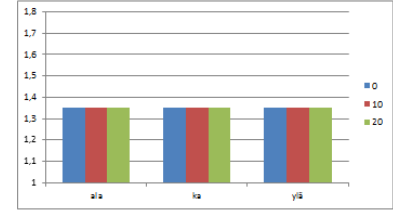
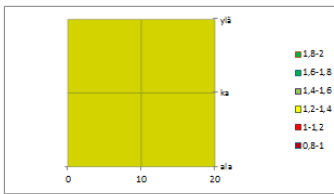


Liite 2 (29/55)

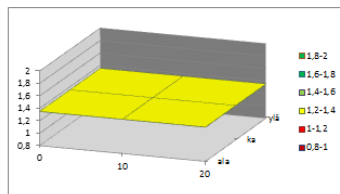
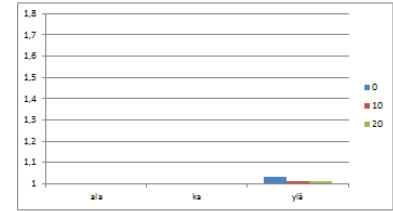
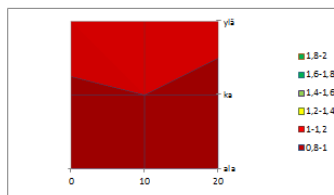
Ankkuritaso 3: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdigrammina.



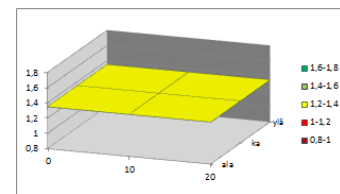
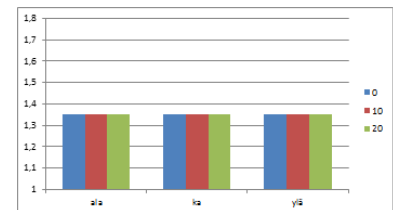
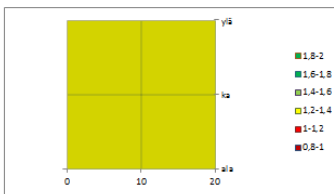
DA1-1



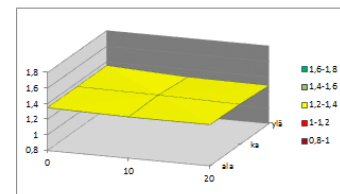
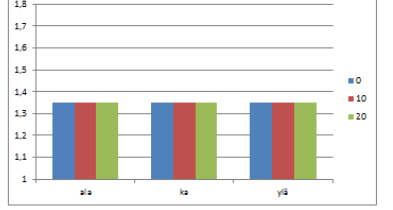
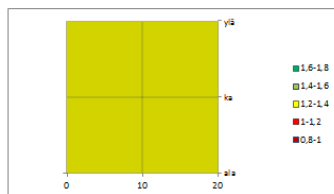
DA1-2



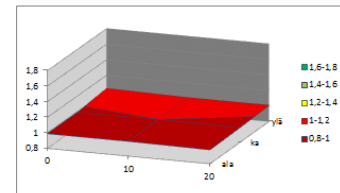
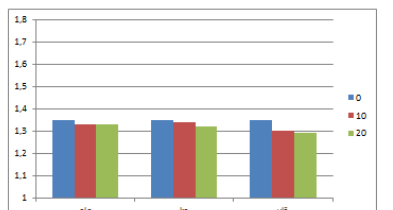
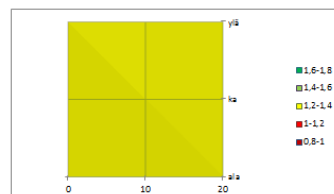
DA1yhdistetty



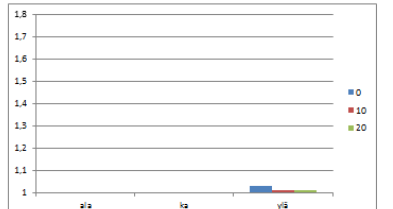
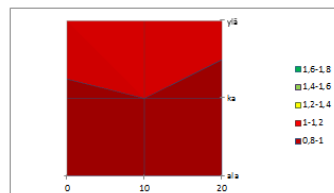
DA2 yleinen



DA2 (6.10a/6.10b)

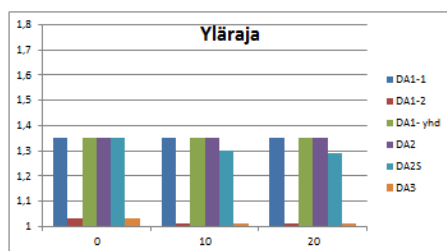
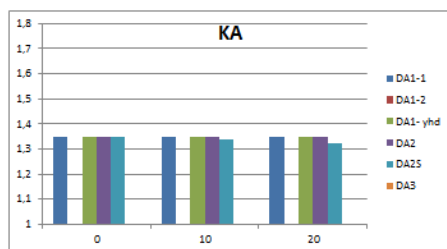
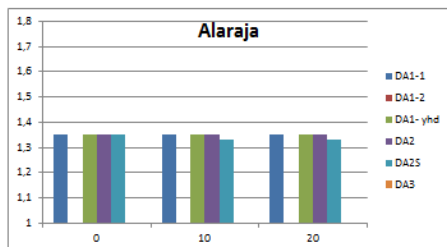


DA3



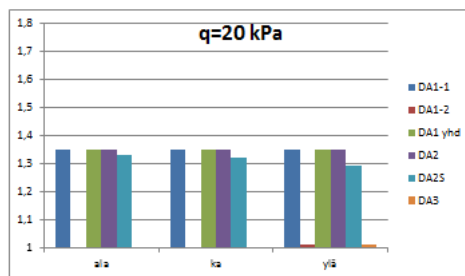
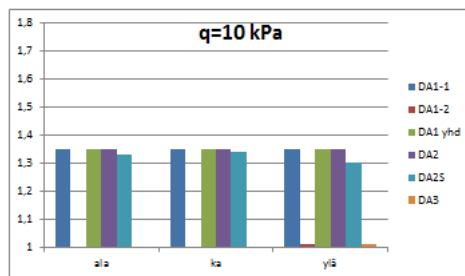
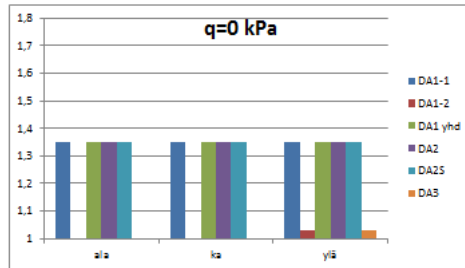
Liite 2 (30/55)

Ankkuritaso 3: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.



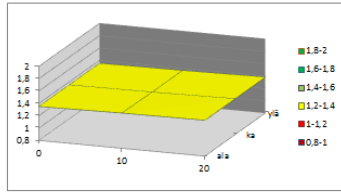
Liite 2 (31/55)

Ankkuritaso 3: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.

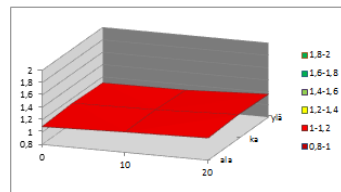
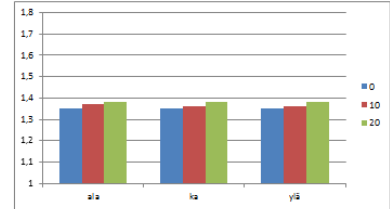
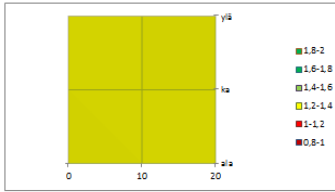


Liite 2 (32/55)

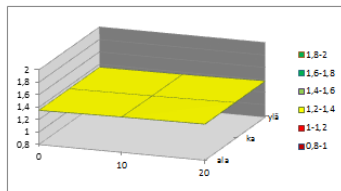
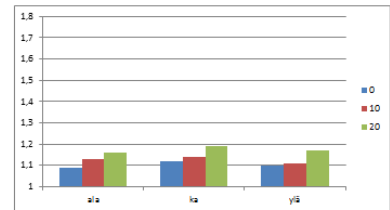
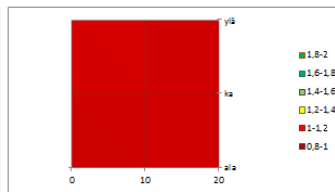
Kalliopultti: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdiagrammina.



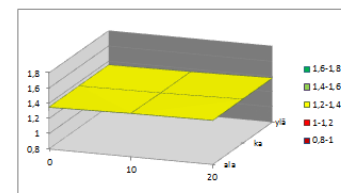
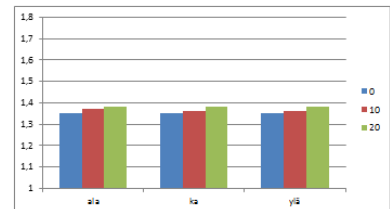
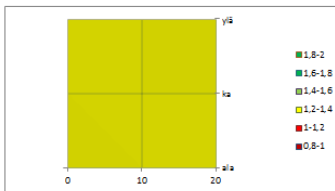
DA1-1



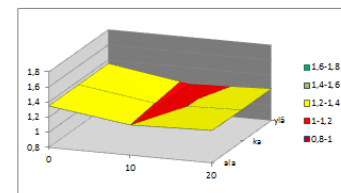
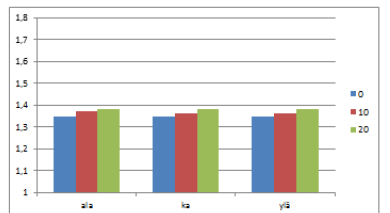
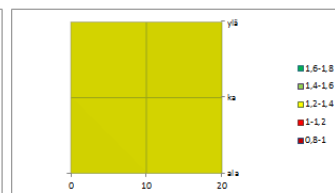
DA1-2



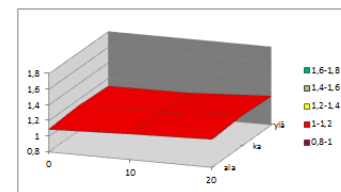
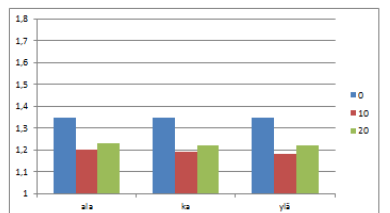
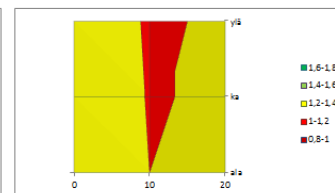
DA1 yhdistetty



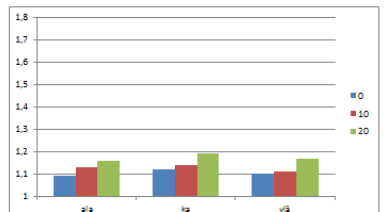
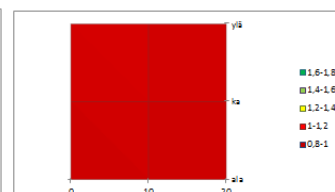
DA2 yleinen



DA2 (6.10a/6.10b)

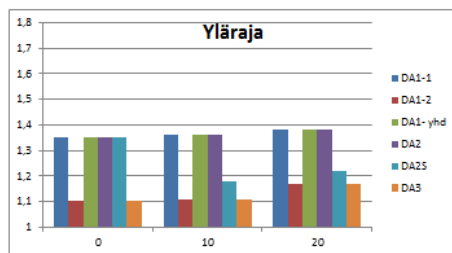
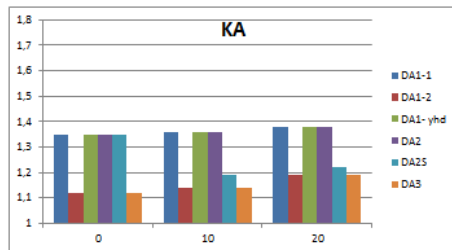
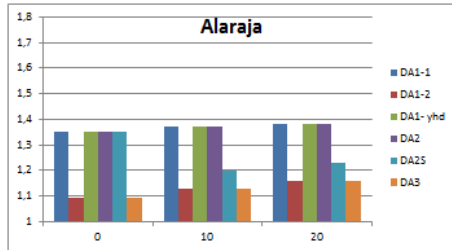


DA3

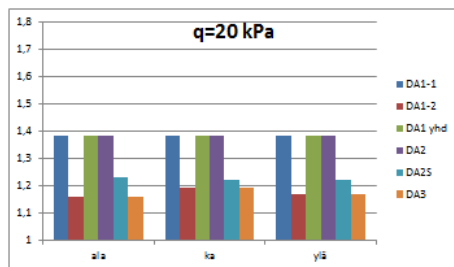
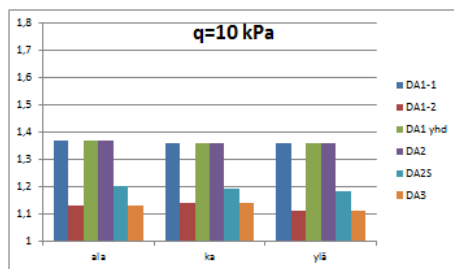
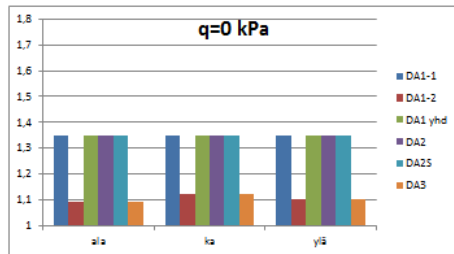


Liite 2 (33/55)

Kalliopultti: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujuuden mukaan.

