

Opinnäytetyö AMK

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK

2020

Benjamin Tuisku

TERÄSRAKENTEISTEN TUKISEINIEN MITOITUS



OPINNÄYTETYÖ AMK | TIIVISTELMÄ

TURUN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri AMK

2020 | 59 sivua, 21 liitesivua

Benjamin Tuisku

TERÄSRAKENTEISTEN TUKISEINIEN MITOITUS

Insinööriyön tarkoituksena oli tutkia teräsrakenteisten tukiseinien mitoitusprosessia. Työssä käsitellään maaperän ja tukiseinän yhteistoimintaa sekä tämän mallintamista Geocalc-laskentaohjelmalla. Laskennasta saadut voimasuureet käsitellään Eurokoodien mukaisesti ja näiden pohjalta tehdään esimerkkilaskelma, jossa mitoitetaan tukiseinän teräsrakenteet.

Tukiseinätyyppejä on erilaisia kuten teräsponttiseiniä, porapaaluseiniä ja settiseiniä. Tässä työssä keskitytään pelkästään teräsponttiseiniin. Menetelmänä on kirjallisuustutkimus, jossa tärkeimpinä lähteinä ovat RILin oppaat, mutta työssä hyödynnetään myös geotekniikan oppikirjoja ja laskentaohjelman teoriaohjeita. Lisäksi laskentaohjelmalla tehdään laskelmia käytännössä ja käydään läpi vaihe vaiheelta lähtöarvojen syöttäminen ohjelmaan.

Työn tuloksena syntyi kokonaisuus, josta selkenee mitoitusprosessin kulku käytännössä.

Työ on suunnattu suunnittelijoille, joilla on jo ennestään jonkinlainen tietämys geotekniikan perusteista ja toisaalta rakenteiden mitoituksesta.

ASIASANAT:

kaivannot, tukiseinät, Geocalc, teräsrakenteet, geotekniikka, pohjarakennus

BACHELOR'S THESIS | ABSTRACT

TURKU UNIVERSITY OF APPLIED SCIENCES

Civil and Construction Engineering

2020 | number of pages: 59, number of pages in appendices: 21

Benjamin Tuisku

DESIGNING OF STEEL RETAINING WALLS

The purpose of this thesis work was to study the designing process of steel-structured retaining walls. The aim was also to become familiar with the co-operation of the soil and the steel retaining wall. The Geocalc calculation program was used for modeling. The forces which were obtained from the calculation program were then processed according to the Eurocodes and on the basis of these an example calculation was made, in which the steel structures of the retaining wall were dimensioned.

There are different types of retaining steel walls such as sheet piles, drill piles and soldier pile walls. This work is focused only on steel sheet pile walls.

The method of study was to research written literature sources, and as the most important sources are RIL guides, but also the basics of geotechnology and the theoretical instructions of the calculation program. Also, the calculation program was used to make calculations in practice and enter different input values into the program step by step.

As a result of the work a collection of instructions was created where the process of calculation and dimensioning of steel sheet piles was addressed.

The work may be useful for designers who already have information of the basics of geotechnology and also of designing of steel structures.

KEYWORDS:

Geotechnical engineering, foundation engineering, Geocalc, earth excavation, steel constructions

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	7
2 TUKISEINÄT	8
2.1 Teräsponsittiseinät (Sheet pile)	8
2.1.1 Teräsponsittiseinän osat	9
2.1.2 Teräsponsittiseinien asennus	10
2.1.3 Kaivuutyön eteneminen	10
2.2 Muita tukiseinätyyppejä	10
2.2.1 Porapaaluseinä (Bored pile wall)	10
2.2.2 Settiseinä (Soldier pile wall)	11
2.2.3 Porapaalusettiseinä	12
2.2.4 Combi-seinä	12
3 KUORMAT	13
3.1 Maanpaine	13
3.2 Vedenpaine	16
3.3 Pintakuormat	17
4 SUUNNITTELUPERUSTEET	18
4.1 Mitoitustapa DA2/DA2*	18
4.2 Kuormakerroin K_{FI}	19
4.3 Mallikerroin	19
4.4 Kuormien vaikutukset (A1)	20
4.5 Tukirakenteiden osavarmuusluvut (R2)	21
4.6 Maaparametrien osavarmuusluvut (M1)	22
5 MITOITUSOHJELMA	23
5.1 Yleistä Geocalcista	23
5.2 Tukiseinämoduuli	23
5.3 Siirtymämallit	24
5.3.1 DCM, siirtymäperusteinen malli	24
5.3.2 MCM, moduuliperusteinen malli	24
5.4 Maaperän ja tukiseinän välinen kitka	26
5.5 Parametrien syöttäminen Geocalciin	27

5.5.1 Soil-välilehti	27
5.5.2 Wall-välilehti	28
5.5.3 Ground Water-välilehti	30
5.5.4 Load-välilehti	31
5.5.5 Anchorage-välilehti	32
5.6 Tulosten saaminen ulos GeoCalcista	34
5.7 Tulosten käsittely	35
5.8 Yhden ankkurin pettäminen	35
6 RAKENNEOSIEN MITOITUS JA SUUNNITTELU	37
6.1 Poikkileikkausluokitukset	37
6.2 Leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen U-profiililla	38
6.3 Teräsponsittiseinän mitoitus	38
6.3.1 Ponttiseinän taivutusmomenttikestävyys	39
6.3.2 Toisen kertaluvun vaikutukset	40
6.3.3 Ponttiseinän leikkauskestävyys	41
6.3.4 Ponttiseinän leikkauslommahduksen tarkastaminen	42
6.3.5 Ponttiseinän yhdistetty taivutus ja leikkaus	43
6.4 Vaakapalkin mitoitus	44
6.4.1 Vaakapalkin taivutuskestävyys	44
6.4.2 Vaakapalkin leikkauskestävyys	45
6.4.3 Vaakapalkin leikkauslommahdus	46
6.4.4 Vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus	47
6.5 Sisäpuolisen tuen mitoitus	47
6.5.1 Puristussauvan taivutuskestävyys	47
6.5.2 Puristussauvan puhdas puristuskestävyys	48
6.5.3 Puristussauvan nurjahdusmitoitus	49
6.5.4 Ankkurin mitoitus	49
6.6 Juuritapin mitoitus	51
6.7 Ankkurikonsolin mitoitus	53
7 MITOITUSPROSESSIN VAIHEET KÄYTÄNNÖSSÄ	55
8 ESIMERKKILASKELMA	56
9 POHDINTAA	57

LÄHTEET

59

LIITTEET

Liite 1. Voimasuureiden koontitaulukko.

Liite 2. Profiilin PU12 mitoitus.

Liite 3. Vaakapalkin mitoitus.

Liite 4. Ankkurin mitoitus.

Liite 5. Juuritapin mitoitus.

Liite 6. Yhden ankkurin pettäminen.

Liite 7. Juuritapin vaakajäykkyyden laskenta Geocalcia varten.

1 JOHDANTO

Työnaikaiset kaivantojen tukiseinät ovat arkipäivää tämän päivän maanrakennustyömailla. Ahtaasti rakennetuilla kaupunkialueilla luiskattujen kaivantojen tekeminen on monesti mahdotonta tilanpuutteen vuoksi. Teräsrakenteisia tukiseiniä voidaan hyödyntää myös pysyvinä rakenteina esimerkiksi ranta-alueiden rakentamisessa tai vaikka ruopausmassojen sijoituksessa. Huolellisesti suunniteltu tukiseinä on sekä turvallinen että talodellinen toteuttaa.

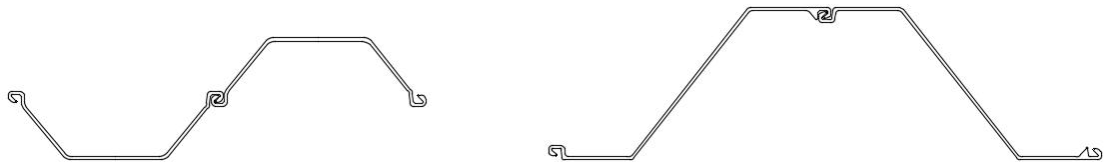
Tässä työssä on tarkoitus selvittää, miten teräsrakenteisia tukiseiniä mitoitetaan ja tutkia mitoitusprosessin kulkua. Kaivannon suunnittelu ja maaparametrit ovat geosuunnittelijalle arkipäivää mutta tukiseinänä toimivan teräsprofiilin ja siihen liittyvien muiden rakenteiden mitoitus teräsrakenteen näkökulmasta vieraampaa. Toisaalta rakennepuolen suunnittelijat eivät välttämättä tunne kovin hyvin geopuolen asioita. Mitoitusprosessin kokonaisuuden tarkastelu on siis hyödyllinen aihe monella tapaa, myös oman oppimisen kannalta.

Tämä työ on rajattu koskemaan pelkästään teräsponttiseiniä, mutta mitoitusprosessin kulun ymmärtäminen auttaa myös muun tyyppisten tukiseinien kuten porapaalu- tai settiseinien mitoitusohjeiden tulkitsemista. Aiheeseen liittyy myös vahvasti vuonna 2019 ilmestynyt RIL 271-2019 -ohje Teräsrakenteisten tukiseinien rakenteellinen mitoitus, johon tämäkin työ pitkälti perustuu. Työssä laadittiin Geocalc-laskentaohjelmalla esimerkiksi laskelma, jossa käsitellään mitoituksen vaiheet kohta kohdalta. Työn toimeksiantajana toimii A-insinöörit Civil Oy.

2 TUKISEINÄT

2.1 Teräsponttiseinät (Sheet pile)

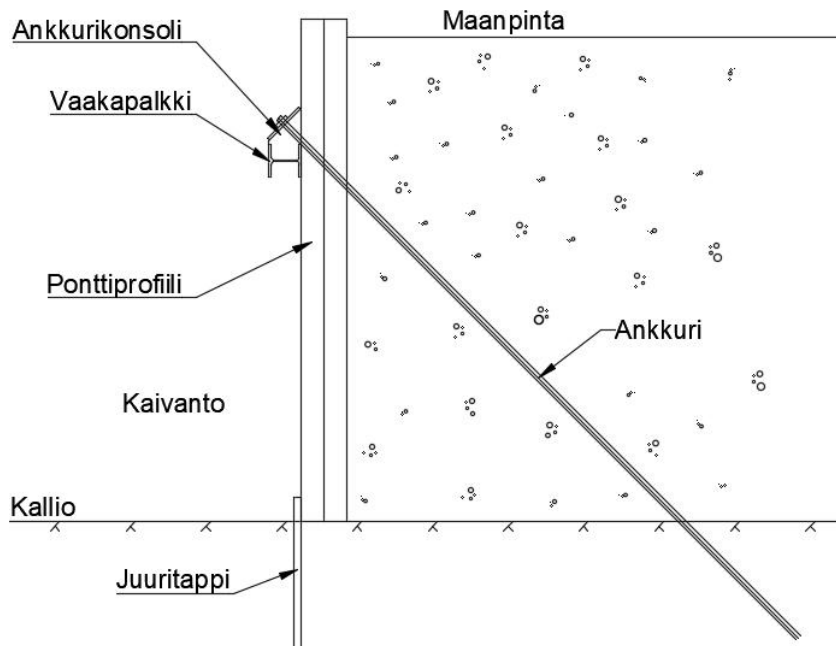
Teräsponttiseinä on yleisin käytössä oleva tukiseinätyyppi, joka muodostuu erillisistä maahan upotettavista teräsprofiileista, jotka liittyvät toisiinsa lukkourien avulla. Yleisimmin käytetyt profiilityyppit ovat U-profiili ja Z-profiili, joissa erona on lukkourien sijainti. Profiilit voidaan asentaa myös limittäin, lyömättä niitä pontteihinsa, mutta tällöin vesitiiviys ja jäykkyys pienenee. Vaikka teräsponttiseinä soveltuu monenlaisiin maaperiin, ei sitä kuitenkaan saada asennettua kiviseen tai karkeaan kitkamaahan. Ponttiseinän rakentaminen ja purkaminen on nopeaa, ja se on monesti kustannuksiltaan edullisin ratkaisu. (RIL 263-2014, 47.)



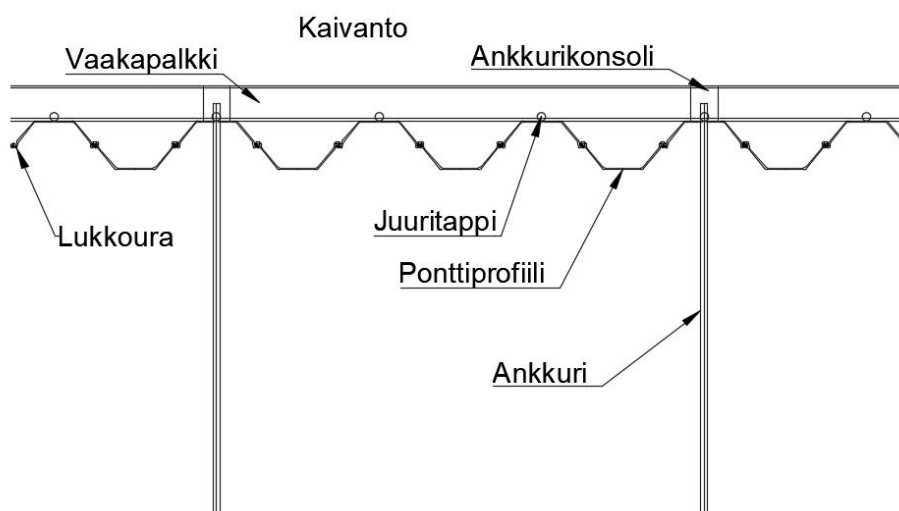
Kuva 1. Kuvasta näkyy eri profiilien lukkourien sijainti. Vasemmalla U-profiili. Tässä profiileina PU-12 ja AZ-18.

2.1.1 Teräsponttiseinän osat

Kuvissa 2 ja 3 on esitetty teräsponttiseinän pääosat. Kuvissa tukiseinä on tuettu ulkopuolisin kallioankkurein, mutta tuentatapana voidaan käyttää myös sisäpuolista tukea.



Kuva 2. Teräsponttiseinän pääosat sivusta.



Kuva 3. Teräsponttiseinä ylhäältä päin.

2.1.2 Teräsponttiseinien asennus

Teräsponttiseinän asennus aloitetaan usein tekemällä matala alkukaivanto, jotta maan pinnassa olevat kivet ym esteet saadaan poistettua. Ponttien asennukseen käytetään yleisesti paalutuskoneita, mutta pontteja voidaan upottaa myös täryttämällä, erityisesti tärinäherkillä tiheään rakennetuilla alueilla. Tärkeää on seurata teräsprofiilien suorana säilymistä asennuksen aikana, koska ne pyrkivät taipumaan upotuksen aikana. Usein kannattaakin lyödä seinämä ensin osasyvyyteen ja sitten vasta loppuun saakka, jolloin yksittäiset pontit saavat tukea toisistaan. (Jääskeläinen 2012, 182.)

2.1.3 Kaivuutyön eteneminen

Kun teräsponttiseinä on paikallaan, voidaan aloittaa varsinaisen kaivannon kaivaminen. Suunnitelmista riippuu onko kaivanto tuettu esimerkiksi ankkurein tai sisäpuolisesti. Matalissa kaivannoissa ponttiseinän jäykkyys riittää pitämään yläpään paikallaan. Jos seinä on tuettu ankkureilla, kaivetaan ensimmäisessä vaiheessa ensimmäiselle tuentatasolle saakka tai hieman sen alle (työvara), jossa suoritetaan ankkurointi. Tämän jälkeen kaivuutyötä jatketaan seuraavalle tuentatasolle jne. Jos kaivanto ulottuu lähelle kalliopintaa tai suoraan kallioon saakka, voidaan alapää tukea juuripultein. Suunnittelijan tehtäviin kuuluu mitoittaa rakenteet erikseen jokaiselle työvaiheelle siten, että ne kestävät eri kaivu- ja tuentatilanteiden aiheuttamat rasitukset. (Jääskeläinen 2012, 183.)

2.2 Muita tukiseinätyyppejä

2.2.1 Porapaaluseinä (Bored pile wall)

Porapaaluseinä koostuu lukkoprofiilien avulla toisiinsa liitettävistä teräsputkipaaluista. Paalujen asennus tapahtuu aina poraamalla, joten kivinen ja lohkareinenkaan maaperä ei estä porapaaluseinän käyttöä. Mikäli tukiseinä ulottuu kallioon saakka, upotetaan paalut yleensä 0,5-1,5m kallioon. Porauksessa käytetään avarrinkruunua, joka kasvattaa porattavaa reikää lukkoprofiilin verran. (RIL 263-2014, 51.)