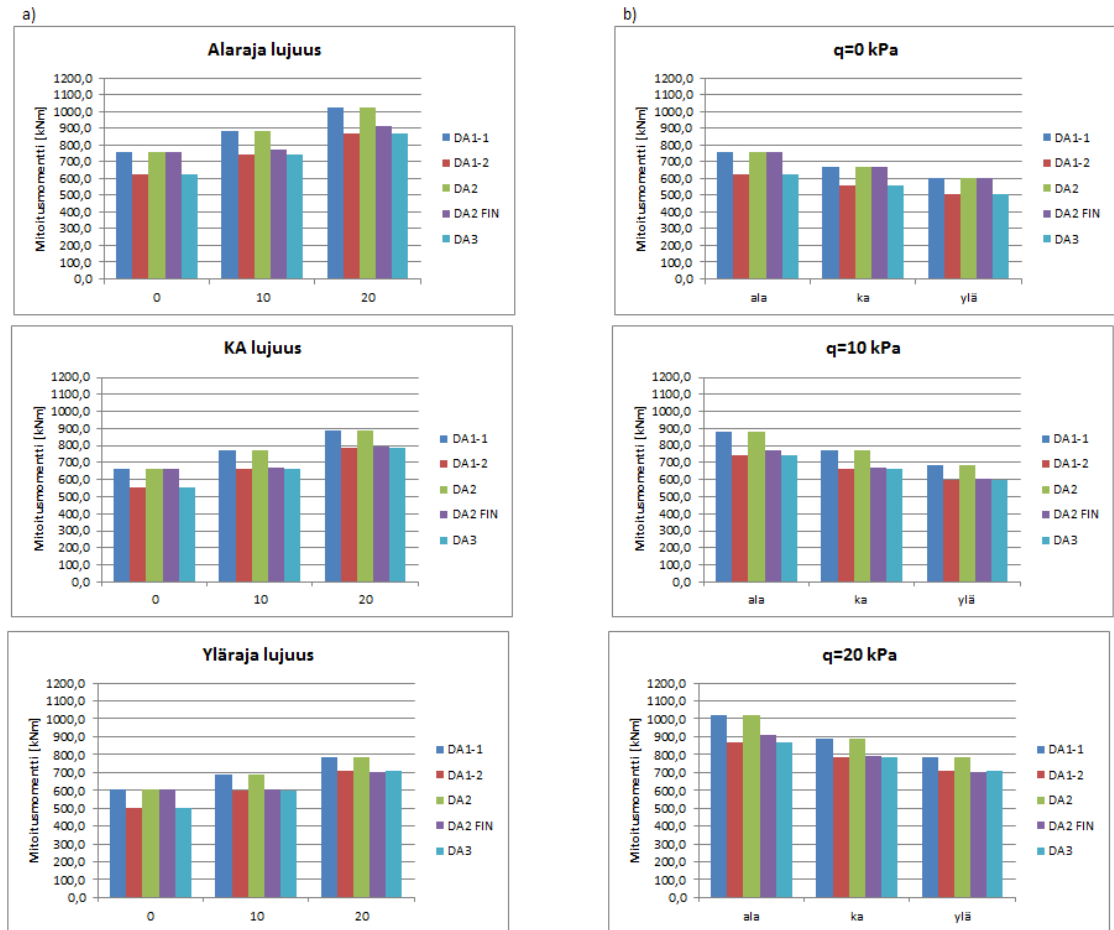


Kalliopultti: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.



Liite 2 (35/55)

Eri mitoitusmenetelmillä saavutetut mitoitusmomenttien arvot a) lujuuden ja b) kuorman mukaan.



Liite 2 (36/55)

Tukiseinärakenteiden mitoitus: ponttiseinä, vaakapalkki ja juuripultti

Tukiseinän rakenteet mitoitettiin RIL 263–2014 Kaivanto-ohjeen mukaisesti. Mitoituksen tarkoituksena oli selvittää saavutetaanko nykyisellä mitoituskäytännöllä kaikille rakenteille riittävä kokonaisvarmuus. Erityisesti jo huomattujen varmuuspuutteiden vuoksi uuteen ohjeeseen lisätyn mallikertoimen γ_M käyttämistä tarkasteltiin. Lisäksi mahdollisia ongelmia ja parannuskohteita ohjeen mukaisessa tukirakenteiden mitoituksessa pyrittiin selvittämään.

Tukiseinän ponttiprofiili, vaakapalkin koko ja käytettävä juuripultti valittiin niin sanotun perustapauksen puitteissa. Perustapauksella tarkoitetaan laskentaesimerkkiä, jossa muuttuvan kuorman arvona käytetään $q=10$ kPa ja saven suljettu leikkauslujuus on keskiarvonaan $s_u=7,9+1,3/m$ kPa. Käytännön tilanteessahan tukiseinärakenteet mitoitetaan tietylle maan lujuuden/kestävyyden ja kuormien yhdistelmälle, jolloin tukirakenteet ovat suunnitelmissa valitut, vaikka epäedullisia poikkeamia maan lujuudessa sattuisi olemaan. Mitoitusesimerkeillä halutaan selvittää kuinka maan lujuusparametrien ja muuttuvan kuorman varioiminen vaikuttaa tukiseinärakenteille tuleviin kuormiin. Seuraavaksi on esitetty perustapauksen perusteella mitoitettut tukiseinärakenteet.

Tukiseinäprofiili

Seinä profiili AZ50

A	0,03222	m ²
I	0,0012106	m ⁴
W	0,005015	m ³
E	210	Gpa
f_{yk}	330	Mpa
γ_s	1,0	
f_d	330	MPa

kuorman mallikerroin	γ_M	1,35	(pysyville rakenteille)(DA2) (DA1 ja DA3:1,0)
leikkausvoiman puutteellisen siirtymisen ponttilitoksessa huomioiva ker	β_B	1,0	(z-profiilille)
tukiseinän osavarmuus	γ_{M0}	1,0	(kansallinen liite)
seinän taivutuskestävyys	M_{rd}	1655	kNm

Vaakapalkit

Vaakapalkki HEB 300

A	0,01491	m ²
I	0,00025168	m ⁴
W	0,001869	m ³
E	210	Gpa
f_{yk}	440	Mpa
γ_s	1	
f_d	440	MPa
M_{rd}	822,36	kNm

tukiväli	3,5	m
tukipinnan leveys	0,387	m
k	0,1	(jatkuva palkki)
tukiseinän osavarmuus γ_{M0}	1,0	(kansallinen liite)
γ_M	1,35	(pysyville rakenteille, RIL, DA2)
γ_M	1,0	(=ei kerrointa, DA1 ja DA3)
M_{rd}	822,36	kNm

Liite 2 (37/55)

Juuripultti

Juuripultti

d	80 mm
f_{yk}	330 MPa
γ_s	1,0
f_d	330 MPa

RIL Kaivanto-ohje

Taivutettuna rakenteena toimiva juuripultti

juuripulttien väli	s	1,2 m	
ponttiseinän kärjen etäisyys kalliosta	e	0,1 m	
kuorman mallikerroin	γ_H	1,35 (DA2)	1,0 (DA1 ja DA3)
pyöreän juuripultin rakenteellinen osavarmuusluku	γ_{H0}	1,0	
pyöreän juuripultin kimmainen taivutusvastus	W_{el}	50265,48246 mm ²	
pyöreän juuripultin plastinen taivutusvastus	W_{pl}	85451,32018 mm ²	
taivutuskestävyys	M_{rd}	28 kNm	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena toimiva juuripultti

pultin ala	A	5026,548246 mm ²
juuripultin menetelmäkohtainen varmuus	η_k	2,4
leikkausvoimakapasiteetti	$Q_{p,u}$	691 kN

Norjalainen menetelmä

Elastinen

pultin leikkausvoima kapasiteetti, jäykkä	$V_{el,balt,jäykkä}$	332 kN
pultin leikkausvoima kapasiteetti, vapaa	$V_{el,balt,vapaa}$	166 kN
puhdas leikkaus	V	958 kN

Plastinen

leikkausvoimakapasiteetti	$V_{pl,balt}$	958 kN
taivutumomenttikapasiteetti	$M_{pl,balt}$	28 kNm
von Mises	f_y	330
rako, jäykkä	$\Delta_{jäykkä}$	100 mm
rako, vapaa	Δ_{vapaa}	100 mm
pultin leikkausvoima kapasiteetti, jäykkä	$V_{pl,balt,jäykkä}$	486 kN
pultin leikkausvoima kapasiteetti, vapaa	$V_{pl,balt,vapaa}$	271 kN

Tukiseinärakenteiden mitoitus: mitoitus tulokset**Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=0$ kPa**

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	757,8		2,18	
DA1-2	623,4		2,65	
DA2 6.10	757,8	1023,0	2,18	1,62
DA2 6.10a	757,8	1023,0	2,18	1,62
DA2 6.10b	645,5	871,4	2,56	1,90
DA3	623,4		2,65	
käyttörajatila	561,3		2,95	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	907,9	259,4	317,76		2,59	
DA1-2	805,3	230,1	281,8		2,92	
DA2 6.10	907,9	259,4	317,8	429,0	2,59	1,92
DA2 6.10a	907,9	259,4	317,8	429,0	2,59	1,92
DA2 6.10b	773,4	221,0	270,7	365,4	3,04	2,25
DA3	805,3	230,1	281,8		2,92	
käyttörajatila	672,5	192,1	235,4		3,49	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	960,3	274,4	336,12		2,45	
DA1-2	716,7	204,8	250,8		3,28	
DA2 6.10	960,3	274,4	336,1	453,8	2,45	1,81
DA2 6.10a	960,3	274,4	336,1	453,8	2,45	1,81
DA2 6.10b	818,1	233,7	286,3	386,5	2,87	2,13
DA3	716,7	204,8	250,8		3,28	
käyttörajatila	711,4	203,2	249,0		3,30	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	810,4	231,5	283,64		2,90	
DA1-2	596,7	170,5	208,9		3,94	
DA2 6.10	810,4	231,5	283,6	382,9	2,90	2,15
DA2 6.10a	810,4	231,5	283,6	382,9	2,90	2,15
DA2 6.10b	690,3	197,2	241,6	326,2	3,40	2,52
DA3	596,7	170,5	208,9		3,94	
käyttörajatila	600,3	171,5	210,1		3,91	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	334,8	401,8	40,2		0,70	
DA1-2	269,7	323,6	32,4		0,87	
DA2 6.10	334,8	401,8	40,2	54,2	0,70	0,52
DA2 6.10a	334,8	401,8	40,2	54,2	0,70	0,52
DA2 6.10b	285,2	342,3	34,2	46,2	0,82	0,61
DA3	269,7	323,6	32,4		0,87	
käyttöraja	248,0	297,6	29,8		0,95	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	334,8	2,1		1,72	
DA1-2	269,7	2,6		2,14	
DA2 6.10	334,8	2,1	1,5	1,72	1,27
DA2 6.10a	334,8	2,1	1,5	1,72	1,27
DA2 6.10b	285,2	2,4	1,8	2,02	1,50
DA3	269,7	2,6		2,14	
käyttöraja	248,0	2,8		2,32	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	334,8	401,8	0,67	1,21
DA1-2	269,7	323,6	0,84	1,50
DA2 6.10	334,8	401,8	0,67	1,21
DA2 6.10a	334,8	401,8	0,67	1,21
DA2 6.10b	285,2	342,3	0,79	1,42
DA3	269,7	323,6	0,84	1,50
käyttöraja	248,0	297,6	0,91	1,63

Liite 2 (40/55)

Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=10$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	884,5		1,87	
DA1-2	744,4		2,22	
DA2 6.10	884,5	1194,1	1,87	1,39
DA2 6.10a	757,8	1023,0	2,18	1,62
DA2 6.10b	774,1	1045,0	2,14	1,58
DA3	744,4		2,22	
käyttörajatila	646,3		2,56	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1171,8	334,8	410,12		2,01	
DA1-2	1059,6	302,7	370,9		2,22	
DA2 6.10	1171,8	334,8	410,1	553,7	2,01	1,49
DA2 6.10a	907,9	259,4	317,8	429,0	2,59	1,92
DA2 6.10b	1040,2	297,2	364,1	491,5	2,26	1,67
DA3	1059,6	302,7	370,9		2,22	
käyttörajatila	849,8	242,8	297,4		2,76	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	996,0	284,6	348,61		2,36	
DA1-2	728,8	208,2	255,1		3,22	
DA2 6.10	996,0	284,6	348,6	470,6	2,36	1,75
DA2 6.10a	960,3	274,4	336,1	453,8	2,45	1,81
DA2 6.10b	852,5	243,6	298,4	402,8	2,76	2,04
DA3	728,8	208,2	255,1		3,22	
käyttörajatila	735,8	210,2	257,5		3,19	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	820,5	234,4	287,16		2,86	
DA1-2	599,3	171,2	209,8		3,92	
DA2 6.10	820,5	234,4	287,2	387,7	2,86	2,12
DA2 6.10a	810,4	231,5	283,6	382,9	2,90	2,15
DA2 6.10b	699,8	199,9	244,9	330,6	3,36	2,49
DA3	599,3	171,2	209,8		3,92	
käyttörajatila	607,3	173,5	212,6		3,87	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	382,2	458,7	45,9		0,61	
DA1-2	316,8	380,2	38,0		0,74	
DA2 6.10	382,2	458,7	45,9	61,9	0,61	0,46
DA2 6.10a	334,8	401,8	40,2	54,2	0,70	0,52
DA2 6.10b	333,4	400,1	40,0	54,0	0,70	0,52
DA3	316,8	380,2	38,0		0,74	
käyttöraja	279,8	335,7	33,6		0,84	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	382,2	1,8		1,51	
DA1-2	316,8	2,2		1,82	
DA2 6.10	382,2	1,8	1,3	1,51	1,12
DA2 6.10a	334,8	2,1	1,5	1,72	1,27
DA2 6.10b	333,4	2,1	1,5	1,73	1,28
DA3	316,8	2,2		1,82	
käyttöraja	279,8	2,5		2,06	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	382,2	458,7	0,59	1,06
DA1-2	316,8	380,2	0,71	1,28
DA2 6.10	382,2	458,7	0,59	1,06
DA2 6.10a	334,8	401,8	0,67	1,21
DA2 6.10b	333,4	400,1	0,68	1,21
DA3	316,8	380,2	0,71	1,28
käyttöraja	279,8	335,7	0,81	1,45

Liite 2 (42/55)

Alaraja $s_u=4,8+0,8/m$ kPa, $q=20$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1020,2		1,62	
DA1-2	869,7		1,90	
DA2 6.10	1020,2	1377,3	1,62	1,20
DA2 6.10a	757,8	1023,0	2,18	1,62
DA2 6.10b	912,1	1231,3	1,81	1,34
DA3	869,7		1,90	
käyttörajatila	737,1		2,25	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1446,5	413,3	506,29		1,62	
DA1-2	1317,8	376,5	461,2		1,78	
DA2 6.10	1446,5	413,3	506,3	683,5	1,62	1,20
DA2 6.10a	907,9	259,4	317,8	429,0	2,59	1,92
DA2 6.10b	1318,6	376,8	461,5	623,1	1,78	1,32
DA3	1317,8	376,5	461,2		1,78	
käyttörajatila	1034,1	295,5	362,0		2,27	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1015,1	290,0	355,30		2,31	
DA1-2	733,4	209,5	256,7		3,20	
DA2 6.10	1015,1	290,0	355,3	479,7	2,31	1,71
DA2 6.10a	960,3	274,4	336,1	453,8	2,45	1,81
DA2 6.10b	868,3	248,1	303,9	410,3	2,71	2,00
DA3	733,4	209,5	256,7		3,20	
käyttörajatila	750,1	214,3	262,5		3,13	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	824,9	235,7	288,72		2,85	
DA1-2	600,5	171,6	210,2		3,91	
DA2 6.10	824,9	235,7	288,7	389,8	2,85	2,11
DA2 6.10a	810,4	231,5	283,6	382,9	2,90	2,15
DA2 6.10b	703,6	201,0	246,3	332,5	3,34	2,47
DA3	600,5	171,6	210,2		3,91	
käyttörajatila	610,6	174,5	213,7		3,85	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan

Taivutettuna rakenteena:

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($y_H=1.0$)	M ($y_H=1.35$)	F ($y_H=1.0$)	F ($y_H=1.35$)
DA1-1	434,1	520,9	52,1		0,54	
DA1-2	365,5	438,6	43,9		0,64	
DA2 6.10	434,1	520,9	52,1	70,3	0,54	0,40
DA2 6.10a	334,8	401,8	40,2	54,2	0,70	0,52
DA2 6.10b	386,3	463,5	46,4	62,6	0,61	0,45
DA3	365,5	438,6	43,9		0,64	
käyttöraja	314,4	377,3	37,7		0,75	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($y_H=1.0$) [m]	s ($y_H=1.35$) [m]	F ($y_H=1.0$)	F ($y_H=1.35$)
DA1-1	434,1	1,6		1,33	
DA1-2	365,5	1,9		1,58	
DA2 6.10	434,1	1,6	1,2	1,33	0,98
DA2 6.10a	334,8	2,1	1,5	1,72	1,27
DA2 6.10b	386,3	1,8	1,3	1,49	1,10
DA3	365,5	1,9		1,58	
käyttöraja	314,4	2,2		1,83	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	434,1	520,9	0,52	0,93
DA1-2	365,5	438,6	0,62	1,11
DA2 6.10	434,1	520,9	0,52	0,93
DA2 6.10a	334,8	401,8	0,67	1,21
DA2 6.10b	386,3	463,5	0,58	1,05
DA3	365,5	438,6	0,62	1,11
käyttöraja	314,4	377,3	0,72	1,29

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=0$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	665,6		2,49	
DA1-2	555,8		2,98	
DA2 6.10	665,6	898,6	2,49	1,84
DA2 6.10a	665,6	898,6	2,49	1,84
DA2 6.10b	567,0	765,5	2,92	2,16
DA3	555,8		2,98	
käyttörajatila	493,1		3,36	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	720,6	205,9	252,22		3,26	
DA1-2	661,1	188,9	231,4		3,55	
DA2 6.10	720,6	205,9	252,2	340,5	3,26	2,42
DA2 6.10a	720,6	205,9	252,2	340,5	3,26	2,42
DA2 6.10b	613,9	175,4	214,9	290,1	3,83	2,84
DA3	661,1	188,9	231,4		3,55	
käyttörajatila	533,8	152,5	186,8		4,40	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	901,0	257,4	315,34		2,61	
DA1-2	709,9	202,8	248,5		3,31	
DA2 6.10	901,0	257,4	315,3	425,7	2,61	1,93
DA2 6.10a	901,0	257,4	315,3	425,7	2,61	1,93
DA2 6.10b	767,5	219,3	268,6	362,6	3,06	2,27
DA3	709,9	202,8	248,5		3,31	
käyttörajatila	667,4	190,7	233,6		3,52	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	810,0	231,4	283,49		2,90	
DA1-2	596,5	170,4	208,8		3,94	
DA2 6.10	810,0	231,4	283,5	382,7	2,90	2,15
DA2 6.10a	810,0	231,4	283,5	382,7	2,90	2,15
DA2 6.10b	690,0	197,1	241,5	326,0	3,41	2,52
DA3	596,5	170,4	208,8		3,94	
käyttörajatila	600,0	171,4	210,0		3,92	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	299,1	359,0	35,9		0,79	
DA1-2	249,4	299,2	29,9		0,94	
DA2 6.10	299,1	359,0	35,9	48,5	0,79	0,58
DA2 6.10a	299,1	359,0	35,9	48,5	0,79	0,58
DA2 6.10b	254,8	305,8	30,6	41,3	0,92	0,68
DA3	249,4	299,2	29,9		0,94	
käyttöraja	221,6	265,9	26,6		1,06	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	299,1	2,3		1,93	
DA1-2	249,4	2,8		2,31	
DA2 6.10	299,1	2,3	1,7	1,93	1,43
DA2 6.10a	299,1	2,3	1,7	1,93	1,43
DA2 6.10b	254,8	2,7	2,0	2,26	1,67
DA3	249,4	2,8		2,31	
käyttöraja	221,6	3,1		2,60	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	299,1	359,0	0,75	1,35
DA1-2	249,4	299,2	0,90	1,62
DA2 6.10	299,1	359,0	0,75	1,35
DA2 6.10a	299,1	359,0	0,75	1,35
DA2 6.10b	254,8	305,8	0,88	1,59
DA3	249,4	299,2	0,90	1,62
käyttöraja	221,6	265,9	1,02	1,83

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=10$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1,35$	F ($\gamma_M=1,0$)	F ($\gamma_M=1,35$)
DA1-1	769,4		2,15	
DA1-2	666,1		2,48	
DA2 6.10	769,4	1038,6	2,15	1,59
DA2 6.10a	665,6	898,6	2,49	1,84
DA2 6.10b	672,6	908,1	2,46	1,82
DA3	666,1		2,48	
käyttörajatila	562,6		2,94	

Tuki 1						
menetelmä	maks. tukivoima	q,tuki	M ($\gamma_M=1,0$)	M ($\gamma_M=1,35$)	F ($\gamma_M=1,0$)	F ($\gamma_M=1,35$)
DA1-1	928,3	265,2	324,90		2,53	
DA1-2	900,9	257,4	315,3		2,61	
DA2 6.10	928,3	265,2	324,9	438,6	2,53	1,87
DA2 6.10a	720,6	205,9	252,2	340,5	3,26	2,42
DA2 6.10b	826,9	236,3	289,4	390,7	2,84	2,10
DA3	900,9	257,4	315,3		2,61	
käyttörajatila	672,2	192,1	235,3		3,50	

Tuki 2						
menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1,0$)	M ($\gamma_M=1,35$)	F ($\gamma_M=1,0$)	F ($\gamma_M=1,35$)
DA1-1	968,0	276,6	338,80		2,43	
DA1-2	745,0	212,9	260,8		3,15	
DA2 6.10	968,0	276,6	338,8	457,4	2,43	1,80
DA2 6.10a	901,0	257,4	315,3	425,7	2,61	1,93
DA2 6.10b	836,2	238,9	292,7	395,1	2,81	2,08
DA3	745,0	212,9	260,8		3,15	
käyttörajatila	711,6	203,3	249,0		3,30	

Tuki 3						
menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1,0$)	M ($\gamma_M=1,35$)	F ($\gamma_M=1,0$)	F ($\gamma_M=1,35$)
DA1-1	820,0	234,3	286,99		2,87	
DA1-2	604,0	172,6	211,4		3,89	
DA2 6.10	820,0	234,3	287,0	387,4	2,87	2,12
DA2 6.10a	810,0	231,4	283,5	382,7	2,90	2,15
DA2 6.10b	700,5	200,1	245,2	331,0	3,35	2,48
DA3	604,0	172,6	211,4		3,89	
käyttörajatila	606,5	173,3	212,3		3,87	

Liite 2 (47/55)

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan**Taivutettuna rakenteena:**

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	347,0	416,4	41,6		0,68	
DA1-2	290,9	349,1	34,9		0,81	
DA2 6.10	347,0	416,4	41,6	56,2	0,68	0,50
DA2 6.10a	299,1	359,0	35,9	48,5	0,79	0,58
DA2 6.10b	301,9	362,3	36,2	48,9	0,78	0,58
DA3	290,9	349,1	34,9		0,81	
käyttöraja	254,4	305,2	30,5		0,92	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	347,0	2,0		1,66	
DA1-2	290,9	2,4		1,98	
DA2 6.10	347,0	2,0	1,5	1,66	1,23
DA2 6.10a	299,1	2,3	1,7	1,93	1,43
DA2 6.10b	301,9	2,3	1,7	1,91	1,41
DA3	290,9	2,4		1,98	
käyttöraja	254,4	2,7		2,26	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	347,0	416,4	0,65	1,17
DA1-2	290,9	349,1	0,77	1,39
DA2 6.10	347,0	416,4	0,65	1,17
DA2 6.10a	299,1	359,0	0,75	1,35
DA2 6.10b	301,9	362,3	0,75	1,34
DA3	290,9	349,1	0,77	1,39
käyttöraja	254,4	305,2	0,89	1,59

Liite 2 (48/55)

Keskiarvo $s_u=7,9+1,3/m$ kPa, $q=20$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	887,0		1,87	
DA1-2	786,4		2,10	
DA2 6.10	887,0	1197,4	1,87	1,38
DA2 6.10a	665,6	898,6	2,49	1,84
DA2 6.10b	794,7	1072,8	2,08	1,54
DA3	786,4		2,10	
käyttörajatila	640,4		2,58	

Tuki 1						
menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1172,8	335,1	410,49		2,00	
DA1-2	1152,0	329,1	403,2		2,04	
DA2 6.10	1172,8	335,1	410,5	554,2	2,00	1,48
DA2 6.10a	720,6	205,9	252,2	340,5	3,26	2,42
DA2 6.10b	1079,3	308,4	377,7	509,9	2,18	1,61
DA3	1152,0	329,1	403,2		2,04	
käyttörajatila	834,5	238,4	292,1		2,82	

Tuki 2						
menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	1027,3	293,5	359,54		2,29	
DA1-2	758,9	216,8	265,6		3,10	
DA2 6.10	1027,3	293,5	359,5	485,4	2,29	1,69
DA2 6.10a	901,0	257,4	315,3	425,7	2,61	1,93
DA2 6.10b	886,6	253,3	310,3	418,9	2,65	1,96
DA3	758,9	216,8	265,6		3,10	
käyttörajatila	754,9	215,7	264,2		3,11	

Tuki 3						
menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	830,1	237,2	290,55		2,83	
DA1-2	606,6	173,3	212,3		3,87	
DA2 6.10	830,1	237,2	290,6	392,2	2,83	2,10
DA2 6.10a	810,0	231,4	283,5	382,7	2,90	2,15
DA2 6.10b	709,3	202,6	248,2	335,1	3,31	2,45
DA3	606,6	173,3	212,3		3,87	
käyttörajatila	613,9	175,4	214,9		3,83	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

Pultin taivutuskestävyys						
menetelmä	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	390,7	468,9	46,9		0,60	
DA1-2	337,5	405,0	40,5		0,70	
DA2 6.10	390,7	468,9	46,9	63,3	0,60	0,45
DA2 6.10a	299,1	359,0	35,9	48,5	0,79	0,58
DA2 6.10b	347,6	417,2	41,7	56,3	0,68	0,50
DA3	337,5	405,0	40,5		0,70	
käyttöraja	283,2	339,8	34,0		0,83	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