Porapaaluseinän hyviin puoliin kuuluu erittäin hyvä pystykuormien kantokyky, joten sitä voidaan hyödyntää myös pysyvissä rakenteissa kantavana rakenteena pystykuormille

jos paalut ulotetaan kallioon saakka. Lisäksi porapaaluseinän taivutusjäykkyys on hyvä verrattuna muihin tukiseinätyyppeihin. (RIL 263-2014, 53.)

Porapaaluseinä voidaan toteuttaa myös liittorakenteisena, jolloin paaluputkeen asennetaan raudoite ja putki valetaan täyteen betonia. Tämä parantaa entisestään porapaalun taivutus- ja normaalivoimakestävyyttä. (RIL 263-2014, 51.)

Porapaalut voivat olla normaaleja yleisesti käytettyjä RD-paaluja, joiden ulkopintaan on hitsattu lukkoprofiili. Esimerkiksi SSAB:n valikoimissa on kahdenlaista lukkoprofiilia, joista toinen on yhteensopiva ponttiseinissä käytettävän lukkoprofiilin kanssa. Käytettävien porapaalujen halkaisija vaihtelee välillä 220-1200 mm ja seinämävahvuudet ovat 10–23 mm. (SSAB 2019, 10.)

2.2.2 Settiseinä (Soldier pile wall)

Settiseinän pystyrakenteina toimii H-profiilin teräspalkit, jotka asennetaan 1-4 metrin väleihin. Näiden väliin tulee vaakasuoraan asennettavat settilankut, jotka muodostavat varsinaisen seinärakenteen. Settilankut kiilataan paikalleen palkin laippojen väliin. (RIL 263-2014, 50.)

Settilankkuina käytetään yleensä helposti saatavilla olevaa järeää puutavaraa, esimerkiksi purettujen rakennusten hirsiiä. Koska vaakalankut katkotaan työmaalla juuri oikeaan mittaan, ei tolppien välisellä tarkalla etäisyydellä ole suurta merkitystä. Tämä on etu erityisesti kivisessä maastossa, jossa tolppia ei välttämättä saada lyötyä juuri ennalta suunniteltuun kohtaan. (Jääskeläinen 2012, 184.)

Taivutusjäykkyys on settiseinällä tyypillisesti pienempi kuin teräsponttiseinällä. Tästä syystä tukitasoja ankkurointia varten tarvitaan useampia. (RIL 263-2014, 51.) Settiseinän pystyosat voivat myös koostua kahdesta U-profiilista, jotka on hitsattu yhteen selkäosat vastakkain teräslapuilla siten, että profiilien väliin jää rako. Tästä on se etu, että ankkurit saadaan asennettua tähän rakoon keskeisesti ilman, että profiiliin tarvitsee tehdä ylimääräisiä reikiä. (Jääskeläinen 2012, 184.)

Pystypalkit voidaan asentaa maahan paalutuskoneella lyömällä tai hydraulisella täryvasaralla. Kivisessä tai lohkareisessa maaperässä pystyrakenteina voidaan käyttää myös porapaaluja. (RIL 263-2014, 50.)

Kaivuutyö etenee yksi tolppaväli kerrallaan, josta kaivetaan auki muutaman lankun syvyinen kaivanto. Lankut sujutetaan paikalleen alakautta ja kiilataan paikalleen. Ankkurointi suoritetaan kaivuun edetessä ennakkoon suunnitelluilta tukitasoilta. (Jääskeläinen 2012, 184.)

Settiseinän käyttö on nykyään harvinaista johtuen hitaasta ja työläästä rakentamisesta. Etuina on kuitenkin teräsponttiseinää helpompi asennettavuus kiviseen maapohjaan, koska lyömällä tai täryttämällä asennettavia pystyosia on vähemmän ja varsinainen seinärakenne asennetaan vasta kaivuutyön edetessä. Huono puoli tässä on se, että joudutaan kaivamaan aina jonkun matkaa tukemattomaan maaperään, jolloin maa pääsee löyhtymään paikallisesti ennen kuin settilankut päästään asentamaan paikalleen. Tämä voi aiheuttaa siirtymiä. (RIL 263-2014, 51.)

2.2.3 Porapaalusetseinä

Tässä settiseinätyypissä tukiseinän pystyrakenteena toimii H-profiilin sijaan porapaalu. Putkipaalun kylkeen hitsataan teräslaipat, joiden varaan puiset settilankut asennetaan. (RIL 271-2019, 69.)

Porapaalusetseinä voidaan myös toteuttaa siten, että sekundäärisenä rakenteena toimii porapaalujen välille kiinni hitsattu ohut esitaivutettu teräslevy. Rakenne mitoitetaan tällöin vain vetorasitusta vastaanottavana köysimäisenä rakenteena. Tätä seinätyyppiä kutsutaan myös berliiniseinäksi. (RIL 271-2019, 70.)

2.2.4 Combi-seinä

Combi-seinät koostuvat primäärisinä kannattimina toimivista pystyrakenteista ja näiden välille asennettavista sekundäärisistä teräsponttiprofiileista. Käytetään yleisesti satamarakenteissa. Pystyrakenteina käytetään yleisesti porapaaluja, joissa on teräsponttien kanssa yhteensopivat lukkoprofiilit. Myös I- ja H-profiileja käytetään combi-seinien pystyosina. (RIL 271-2019, 65.)

3 KUORMAT

3.1 Maanpaine

Tukiseinään kohdistuvaa maanpainetta kutsutaan aktiivipaineeksi, joka vaatii mobilisoi-
tuakseen tukiseinän siirtymän. Tukiseinän kaivannon puolella seinää tukee passiivipaine,
joka myös vaatii syntyäkseen seinän siirtymän. Aktiivi- ja passiivipaineen suuruuteen vai-
kuttaa maalaji sekä siirtymän suuruus. Jos tukiseinä ei siirry lainkaan on maanpaine le-
popaineen suuruinen ja se on arvoltaan aina suurempi kuin aktiivipaine. (RIL 263-2014,
79.)

Lepopaineen suuruus voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$P_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h$$

Kaava 1. Lepopaineen suuruus. (RIL 263-2014, 80.)

jossa

K_0	Lepopainekerroin
γ	Maan tilavuuspaino
h	Maakerroksen paksuus

Lepopainekerroin kitkamaata varten lasketaan seuraavasti:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Kaava 2. Lepopainekerroin. (RIL 263-2014, 80.)

jossa

φ	Maan leikkauskestävyyskulma
-----------	-----------------------------

Koheesiomailla oletetaan, että maa käyttäytyy pitkällä aikavälillä nesteen tavoin, eli
pysty- ja vaakajännitys ovat yhtäsuuret. Saven leikkauskestävyyskulma $\varphi = 0$. Tällöin K_0
 $= 1 - \sin 0 = 1$. (Jääskeläinen 2011, 174.)

Aktiivi ja passiivipaineet siirtyvälle rakenteelle voidaan laskea seuraavilla kaavoilla:

$$P_a = (\gamma \cdot h + q) \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a}$$

Kaava 3. Aktiivinen maanpaine. (RIL 263-2014, 81.)

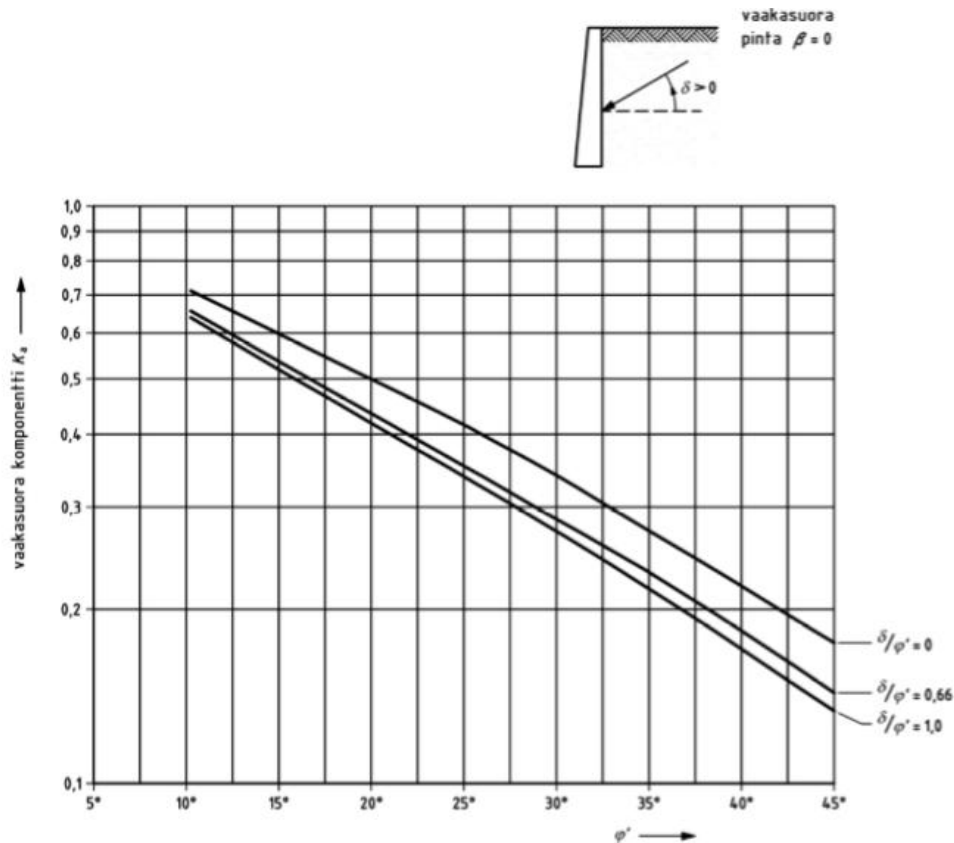
$$P_p = (\gamma \cdot h + q) \cdot K_p - 2c \cdot \sqrt{K_p}$$

Kaava 4. Passiivinen maanpaine. (RIL 263-2014, 81.)

jossa

γ	Maan tilavuuspaino
h	Maakerroksen paksuus
K_a	Aktiivipainekerroin
K_p	Passiivipainekerroin
c	Koheesio

Aktiivi- ja passiivipaineen määrittämistä varten tarvitaan aktiivi- ja passiivipainekerroin, joka saadaan helpoiten lukemalla kuvaajista. Esimerkkinä kuvasta 4 saadaan aktiivipainekerroin. Lisää kuvaajia eri tilanteita varten löytyy SFS-EN-1997:n liitteestä C tai RILin op-
paasta 263-2014 sivulta 197 alkaen.



Kuva 4. Aktiivipainekertoimen määrittäminen tilanteessa, jossa maanpinta on vaakasuora tukiseinän takana. Vaaka-akselilla on maan leikkauskestävyysskulma. Oikeassa reunassa on maan ja teräksen välisen seinäkitkakulman arvon (δ) ja maan leikkauskestävyysskulman suhde. (SFS-EN-1997 Liite C, 136.)

Vaihtoehtoisesti kertoimen voi määrittää kaavan avulla RIL 263-2014 s. 82. Koheesioille K_a ja K_p ovat aina arvoltaan 1, kun leikkauskestävyysskulma on nolla. Täytyy muistaa, että käytännössä aktiivi- ja passiivipaineiden laskenta siirtyvää ja taipuvaa rakennetta vastaan on huomattavasti monimutkaisempaa, koska myös tukiseinän jäykkyys ja siirtymän määrä vaikuttavat maanpainneiden suuruuksiin. Parhaiten laskenta onnistuu laskentaohjelmalla, joka osaa huomioida kaikki nämä asiat.

Maalaji	Aktiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä (δ_a)	Passiivisen maanpaineen kehittymiseksi tarvittava siirtymä (δ_p)
Tiivis hiekka	0,0005H _a	0,002H _p
Löyhä hiekka	0,002H _a	0,006H _p
Kiinteä savi	0,01H _a	0,02H _p
Pehmeä savi	0,02H _a	0,04H _p

Taulukko 1. Siirtymäarvoja aktiivi- ja passiivipaineille.

RILin kaivanto-ohjeessa on esitetty aktiivi- ja passiivipaineen kehittymiseen tarvittavia siirtymäarvoja erilaisille maalajeille: H_a = seinän korkeus, johon aktiivinen maanpaine kohdistuu H_p = seinän korkeus, johon passiivinen maanpaine kohdistuu. (RIL 263-2014, 81.)

3.2 Vedenpaine

Vedenpaineen vaikutus on aina otettava huomioon tukiseiniä mitoitettaessa. Vedenpinnan korkeus voi vaihdella työmaan aikana pohjavesiolosuhteiden tai esimerkiksi rankkateiden vaikutuksesta, mutta enimmillään se voi olla tukiseinän yläpinnan tasolla. Normaalitylanteessa pohjavesi otetaan huomioon käyttämällä maalajeilla tehokkaita tilavuuspainoja. Tällöin pohjaveden tilavuuspaino vähennetään vedellä kyllästyneen maan tilavuuspainosta seuraavasti:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Kaava 5. Tehokas tilavuuspaino. (RIL 263-2014, 88.)

Hienorakeisessa maassa voidaan käyttää myös vedellä kyllästyneen maan tilavuuspainoa γ_{sat} . Tällöin veden tilavuuspaino sisältyy jo maan tilavuuspainoon, eikä sitä tarvitse erikseen huomioida. Toisaalta samaan lopputulokseen päästään, vaikka käytettäisiin tehokkaita tilavuuspainoja ja pohjavesi huomioidaisiin erikseen, kuten ylempänä. (RIL 263-2014, 88.)

Käytännössä voidaan ajatella, että edellä oleva pätee koheesiomaille, joiden kitkakulma on nolla. Varminta on kuitenkin huomioida pohjavesi erikseen, jolloin saadaan vedenvirtaus varmasti mallinnettua oikein.

Hydraulinen murtuminen eli pohjan nousu voi tapahtua hyvin vettä läpäisevillä maaperillä, kun pohjaveden pinta on selvästi kaivannon pohjaa korkeammalla. Tällaisessa suotovitapauksessa (seepage) pystysuuntainen vedenvirtaus nostaa maapartikkelit irti toisistaan ja kaivannon pohja menettää kokonaan lujuutensa. Herkimmin hydraulinen murtuminen tapahtuu karkealle siltille ja hienolle hiekalle. (NCCI7, 85.)

Toinen pohjan murtumistapa voi toteutua, jos kaivannon pohjalla on huonosti vettä läpäisevä maakerros (non-permeable layer) ja pohjaveden pinta on kaivannon pohjan yläpuolella. Murtuminen tapahtuu kun pohjaveden aiheuttama paine kasvaa suuremmaksi kuin kaivannon pohjan kestävyys. (NCCI7, 85.)

3.3 Pintakuormat

Kaikki kaivannon ulkopuolelle jäävät pintakuormat on otettava huomioon tukiseinien mitoituksessa. Näitä ovat esimerkiksi työkonekuormat ja liikennekuormat. Myös kaivannosta nostettavat kaivumaat täytyy huomioida pintakuormana. (RIL 263-2014, 91.)

Yleisesti laskennoissa kuormana voidaan käyttää äärettömän laajaa 10 kPa:n pintakuormaa tai rajatulle alueelle levittäytynyttä 20 kPa kuormaa.

4 SUUNNITTELUPERUSTEET

4.1 Mitoitustapa DA2/DA2*

Eurokoodien mukaan tuetut kaivannot mitoitetaan mitoitustavalla 2. Tällöin käytetään osavarmuuslukujen yhdistelmää $A1 + M1 + R2$, jossa

A1 = kuormien vaikutuksen osavarmuusluvut

M1 = maaparametrien osavarmuusluvut

R2 = tukirakenteiden kestävyden osavarmuusluvut

Mitoitustapaa 2 voidaan soveltaa kahdella eri tavalla, jotka merkitään DA2 ja DA2*. Mitoitustavassa DA2 jo lähtöarvot käsitellään osavarmuuksilla. Tukiseinien mitoituksessa käytetään pääasiassa mitoitustapaa DA2*, jossa lasketaan ominaisarvoilla ja vasta lopputulokseen sovelletaan osavarmuuksia. (RIL 263-2014, 99-100.)

Käsin laskettaessa osavarmuuslukujen kohdentaminen on melko yksinkertaista, mutta tilanne mutkistuu kun käytetään jousimalleihin perustuvaa laskentaohjelmaa kuten Geocalcia. Tällöin kaikki pysyvät kuormat, kuten maaparametrit ja vedenpaine syötetään laskelmaan niiden ominaisarvoina. Myös muuttuvat kuormat syötetään ohjelmaan ilman osavarmuuksia. (RIL 207-2017, 176.)

Syynä siihen, että joudutaan käyttämään mitoitustapaa DA2* on se, että geotekniikassa laskenta tapahtuu useimmiten ainakin joiltain osin epälineaarisesti. Jos käytettäisiin kuormien mitoitusarvoja, saattaisivat ne aiheuttaa epärealistisen suuria arvoja rakennemalliin. (NCCI7, 28.)

Jos mitoitus tapahtuisi lineaarisesti, johtaisivat mitoitustavat DA2 ja DA2* aina samaan lopputulokseen. (RIL 207-2017, 174.)

Epälineaarisesti käyttäytyvillä rakenteilla, kuten geotekniikassa yleisesti, laskenta etenee siten, että ensin rakennetta kuormitetaan **pysyvillä** kuormilla ja lasketaan niiden vaikutukset. Sitten rakennetta kuormitetaan **pysyvillä ja muuttuvilla** kuormilla samanaikaisesti ja lasketaan niiden vaikutukset. Näiden vaikutusten muutoksena saadaan muuttuvan kuorman vaikutukset lopputulokseen. (NCCI7, 29.)

Kaikille parametreille käytetään laskennassa niiden ominaisarvoja. Arvoilla lasketaan tukireaktiot ja rasitukset **ilman muuttuvia kuormia**. Laskennan toisessa vaiheessa otetaan **kaikki kuormat** huomioon. Näiden laskentavaiheiden erotuksena saadaan muuttuvien kuormitusten vaikutukset voimasuureisiin. (RIL 271-2019, 10.)

Tällä tavoin laskentaohjelmasta ulos saadut tukireaktiot (esim. taivutusmomentti tai ankurivoima) eivät sisällä osavarmuuksia. Näiden voimasuureiden mitoitusarvo saadaan kun tehdään kuormitusyhdistely 6.10a/b mukaan. (RIL 207-2017, 176.)

Joissain lähteissä kuten (RIL 207-2017, 176.) neuvotaan käyttämään jousimalleihin perustuvassa ohjelmallisessa laskennassa muuttuvan ja pysyvän kuorman osavarmuuslukujen suhdetta (γ_Q/γ_G) hyötykuorman kertoimena. Tämä laskentatapa ei kuitenkaan ole täysin DA2*:n mukainen, koska ohjelmaan ei tällöin syötetä pelkkää muuttuvan kuorman ominaisarvoa, vaan luku on jo käsitelty kertoimella.

4.2 Kuormakerroin K_{FI}

Kuormakerroin on eurokoodien yhteydessä käytettävä kerroin, joka on määritelty Ympäristöministeriön ja Väyläviraston kansallisissa liitteissä.

Kuormakerroin K_{FI} saa arvon luotettavuusluokan mukaan:

$$RC3: K_{FI}=1,1$$

$$RC2: K_{FI}=1,0$$

Luotettavuusluokkaa RC1 ei käytetä tukiseinien mitoituksessa. (RIL 271-2019, 10.)

Yllä olevat arvot ovat yleisesti käytössä, mutta kertoimia voidaan myös hankekohtaisesti suurentaa tai pienentää harkinnan mukaan. (NCCI7 liite 1, 2.)

4.3 Mallikerroin

Maanpaine kuormia laskettaessa käytetään kaatavalle maan- ja vedenpaineelle mallikerrointa $\gamma_{MK} = 1,35$ pysyville rakenteille ja $\gamma_{MK} = 1,15$ työnaikaisille rakenteille. Tukiseinä määritellään työnaikaiseksi jos sen käyttöikä on alle 2 vuotta. Pidempiaikaiset ovat

pysyviä tukiseiniä. Mallikerroin ei korvaa muita osavarmuuslukuja vaan tulee niiden lisäksi. (RIL 271-2019, 13.)

Seuraavassa vielä suora lainaus, jossa tarkennetaan mallikertoimen käyttöä (RIL 271-2019, 13.):

”Mallikerroin γ_{MK} huomioidaan: Tukiseinärakenteen rakenteellisessa mitoituksessa, vaakapalkin mitoituksessa, puristussauvan mitoituksessa, primaaristen pystykannattimien mitoituksessa, sekundaaristen rakenneosien mitoituksessa, juuritapin ja/tai juuripalkin mitoituksessa, passiiviankkurin mitoituksessa (jos esim. kyseessä terästanko – ei maatai kallioankkuri)”

”Mallikerrointa γ_{MK} ei huomioida: Ankkurin rakenteellisessa mitoituksessa, tukiseinän nurjahdusmitoituksessa, vaakapalkin kiepahdustarkastelussa, konsolirakenteiden mitoituksessa (jos ankkurin koeveto on mitoittavin kuormitustilanne). ”

4.4 Kuormien vaikutukset (A1)

Kuormien vaikutuksille käytetään seuraavia osavarmuuksia (Ympäristöministeriö, 2018, 38):

Pysyvä epäedullinen (6.10a)	$\gamma_{G_{kj,sup}} = 1,35$
Pysyvä epäedullinen (6.10b)	$\gamma_{G_{kj,sup}} = 1,15$
Pysyvä edullinen (6.10a)	$\gamma_{G_{kj,inf}} = 0,9$
Pysyvä edullinen (6.10b)	$\gamma_{G_{kj,inf}} = 0,9$
Muuttuva epäedullinen (6.10b)	$\gamma_Q = 1,5$

Tukiseinien mitoituksessa tarkistetaan yllä olevilla osavarmuusluvuilla seuraavat kuormitusyhdistelmät ja käytetään sitä, joka antaa epäedullisemmän tuloksen. (RIL 271-2019, 11.)

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI}$$

Kaava 6. Kuormien yhdistelyt (6.10b). (RIL 271-2019, 11.)

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf}$$

Kaava 7. Kuormien yhdistelyt (6.10a). (RIL 271-2019, 11.)

jossa

$G_{kj,sup}$ kaatavien pysyvien kuormien ominaisarvo

$G_{kj,inf}$ vakauttavien pysyvien kuormien ominaisarvo

$Q_{k,1}$ kaatavan muuttuvan kuorman ominaisarvo

Liikenneviraston (nykyisin Väylävirasto) ohjeissa esitetään hieman yllä olevista Ympäristöministeriön lukuarvoista poikkeavia osavarmuuksia. Hankkeesta riippuu mitä arvoja käytetään (talo vai infra). (NCCI7 liite 1, 3)

Pysyvä epäedullinen (6.10a)	$\gamma_{G_{kj,sup}} = 1,35$
Pysyvä epäedullinen (6.10b)	$\gamma_{G_{kj,sup}} = 1,25$
Pysyvä edullinen (6.10a)	$\gamma_{G_{kj,inf}} = 0,9$
Pysyvä edullinen (6.10b)	$\gamma_{G_{kj,inf}} = 0,9$
Muuttuva epäedullinen (6.10b) (tieliikennekuorma)	$\gamma_Q = 1,35$
Muuttuva epäedullinen (6.10b) (kevyen liikenteen kuorma)	$\gamma_Q = 1,35$
Muuttuva epäedullinen (6.10b) (raideliikennekuorma)	$\gamma_Q = 1,45$
Muuttuva epäedullinen (6.10b) (muu määräävä muuttuva)	$\gamma_Q = 1,5$

4.5 Tukirakenteiden osavarmuusluvut (R2)

Tukirakenteille käytetään seuraavia osavarmuuksia: (Ympäristöministeriö 2018, 41.)

Tilapäinen ankkuri	$\gamma_{a,t} = 1,25$
Pysyvä ankkuri	$\gamma_{a,p} = 1,5$
Kantokestävyys	$\gamma_{RV} = 1,55$
Liukumiskestävyys	$\gamma_{Rh} = 1,1$

Maan kestävyys $\gamma_{Re} = 1,5$

4.6 Maaparametrien osavarmuusluvut (M1)

Maaparametreille käytetään seuraavia osavarmuuksia: (Ympäristöministeriö 2018, 39)

Leikkauskestävyysskulma $\gamma_{\phi'} = 1,0$

Tehokas koheesio $\gamma_{c'} = 1,0$

Suljettu leikkauslujuus $\gamma_{cu} = 1,0$

Yksiakiaalinen puristuskoe $\gamma_{qu} = 1,0$

Tilavuuspaino $\gamma_{\gamma} = 1,0$

Maaparametrien osavarmuuksia ei siis tarvitse laskennassa erikseen huomioida, koska kaikki saavat arvon 1,0.

5 MITOITUSOHJELMA

5.1 Yleistä Geocalcista

GeoCalc on geoteknisille suunnittelijoille tarkoitettu ohjelmistopaketti. Ohjelma koostuu viidestä erillisestä laskentamoduulista, jotka toimivat yhteisen alustan päällä. Tämä GeoCadiksi nimetty käyttöliittymä tarjoaa ohjelman käyttäjälle 2D-piirtämisen perustominnot. Erilliset laskentamoduulit avautuvat kukin omaan ikkunoihinsa ja toimivat toisistaan riippumatta. Näitä moduuleita ovat painumalaskenta, stabiliteetti, tukiseinälaskenta, syvästabilointi ja paalumitoitus. (Civilpoint. 2017, 4.)

Tässä opinnäytetyössä keskitytään pelkästään tukiseinäosioon.

5.2 Tukiseinämoduuli

GeoCalcin tukiseinämoduuli (Supported Excavation) perustuu Tampereen teknillisessä yliopistossa kehitettyyn laskentamalliin. Tekijöinä on ollut Markku Raiskila ja Tim Länsivaara. Geocalcin kehittänyt espoolainen ohjelmistoyritys Civilpoint Oy on tämän laskentamallin pohjalta luonut tukiseinämoduulin taustalla olevan laskentamoottorin. Tukiseinästä luodaan jousimalli, joka kuvastaa seinän ja jousena toimivan maaperä yhteistoimintaa. Kaatavista ja tukevista voimista luodaan solmupistemalli, jonka ohjelma ratkaisee elementtimenetelmällä. Ohjelma osaa myös käsitellä tukiseinän erilliset tuennat, kuten ankkurit, juuritapit, vaakapalkit ja sisäpuoliset tuet. (Civilpoint Theory. 2017)

Geocalcin tukiseinämoduulilla pystytään laskemaan ponttiseinää, combiseinää ja settiseinärakenteita. (Civilpoint Theory. 2017, 6.) Tukiseinästä luotava malli on pääasiassa 2D-malli, mutta joitain asioita käsitellään myös syvyysuunnassa, esimerkiksi maa- tai kallioankkureilla on jokin jakoväli vaakasuunnassa. Lisäksi ohjelma laskee voimasuureet tukiseinän juoksumetriä kohden. Esimerkiksi teräsponttiin kohdistuva taivutusmomentti saa yksikön kNm/m.

5.3 Siirtymämallit

Siirtymämalleilla luodaan yksinkertaistettu malli maan ja rakenteen välisestä yhteistoiminnasta. Maan kuvitellaan käyttäytyvän toisistaan riippumattomien jousien tavoin, jotka kuormittavat kuviteltua yksiulotteista palkkia. Maanpaineen aiheuttaman siirtymät pyritään mallintamaan mahdollisimman tarkasti lepopaineesta aktiivi- ja passiivipaineisiin. Jousimallit soveltuvat erityisen hyvin käytettäväksi silloin kun maan ja tukiseinäreakenteen yhteistoiminnan mallintaminen on tärkeää. Tällöin tilanteeseen vaikuttaa maan jousimainen käyttäytyminen, mutta myös tukiseinän ja sitä tukevien tukien jäykkyys. Jousien jäykkyys voidaan mallintaa joko lineaarisesti tai epälineaaraisesti. Tilanne monimutkaistuu, kun käytetään useampia tukitasoja tai ankkureita esijännitetään. (RIL 207-2017, 175.)

GeoCalcissa on käytössä kaksi erilaista jousimallia, joilla kuvataan maanpaineiden kehittymistä seinän siirtyessä. Maa käyttäytyy epälineaarisesti, joten hyperbeli sopii parhaiten niiden kuvaamiseen. Molemmat jousimallit perustuvat tähän samaan hyperbeliin, vaikka ovatkin täysin toisistaan poikkeavia. Hyperbelin yhtälöt on erikseen esitetty ohjelman teoriamanuaalissa. (Civilpoint, tukiseinä, 48.)

5.3.1 DCM, siirtymäperusteinen malli

Tässä jousimallissa käyttäjä määrittelee itse ne siirtymät, joilla aktiivi(δ_a)- ja passiivipaine(δ_p) mobilisoituu. Lisäksi annetaan myös suhteellisen siirtymän arvot, joilla 50 % maanpainemuutoksesta tapahtuu, aktiivi(ξ_{50a})- ja passiivipaineelle(ξ_{50p}). Erityisen oleellisia laskennan kannalta ovat nämä jälkimmäiset siirtymäparametrit, joilla määritellään laskennan lineaarisuuden aste. Kun ξ_{50} :n arvo on lähellä nollaa on epälineaarisuus suurimmillaan ja kun $\xi_{50}=0,5$ käyttäytyy laskelma lineaarisesti. Tällöin puolet siirtymästä on yhtä kuin puolet maanpainemuutoksesta. (Civilpoint, tukiseinä, 49.)

Luvussa 3.1 on taulukoitu siirtymien arvoja, joilla aktiivi- ja passiivipaineet mobilisoituvat.

5.3.2 MCM, moduuliperusteinen malli

Moduuliperusteisessa mallissa laskenta perustuu samaan hyperboliseen funktioon kuin DCM-mallissakin. Sen sijaan moduuliperusteisessa mallissa maan jäykkyyttä kuvaavan

jousen jäykkyys määritetäänkin nyt moduuliluvun (m) avulla. Ohjelma osaa automaattisesti laskea kokoonpuristuvuusmoduulin (M) ja muuttaa sen vaakasuuntaiseksi. (Civilpoint, tukiseinä, 55.)

Lisäksi laskentaa varten tarvitaan jännityseksponentti (k), jolla tarkoitetaan kaivannon puoleisen maan jännitystilän suhdetta alkuperäiseen jännitystilaan. Kun $k = 1$ tapahtuu laskenta alkuperäisen jännitystilän mukaan, ja kun $k = 0$ vastaa tilanne aina kaivuvaihetta. (Civilpoint, tukiseinä, 55.)

$$M = m \cdot \sigma_a \cdot \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_a} \right)^{1-n} \cdot OCR^{k(1-n)}$$

missä	m	=	moduuliluku
	n	=	jännityseksponentti
	σ_v'	=	tehokas pystyjännitys
	σ_a	=	vertailujännitys = 100 kPa
	OCR	=	kaivuuden liittyvä ylikonsolidaatioaste
	k	=	jännityseksponentti, $k = [0,1]$

(Civilpoint, tukiseinä, 55.)

Yllä olevasta kaavasta nähdään kertoimien väliset riippuvuudet. Savimailla (koheesiomailla) voidaan olettaa, että maa on kaivettaessa ylikonsolidoitunutta, jolloin jännityseksponentti (n) saa arvon 1. Tällöin puolestaan koko eksponentti saa arvon 0 ($1 - 1 = 0$). Kertoimella k kuvataan ylikonsolidoitumisasteen kasvua syvyyden funktiona. Kun $k:n$ arvo on 0, on kasvu lineaarista, jolloin koko eksponentti menee nolaksi ja OCR saa arvon 1 riippumatta n -kertoimen arvosta. (Civilpoint, tukiseinä, 58.)

Moduulilukuja ja -eksponentteja eri kitkamaille on taulukoitu Liikenneviraston ohjeessa NCCI 7 sivulla 121. Ohjeessa moduuliekspONENTtia merkitään β :llä kun taas Geocalcissa käytetään n -kirjainta.

Savelle voidaan käyttää moduuliluvun arvoa $m = 2 \cdot s_u$, jossa s_u = saven leikkauslujuus. (Civilpoint, tukiseinä, 59.)

Lisäksi laskentaan vaikuttaa onko tila suljettu vai avoin (undrained/drained). Edellä mainitussa tilanteessa käytetään kokoonpuristuvuusmoduulille (M) kerrointa 1,1 ja jälkimmäisessä kerrointa 0,8 (Civilpoint, tukiseinä, 59.)

5.4 Maaperän ja tukiseinän välinen kitka

Kitkamailla ja moreeneissa seinän ja maan välinen kitka pienentää aktiivipainetta ja suurentaa passiivipainetta. Yleensä aktiivinen maanpaine suuntautuu vinosti alaspäin ja passiivinen puolestaan vinosti ylöspäin. Tukiseinän ja maan välisen kitkakulman suuruuteen vaikuttaa maan leikkauskestävyyskulman lisäksi tukiseinän materiaali. Lepopaineen suunta on aina kohtisuoraan päin tukiseinää. Myös hienorakenteisessa maaperässä maanpaine suuntautuu vaakasuoraan. (RIL 263-2014, 82.)

Aktiivipaineelle	δ_a	$2/3\varphi$
Passiivipaineelle	δ_p	$1/2\varphi$
Passiivipaineelle	$\delta_{pCoulomb}$	$0,4\varphi$

Taulukko 2. Seinäkitkakulman arvoja teräsrakenteiselle tukiseinälle; φ = maan kitkakulman arvo.