Pulttiväli					
menetelmä	maks. Q [kNm]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	390,7	1,8		1,47	
DA1-2	337,5	2,0		1,71	
DA2 6.10	390,7	1,8	1,3	1,47	1,09
DA2 6.10a	299,1	2,3	1,7	1,93	1,43
DA2 6.10b	347,6	2,0	1,5	1,66	1,23
DA3	337,5	2,0		1,71	
käyttöraja	283,2	2,4		2,03	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

Pultin leikkauskestävyys				
menetelmä	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	390,7	468,9	0,58	1,04
DA1-2	337,5	405,0	0,67	1,20
DA2 6.10	390,7	468,9	0,58	1,04
DA2 6.10a	299,1	359,0	0,75	1,35
DA2 6.10b	347,6	417,2	0,65	1,16
DA3	337,5	405,0	0,67	1,20
käyttöraja	283,2	339,8	0,80	1,43

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=0$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	603,0		2,74	
DA1-2	503,1		3,29	
DA2 6.10	603,0	814,1	2,74	2,03
DA2 6.10a	603,0	814,1	2,74	2,03
DA2 6.10b	513,7	693,5	3,22	2,39
DA3	503,1		3,29	
käyttörajatila	446,7		3,71	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	659,9	188,6	230,98		3,56	
DA1-2	551,1	157,5	192,9		4,26	
DA2 6.10	659,9	188,6	231,0	311,8	3,56	2,64
DA2 6.10a	659,9	188,6	231,0	311,8	3,56	2,64
DA2 6.10b	562,2	160,6	196,8	265,6	4,18	3,10
DA3	551,1	157,5	192,9		4,26	
käyttörajatila	488,9	139,7	171,1		4,81	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	854,1	244,0	298,95		2,75	
DA1-2	676,1	193,2	236,6		3,48	
DA2 6.10	854,1	244,0	298,9	403,6	2,75	2,04
DA2 6.10a	854,1	244,0	298,9	403,6	2,75	2,04
DA2 6.10b	727,6	207,9	254,7	343,8	3,23	2,39
DA3	676,1	193,2	236,6		3,48	
käyttörajatila	632,7	180,8	221,4		3,71	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	787,8	225,1	275,74		2,98	
DA1-2	602,5	172,2	210,9		3,90	
DA2 6.10	787,8	225,1	275,7	372,3	2,98	2,21
DA2 6.10a	787,8	225,1	275,7	372,3	2,98	2,21
DA2 6.10b	671,1	191,7	234,9	317,1	3,50	2,59
DA3	602,5	172,2	210,9		3,90	
käyttörajatila	583,6	166,7	204,3		4,03	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($y_M=1.0$)	M ($y_M=1.35$)	F ($y_M=1.0$)	F ($y_M=1.35$)
DA1-1	274,7	329,7	33,0		0,86	
DA1-2	225,6	270,8	27,1		1,04	
DA2 6.10	274,7	329,7	33,0	44,5	0,86	0,63
DA2 6.10a	274,7	329,7	33,0	44,5	0,86	0,63
DA2 6.10b	234,0	280,8	28,1	37,9	1,00	0,74
DA3	225,6	270,8	27,1		1,04	
käyttöraja	203,5	244,2	24,4		1,15	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($y_M=1.0$) [m]	s ($y_M=1.35$) [m]	F ($y_M=1.0$)	F ($y_M=1.35$)
DA1-1	274,7	2,5		2,10	
DA1-2	225,6	3,1		2,55	
DA2 6.10	274,7	2,5	1,9	2,10	1,55
DA2 6.10a	274,7	2,5	1,9	2,10	1,55
DA2 6.10b	234,0	3,0	2,2	2,46	1,82
DA3	225,6	3,1		2,55	
käyttöraja	203,5	3,4		2,83	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	274,7	329,7	0,82	1,47
DA1-2	225,6	270,8	1,00	1,79
DA2 6.10	274,7	329,7	0,82	1,47
DA2 6.10a	274,7	329,7	0,82	1,47
DA2 6.10b	234,0	280,8	0,96	1,73
DA3	225,6	270,8	1,00	1,79
käyttöraja	203,5	244,2	1,11	1,99

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=10$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	686,4		2,41	
DA1-2	598,5		2,77	
DA2 6.10	686,4	926,7	2,41	1,79
DA2 6.10a	603,0	814,1	2,74	2,03
DA2 6.10b	597,6	806,7	2,77	2,05
DA3	598,5		2,77	
käyttörajatila	508,7		3,25	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	775,0	221,4	271,24		3,03	
DA1-2	747,1	213,4	261,5		3,15	
DA2 6.10	775,0	221,4	271,2	366,2	3,03	2,25
DA2 6.10a	659,9	188,6	231,0	311,8	3,56	2,64
DA2 6.10b	686,1	196,0	240,2	324,2	3,42	2,54
DA3	747,1	213,4	261,5		3,15	
käyttörajatila	587,0	167,7	205,5		4,00	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	894,4	255,5	313,02		2,63	
DA1-2	732,9	209,4	256,5		3,21	
DA2 6.10	894,4	255,5	313,0	422,6	2,63	1,95
DA2 6.10a	854,1	244,0	298,9	403,6	2,75	2,04
DA2 6.10b	786,6	224,7	275,3	371,7	2,99	2,21
DA3	732,9	209,4	256,5		3,21	
käyttörajatila	602,8	172,2	211,0		3,90	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	813,5	232,4	284,72		2,89	
DA1-2	609,4	174,1	213,3		3,86	
DA2 6.10	813,5	232,4	284,7	384,4	2,89	2,14
DA2 6.10a	787,8	225,1	275,7	372,3	2,98	2,21
DA2 6.10b	695,2	198,6	243,3	328,5	3,38	2,50
DA3	609,4	174,1	213,3		3,86	
käyttörajatila	604,0	172,6	211,4		3,89	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	M ($y_M=1.0$)	M ($y_M=1.35$)	F ($y_M=1.0$)	F ($y_M=1.35$)
DA1-1	324,4	389,2	38,9		0,72	
DA1-2	266,6	319,9	32,0		0,88	
DA2 6.10	324,4	389,2	38,9	52,5	0,72	0,54
DA2 6.10a	274,7	329,7	33,0	44,5	0,86	0,63
DA2 6.10b	281,2	337,5	33,7	45,6	0,84	0,62
DA3	266,6	319,9	32,0		0,88	
käyttöraja	238,3	285,9	28,6		0,99	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kNm]	s ($y_M=1.0$) [m]	s ($y_M=1.35$) [m]	F ($y_M=1.0$)	F ($y_M=1.35$)
DA1-1	324,4	2,1		1,78	
DA1-2	266,6	2,6		2,16	
DA2 6.10	324,4	2,1	1,6	1,78	1,32
DA2 6.10a	274,7	2,5	1,9	2,10	1,55
DA2 6.10b	281,2	2,5	1,8	2,05	1,52
DA3	266,6	2,6		2,16	
käyttöraja	238,3	2,9		2,42	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kNm]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	324,4	389,2	0,69	1,25
DA1-2	266,6	319,9	0,85	1,52
DA2 6.10	324,4	389,2	0,69	1,25
DA2 6.10a	274,7	329,7	0,82	1,47
DA2 6.10b	281,2	337,5	0,80	1,44
DA3	266,6	319,9	0,85	1,52
käyttöraja	238,3	285,9	0,95	1,70

Yläraja $s_u=11,6+1,8/m$ kPa, $q=20$ kPa

menetelmä	Tukiseinän momenttikestävyys [kNm]			
	murtorajatila	$\gamma_M=1.35$	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	782,1		2,12	
DA1-2	707,6		2,34	
DA2 6.10	782,1	1055,8	2,12	1,57
DA2 6.10a	603,0	814,1	2,74	2,03
DA2 6.10b	699,4	944,3	2,37	1,75
DA3	707,6		2,34	
käyttörajatila	565,4		2,93	

Tuki 1

menetelmä	maks. tukivoima	q	ΔM	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	962,0	274,9	46,54	290,18		2,83	
DA1-2	972,1	277,7	47,0	293,2		2,80	
DA2 6.10	962,0	274,9	46,5	290,2	408,0	2,83	2,02
DA2 6.10a	659,9	188,6	31,9	199,1	279,9	4,13	2,94
DA2 6.10b	886,1	253,2	42,9	267,3	375,8	3,08	2,19
DA3	972,1	277,7	47,0	293,2		2,80	
käyttörajatila	685,0	195,7	33,1	206,6		3,98	

Tuki 2

menetelmä	maks. tukivoima	q	ΔM	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	992,1	283,5	48,00	299,26		2,75	
DA1-2	770,5	220,1	37,3	232,4		3,54	
DA2 6.10	992,1	283,5	48,0	299,3	420,8	2,75	1,95
DA2 6.10a	854,1	244,0	41,3	257,6	362,3	3,19	2,27
DA2 6.10b	866,9	247,7	41,9	261,5	367,7	3,14	2,24
DA3	770,5	220,1	37,3	232,4		3,54	
käyttörajatila	724,6	207,0	35,1	218,6		3,76	

Tuki 3

menetelmä	maks. tukivoima	q	ΔM	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	828,6	236,7	40,08	249,91		3,29	
DA1-2	616,2	176,0	29,8	185,9		4,42	
DA2 6.10	828,6	236,7	40,1	249,9	351,4	3,29	2,34
DA2 6.10a	787,8	225,1	38,1	237,6	334,1	3,46	2,46
DA2 6.10b	709,6	202,7	34,3	214,0	300,9	3,84	2,73
DA3	616,2	176,0	29,8	185,9		4,42	
käyttörajatila	611,9	174,8	29,6	184,6		4,46	

Juuripultti RIL 263-2014 Kaivanto-ohjeen mukaan***Taivutettuna rakenteena:***

menetelmä	Pultin taivutuskestävyys					
	maks. Q [kN/m]	kuorma [kN]	M ($\gamma_M=1.0$)	M ($\gamma_M=1.35$)	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	359,2	431,0	43,1		0,65	
DA1-2	307,7	369,2	36,9		0,76	
DA2 6.10	359,2	431,0	43,1	58,2	0,65	0,48
DA2 6.10a	274,7	329,7	33,0	44,5	0,86	0,63
DA2 6.10b	318,2	381,8	38,2	51,5	0,74	0,55
DA3	307,7	369,2	36,9		0,76	
käyttöraja	261,0	313,2	31,3		0,90	

Molemmista päistään kiinnitettynä rakenteena:

menetelmä	Pulttiväli				
	maks. Q [kN/m]	s ($\gamma_M=1.0$) [m]	s ($\gamma_M=1.35$) [m]	F ($\gamma_M=1.0$)	F ($\gamma_M=1.35$)
DA1-1	359,2	1,9		1,60	
DA1-2	307,7	2,2		1,87	
DA2 6.10	359,2	1,9	1,4	1,60	1,19
DA2 6.10a	274,7	2,5	1,9	2,10	1,55
DA2 6.10b	318,2	2,2	1,6	1,81	1,34
DA3	307,7	2,2		1,87	
käyttöraja	261,0	2,6		2,21	

--> valitaan pulttiväli pontin mukaisesti s 1,2

NGI:n ohjeen mukaisesti

menetelmä	Pultin leikkauskestävyys			
	maks. Q [kN/m]	kuorma [kN]	F (vapaa)	F (jäykkä)
DA1-1	359,2	431,0	0,63	1,13
DA1-2	307,7	369,2	0,73	1,32
DA2 6.10	359,2	431,0	0,63	1,13
DA2 6.10a	274,7	329,7	0,82	1,47
DA2 6.10b	318,2	381,8	0,71	1,27
DA3	307,7	369,2	0,73	1,32
käyttöraja	261,0	313,2	0,86	1,55

Liite 3 (1/31)

LIITE 3.

Liitteessä 3 esitetään laskentaesimerkin 3 tukiseinälle lasketut lyöntisyvyudet, niitä vastaavat mitoitusrasitukset sekä murtorajatarasitusten ja käyttörajatarasitusten välinen suhde (ULS/SLS). Tämä suhde kuvaa osittain tukiseinän kokonaisvarmuutta.