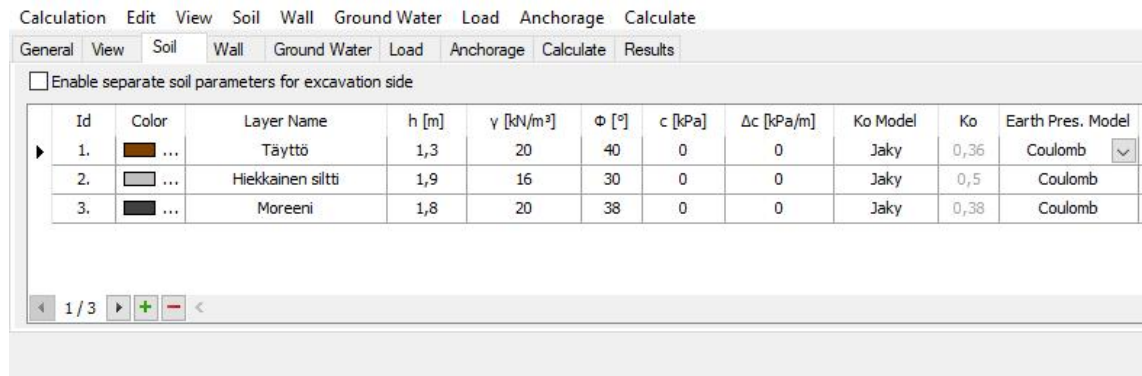
Taulukossa kaksi ylintä arvoa ovat klassisen maanpaineteorian mukaisia. Alimpana oleva arvo liittyy Coulombin maanpaineteoriaan, jonka mukaan seinäkitkan arvoa arvioidaan varovaisemmin. (RIL 263-2014, 81.)

Taulukossa olevat kertoimet ovat siis kitkakulman pienennystä varten. Tällä kertoimella kerrotaan kitkakulman tangenti (esim $0,4 \cdot \tan\varphi$). Tämän jälkeen otetaan saadusta arvosta käänteistangenti, jolloin saadaan pienennetty kitkakulma. Geocalc osaa tehdä tämän muunnoksen itse, joten ohjelmaan syötetään pelkät φ :n pienennyskertoimet.

5.5 Parametrien syöttäminen Geocalciin

5.5.1 Soil-välilehti

Kuvassa 5 olevaan ikkunaan syötetään maaparametrien ja maanpaineteorioiden mukaiset arvot.



Kuva 5. Soil-välilehti, jatkuu...

h [m]: Maakerroksen paksuus.

γ [kN/m³]: Maan tilavuuspaino. Otetaan huomioon pohjavesi, eli pohjaveden pinnan tason alapuolella käytetään joko tehokkaita tai vedellä kyllästyneen maan tilavuuspainoja riippuen siitä huomioidaanko laskelmissa pohjavesi erikseen vai ei.

ϕ [°]: Maan leikkauskestävyyskulma asteina kitkamaille, savella merkitään nollaksi.

c [kPa]: Koheesio (eli saven leikkauslujuus s_u), kitkamaille merkitään nollaksi.

Δc [kPa/m]: Koheesio muutos syvyysuunnassa metriä kohden.

K_0 Model: Valitaan lasketaanko lepopainekerroin K_0 automaattisesti Jakyn kaavalla vai syötetäänkö se itse.

K_0 : Lepopainekerroin syötetään tähän, jos edellisessä kohdassa on valittu User-defined

Earth Pres. Model: Valitaan Coulomb tai User-defined sen mukaan halutaanko, että aktiivi- ja passiivipainekerroin lasketaan automaattisesti Coulombin maanpaineteorian mukaan vai syötetäänkö ne käsin. Jälkimmäisessä tapauksessa kohtiin K_a ja K_p syötetään halutut arvot.

Ka	Kp	d/ud	Material Model	δ_{ya}	δ_{yp}	ξ_{50a}	ξ_{50p}	m	n	k
0,2	9,36	Drained	MCM					1200	0,5	0,5
0,31	4,45	Drained	MCM					300	0,5	0,5
0,22	7,91	Drained	MCM					600	0,5	0,5

>

Update and Zoom Update Close

Kuva 6. Soil-välilehden jatkoa.

d/ud: Valitaan käyttäytykö maa avoimen vai suljetun tilan mukaan (drained/udrained). Yleisesti ottaen kitkamailla voidaan käyttää avointa ja koheesiomailla suljettua tilaa. Tämä vaikuttaa myös siihen käytetäänkö tehokkaita vai vedellä kyllästyneen maan tilavuuspainoja. Avoimessa tilassa pohjavesi on aina huomioitava erikseen.

Material Model: Valitaan MCM tai DCM. Siirtymämallit ja niiden parametrit selitetty luvussa 5.3.

5.5.2 Wall-välilehti

Kuvan 7 välilehdelle syötetään tukiseinän teräsparametrien tiedot.

Calculation Edit View Soil Wall Ground Water Load Anchorage Calculate

General View Soil **Wall** Ground Water Load Anchorage Calculate

Wall type: Sheet pile Ground level [m]: 0

Profile: PU 12 (Arcelor) Depth of excavation [m]: 5

Length of wall below ground surface[m]: 5 Inclination angle of terrain at back side of wall [°]: 0

Height of wall above earth surface [m]: 0,2 Length of secondary profile [m]:

Rock bolt at wall base Vertical stiffness [kN/mm/m]: 100 Calculation width [m]: 1

Horizontal stiffness [kN/mm/m]: 10000 Wall friction coefficient ra: 0,4

Wall friction coefficient rp: 0,4

Update and Zoom Update Close

Kuva 7. Wall-välilehti.

Wall type: Valitaan seinän tyyppi (taulukko 3).

Sheet pile	Teräsponttiseinä
Soldier pile wall	Settiseinä
Combined	Kombiseinä
Boredpile wall	Porapaaluseinä

Taulukko 3. Tukiseinätyyppejä, joille laskenta voidaan tehdä Geocalcilla.

Profile: Tästä valitaan käytettävä teräsprofiili, esimerkiksi PU12

Length of wall below ground surface (m): Seinän upotussyvyys

Height of wall above earth surface (m): Seinän mitta maanpinnan yläpuolella

Rock bolt at wall base: Tämä kohta valitaan, jos käytössä on kalliotappi.

Vertical stiffness (kN/mm/m): Arvo vaikuttaa tukiseinän pystysuuntaiseen jäykkyyteen. Jousen jäykkyyden suuruusluokkaa on mahdollista arvioida esimerkiksi seuraavalla tavalla: NCCI7 -ohjeessa s. 121 on taulukoitu puristinkairauksille tuloksia (q_c), jossa esimerkiksi keskitiivis hienohiekka on keskimäärin $q_c = 15 \text{ N/mm}^2$. Profiilin PU12 poikkileikkauksen pinta-alaksi tiedetään $14000 \text{ mm}^2/\text{m}$ ja siirtymäksi voidaan olettaa 20 mm. Tällöin saadaan jousen arvoksi: $(15 \text{ N/mm}^2 \cdot 14\,000 \text{ mm}^2/\text{m}) / 20 \text{ mm} = 10,5 \text{ kN/mm/m}$.

Horizontal stiffness (kN/mm/m): Tämä arvo kuvaa juuritapin vaakajäykkyyttä kuvaavan jousen jäykkyyttä. Jos oletetaan, että tappi antaa periksi vaakasuunnassa, käytetään tässä pientä arvoa, esimerkiksi 2. Jos taas halutaan, että juuritappi käyttäytyy täysin jäykästi, annetaan tähän huomattavasti suurempi arvo, esim. 2 000 – 10 000.

Tämä arvo voidaan myös määrittää lujuusopin kaavoilla. Esimerkiksi 60 mm juuritapille ja 100 mm rako pontin ja kallion välissä antaa arvoksi 400,7 kN/mm. Laskelma esitetty tarkemmin liitteessä (Liite 7).

Ground level (m): Maanpinnan korkeus (useimmiten 0)

Depth of excavation (m): Kaivannon syvyys

Inclination angle of terrain at back side of wall (°): Maanpinnan kaltevuus.

Length of secondary profile (m): Täytetään vain kombiseinälle. Sekundääriprofiili päättyy kaivannon pohjalle jos tämä arvo on yhtä suuri kuin kaivannon syvyys. Jos arvo on suurempi, jatkuu profiili vielä kaivutason alapuolelle. Vaikuttaa siis passiivipaineen syntymiseen.

Calculation width (m): Laskennan tarkasteluleveys, yleensä järkevää käyttää 1m.

Wall friction coefficient r_a : Tähän syötetään maan ja seinän välisen kitkakulman pienennyskerroin aktiivipaineella, esimerkiksi $2/3 = 0,67$.

Wall friction coefficient r_p : Sama kuin yllä, mutta passiivipaineelle, esimerkiksi $1/2 = 0,5$.

5.5.3 Ground Water-välilehti

Jos laskennassa huomioidaan pohjavesi, täytetään kuvan 8 välilehti.

The screenshot shows a software interface with a menu bar (Calculation, Edit, View, Soil, Wall, Ground Water, Load, Anchorage, Calculate) and a sub-menu bar (General, View, Soil, Wall, Ground Water, Load, Anchorage, Calculate, Results). The 'Ground Water' sub-menu is active.

On the left, there are checkboxes for 'Calculation with ground water' (checked), 'Safety Factor Against Hydraulic Failure' (radio buttons for 'Seepage' selected and 'Non-permeable layer' unselected), and 'Perched Ground Water' (checkbox 'Enabled' unselected). Below these are input fields for 'Upper level [m]', 'Lower level [m]', and 'Seepage level [m]'. A 'Refresh' button is located below the graph.

On the right, a table displays groundwater levels:

Depth of Exc. [m]	GWL back [m]	GWL [m]
0	3	3
1,3	3	3
5	3	5

Below the table are navigation controls: '3 / 3', '+', '-', and '<'.

The main area contains a graph titled 'Safety Factor Against Hydraulic Failure'. The y-axis is labeled 'Laskentaväli [m]' and ranges from 0 to -6. The x-axis is labeled 'Safety Factor' and ranges from 0 to 2. A red line shows the safety factor increasing from approximately 0.5 at 0m depth to about 1.5 at -6m depth. A vertical dashed green line is at x=2, and a vertical dashed red line is at x=1.5. A 'Refresh' button is below the graph.

At the bottom right, there are buttons for 'Update and Zoom', 'Update', and 'Close'.

Kuva 8. Ground water-välilehti.

Calculation with ground water: Tämä valitaan jos halutaan aktivoida pohjaveden laskenta mallissa.

Safety factor against hydraulic failure: Varmuus hydraulista murtumaa vastaan, joka tuostuu ikkunan alaosassa olevaan kuvaajaan.

- Seepage: Suotovirtaus. Käytetään kitkamailla eli hyvin vettä läpäisevällä maaperällä.
- Non-permeable layer: Käytetään vettä johtamattomilla savimailla.

Perched Ground Water: Jos esiintyy orsivettä, annetaan ylä- ja alapinta.

Oikeassa reunassa olevaan taulukkoon syötetään pohjaveden pinta kaivuvaiheittain.

- Depth of Ex. [m]: Tähän kirjoitetaan kaivutaso
- GWL back [m]: Pohjaveden pinnan taso tukiseinän takana
- GWL [m]: Pohjaveden pinnan taso kaivannossa

Esimerkissä taulukon ylimmällä rivillä on tilanne 0-tasolla eli maan pinnalla. Pohjaveden pinta on kolmen metrin syvyydessä tukiseinän molemmilla puolilla. Toinen rivi kuvaa tilannetta kun on kaivettu ensimmäiselle tukitasolle saakka, joka on yhden metrin syvyydessä (1,3m, koska työvara huomioitu). Pohjaveden pinnat ovat edelleen kolmen metrin syvyydessä. Alimmalla rivillä on kaivuu edennyt tavoitesyvyyteen (5m) saakka. Tukiseinän takana pohjaveden pinta on edelleen kolmen metrin syvyydellä, mutta kaivannosta vettä pumpataan pois, jolloin pohjaveden pinta on täällä viiden metrin syvyydellä.

Täytyy huomata, että hienorakeisella maalla pohjavesi voidaan huomioida myös käyttämällä vedellä kyllästyneen maan tilavuuspainoja (γ_{sat}).

5.5.4 Load-välilehti

Kuvan 9 välilehdelle syötetään pintakuormien tiedot.

Kuva 9. Load-välilehti.

ULB1 [kPa]: Tähän syötetään tasaisesti jakautunut tukiseinän taustan pintakuorma (äärettömän laajalle alalle)

ULB2 [kPa]: Voidaan syöttää toinen kuorma, joka aktivoituu myöhemmässä kaivuvaiheessa.

ULB1 ja ULB2 activated at excavation depth [m]: Pintakuormien aktivoituminen tietyllä tasolla. Kuorma sijaitsee maan pinnalla jos tähän syötetään nolla.

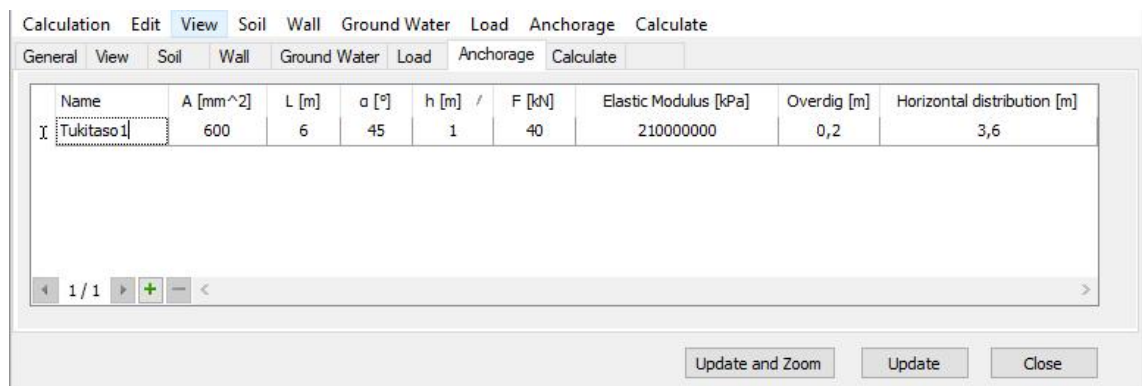
Calculation with area and point loads: Näistä päästään syöttämään pinta-alakuorma rajatulle alueelle tai pistekuorma.

ULE1 ja ULE2 [kPa]: Kaivannon puolella olevat pintakuormat ja niiden aktivoitisyvyudet.

Soil replacement at final stage [kPa]: Täytön aiheuttama pintakuorma kaivannon pohjalle.

5.5.5 Anchorage-välilehti

Tässä esimerkissä on täytetty ulkopuolisen vinon kallioankkurin tiedot (kuva 10):



Kuva 10. Anchorage-välilehti, johon täytetty vinon kallioankkurin tiedot.

Name: Ankkuritasot voidaan nimetä, erityisesti jos tukitasoja on useita

A [mm²]: Yhden ankkurin punosten yhteenlaskettu poikkipinta-ala. Esimerkiksi $4 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 600 \text{ mm}^2$

L [m]: Ankkureiden jännepunosten vapaa eli venyvä pituus.

α [°]: Ankkurin asennuskulma.

h [m]: Ankkurin asennuskorkeus pontin yläpäästä mitattuna

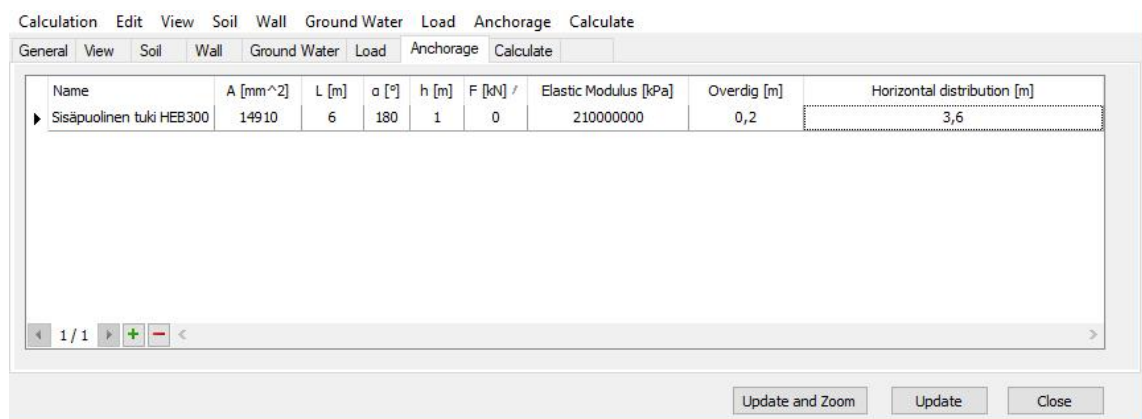
F [kN]: Ankkurin esijännitysvoima, eli jättövoima, joka jätetään jännepunoksiin jännitystyön päätyttyä.

Elastic modulus [kPa]: Teräksen kimmokerroin 210 GPa.

Overdig [m]: Työvara, jonka verran kaivetaan tulevan tukitason alapuolelle, jotta saadaan ankkurit ja vaakapalkki asennettua, yleensä 0,2 – 0,5 m.

Horizontal distribution [m]: Ankkureiden jakoväli vaakasuunnassa

Tiedot täytetään kuvan 11 esimerkin mukaan jos malliin halutaan sisäpuolinen tuki:



Kuva 11. Välilehteen on täytetty sisäpuolisen vaakatuken tiedot.

A [mm²]: Käytettävän teräsprofiilin poikkileikkauksen pinta-ala, esim. HEB300 14910 mm².

L [m]: Tuen pituus.

α [°]: Asennuskulma, voidaan käyttää 180° vaakatuelle, jolloin tuki tulee malliin oikealle puolelle tukiseinää eli kaivannon puolelle.

F [kN]: Jättövoima, sisäpuoliselle tuelle nolla.

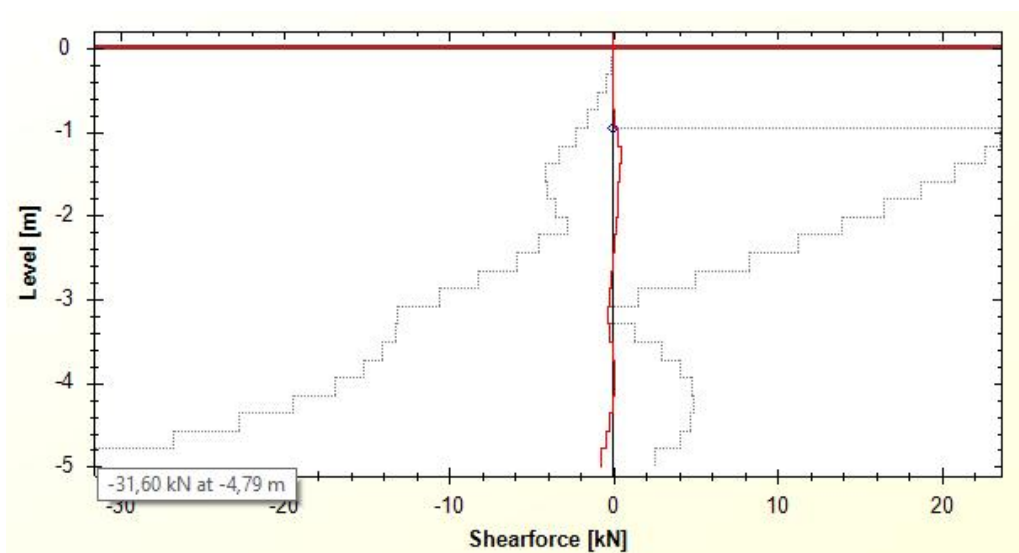
5.6 Tulosten saaminen ulos Geocalcista

Kun Geocalciin on syötetty tukiseinän ja maaperän tiedot ja laskenta suoritettu, saadaan tuloksena tukiseinään kohdistuvat voimasuureet. Ankkurivoima, teräsontin taivutusmomentti ja tukiseinän siirtymän maksimi tulostuvat suoraan Geocad-piirtoalustan taulukkoon. Kuvassa 12 ilmoitettu ankkurivoima on yhtä ankkuria kohden, kun taas taivutusmomentti on tukiseinän juoksumetriä kohden.

Result	Value
Anchor 1: Max. force [kN]	131,6
Max. bending moment [kNm]	29,7
Max. horizontal displacement [mm]	4,2

Kuva 12. Geocalcin tuloksia.

Leikkausvoiman maksimi sen sijaan täytyy käydä lukemassa tukiseinämoduulin Results-välilehden leikkausvoimakuvaajasta (kuva 13). Voima on ilmoitettu tukiseinämetriä kohden. Tästä saadaan myös laskettua yhteen juuritappiin kohdistuva leikkausvoima kertomalla pontin alapään leikkausvoima juuritappijaolla. Siis: ankkurivoima voidaan lukea suoraan talukosta, juuritapin leikkausvoima täytyy katsoa kuvaajasta ja laskea itse.



Kuva 13. Geocalcista saatu leikkausvoimakuvaaja.

5.7 Tulosten käsittely

Koska tuloksia joudutaan lukemaan useista paikoista ja eri kuormitustapauksissa myös eri Geocalc-tiedostoista, kannattaa tuloksista koota Excel-taulukko. Tällä tavalla on tehty myös RIL 271-2019 s. 101 esimerkkilaskelmassa. Eurokoodin mukaiset kuormitusyhdistelyt saadaan helposti tehtyä taulukoiduista arvoista. Taulukkoon kannattaa myös laskea valmiiksi esimerkiksi ankkurivoimien vaaka- ja pystykomponenttien arvot. Esimerkkilaskelman vastaava taulukko löytyy liitteestä 1.

Huom!	Rasitus	Yksikkö	G + Q (pysyvät ja muuttuvat)	G (pelkät pysyvät)	ΔQ (G:n ja Q:n erotus)	1,35*G	1,15*G + 1,5*Q
Ankkurin suuntainen mitoitusvoima	Fk1	kN	171,0	132,0	39,0	178,2	210,3
Ankkurivoiman vaakakomponentti	Fk1, vaaka	kN	120,9	93,3	27,6	126,0	148,7
Ankkurivoiman vaakakomponentti, per metri	Fk1, vaaka, per m	kN/m	33,6	25,9	7,7	35,0	41,3
Taivutusmomentin maksimi	Mmax	kNm	36,0	30,0	6,0	40,5	43,5
Leikkausvoiman maksimi	Vk	kN/m	36,0	32,0	4,0	43,2	42,8

Kuva 14. Esimerkki taulukosta, johon on koottu laskentatuloksia.

5.8 Yhden ankkurin pettäminen

Tukiseinien mitoituksessa tulisi aina tarkastella myös tilannetta, jossa yksi ankkuri pettää. Tällaisessa tilanteessa viereisille ankkureille tuleva rasitus kasvaa, ja vaarana on ketjureaktion syntyminen, jossa muutkin ankkurit pettävät. Myös vaakapalkille tuleva kuormitus kasvaa sen jännevälin kasvaessa. (RIL 271-2019, 14.)

Tällainen onnettomuustilanteen tarkastelu tehdään ominaisarvoilla ilman osavarmuuslukuja tai mallikertoimia. Varmuuden tulee olla vähintään 1,1 ja laskenta tehdään kimmoisilla poikkileikkausarvoilla. (RIL 271-2019, 113.)

Käytännössä Geocalcilla laskettaessa ankkureiden vaakajakoa kasvatetaan esimerkiksi kaksinkertaiseksi, mikä kuvastaa yhden ankkurin pettämistä. (RIL 271-2019, 114.)

Geocalcilla yhden ankkurin pettämisen mallintaminen on hieman haastavaa, koska ainoa muuttuja, jolla pystytään muokkaamaan tukiseinämallia syvyys suunnassa on ankkureiden vaakajako. Esimerkiksi yhtä ankkuria ei voida poistaa välistä, vaan on muutettava koko vaakajakoa.

Todellisuudessa on kuitenkin huomattu, että ankkurivälin kasvattaminen kaksinkertaiseksi on hieman liioiteltua. Tämä johtuu siitä, että kun ankkureita on vähemmän, myös siirtymät kasvavat suuremmiksi, jolloin puolestaan maanpaine pienenee. Sopiva määrä onnettomuustilanteen mallintamiseen voisi olla sellainen, jossa ankkuriväliä kasvatetaan

25 %:lla. Tällöin esimerkiksi 3,6 metrin alkuperäinen ankkuriväli muuttuu 4,5 metriin ($3,6 \text{ m} \cdot 1,25 = 4,5 \text{ m}$). Tällä arvolla tehdään nyt uudet laskelmat Geocalcilla ja tarkistetaan rakenteiden kestävyys.

Täytyy kuitenkin huomata, että vaikka ankkureille riittää vaakajaon kasvattaminen 25 %:lla, vaakapalkin kannalta jännevälin kaksinkertaistuminen on aina tosiasia yhden ankkurin pettäessä. Vaakapalkki joudutaan siis aina mitoittamaan tuplaantuneelle jännevälille. Metriä kohden kuorma pysyy kuitenkin suunnilleen samana vaikka ankkuriväli kasvaisi. Todellisuudessa metrikuorma saattaa jopa pienentyä suurempien siirtymien ja pienemmän maanpaineen takia. Onnettomuusrajatilassa vaakapalkille voidaan sallia suuretkin siirtymät ja jopa osittainen plastisoituminen kunhan jatkuva sortuma estetään.

Eräs mahdollisuus mallintaa Geocalcilla ankkurin pettämistä voisi olla myös ankkureiden teräsmäärän vähentäminen. Jos lähtötilanteessa yhden ankkurin teräsmäärä on 1 000 mm² tästä vähennetään 25 %, jolloin jäljelle jää 750 mm². Pienempi määrä jänneterästä kasvattaa venymiä, jolloin maanpaine pienenee. Tästä seuraa taas se, että ankkurivoima jopa pienenee alkuperäiseen verrattuna, aivan kuten ankkuriväliä kasvatettaessakin.

Laskenta johtaa siis samaan lopputulokseen riippumatta siitä harvennetaanko ankkureiden vaakajakoa 25 %:lla vai vähennetäänkö jänteiden teräsmäärää 25 %:lla.

Laskelmat yhden ankkurin pettämisestä löytyvät liitteestä 7.

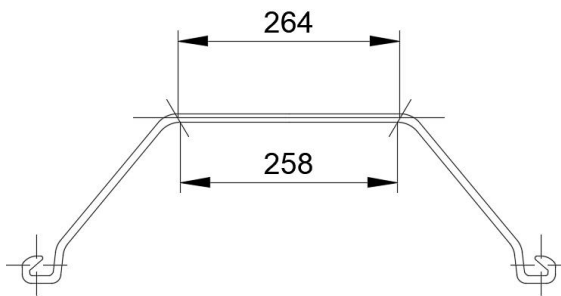
6 RAKENNEOSIEN MITOITUS JA SUUNNITTELU

6.1 Poikkileikkausluokitukset

Teräsponttiprofiileille, kuten muillekin rakenneteräksille voidaan määrittellä poikkileikkausluokat. Tämä vaikuttaa mitoituksessa muunmuassa siihen, käytetäänkö poikkileikkausarvoille, esimerkiksi taivutusvastukselle kimmoisia vai plastisia arvoja. Ponttiprofiilin poikkileikkausluokka määritellään SFS-EN 1993-5 mukaisesti. (RIL 271-2019, 22.)

Poikkileikkausluokan määrittämistä varten tarvitaan teräslaji ja laipan paksuus t_r , eli pontin selkäosan paksuus. Lisäksi tarvitaan b -mitta, joka on profiilin sileän selkäosan leveys. Tämä voidaan mitata nurkkien pyöristyssäteiden välisenä etäisyytenä. On myös hyvä huomioida, että teräsponttivalmistajien tuotetiedoissa esitetty b -mitta ei aina ole sama mitta, jota käytetään standardin mukaisessa poikkileikkausluokan määrittämisessä. (RIL 271-2019, 22.)

Oikea b -mitta saadaan esimerkiksi valmistajalta ladattavasta profiilin dwg-kuvasta mittaamalla kuten kuvassa 15. Mittaus tehdään profiilin selän keskilinjaa pitkin alkaen ja päättyen siinä, mistä taivutussäteet alkavat.



Kuva 15. Alla valmistajan ilmoittama b -mitta ja ylempänä poikkileikkausluokan määrittämisessä käytettävä b -mitta. Profiilina on PU12.

Ponttivalmistaja ArcelorMittalin tuoteluettelossa sivulla 18 on muiden teknisten tietojen lisäksi esitetty myös U- ja Z-profiilien poikkileikkausluokat, joten ainakaan tämän valmistajan poikkileikkausluokkia ei tarvitse itse laskea.

6.2 Leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen U-profiililla

Koska U-ponttiprofiileilla neutraaliakseli sijaitsee tarkalleen ponttilukkojen kohdalla, on mahdollista, että profiilit pääsevät liukumaan toisiinsa nähden. Tämä pienentää koko ponttiseinän leikkausvoimakapasiteettia, mikä täytyy ottaa huomioon taulukossa 4 esitetyllä β -kertoimella (RIL 271-2019, 31):

Olosuhde	β_B taivutusvastukselle	β_D jäyhyysmomentille
Vapaasti vedessä	0,4-0,5	0,2-0,3
Turve, muta	0,6-0,7	0,4-0,5
Savi	0,8-0,9	0,6-0,8
Hienorakeinen kitkamaa	0,9-1,0	0,8-1,0

Taulukko 4. Leikkausvoiman puutteellista siirtymistä kuvaava β -kerroin.

Z-profiileilla tätä ilmiötä ei esiinny johtuen ponttisauman erilaisesta sijainnista, jolloin β -kerroin on aina 1,0.

Leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen pitäisi periaatteessa ottaa huomioon jo Geocalcilla laskentaa tehdessä, koska tämä vaikuttaa koko tukiseinän jäykkyyteen ja tätä kautta aktiivipaineen mobilisoitumiseen. Tämä ei kuitenkaan onnistu. Laskenta on siis varmallalla puolella, kun pienennyskertoimet otetaan huomioon vasta teräsrakenteiden mitoituksessa. Yksi vaihtoehto voisi olla käyttää laskennassa sopivasti pienempää pontti-profiilia, jolla saataisiin otettua huomioon leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen. Sopivan pienemmän profiilin löytäminen vaatisi kuitenkin hieman jatkotutkimuksia ja kokeiluja.

6.3 Teräsponttiseinän mitoitus

Teräsponttiprofiileille tarkastetaan seuraavat mitoitus ehdot, joista yleensä merkittävin on taivutuskestävyys. Laskelmat tähän liittyen on esitetty liitteessä 2.

6.3.1 Ponttiseinän taivutusmomenttikestävyys

Teräspontin taivutuskestävyyden on oltava suurempi kuin taivutuskestävyyden mitoitusarvon seuraavan mitoitus ehdon mukaisesti:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Kaava 8. Teräspontin taivutuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 32.)

jossa

M_{Ed} taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{c,Rd}$ poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo määritetään seuraavasti. Poikkileikkausluokasta riippuu käytetäänkö plastista vai kimmoista taivutusvastusta:

Poikkileikkausluokissa 1 ja 2:

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Kaava 9. Taivutuskestävyys PLL1 ja 2. (RIL 271-2019, 32.)

Poikkileikkausluokassa 3:

$$M_{c,Rd} = \beta_B \cdot W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

Kaava 10. Taivutuskestävyys PLL3. (RIL 271-2019, 32.)

jossa

W_{el} tukiseinän kimmoteorian mukainen taivutusvastus

W_{pl} tukiseinän plastisuusteorian mukainen taivutusvastus

f_y teräksen myötöraja

β_B kerroin, jolla huomioidaan leikkausvoiman puutteellinen siirtyminen U-ponttiprofiileilla

γ_{M0} teräksen osavarmuusluku (1,0)

6.3.2 Toisen kertaluvun vaikutukset

Tukiseinän taipumasta ja ankkurivoiman pystykomponentin epäkeskisyydestä aiheutuu teräsponsittiseinään lisätaivutusmomentti ΔM_{Ek} . Tämä tulee huomioida taivutuskestävyydessä. Lisätaivutusmomentti ΔM_{Ek} määritellään seuraavasti:

$$\Delta M_{Ek} = N_{Ed} \cdot e_k \cdot \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr}}$$

Kaava 11. Toisen kertaluvun vaikutukset. (RIL 271-2019, 33.)

jossa

N_{Ed}	pystysuuntaisten kuormien mitoitusarvo
e_k	taipuman suuruus tarkastelukohdassa
N_{cr}	kriittinen nurjahduskuorma

N_{cr} määritetään seuraavasti:

$$N_{cr} = (EI)_{eff} \cdot \frac{\pi^2}{L_{cr}^2}$$

Kaava 12. Kriittinen nurjahduskuorma. (RIL 271-2019, 37.)

jossa

E	teräksen kimmokerroin
I	profiilin jäyhyysmomentti
L_{cr}	nurjahduspituus

Uusi mitoittava taivutusmomentti saadaan, kun lasketaan yhteen alkuperäinen taivutusmomentti ja lisätaivutusmomentti:

$$M_{Ed.max} = M_{Ed} + \Delta M_{Ek}$$

Kaava 13. Mitoittava taivutusmomentti. (RIL 271-2019, 33.)