Lyöntisyvyudet ja vastaavat mitoitusmomentit ja – tukivoimat

alaraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	8,23	8,23	6,50	6,50
10	6,50	6,50	10,08	8,23	7,38	6,50
20	6,50	6,77	12,10	8,23	9,15	6,77

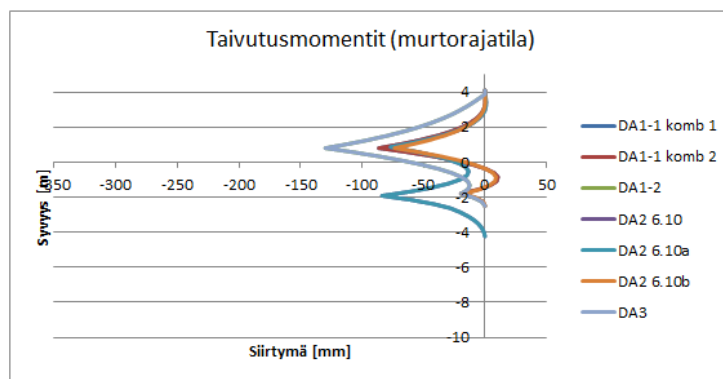
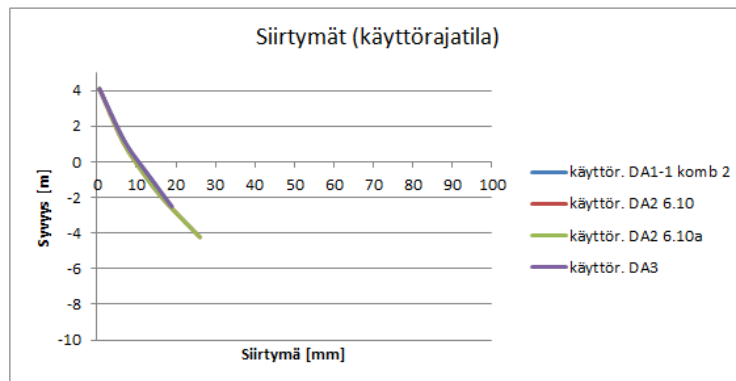
KA	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
10	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
20	6,50	6,50	7,51	6,50	6,50	6,50

yläraja	DA1-1		DA2			DA3
q	DA1-1	DA1-2	6.10	6.10a	6.10b	-
0	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
10	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50
20	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50

Suljetun leikkauslujuuden arvot ($\mu=29+1/m$ kPa; $COV=0,2$):

Alaraja	$\varphi=23,2+0,8/m$ kPa	($\mu-\sigma$)
KA	$\varphi=29+1/m$ kPa	(μ)
Yläraja	$\varphi=34,8+1,2/m$ kPa	($\mu+\sigma$)

Alaraja $s_u=23,2+0,8/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	-86,3	-63,9	1,35
DA1-1 komb 2	-86,3	-63,9	1,35
DA1-2	-129,7	-63,9	2,03
DA2 6.10	-83,6	-62,0	1,35
DA2 6.10a	-83,6	-62,0	1,35
DA2 6.10b	-73,5	-62,0	1,19
DA3	-129,7	-63,9	2,03

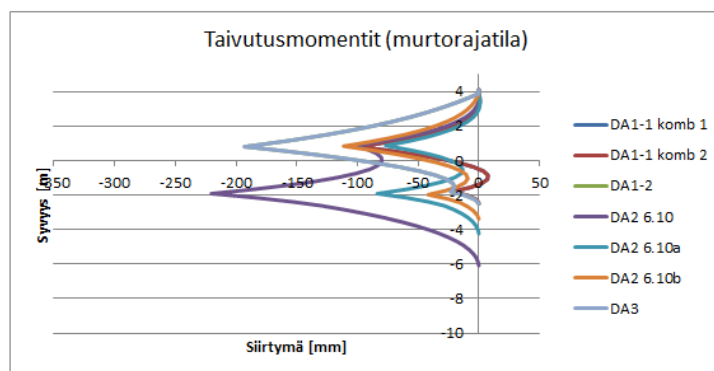
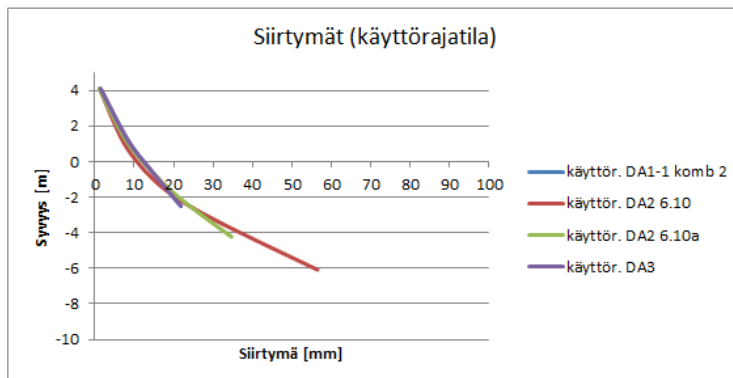
Liite 3 (3/31)

Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttöraja	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	54,1	40,1	1,35
DA1-1 komb 2	54,1	40,1	1,35
DA1-2	38,4	40,1	0,96
DA2 6.10	55,0	40,7	1,35
DA2 6.10a	55,0	40,7	1,35
DA2 6.10b	46,1	40,7	1,13
DA3	38,4	40,1	0,96

Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	287,1	212,7	1,35
DA1-1 komb 2	287,1	212,7	1,35
DA1-2	277,8	212,7	1,31
DA2 6.10	258,7	191,6	1,35
DA2 6.10a	258,7	191,6	1,35
DA2 6.10b	244,6	191,6	1,28
DA3	277,8	212,7	1,31

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	193,1	143,0	1,35
DA1-1 komb 2	193,1	143,0	1,35
DA1-2	122,6	143,0	0,86
DA2 6.10	325,5	241,1	1,35
DA2 6.10a	325,5	241,1	1,35
DA2 6.10b	164,5	241,1	0,68
DA3	122,6	143,0	0,86

Alaraja $s_u=23,2+0,8/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	-98,7	-71,3	1,38
DA1-1 komb 2	-98,7	-71,3	1,38
DA1-2	-193,0	-71,3	2,71
DA2 6.10	-220,4	-156,0	1,41
DA2 6.10a	-83,6	-80,0	1,04
DA2 6.10b	-111,4	-80,0	1,39
DA3	-193,0	-71,3	2,71

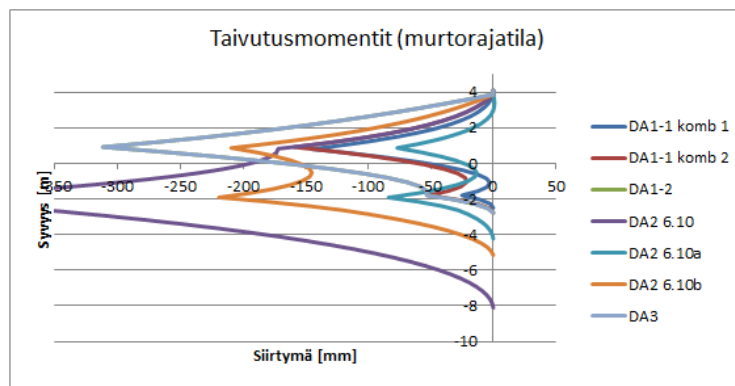
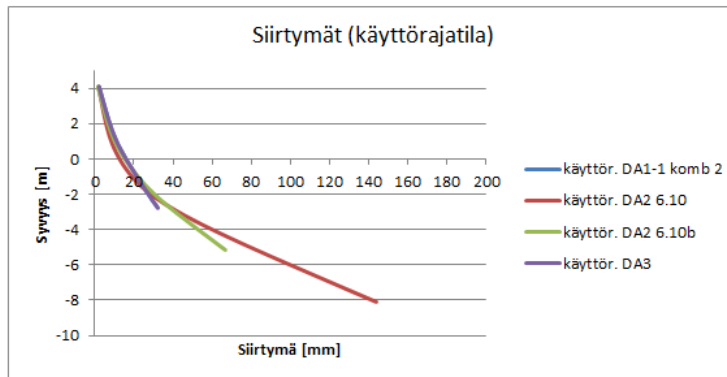
Liite 3 (5/31)

Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	65,4	47,8	1,37
DA1-1 komb 2	65,4	47,8	1,37
DA1-2	49,8	47,8	1,04
DA2 6.10	66,1	48,2	1,37
DA2 6.10a	55,0	48,5	1,13
DA2 6.10b	58,3	48,5	1,20
DA3	49,8	47,8	1,04

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	318,9	233,2	1,37
DA1-1 komb 2	318,9	233,2	1,37
DA1-2	373,9	233,2	1,60
DA2 6.10	279,0	204,9	1,36
DA2 6.10a	258,7	217,0	1,19
DA2 6.10b	295,9	217,0	1,36
DA3	373,9	233,2	1,60

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	197,8	146,0	1,35
DA1-1 komb 2	197,8	146,0	1,35
DA1-2	125,8	146,0	0,86
DA2 6.10	470,8	340,8	1,38
DA2 6.10a	325,5	261,4	1,25
DA2 6.10b	218,5	261,4	0,84
DA3	125,8	146,0	0,86

Alaraja $s_u=23,2+0,8/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	-144,6	-109,0	1,33
DA1-1 komb 2	-159,1	-109,0	1,46
DA1-2	-312,0	-109,0	2,86
DA2 6.10	-474,2	-315,1	1,50
DA2 6.10a	-83,6	-163,3	0,51
DA2 6.10b	-219,1	-163,3	1,34
DA3	-312,0	-109,0	2,86

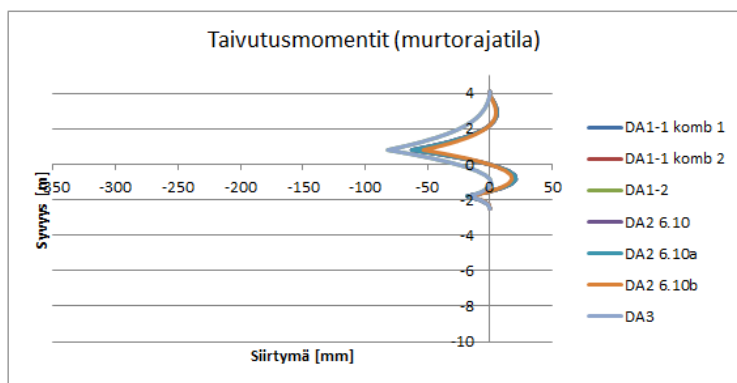
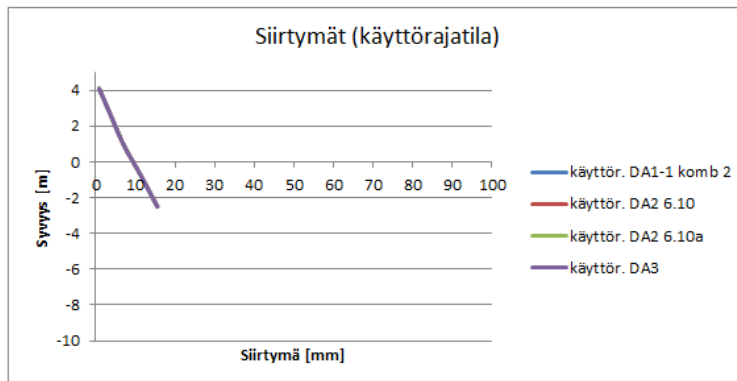
Liite 3 (7/31)

Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	73,4	50,7	1,45
DA1-1 komb 2	69,7	50,7	1,38
DA1-2	105,7	50,7	2,09
DA2 6.10	80,0	57,6	1,39
DA2 6.10a	55,0	55,4	0,99
DA2 6.10b	69,3	55,4	1,25
DA3	105,7	50,7	2,09

Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	388,3	275,7	1,41
DA1-1 komb 2	389,5	275,7	1,41
DA1-2	522,4	275,7	1,90
DA2 6.10	353,4	251,3	1,41
DA2 6.10a	258,7	254,2	1,02
DA2 6.10b	360,0	254,2	1,42
DA3	522,4	275,7	1,90

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	206,8	198,5	1,04
DA1-1 komb 2	270,2	198,5	1,36
DA1-2	168,9	198,5	0,85
DA2 6.10	683,5	473,9	1,44
DA2 6.10a	325,5	352,3	0,92
DA2 6.10b	425,5	352,3	1,21
DA3	168,9	198,5	0,85

KA $s_u=29,0+1,0/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	-62,6	-46,4	1,35
DA1-1 komb 2	-62,6	-46,4	1,35
DA1-2	-81,9	-46,4	1,77
DA2 6.10	-62,6	-46,4	1,35
DA2 6.10a	-62,6	-46,4	1,35
DA2 6.10b	-53,3	-46,4	1,15
DA3	-81,9	-46,4	1,77

Liite 3 (9/31)

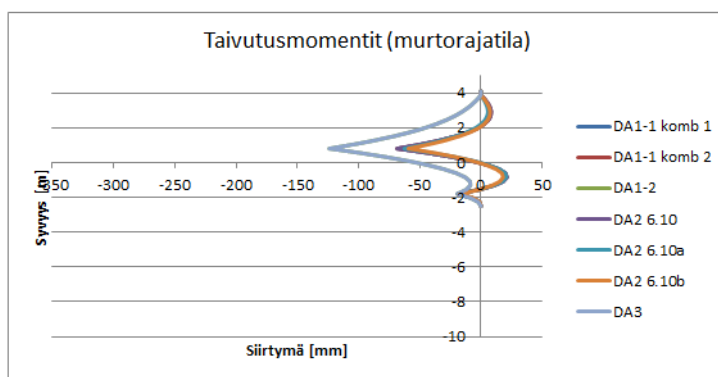
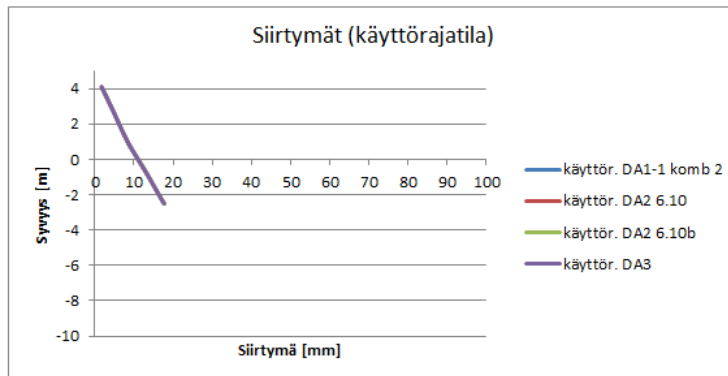
Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
	menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila
DA1-1 komb 1	54,8	40,6	1,35
DA1-1 komb 2	54,8	40,6	1,35
DA1-2	40,4	40,6	0,99
DA2 6.10	54,8	40,6	1,35
DA2 6.10a	54,8	40,6	1,35
DA2 6.10b	46,7	40,6	1,15
DA3	40,4	40,6	0,99