6.3.3 Ponttiseinän leikkauskestävyys

Ponttiseinän leikkauskestävyys tarkastetaan ja seuraavan mitoitus ehdon on täyttyvä:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

Kaava 14. Leikkauskestävyyden mitoitus ehto. (RIL 271-2019, 33.)

jossa

V_{Ed} leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{pl,Rd}$ leikkauskestävyyden mitoitusarvo, tässä käytetään aina plastista arvoa

Leikkauskestävyys määritellään seuraavalla kaavalla:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Kaava 15. Leikkauskestävyyden mitoitusarvo. (RIL 271-2019, 34.)

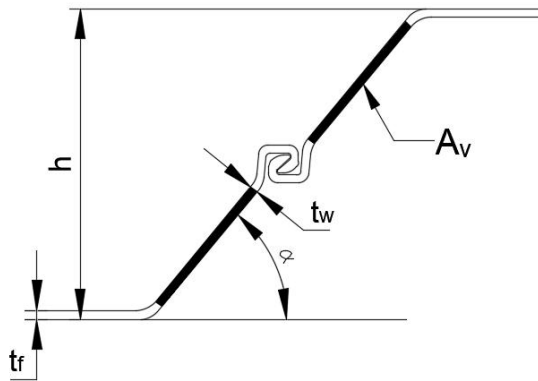
jossa

A_v leikkauspinta-ala

f_y teräksen myötölujuus

γ_{M0} teräksen materiaaliosavarmuus

Tätä varten täytyy ensin laskea leikkauspinta-ala A_v :



Kuva 16. Leikkauspinta-alan määrittelyyn tarvittavat mitat U-profiilille.

$$A_v = t_w \cdot (h - t_f)$$

Kaava 16. Profiilin leikkauspinta-ala. (RIL 271-2019, 34.)

jossa

h	ponttiprofiilin korkeus
t_f	pontin selän paksuus
t_w	uuman paksuus
f_y	teräksen myötölujuus

Tällä kaavalla saadaan laskettua yhden ponttiprofiilin uuman leikkauspinta-ala. Todellisessa mitoitusilanteessa täytyy huomioida, että A_v lasketaan oikeaa tarkasteluväliä kohden, esim. 1,0 m. Leikkauskestävyys muodostuu harvoin määrääväksi tekijäksi ponttiseinän mitoituksessa. (RIL 271-2019, 34.)

6.3.4 Ponttiseinän leikkauslommahduksen tarkastaminen

Leikkauslommahdukskestävyys tulee aina tarkistaa, vaikka se harvoin tulee määrääväksi. Esimerkiksi useat U-profiilit ovat sellaisia, että mitoitusehto ei täyty, eli leikkauslommahdusta ei tarvitse tarkastaa. (RIL 271-2019, 105 ja 140.)

Mitoitusehto:

$$\frac{c}{t_w} > 72\varepsilon$$

Kaava 17. Leikkauslommahduksen mitoitusehto. (RIL 271-2019, 140.)

Mitta c lasketaan kuvan 16 mukaisesti:

$$c = \frac{h - t_f}{\sin\alpha}$$

Kaava 18. C-mitta. (RIL 271-2019, 34.)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Kaava 19. Teräslaadusta johtuva kerroin. (RIL 271-2019, 22.)

6.3.5 Ponttiseinän yhdistetty taivutus ja leikkaus

Jos leikkausvoiman mitoitusarvo on vähemmän kuin 50 % plastisesta leikkauskestävyyden mitoitusarvosta, taivutuskestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse pienentää. (RIL 271-2019, 34.)

$$V_{Ed} < \frac{1}{2} \cdot V_{pl,Rd}$$

Kaava 20. Yhdistetyn taivutus- ja leikkauskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 34.)

jossa

V_{Ed} leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{pl,Rd}$ leikkauskestävyys

Jos ok, ei tarvitse tarkastaa yhteisvaikutusta.

Muussa tapauksessa täytyy laskea taivutuskestävyyden redusoitu arvo $M_{v,Rd}$, jolloin mitoitusehto on

$$M_{Ed} \leq M_{v,Rd}$$

Kaava 21. Redusoidun taivutuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 35.)

6.4 Vaakapalkin mitoitus

Vaakapalkki asennetaan tukemaan ponttiseinää siten, että vahvempi taivutussuunta on kohtisuoraan vaikuttavaa maanpainetta vastaan. Useimmiten vaakapalkkina käytetään HEB-palkkia, mutta myös I- ja U-profiileja käytetään. (RIL 271-2019, 75.)

Vaakapalkin mitoituslaskelmat on esitetty liitteessä 3.

6.4.1 Vaakapalkin taivutuskestävyys

Vaakapalkin taivutuskestävyydelle tarkistetaan seuraava mitoitusehto:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Kaava 22. Vaakapalkin taivutuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 76.)

jossa

M_{Ed} taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{c,Rd}$ poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo

Taivutuskestävyyden mitoitusarvo määritetään seuraavasti. Poikkileikkausluokasta riippuu käytetäänkö plastista vai kimmoista taivutusvastusta:

Poikkileikkausluokat 1 ja 2:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 23. Taivutuskestävyyden mitoitusarvo PLL 1 ja 2. (RIL 271-2019, 77.)

Poikkileikkausluokka 3:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 24. Taivutuskestävyyden mitoitusarvo PLL 3. (RIL 271-2019, 77.)

jossa

W_{el} vaakapalkin kimmoteorian mukainen taivutusvastus

W_{pl}	vaakapalkin plastisuusteorian mukainen taivutusvastus
f_y	teräksen myötöraja
γ_{M0}	teräksen osavarmuusluku (1,0)

6.4.2 Vaakapalkin leikkauskestävyys

Vaakapalkin leikkauskestävyydelle tarkastetaan seuraavan mitoitus ehdon toteutuminen:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Kaava 25. Vaakapalkin leikkauskestävyyden mitoitus ehto. (RIL 271-2019, 77.)

jossa

V_{Ed} leikkausvoiman mitoitusarvo

$V_{c,Rd}$ leikkauskestävyyden mitoitusarvo, tässä käytetään aina plastista arvoa

$$V_{c,Rd} = \frac{A_w \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Kaava 26. Vaakapalkin leikkauskestävyyden mitoitusarvo. (RIL 271-2019, 77.)

jossa

A_w vaakapalkin uuman pinta-ala

f_y teräksen myötölujuus

γ_{M0} teräksen osavarmuusluku (1,0)

Uuman leikkauspinta-ala lasketaan seuraavilla kaavoilla (mitat kuvassa 17):

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \geq \eta_t \cdot h_w \cdot t_w$$

Kaava 27. Leikkauspinta-ala valssatuille I- ja H-profiileille. (RIL 271-2019, 77.)

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

Kaava 28. Leikkauspinta-ala valssatuille U-profiileille. (RIL 271-2019, 77.)

jossa

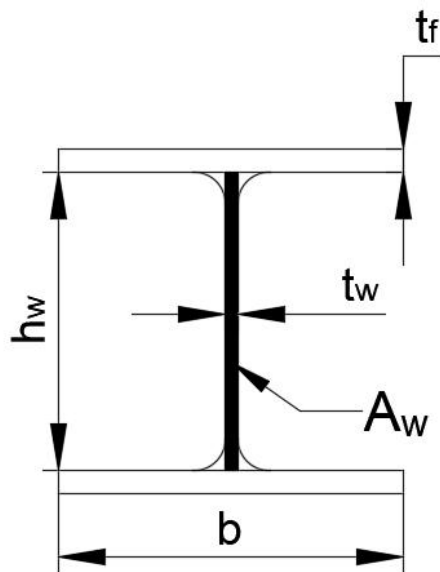
t_w vaakapalkin uuman paksuus

h_w vaakapalkin uuman korkeus

η_t teräslajista riippuva kerroin: $\eta_t = 1,2$ kun $f_y \leq 460$ MPa

$\eta_t = 1,0$ kun $f_y > 460$ MPa

r pyöristyssäde uuman ja laipan rajapinnassa



Kuva 17. Leikkauspinta-alan määrittämiseen tarvittavat mitat HEB-profiilille.

6.4.3 Vaakapalkin leikkauslommahdus

Uumajäykistämättömän vaakapalkin leikkauslommahdus tulee tarkistaa, jos seuraava mitoitusehto toteutuu: (RIL 271-2019, 78.)

$$\frac{h_w}{t_w} > \frac{72\varepsilon}{\eta_t}$$

Kaava 29. Mitoitusehto vaakapalkin leikkauslommahdukselle. (RIL 271-2019, 78.)

jossa mitat ovat kuvan 17 mukaisia.

6.4.4 Vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus

Jos leikkausvoiman mitoitusarvo on vähemmän kuin 50 % plastisesta leikkauskestävyyden mitoitusarvosta, taivutuskestävyyden mitoitusarvoa $M_{c,Rd}$ ei tarvitse pienentää. (RIL 271-2019, 79.)

Jos ok, ei tarvitse tarkastaa yhteisvaikutusta.

$$V_{Ed} < \frac{1}{2} \cdot V_{pl,Rd}$$

Kaava 30. Mitoitusehto vaakapalkin yhdistetylle taivutukselle ja leikkaukselle. (RIL 271-2019, 79.)

Muussa tapauksessa täytyy laskea taivutuskestävyyden redusoitu arvo $M_{v,Rd}$, jolloin mitoitusehto on

$$M_{Ed} \leq M_{v,Rd}$$

Kaava 31. Mitoitusehto redusoidulle taivutuskestävyydelle. (RIL 271-2019, 79.)

Pyritään valitsemaan palkki siten, että taivutuskestävyyttä ei tarvitse redusoida.

6.5 Sisäpuolisen tuen mitoitus

Yleisimmin sisäpuolisina tukina eli ns. pönkinä käytetään puristussauvana HEB-, putki tai koteloteräsprofieileja. Puristussauvasta tarkastetaan puristus-, nurjahdus ja taivutuskestävyys. (RIL 271-2019, 83.)

6.5.1 Puristussauvan taivutuskestävyys

Kaivannon sisäpuolisen tuen mitoituksessa on tärkeää huomioida myös palkin omapaino. Taivutukselle mitoitusehdon tulee olla voimassa:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Kaava 32. Puristussauvan taivutuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 83.)

Lasketaan plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 33. Puristussauvan taivutuskestävyyden mitoitusarvo. (RIL 271-2019, 83.)

jossa

W_{pl} vaakapalkin plastisuusteorian mukainen taivutusvastus

f_y teräksen myötöraja

γ_{M0} teräksen osavarmuusluku (1,0)

6.5.2 Puristussauvan puhdas puristuskestävyys

Puristussauvan puristuskestävyydelle tarkastetaan seuraavan mitoitusehdon toteutuminen:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

Kaava 34. Puristuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 83.)

jossa

N_{Ed} puristuvoiman mitoitusarvo murtorajatilassa

$N_{c,Rd}$ poikkileikkauksen puristuskestävyyden mitoitusarvo

Puristuskestävyyden mitoitusarvo lasketaan seuraavasti (poikkileikkausluokat 1, 2 ja 3):

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A_{ps} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 35. Puristuskestävyyden mitoitusehto. (RIL 271-2019, 84.)

jossa

A_{ps} bruttopoikkileikkauksen pinta-ala

6.5.3 Puristussauvan nurjahdusmitoitus

Kriittinen nurjahduskuorma N_{cr} lasketaan kaavalla:

$$N_{cr} = EI \cdot \frac{\pi^2}{L_{cr}^2}$$

Kaava 36. Kriittinen nurjahduskuorma. (RIL 271-2019, 84.)

jossa

E teräksen kimmokerroin

I teräspalkin jäyhyysmomentti

L_{cr} nurjahduspituus

Nurjahduskestävyyttä ei tarvitse tarkastaa, jos sauvan muunnettu hoikkuus on $\lambda \leq 0,2$.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{ps} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

Kaava 37. Palkin muunnettu hoikkuus. (RIL 271-2019, 85.)

TAI

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$$

Kaava 38. Puristusvoiman ja kriittisen nurjahduskuorman suhdeluku. (RIL 271-2019, 85.)

Jos nurjahduskestävyys joudutaan tarkastamaan tehdään se kirjan RIL 271-2019 sivulta 85 alkavien ohjeiden mukaan.

6.5.4 Ankkurin mitoitus

Ankkurin mitoitus tehdään siten, että ankkuri kestää siihen kohdistuvat rakennusaikaiset kuormitukset. Lisäksi ankkurin tulee kestää myös ankkurin testaaminen. Ankkureiden mitoituksessa ei käytetä mallikerrointa. (RIL 271-2019, 95.)

Ankkurin mitoituskalkelmat löytyvät liitteestä 4.

Ankkurilta vaadittu koevetovoima lasketaan seuraavasti:

$$F_{koe} = \gamma \cdot F_d$$

Kaava 39. Ankkurin koevetovoima. (RIL 271-2019, 95.)

jossa

γ ankkurin osavarmuusluku

$\gamma_{a,t} = 1,25$ työnaikaiselle rakenteelle

$\gamma_{a,p} = 1,50$ pysyvälle rakenteelle

F_d ankkurin mitoitusvoima

Yksittäisen punoksen koevetovoima lasketaan ja valitaan pienempi seuraavista arvoista:

$$F_{koe.max} \leq 0,80 \cdot P_{tk}$$

$$F_{koe.max} \leq 0,95 \cdot P_{t0,1k}$$

Kaava 40. Maksimikoevetovoimat ankkureille. (RIL 271-2019, 95.)

jossa

A_{pp} yhden punoksen poikkileikkausala

P_{tk} ankkurin vetomurtokestävyys

f_{tk} ankkuteräksen vetomurtokestävyys

$P_{t0,1k}$ ankkurin myötöraja

$f_{t0,1k}$ ankkuriteräksen myötöraja 0,1% venymällä

Minimipunosmäärä saadaan kun koevetovoima jaetaan yksittäisen punoksen koevetovoimalla:

$$\frac{F_{koe}}{F_{koe.max}}$$

Kaava 41. Minimipunosmäärän lukumäärä. (RIL 271-2019, 95.)

6.6 Juuritapin mitoitus

Teräsponttiseinän vaakavoimat voidaan ottaa vastaan kallioon porattavalla juuritapilla. Tämä edellyttää, että teräspontit ulottuvat kallioon saakka. Toisaalta mitoituksessa oletetaan, että ponttien alapään ja kallion välillä on aina vähintään 100 mm rakoa. Juuritappi porataan vähintään 1000 mm kallioon. (RIL 271-2019, 40.)

Kun juuritapin halkaisija on suurempi kuin 40mm tulee ottaa huomioon pienennetyt myötörajat. (Taulukko 11. RIL 271-2019, 20.)

Juuritappi voidaan mitoittaa joko kimmoisen tai plastisen leikkauskestävyyden mukaan. Norjan Geoteknisen yhdistyksen mukaan juuritappi mitoitetaan plastisena, jos pontin ja kalliopinnan välinen rako on suurempi kuin 100mm. (RIL 271-2019, 42.)

Mitoituslaskelmat juuritapille on esitetty liitteessä 5.

Juuritapin taivutusvastus voidaan laskea halkaisijan avulla seuraavalla kaavalla:

$$W_{el} = \frac{D^3 \cdot \pi}{32}$$

Kaava 42. Kimmoisa taivutusvastus ympyräpoikkileikkaukselle. (RIL 271-2019, 41.)

jossa

W_{el} juuritapin elastinen taivutusvastus

D juuritapin halkaisija

Molemmista päistään jäykästi tuetun juuritapin kimmainen leikkausvoimakestävyys lasketaan kaavalla:

$$V_{el.tj} = 2 \cdot W_{el} \cdot \frac{f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M0}}$$

Kaava 43. Molemmista päistään kiinnitetyn juuritapin leikkauskestävyys. (RIL 271-2019, 41.)

Jos juuritappi on kiinnitetty vain toisesta päästään on leikkauskestävyys vain puolet edellisestä:

$$V_{el.tj} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M0}}$$

Kaava 44. Vain toisesta päästään kiinnitys juuritapin leikkauskestävyys. (RIL 271-2019, 41.)

jossa

f_y teräksen myötöraja

Δ tukiseinän ja kallion välinen rako

γ_{M0} teräksen osavarmuusluku (1,0)

Lisäksi tulee vielä huomioida juuritapin puhdas leikkausvoimakestävyys, jolloin seuraavan mitoitus ehdon tulee täyttyä:

$$V_{el} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \cdot A_t$$

Kaava 45. Mitoitusehto puhtaalle leikkauskestävyydelle. (RIL 271-2019, 42.)

jossa

A_t juuritapin pinta-ala

Juuritappi voidaan mitoittaa myös Norjan Geoteknisen yhdistyksen (NGI) mukaan, jolloin otetaan huomioon myös kallion ja teräspontin alapään etäisyyden aiheuttama yhdistetty taivutus ja leikkaus. Oletuksena tällöin on, että juuritapin toinen pää on nivelellisesti kiinnitetty. Seuraavalla kaavalla saadaan leikkausvoimakestävyys (RIL 271-2019, 43):

$$V_{pl.t.free} = \frac{\sqrt{\frac{A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{pl}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{pl}^2}}}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 46. NGI:n mukainen leikkauskestävyys kun toinen pää on vapaasti kiinnitetty. (RIL 271-2019, 43.)

jossa

A_t juuritapin pinta-ala $d^2 \cdot \pi/4$

W_{pl} tapin plastinen taivutusvastus $d^3/6$

f_y	teräksen myötöraja
Δ_{free}	tukiseinän ja kallion välinen rako
γ_{M0}	teräksen osavarmuusluku (1,0)

Juuritappi voidaan myös mitoittaa siten, että tapin molempien päiden kiinnitys on momenttijäykkä. Tämä edellyttää tapin hitsaamista kiinni ponttiin.

$$V_{pl.t.fixed} = \frac{\sqrt{\frac{4 \cdot A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{pl}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{fixed}^2 + 12 \cdot W_{pl}^2}}}{\gamma_{M0}}$$

Kaava 47. NGI:n mukainen leikkausvoimakkestävyys kun tappi on molemmista päistään jäykästi kiinnitetty. (RIL 271-2019, 43.)

jossa

Δ_{fixed}	tukiseinän ja kallion välinen rako
------------------	------------------------------------

6.7 Ankkurikonsolin mitoitus

Ankkurikonsolin suunnittelussa mitoitetaan sen poskilevyt ja ankkurilevy. Poskilevyille pyritään valitsemaan sen a ja b -mitat saman suuruisiksi, jotta vaakapalkille ei synny vääntörasitusta. Poskilevyt kannattaa lisäksi sijoittaa lähelle toisiaan, jotta niiden väliin jäävä vapaa etäisyys jäisi mahdollisimman pieneksi. Ankkurilevyille tehdään lävistysmitoitus. (RIL 271-2019, 91.)

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

Kaava 48. Ankkurilevyn lävistyskestävyys. (RIL 271-2019, 92.)

jossa

d_m	mutterin kannan avainvälin keskiarvo tai ankkurin karan halkaisija
t	levyn paksuus

f_u	levyn murtokestävyys (355 =>)
γ_{M2}	osavarmuusluku liitoksille (1,25)

Lisäksi on tarpeen vahvistaa tukiseinän pontin selkäosa vahvikelevyllä sellaisissa tapauksissa, jossa ankkurivoimat kohdistuvat suoraan ponttiin. Tällainen tilanne voisi olla sellainen, jossa ei ole vaakapalkkia lainkaan. Seuraavalla kaavalla tarkistetaan pontin kestävyys vahvikelevyn ympärillä. (RIL 271-2019, 94.)

$$R_{vf.Rd} = 2 \cdot (b_a + h_a) \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Kaava 49. Pontin selän leikkauskestävyys. (RIL 271-2019, 94.)

jossa

b_a	teräslevyn leveys
h_a	teräslevyn korkeus
t_f	pontin selän paksuus
f_y	ponttiseinän teräksen myötöraja

7 MITOITUSPROSESSIN VAIHEET KÄYTÄNNÖSSÄ

Seuraavassa on lyhyesti luetteloituna teräsponttiseinän mitoituksen vaiheet.

- Kaivannon lähtötiedoista ja maaparametreista luodaan Geocalc-malli
- Tehdään Geocalc-laskenta muuttuvilla kuormilla ja ilman niitä
- Näiden erotuksena saadaan muuttuvien kuormien vaikutus voimasuureisiin
- Taulukoidaan laskentatulokset Excelliin
- Tehdään kuormitusyhdistelyt
- Valitaan rakenneosat
- Tarkastetaan seuraavien rakenneosien kestävyudet:
 - teräspontti
 - vaakapalkki
 - ankkuri
 - ankkurikonsoli
 - juuritappi
- Näissä huomioidaan osavarmuudet, mallikertoimet, redusoinnit ja muut kertoimet
- Jos jossain rakenneosassa käyttöaste ylittyy:
 - valitaan järeämpi rakenneosa tai tihennetään jakoväliä
 - päivitetään Geocalc-malliin uudet rakenteet
 - tarkastetaan kaikkien rakenneosien kestävyudet uusilla laskentatuloksilla
- Tarkastetaan rakenteiden kestävyys yhden ankkurin pettäessä
 - jos jonkin rakenneosan kapasiteetti ylittyy, muutetaan rakennetta
 - tehdään uusi laskentakierros
- Laskenta päättyy, kun kaikissa mitoitusilanteissa käyttöasteet OK.

8 ESIMERKKILASKELMA

Seuraavassa esimerkkilaskelmassa mitoitetaan kallioon saakka ulottuva 5 metriä korkea teräsponsittukiseinä, joka tuetaan 45° kulmaan asennettavilla kallioankkureilla.

Seuraamusluokka: CC2 -> luotettavuusluokka RC2 -> $K_{FI} = 1,0$.

Tukiseinä on työnaikainen, jolloin mallikerroin $\gamma_{MK} = 1,15$.

Pintakuormaksi oletetaan 10 kPa.

Pohjaveden pinta ei ole lähellä, eli sitä ei tarvitse ottaa huomioon.

Maaparametrit:

Maalaji	Maakerroksen paksuus (m)	Tilavuuspaino γ (kN/m ³)	Leikkauskestävyyskulma φ (°)	Koheesio c (kPa)
Kuivakuorisavi	1	20	0	30
Savi	2	16	0	20
Moreeni	2	20	38	0

Taulukko 5. Laskelman maaparametrien lähtötiedot.

Näiden tietojen pohjalta luodaan Geocalc-mallit pintakuorman kanssa ja ilman sitä.

Saadut tulokset taulukoidaan Excel-tiedostoon (liite 1).

Tulosten pohjalta tehdään teräsrakenteiden mitoituslaskelmat (liitteet 2–6).

9 POHDINTAA

Tämän työn tavoitteena oli tutkia teräsrakenteisten tukiseinien mitoitusprosessia. Aihe on laaja, koska tarkoituksena on nimenomaan käsitellä koko mitoitusprosessia alkaen maaparametrien tulkitsemisesta. Näiden pohjalta luodaan Geocalc-malli, ja ohjelmasta saatujen jatkokäsitteltyjen laskentatulosten perusteella päästään vasta mitoittamaan teräsrakenteet.

Aiheen laajuudesta seuraa se, että mihinkään osa-alueeseen ei pystytä kunnolla syvennymään, vaan aiheen käsittely jää hyvin pinnalliseksi esimerkiksi maanpaineteorioiden osalta. Toisaalta mitään ei voi jättää kokonaisuudesta pois, koska tällöin koko mitoitusprosessin ymmärrys jäisi puutteelliseksi.

Lähteitä oli hyvin saatavilla ja erityisesti RILin oppaissa oli tärkeää tietoa insinööriyötä varten. Maaparametereihin ja maanpaineteorioihin liittyvää teoriaa löytyi hyvin alan kirjallisuudesta. Lisäksi Geocalcin oma dokumentaatio oli toimi tärkeänä tietolähteenä.

Käyttäjän kannalta tietojen syöttäminen Geocalciin on monella tapaa rajallista. Tästä esimerkkinä vaikkapa ankkureiden käyttäytyminen onnettomuustilanteessa yhden ankkurin pettäessä. Yhtä ankkuria ei saada välistä poistettua, vaan on muutettava koko vaakajako. Monessa muussakin asiassa käyttäjän on itse tiedettävä, mitä parametreja on muutettava jos haluaa vaikuttaa tiettyyn asiaan. Ohjelman käyttäjän on siis ainakin jossain määrin tunnettava ohjelman toimintatapaa, jotta laskelmista saataisiin mahdollisimman realistisia.

Mielenkiintoista on ollut huomata myös miten paljon teräsponttiseinien mitoitus poikkeaa normaalin pysyväksi tarkoitetun betonisen tukiseinän, esimerkiksi kulmatukimuurin mitoitukselta. Alkuun olisi voinut ajatella, että mitoitusprosessit ovat samankaltaisia, mutta ne poikkeavat toisistaan paljon maaperän ja rakenteen yhteistoiminnan osalta. Teräksisessä tukiseinässä on useampi joustava ja venyvä rakenneosia, jotka kaikki vaikuttavat myös maan aktiivipaineiden mobilisoitumiseen, josta useimmiten seuraa myös maanpaineen pieneneminen. Maaperä ja tukiseinä siis hakeutuvat jonkinlaiseen tasapainotilaan, jossa aktiivipaine ja seinän jäykkyys ovat tasapainossa. Teräksiselle tukiseinälle siirtymät ovat jopa jossain määrin toivottava ilmiö, koska tällöin tukiseinät voidaan mitoittaa pienemmille kuormille. Toki siirtymien sallitulla suuruudella on rajansa riippuen rakennuskohteesta ja sillä mitä tukiseinän takana on.

Esimerkkilaskelma tehtiin tässä työssä Mathcadilla, koska tällä ohjelmalla saadaan aikaan selkeät ja havainnolliset laskelmat, jossa kaavat ovat näkyvissä ja laskennan kulua on helppoa seurata. Haittapuolena tässä on, että parametrien muuttaminen jälkeinpäin on hieman työlästä, koska vaatii käytännössä aina koko laskelman läpikäytön. Mitoitus pohjaksi työkäyttöön sopisi varmasti paremmin Excel-taulukko, jossa muutettavat parametrit on koottu yhteen paikkaan tai alavetovalikoihin.

Mitoitusprosessin läpikäyminen on opettanut myös huolellisuutta mittayksiköiden kanssa. Geocalc antaa osan voimasuureista esimerkiksi ankkuria kohden ja osa laskentatuloksista ilmoitetaan metriä kohden. Nämä täytyy jatkuvasti pitää mielessä ja kuljettaa oikeat yksiköt mukana kaikissa laskennan vaiheissa.

Vaikka aiheen käsittely jäi tässä insinööriyössä laajuuden takia melko pintapuoliseksi, on mitoitusprosessin kokonaisuuden ymmärtämisessä kuitenkin se etu, että nyt alan kirjallisuuden ja esimerkiksi diplomitöiden lukeminen on huomattavasti helpompaa. Maan ja tukiseinärakenteen yhteistoiminnan alkeiden ymmärtäminen antaa myös paremmat valmiudet jatkossa lähteä mallintamaan näitä asioita FEM-ohjelmilla. Tulevaisuudessa osaamista voisi syventää esimerkiksi geotekniikan ja maaparametrien osalta. Myös Geocalcilla voisi tehdä laajempaa järjestelmällistä vertailua siitä, miten eri parametrien ja jousimallien muuttaminen vaikuttaa lopputuloksiin.

LÄHTEET

ArcelorMittal 2017. Steel Foundation Solutions. General Catalogue.

Civilpoint 2017a. Geocalc. Peruskäyttöohje. Espoo: Civilpoint Oy.

Civilpoint 2017b. Geocalc. Supported Excavation Theory. Espoo: Civilpoint Oy.

Civilpoint 2017c. Geocalc. Tukiseinän käyttöesimerkki. Espoo: Civilpoint Oy.

Jääskeläinen, Raimo 2011. Geotekniikan perusteet. 3. Painos. Tampere: Tammertekniikka.

Jääskeläinen, Raimo 2012. Pohjarakennuksen perusteet. 3. Painos. Tampere: Tammertekniikka.

Liikennevirasto 2017. Eurokoodin soveltamisohje – Geotekninen suunnittelu – NCCI7. Siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. 2017. Helsinki: Liikennevirasto.

SFS-EN 1997-1+A1+AC. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2014. RIL 263-2014. Kaivanto-ohje. Helsinki: RIL ry.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2017. RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu. Helsinki: RIL ry.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2019. RIL 271-2019. Teräsrakenteisten tukiseinien rakenteellinen mitoitus. Helsinki: RIL ry.

SSAB 2019. RD-pilewall design and installation manual.

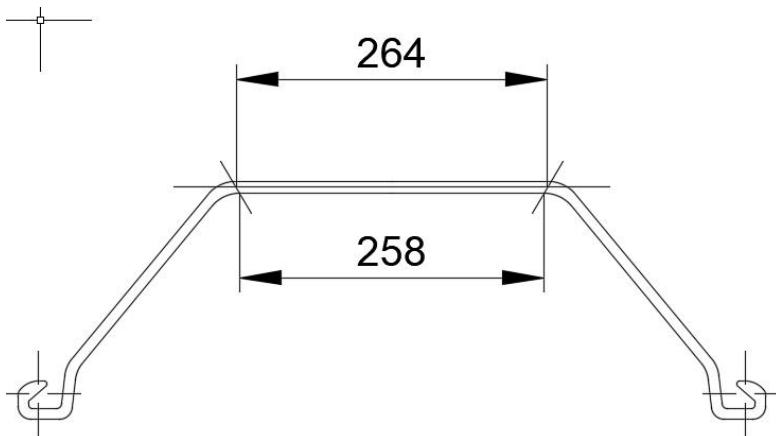
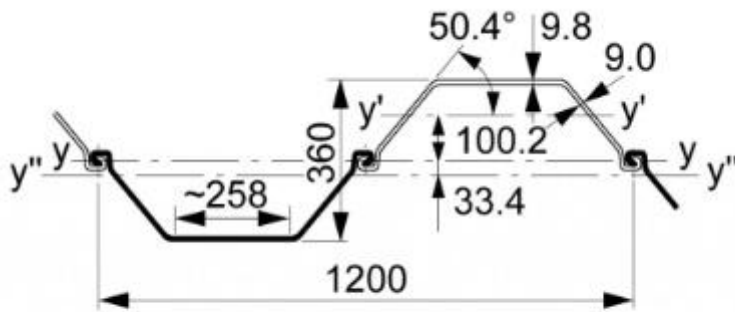
Ympäristöministeriö 2017. Suomen rakentamismääräyskokoelma. Rakenteiden lujuus ja vakaus. Pohjarakenteiden suunnittelu. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Liite 1. Voimasuureet taulukoituna

Huom!	Rasitus	Yksikkö	G + Q (pysyvät ja muuttuvat)	G (pelkät pysyvät)	ΔQ (G:n ja Q:n erotus)	1,35*G	1,15*G + 1,5*Q
Ankkurin suuntainen mitoitusvoima	Fk1	kN	245,6	220,7	24,9	297,9	291,2
Ankkurivoiman vaakakomponentti	Fk1, vaaka	kN	173,7	156,1	17,6	210,7	205,9
Ankkurivoiman vaakakomponentti, per metri	Fk1, vaaka, per m	kN/m	48,2	43,3	4,9	58,5	57,2
Taivutusmomentin maksimi	Mmax	kNm	45,6	40,9	4,7	55,2	54,1
Leikkausvoiman maksimi	Vk	kN/m	41,8	37,5	4,3	50,6	49,6
Juuritapin leikkausvoima	Fk	kN/m	46,3	37	9,3	49,95	56,5

Esimerkkilaskelma, työnaikainen tukiseinä

Poikkileikkausluokan määrittäminen PU12-profiilille:



$$f_y := 355$$

Teräksen myötölujuus

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814$$

Teräslajista johtuva kerroin

$$b := 264 \text{ mm}$$

DWG-kuvasta saatu b-mitta

$$t_f := 9.8 \text{ mm}$$

Uuman paksuus

$$\frac{b}{t_f} = 33.11$$

$$\blacksquare < 37$$

Kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2 (voidaan käyttää plastisia arvoja taivutusvastukselle)

Tukiseinän taivutusmomenttikkestävyyden tarkistaminen:

$M_{k,max1} := 40.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Geocalcista saatu maksimimomentti, ilman pintakuormaa
$M_{k,max2} := 45.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Geocalcista saatu maksimimomentti. Sisältää pintakuorman 10kPa
$Q_k := M_{k,max2} - M_{k,max1} = 4.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Pintakuorman vaikutus taivutusmomenttiin
$A := 1.35 M_{k,max1} = 55.215 \text{ kN}\cdot\text{m}$	6.10 mukaiset kuormitusyhdistelmät
$B := 1.15 M_{k,max1} + 1.5 \cdot Q_k = 54.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$M_{Ek} := \max(A, B) = 55.215 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Mitoittava kuormitusyhdistelmä
$\gamma_{MK} := 1.15$	Mallikerroin 1,15 työnaikaiselle rakenteelle
$M_{Ed} := M_{Ek} \cdot \gamma_{MK} = 63.497 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Mitoittava taivutusmomentti, per jm
$\beta_B := 0.8$	Ponttien liukumisesta johtuva kerroin (savi)
$W_{pl} := 1457 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	Profiilin plastinen taivutusvastus, per jm (koska PLL 1 tai 2)
$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Teräksen myötölujuus
$\gamma_{M0} := 1.0$	Teräksen materiaaliosavarmuus
$M_{c,Rd} := \beta_B \cdot W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 413.788 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Profiilin taivutuskestävyys, per jm
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.153$	Käyttöaste