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
	menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila
DA1-1 komb 1	264,7	196,1	1,35
DA1-1 komb 2	264,7	196,1	1,35
DA1-2	230,3	196,1	1,17
DA2 6.10	264,7	196,1	1,35
DA2 6.10a	264,7	196,1	1,35
DA2 6.10b	225,5	196,1	1,15
DA3	230,3	196,1	1,17

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
	menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila
DA1-1 komb 1	205,6	152,3	1,35
DA1-1 komb 2	205,6	152,3	1,35
DA1-2	133,9	152,3	0,88
DA2 6.10	205,6	152,3	1,35
DA2 6.10a	205,6	152,3	1,35
DA2 6.10b	175,2	152,3	1,15
DA3	133,9	152,3	0,88

Liite 3 (10/31)

KA $s_u=29,0+1,0/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	-68,4	-50,2	1,36
DA1-1 komb 2	-68,4	-50,2	1,36
DA1-2	-123,9	-50,2	2,47
DA2 6.10	-68,4	-50,2	1,36
DA2 6.10a	-62,6	-50,2	1,25
DA2 6.10b	-59,3	-50,2	1,18
DA3	-123,9	-50,2	2,47

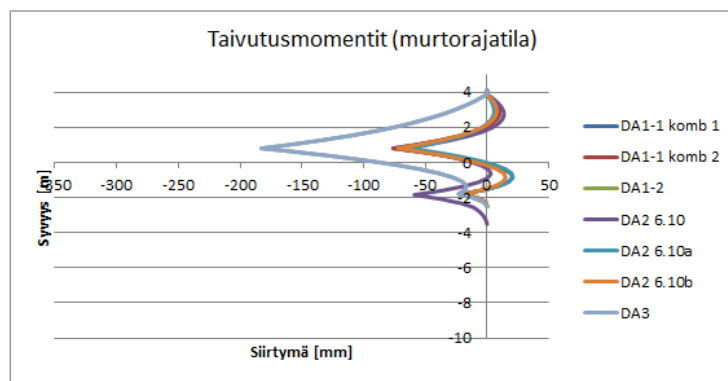
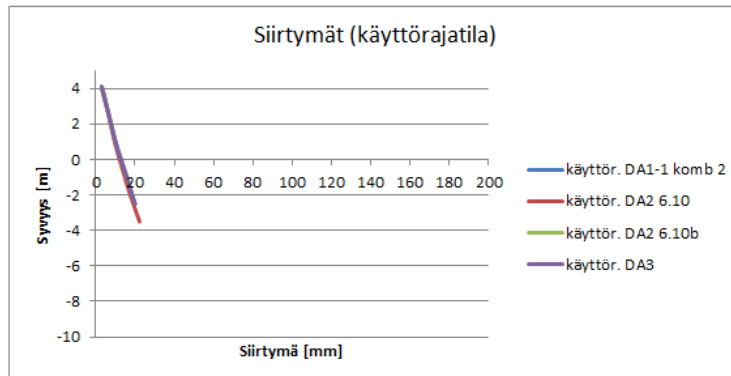
Liite 3 (11/31)

Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	66,7	48,6	1,37
DA1-1 komb 2	66,7	48,6	1,37
DA1-2	48,6	48,6	1,00
DA2 6.10	66,7	48,6	1,37
DA2 6.10a	54,8	48,6	1,13
DA2 6.10b	58,6	48,6	1,21
DA3	48,6	48,6	1,00

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	291,3	214,0	1,36
DA1-1 komb 2	291,3	214,0	1,36
DA1-2	291,6	214,0	1,36
DA2 6.10	291,3	214,0	1,36
DA2 6.10a	264,7	214,0	1,24
DA2 6.10b	252,4	214,0	1,18
DA3	291,6	214,0	1,36

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	212,0	156,6	1,35
DA1-1 komb 2	212,0	156,6	1,35
DA1-2	139,3	156,6	0,89
DA2 6.10	212,0	156,6	1,35
DA2 6.10a	205,6	156,6	1,31
DA2 6.10b	181,5	156,6	1,16
DA3	139,3	156,6	0,89

KA $s_u=29,0+1,0/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	-76,2	-54,9	1,39
DA1-1 komb 2	-76,2	-54,9	1,39
DA1-2	-182,8	-54,9	3,33
DA2 6.10	-69,1	-48,4	1,43
DA2 6.10a	-62,6	-54,9	1,14
DA2 6.10b	-72,0	-54,9	1,31
DA3	-182,8	-54,9	3,33

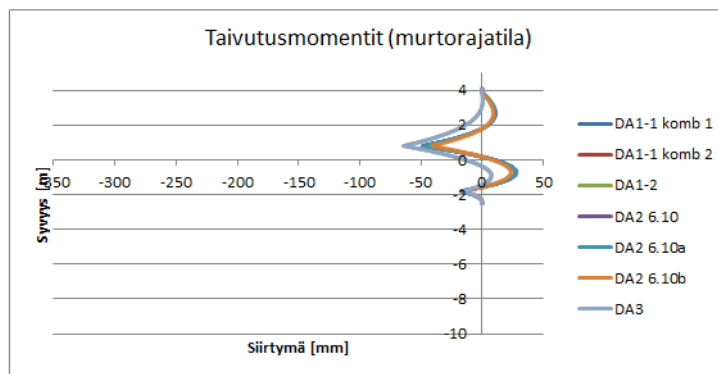
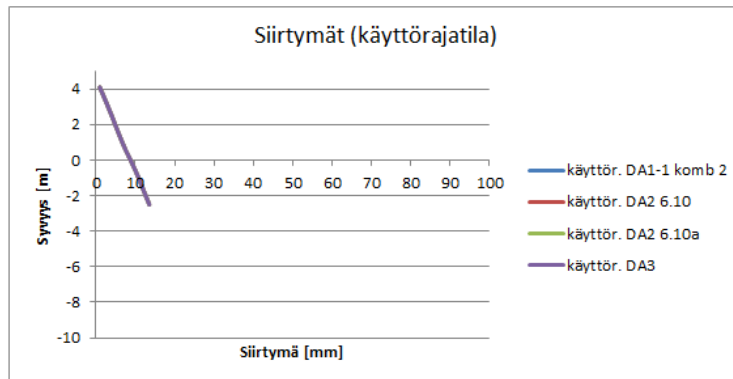
Liite 3 (13/31)

Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	77,9	56,3	1,38	
DA1-1 komb 2	77,9	56,3	1,38	
DA1-2	57,5	56,3	1,02	
DA2 6.10	83,0	60,0	1,38	
DA2 6.10a	54,8	56,3	0,97	
DA2 6.10b	69,2	56,3	1,23	
DA3	57,5	56,3	1,02	

Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	319,4	232,5	1,37	
DA1-1 komb 2	319,4	232,5	1,37	
DA1-2	387,7	232,5	1,67	
DA2 6.10	300,4	218,0	1,38	
DA2 6.10a	264,7	232,5	1,14	
DA2 6.10b	284,8	232,5	1,22	
DA3	387,7	232,5	1,67	

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	217,8	160,5	1,36	
DA1-1 komb 2	217,8	160,5	1,36	
DA1-2	143,9	160,5	0,90	
DA2 6.10	308,9	225,8	1,37	
DA2 6.10a	205,6	160,5	1,28	
DA2 6.10b	188,6	160,5	1,18	
DA3	143,9	160,5	0,90	

Yläraja $s_u=34,8+1,2/m$ kPa, $q=0$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	-48,3	-35,8	1,35
DA1-1 komb 2	-48,3	-35,8	1,35
DA1-2	-64,1	-35,8	1,79
DA2 6.10	-48,3	-35,8	1,35
DA2 6.10a	-48,3	-35,8	1,35
DA2 6.10b	-41,2	-35,8	1,15
DA3	-64,1	-35,8	1,79

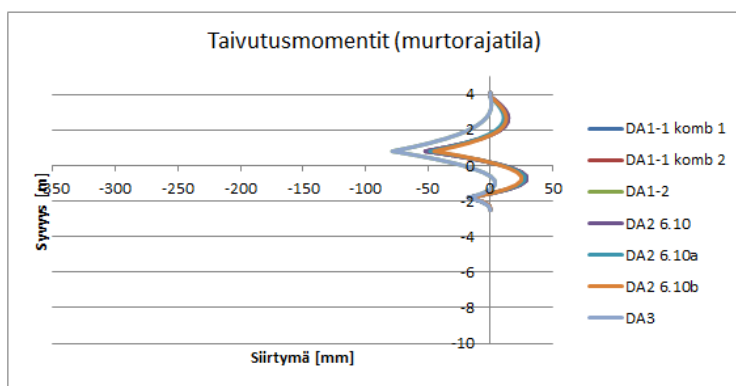
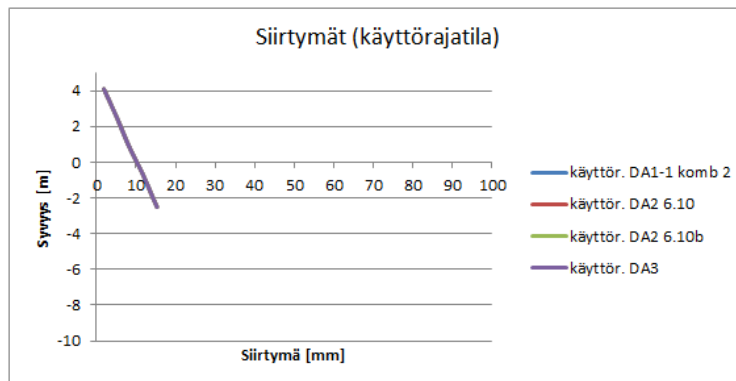
Liite 3 (15/31)

Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	55,5	41,1	1,35	
DA1-1 komb 2	55,5	41,1	1,35	
DA1-2	40,7	41,1	0,99	
DA2 6.10	55,5	41,1	1,35	
DA2 6.10a	55,5	41,1	1,35	
DA2 6.10b	47,3	41,1	1,15	
DA3	40,7	41,1	0,99	

Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	251,6	186,3	1,35	
DA1-1 komb 2	251,6	186,3	1,35	
DA1-2	213,3	186,3	1,14	
DA2 6.10	251,6	186,3	1,35	
DA2 6.10a	251,6	186,3	1,35	
DA2 6.10b	214,3	186,3	1,15	
DA3	213,3	186,3	1,14	

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS	
DA1-1 komb 1	212,8	157,6	1,35	
DA1-1 komb 2	212,8	157,6	1,35	
DA1-2	142,9	157,6	0,91	
DA2 6.10	212,8	157,6	1,35	
DA2 6.10a	212,8	157,6	1,35	
DA2 6.10b	181,2	157,6	1,15	
DA3	142,9	157,6	0,91	

Yläraja $s_u=34,8+1,2/m$ kPa, $q=10$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		
	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	-52,0	-38,2	1,36
DA1-1 komb 2	-52,0	-38,2	1,36
DA1-2	-78,5	-38,2	2,05
DA2 6.10	-52,0	-38,2	1,36
DA2 6.10a	-48,3	-38,2	1,26
DA2 6.10b	-45,0	-38,2	1,18
DA3	-78,5	-38,2	2,05

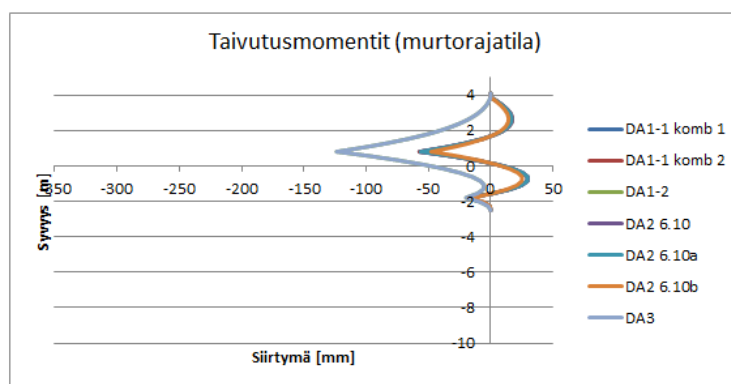
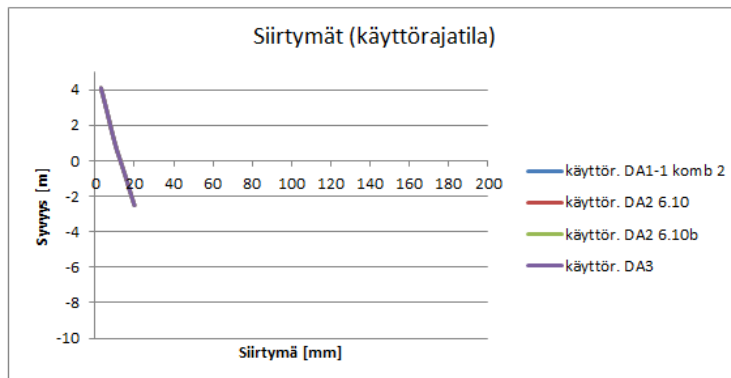
Liite 3 (17/31)

Tuki 1	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	67,5	49,2	1,37
DA1-1 komb 2	67,5	49,2	1,37
DA1-2	50,8	49,2	1,03
DA2 6.10	67,5	49,2	1,37
DA2 6.10a	55,5	49,2	1,13
DA2 6.10b	59,4	49,2	1,21
DA3	50,8	49,2	1,03

Tuki 2	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	276,7	203,2	1,36
DA1-1 komb 2	276,7	203,2	1,36
DA1-2	244,4	203,2	1,20
DA2 6.10	276,7	203,2	1,36
DA2 6.10a	251,6	203,2	1,24
DA2 6.10b	239,8	203,2	1,18
DA3	244,4	203,2	1,20

Tuki 3	Max. tukivoimat [kN]		
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	221,3	163,4	1,35
DA1-1 komb 2	221,3	163,4	1,35
DA1-2	147,3	163,4	0,90
DA2 6.10	221,3	163,4	1,35
DA2 6.10a	212,8	163,4	1,30
DA2 6.10b	189,8	163,4	1,16
DA3	147,3	163,4	0,90

Yläraja $s_u=34,8+1,2/m$ kPa, $q=20$ kPa



menetelmä	Max. Taiv. momentit [kNm]		ULS/SLS
	murtorajatila	käyttörajatila	
DA1-1 komb 1	-57,2	-41,6	1,38
DA1-1 komb 2	-57,2	-41,6	1,38
DA1-2	-123,7	-41,6	2,97
DA2 6.10	-56,2	-41,6	1,35
DA2 6.10a	-56,2	-41,6	1,35
DA2 6.10b	-47,9	-41,6	1,15
DA3	-123,7	-41,6	2,97

Liite 3 (19/31)

Tuki 1		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	78,9	57,0	1,38
DA1-1 komb 2	78,9	57,0	1,38
DA1-2	57,7	57,0	1,01
DA2 6.10	76,9	57,0	1,35
DA2 6.10a	76,9	57,0	1,35
DA2 6.10b	65,5	57,0	1,15
DA3	57,7	57,0	1,01

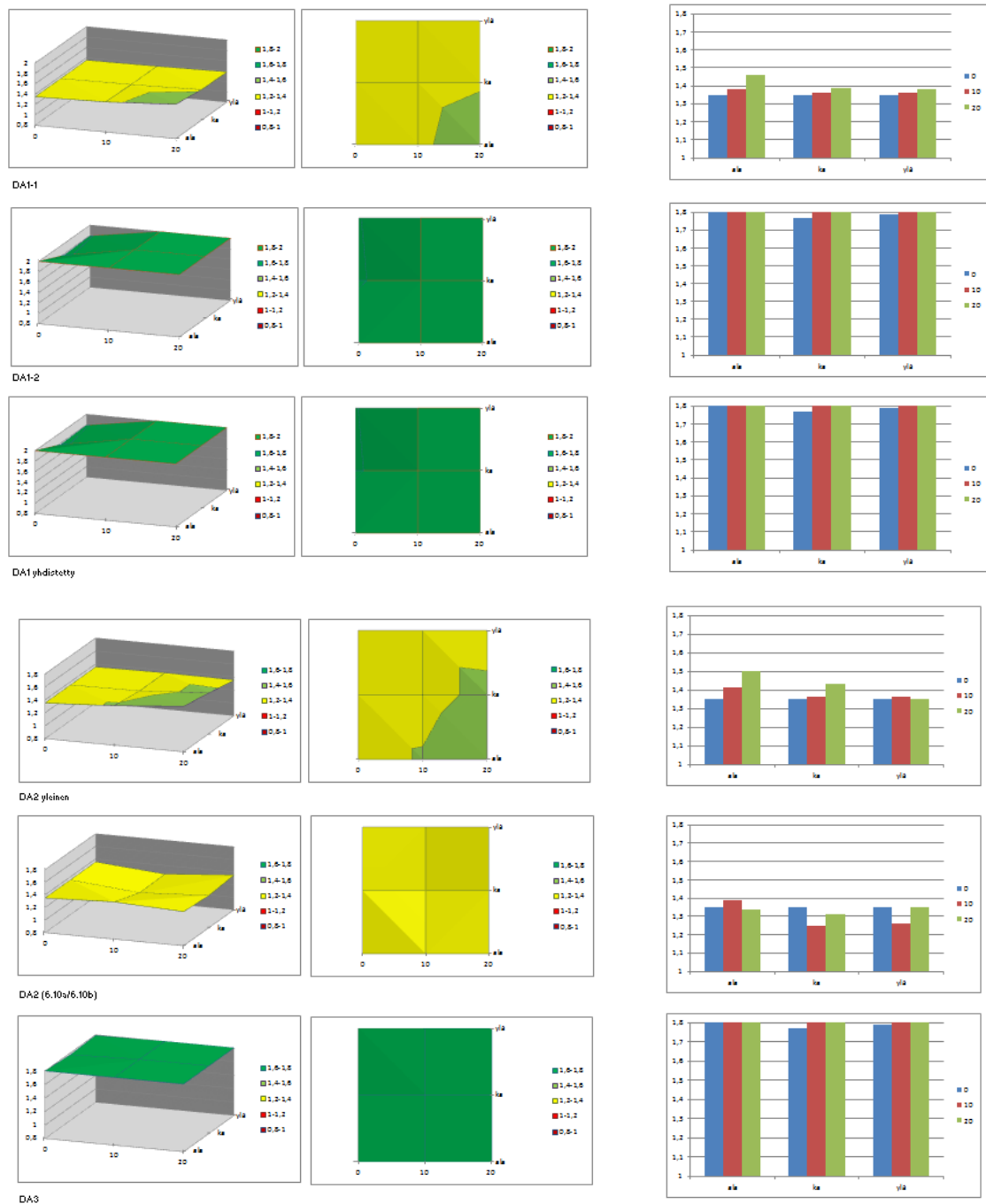
Tuki 2		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	303,2	220,0	1,38
DA1-1 komb 2	303,2	220,0	1,38
DA1-2	314,3	220,0	1,43
DA2 6.10	298,3	220,0	1,36
DA2 6.10a	298,3	220,0	1,36
DA2 6.10b	254,1	220,0	1,16
DA3	314,3	220,0	1,43

Tuki 3		Max. tukivoimat [kN]	
menetelmä	murtorajatila	käyttörajatila	ULS/SLS
DA1-1 komb 1	229,0	169,0	1,36
DA1-1 komb 2	229,0	169,0	1,36
DA1-2	155,1	169,0	0,92
DA2 6.10	227,7	169,0	1,35
DA2 6.10a	227,7	169,0	1,35
DA2 6.10b	194,0	169,0	1,15
DA3	155,1	169,0	0,92

Liite 3 (20/31)

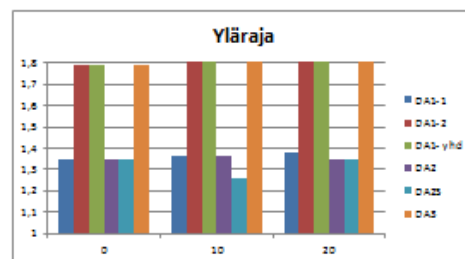
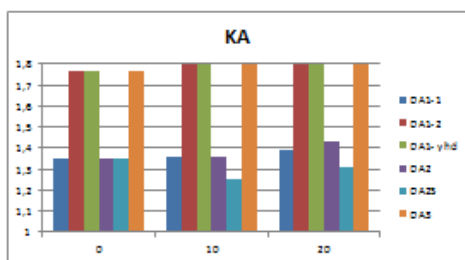
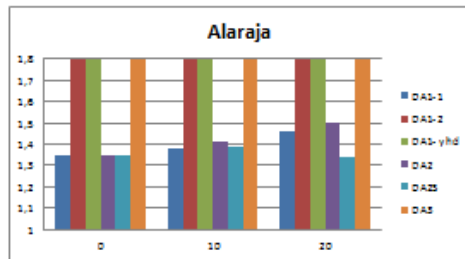
Taivutusmomentit: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdiagrammina.

Y-akseli kuvaa murtorajatilan ja käyttörajatilan suhdetta (ULS/SLS). Käytännössä tämä ero on osa laskentaan sisältyvää kokonaisvarmuutta. Lisää varmuutta tukiseinän mitoittamiseen tulee sen lyöntisyvyyden laskemisesta. Yhdessä nämä muodostavat mitoituksen kokonaisvarmuuden.



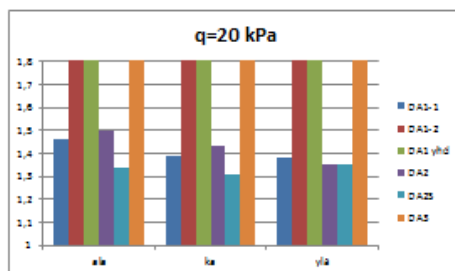
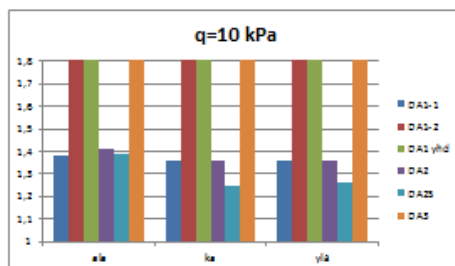
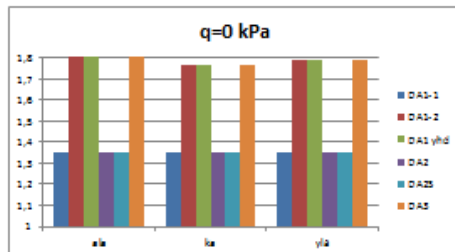
Liite 3 (21/31)

Taivutusmomentit: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujuuden mukaan.



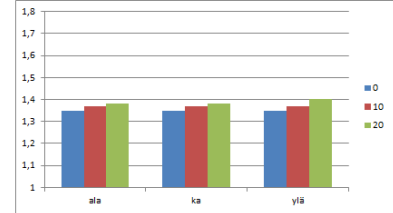
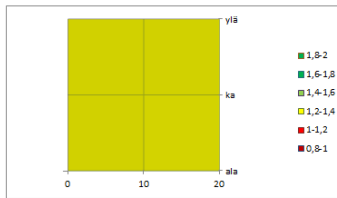
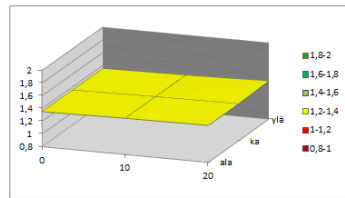
Liite 1 (22/31)

Taivutusmomentit: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.

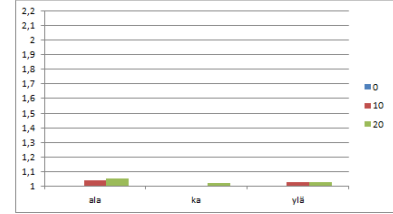
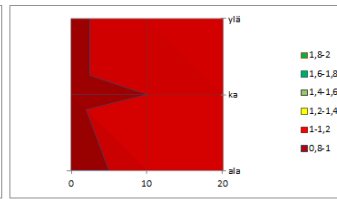
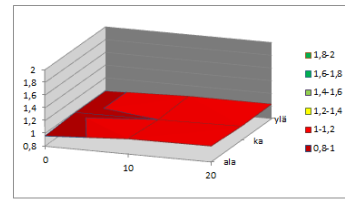


Liite 3 (23/31)

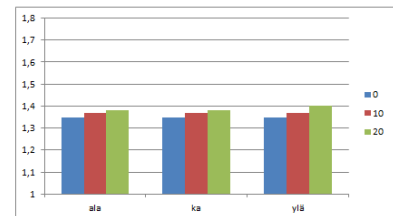
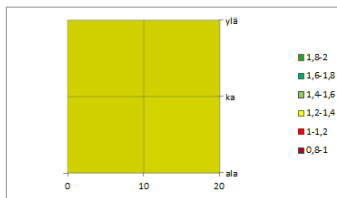
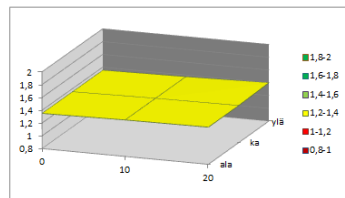
Tukivoimat tukitasolla 1: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdiagrammina.



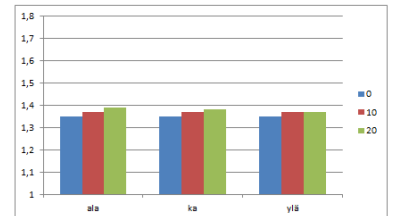
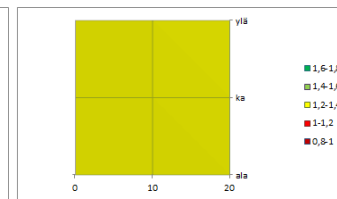
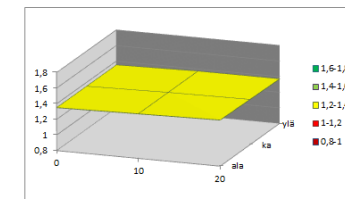
DA1-1



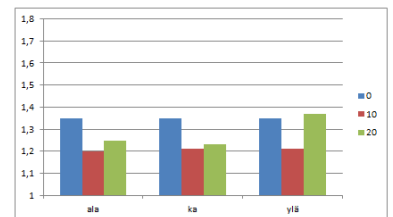
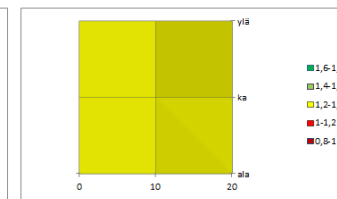
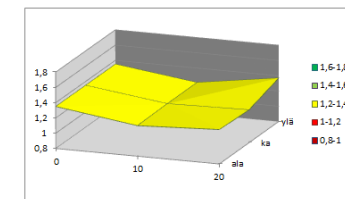
DA1-2



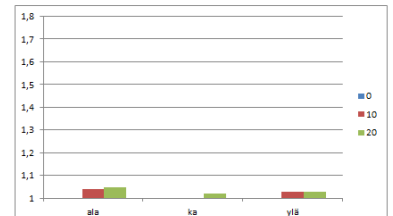
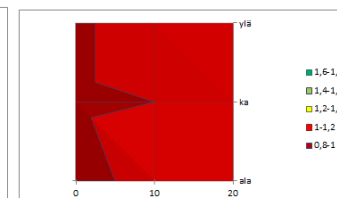
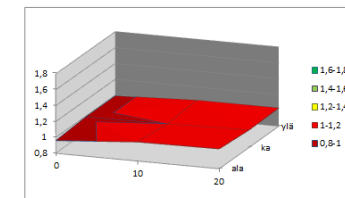
DA1 yhdistetty



DA2 yleinen



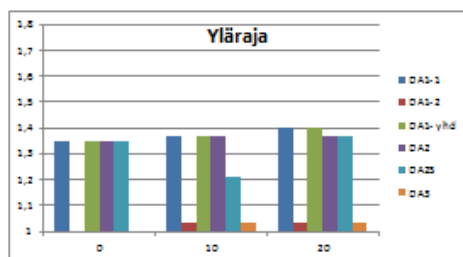
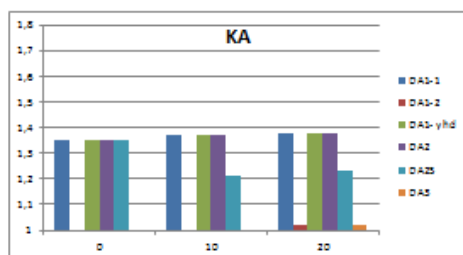
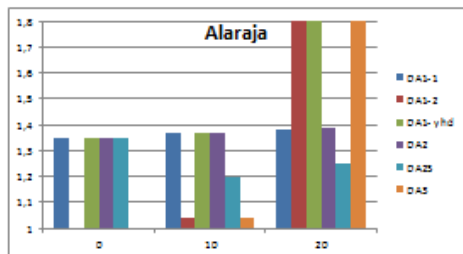
DA2 (6.10a/6.10b)



DA3

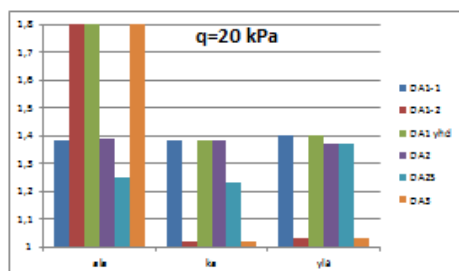
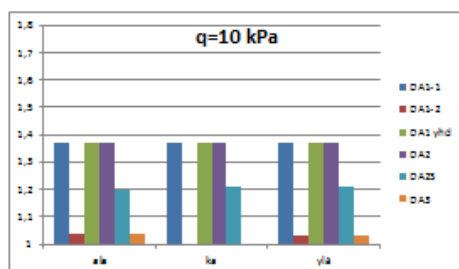
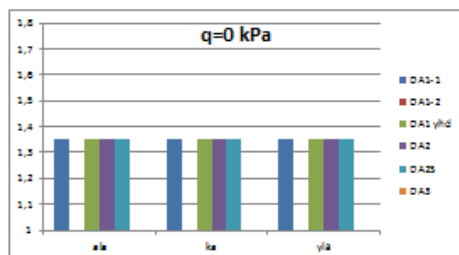
Liite 3 (24/31)

Tukivoimat tukitasolla 1: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujuuden mukaan.



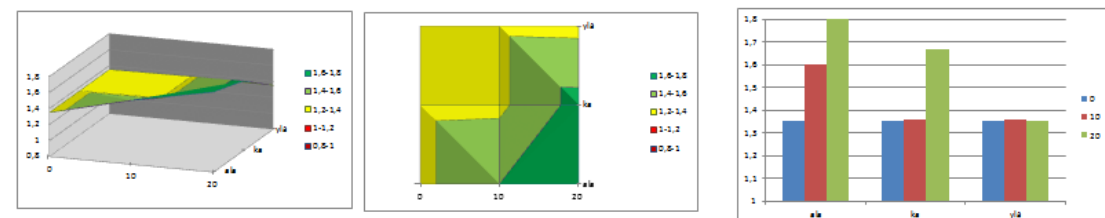
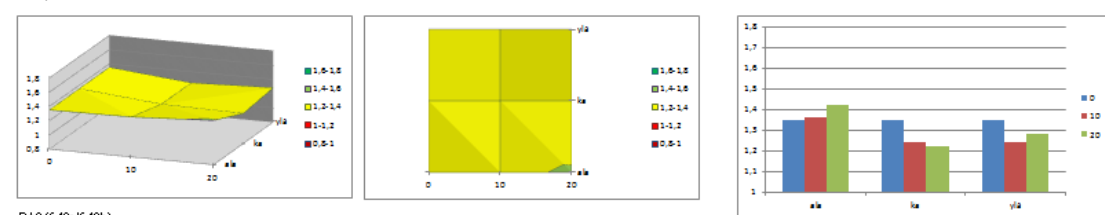
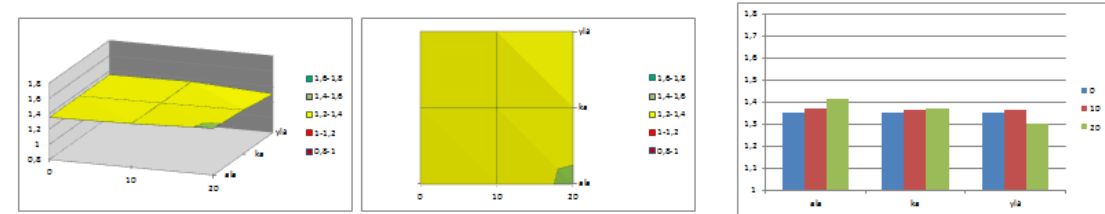
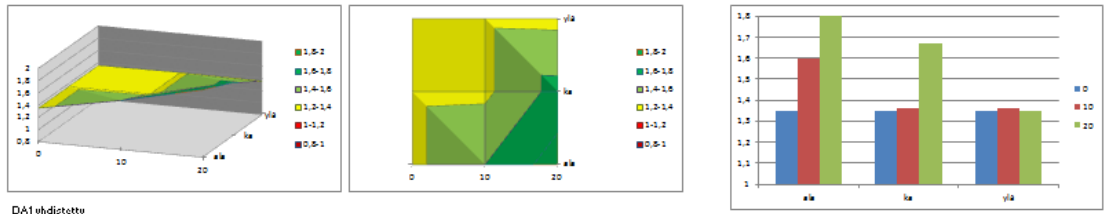
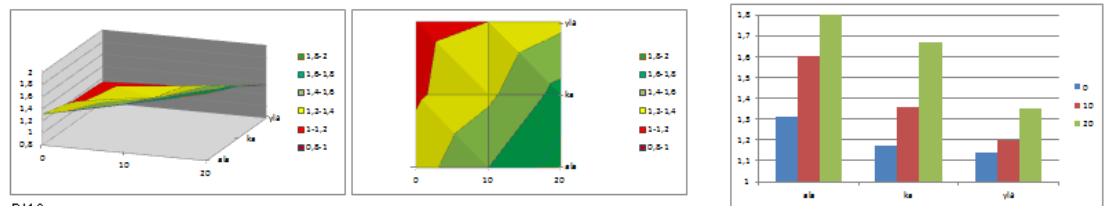
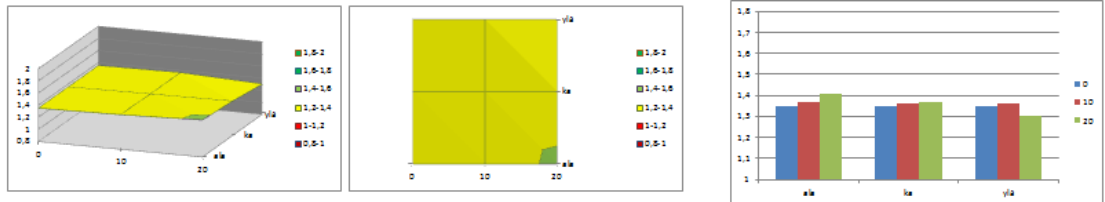
Liite 3 (25/31)

Tukivoimat tukitasolla 1: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen kuorman mukaan.



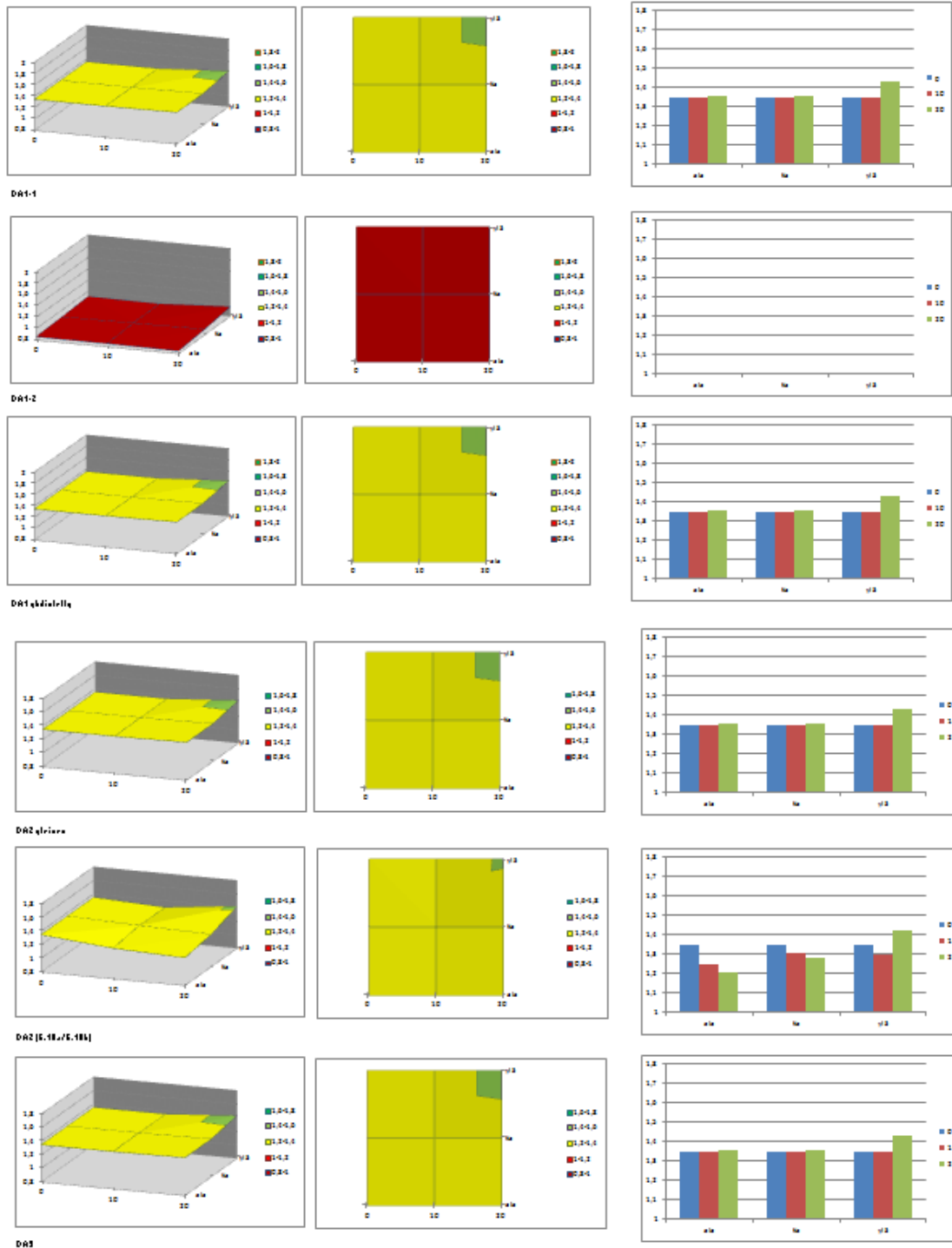
Liite 3 (26/31)

Tukivoimat tukitasolla 2: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdiagrammina.



Liite 3 (29/31)

Tukivoimat tukitasolla 3: murtorajatilan ja käyttörajatilan välinen suhde 3D-kuvaajina sekä pylväsdiagrammina.



Liite 3 (30/31)

Tukivoimat tukitasolla 3: suhteen ULS/SLS tuottaman kokonaisvarmuuden osan kehittyminen maan lujisuuden mukaan.