Toisen kertaluvun vaikutus:

$$F_{k,max1} := 220.7 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima, ilman pintakuormaa

$$F_{k,max2} := 245.6 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima. Sisältää pintakuorman 10kPa.

$$Q_k := F_{k,max2} - F_{k,max1} = 24.9 \text{ kN}$$

Pintakuorman vaikutus ankkurivoimaan

$$A := 1.35 F_{k,max1} = 297.945 \text{ kN}$$

6.10 mukaiset kuormitusyhdistelmät

$$B := 1.15 F_{k,max1} + 1.5 \cdot Q_k = 291.155 \text{ kN}$$

$$F_d := \max(A, B) = 297.945 \text{ kN}$$

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

$$\alpha := 45 \text{ deg}$$

Ankkurin asennuskulma

$$F_{pysty} := \sin(\alpha) \cdot F_d = 210.679 \text{ kN}$$

Ankkurivoiman pystykomponentti

$$N_{Ed} := F_{pysty} = 210.679 \text{ kN}$$

Ankkureiden pystykomponentti

$$e_k := 21.5 \text{ mm} = 0.022 \text{ m}$$

Tukiseinän suurin taipuma

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Teräksen kimmokerroin

$$I := 21600 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Profiilin jäyhyysmomentti

$$l := 4 \text{ m}$$

Nurjahduspituus

$$N_{cr} := E \cdot I \cdot \frac{\pi^2}{l^2} = (2.798 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kriittinen nurjahduskuorma

$$\Delta M_{Ek} := N_{Ed} \cdot e_k \cdot \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = 4.564 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Toisen kertaluvun
aiheuttama lisämomentti

$$M_{Ed} := \gamma_{MK} \cdot (M_{Ek} + \Delta M_{Ek}) = 68.746 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mitoittava taivutusmomentti

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = 0.166$$

Uusi käyttöaste, jossa
huomioitu myös toisen
kertaluvun vaikutukset

Tukiseinän leikkauskestävyys:

$$V_{k.max1} := 37.5 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu
maksimileikkausvoima, ilman
hyötykuormaa

$$V_{k.max2} := 41.8 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu
maksimileikkausvoima.
Sisältää pintakuorman
10kPa.

$$Q_k := V_{k.max2} - V_{k.max1} = 4.3 \text{ kN}$$

Pintakuorman vaikutus
leikkausvoimaan

$$A := 1.35 V_{k.max1} = 50.625 \text{ kN}$$

6.10 mukaiset
kuormitusyhdistelmät

$$B := 1.15 V_{k.max1} + 1.5 \cdot Q_k = 49.575 \text{ kN}$$

$$V_d := \max(A, B) = 50.625 \text{ kN}$$

Mitoittava
kuormitusyhdistelmä

$$V_{Ed} := V_d \cdot \gamma_{MK} = 58.219 \text{ kN}$$

Mitoittava leikkausvoima

$$t_w := 9 \text{ mm}$$

Profiilin uuman paksuus

$$t_f := 9.8 \text{ mm}$$

Profiilin laipan paksuus

$$h := 360 \text{ mm}$$

Profiilin korkeus

$$A_v := t_w \cdot (h - t_f) = (3.152 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Lasketaan profiilin
leikkauspinta-ala
(yksittäiselle profiilille)

$$V_{pl.rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 645.991 \text{ kN}$$

Leikkauskestävyyden
mitoitusarvo (yksittäiselle
profiilille)

$$V_{pl.Rd} := \frac{V_{pl.rd}}{0.6} = (1.077 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Leikkauskestävyyden
mitoitusarvo metriä kohden

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.054$$

Käyttöaste

Leikkauslommahduskestävyyden tarkastaminen:

$$h = 360 \text{ mm}$$

Ponttiprofiilin korkeus

$$t_f = 9.8 \text{ mm}$$

Laipan paksuus

$$\alpha := 50.4 \text{ deg}$$

Laipan ja uuman välinen
kulma

$$c := \frac{(h - t_f)}{2 \cdot \sin(\alpha)} = 227.251 \text{ mm}$$

Lasketaan c-mitta

$$\frac{c}{t_w} > 72 \cdot \epsilon$$

$$\frac{c}{t_w} = 25.25 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad 72 \cdot \epsilon = 58.58$$

Ei toteudu, joten
leikkauslommahdusta ei
tarvitse tarkastaa

Yhdistetty taivutus ja leikkaus

$$V_{pl} := \frac{1}{2} \cdot V_{pl.Rd} = 538.326 \text{ kN}$$

Lasketaan puolet
leikkauskestävyyden
mitoitusarvosta

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl}} = 0.108$$

Käyttöaste, yhteisvaikutusta
ei tarvitse huomioida

Tukiseinän yhdistetty puristus ja taivutus:

$$\alpha := 45 \text{ deg}$$

Ankkurin asennuskulma

$$F_{\text{pysty}} := \sin(\alpha) \cdot F_d = 210.679 \text{ kN}$$

Ankkurivoiman
pystykomponentti

$$k_t := 3.6 \text{ m}$$

Ankkureiden jakoväli

$$N_{\text{Ed}} := \frac{F_d \cdot \gamma_{\text{MK}}}{k_t} \cdot m = 95.177 \text{ kN}$$

Mitoittava normaalivoima
(per jm)

$$A_{\text{po}} := 14000 \text{ mm}^2$$

Profiilin poikkileikkauksen
poikkipinta-ala (per jm)

$$N_{\text{pl.Rd}} := \frac{A_{\text{po}} \cdot f_y}{\gamma_{\text{M0}}} = (4.97 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Poikkileikkauksen
normaalivoimakestävyys (per
jm)

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{pl.Rd}}} = 0.019$$

Käyttöaste jää alle raja-
arvon $R_a=0,25$, jolloin
taivutusmomenttikestävyyttä
ei tarvitse pienentää.

Tukiseinän nurjahdus:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Teräksen kimmokerroin

$$I := 21600 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Profiilin neliömomentti (per
jm)

$$\beta_D := 0.8$$

Ponttien liukumisen huomioiva
kerroin, savelle ($\beta_d =$
neliömomentille)

$$l := 4 \text{ m}$$

Profiilin nurjahduspituus,
ankkurin ja kallion välinen
etäisyys

$$N_{\text{cr}} := \frac{E \cdot I \cdot \beta_D \cdot \pi^2}{l^2} = (2.238 \cdot 10^4) \text{ kN}$$

Kriittinen nurjahduskuorma

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{N_{\text{cr}}} = 0.004$$

Nurjahdusta ei tarvitse
huomioida, koska käyttöaste
<0,04

Esimerkkilaskelma, työnaikainen tukiseinä

Vaakapalkin mitoitus

Valitaan vaakapalkiksi HEB260, jolle määritetään poikkileikkausluokka:

$$f_y := 355$$

Teräksen myötölujuus

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.814$$

Teräslajista johtuva kerroin

$$h := 260 \text{ mm}$$

Profiilin korkeus

$$b := 260 \text{ mm}$$

Profiilin leveys

$$t_f := 17.5 \text{ mm}$$

Laipan paksuus

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

Uuman paksuus

$$r := 24 \text{ mm}$$

Pyöristyssäde

Laipalle:

$$c := \frac{b}{2} - \frac{t_f}{2} - r = 97.25 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 5.557 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad 9 \cdot \varepsilon = 7.323$$

Laippa kuuluu poikkileikkausluokkaan 1

Uumalle:

$$c := h - 2 \cdot t_w - 2 \cdot r = 192 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 19.2 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad 72 \cdot \varepsilon$$

Uuma kuuluu poikkileikkausluokkaan 1

=> Koko profiili kuuluu poikkileikkausluokkaan 1, voidaan käyttää plastisia arvoja.

Vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys

$F_{k,max1} := 220.7 \text{ kN} \cdot \cos(45 \text{ deg})$	Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima, ilman pintakuormaa (pelkkä vaakakomponentti huomioidaan)
$F_{k,max2} := 245.6 \text{ kN} \cdot \cos(45 \text{ deg})$	Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima. Sisältää pintakuorman 10kPa. (pelkkä vaakakomponentti huomioidaan)
$Q_k := F_{k,max2} - F_{k,max1} = 17.607 \text{ kN}$	Pintakuorman vaikutus ankkurivoimaan
$A := 1.35 F_{k,max1} = 210.679 \text{ kN}$	6.10 mukaiset kuormitusyhdistelmät
$B := 1.15 F_{k,max1} + 1.5 \cdot Q_k = 205.878 \text{ kN}$	
$F_d := \max(A, B) = 210.679 \text{ kN}$	Mitoittava kuormitusyhdistelmä
$k_t := 3.6 \text{ m}$	Ankkuriväli
$q := \frac{F_d}{k_t} = 58.522 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Tasaisesti jakautunut vaakapalkille kohdistuva maanpaine kuorma
$M_{max} := 58.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Maksimimomentti tuella (laskettu Hebbi_1.10 -excelillä)
$W_{pl} := 1283 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	Palkin plastinen taivutusvastus
$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Teräksen myötölujuus
$\gamma_{M0} := 1.0$	Teräksen osavarmuus
$M_{c,Rd} := W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 455.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Taivutuskestävyyden mitoitusarvo

$$\gamma_{MK} := 1.15$$

Mallikerroin, työnaikaiselle rakenteelle

$$M_{Ed} := \gamma_{MK} \cdot M_{max} = 67.275 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Taivutusmomentin mitoitusarvo

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = 0.148$$

Käyttöaste taivutukselle

Vaakapalkin leikkausvoimakestävyys

$$A := 11840 \text{ mm}^2$$

Palkin poikkileikkauksen
pinta-ala

$$b := 260 \text{ mm}$$

Palkin leveys

$$t_f := 17.5 \text{ mm}$$

Laipan paksuus

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

Uuman paksuus

$$r := 24 \text{ mm}$$

Pyörityssäde

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = (3.755 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Palkin leikkauspinta-ala

$$\eta := 1.2$$

Teräksen myötölujuudesta
johtuva kerroin

$$h_w := b - 2 \cdot t_f = 225 \text{ mm}$$

Uuman korkeus

$$A_v \gg \eta \cdot h_w \cdot t_w = (2.7 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Tarkistetaan, että A_v on
suurempi kuin tämä, ok

$$V_{c.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 769.622 \text{ kN}$$

Vaakapalkin leikkauskestävyys

$$V_{\max} := 126.4 \text{ kN}$$

Maksimi leikkausvoima
(laskettu Hebbi 1.10:lla)

$$V_{Ed} := \gamma_{MK} \cdot V_{\max} = 145.36 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman mitoitusarvo

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.189$$

Käyttöaste

Vaakapalkin leikkauslommahdus

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 22.5 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} = 48.817$$

Ehto ei toteudu, joten leikkauslommahdusta ei tarvitse tarkastaa

Vaakapalkin yhdistetty taivutus ja leikkaus

$$\frac{1}{2} \cdot V_{c,Rd} = 384.811 \text{ kN} \quad \blacksquare > \blacksquare \quad V_{Ed} = 145.36 \text{ kN}$$

Yhteisvaikutusta ei tarvitse tarkistaa, koska mitoitusehto täyttyy. (Puolet leikkausvoimakestävydestä on suurempi kuin leikkauksen mitoitusarvo)

Esimerkkilaskelma, työnaikainen tukiseinä

Ankkurin rakenteellinen mitoittaminen

$$F_{k,max1} := 220.7 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima, ilman pintakuormaa

$$F_{k,max2} := 245.6 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu maksimi ankkurivoima. Sisältää pintakuorman 10kPa.

$$Q_k := F_{k,max2} - F_{k,max1} = 24.9 \text{ kN}$$

Pintakuorman vaikutus ankkurivoimaan

$$A := 1.35 F_{k,max1} = 297.945 \text{ kN}$$

6.10 mukaiset kuormitusyhdistelmät

$$B := 1.15 F_{k,max1} + 1.5 \cdot Q_k = 291.155 \text{ kN}$$

$$F_d := \max(A, B) = 297.945 \text{ kN}$$

Mitoittava kuormitusyhdistelmä

$$\gamma_{a,t} := 1.25$$

Osavarmuusluku työnaikaiselle ankkurille

$$F_{koe} := \gamma_{a,t} \cdot F_d = 372.431 \text{ kN}$$

Vaadittu koevetovoima ankkurille

$$A_{pp} := 150 \text{ mm}^2$$

Käytetään 15,7mm punosvaijeria, jolloin yhden punoksen poikkileikkausala on A_{pp}

$$f_{tk} := 1770 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Punosteräksen vetomurtolujuus

$$f_{t0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Punoksen vetomurtolujuus 0,1% venymällä

$$P_{tk} := f_{tk} \cdot A_{pp} = 265.5 \text{ kN}$$

Ankkurin
vetomurtokestävyys

$$P_{t0.1k} := f_{t0.1k} \cdot A_{pp} = 225 \text{ kN}$$

Ankkurin
vetomurtokestävyys 0,1%
venymällä

$$F_{koe.max1} := 0.80 \cdot P_{tk} = 212.4 \text{ kN}$$

$$F_{koe.max2} := 0.95 \cdot P_{t0.1k} = 213.75 \text{ kN}$$

$$F_{koe.max} := \min(F_{koe.max1}, F_{koe.max2}) = 212.4 \text{ kN}$$

Koevetojännityksen
maksimi-arvo on pienempi
arvo ylläolevista

$$\frac{F_{koe}}{F_{koe.max}} = 1.753$$

Tarvittava punosmäärä on
1,8 => valitaan 2 kpl
punoksia per ankkuri
(käytännössä minimimääränä
voidaan kuitenkin pitää
neljää punosta)

Esimerkkilaskelma, työnaikainen tukiseinä

Juuritapin mitoitus

$$V_{k,max1} := 37 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu
maksimileikkausvoima
juuritapille, ilman
pintakuormaa

$$V_{k,max2} := 46.3 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu
maksimileikkausvoima
juuritapille. Sisältää
pintakuorman 10kPa.

$$Q_k := V_{k,max2} - V_{k,max1} = 9.3 \text{ kN}$$

Pintakuorman vaikutus
leikkausvoimaan

$$A := 1.35 V_{k,max1} = 49.95 \text{ kN}$$

6.10 mukaiset
kuormitusyhdistelmät

$$B := 1.15 V_{k,max1} + 1.5 \cdot Q_k = 56.5 \text{ kN}$$

$$F_d := \max(A, B) = 56.5 \text{ kN}$$

Mitoittava
kuormitusyhdistelmä

$$\gamma_{MK} := 1.15$$

Mallikerroin 1,15
työnaikaiselle rakenteelle

$$F_{Ed} := F_d \cdot \gamma_{MK} = 64.975 \text{ kN}$$

Mitoittava vaakavoima (per jm)

$$V_{Ed} := F_{Ed} \cdot 1.2 = 77.97 \text{ kN}$$

Oletetaan juuritappien jaoks
1,2m.

$$d := 60 \text{ mm}$$

Valitaan juuritapin halkaisijaksi
d=50mm.

$$f_y := 335 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Koska $d > 40\text{mm}$, joudutaan
myötölujuutta redusomaan
 $\Rightarrow f_y = 335\text{MPa}$

$$A_v := \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Juuritapin leikkauspinta-ala

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

Teräksen osavarmuus

$$V_{c.Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 546.861 \text{ kN}$$

Juuritapin
leikkausvoimakestävyys
(puhdas leikkaus)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.143$$

Käyttöaste (puhdas leikkaus)

Juuritapin mitoitus Norjan geoteknisen yhdistyksen (NGI) mukaan, jossa otetaan huomioon kallion ja pontin alapään etäisyys sekä yhdistetty taivutus ja leikkaus. Oletuksena on, että kiinnitys teräsponttiin ei ole jäykkä:

$$A_t := \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Juuritapin leikkauspinta-ala

$$W_{pl} := \frac{d^3}{6} = (3.6 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Juuritapin plastinen
taivutusvastus

$$\Delta_{free} := 100 \text{ mm}$$

Kallion ja pontin alapään
välinen etäisyys

$$V_{pl.t.free} := \frac{\sqrt{\frac{A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{pl}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{pl}^2}}}{\gamma_{M0}} = 117.77 \text{ kN}$$

Juuritapin leikkauskestävyys
NGI:n mukaan

$$\frac{V_{pl.t.free}}{F_{Ed}} = 1.813$$

Juuritappien teoreettinen
maksimietäisyys (m). => 1,2m on
Ok.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.t.free}} = 0.662$$

Käyttöaste

Tässä lasketaan sama kuin edellä, mutta nyt tappi oletetaan molemmista päistään jäykästi kiinnitetyksi:

$$\Delta_{\text{fixed}} := 100 \text{ mm}$$

$$V_{\text{pl.t.fixed}} := \frac{\sqrt{\frac{4 \cdot A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{\text{pl}}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{\text{fixed}}^2 + 12 \cdot W_{\text{pl}}^2}}}{\gamma_{M0}} = 220.687 \text{ kN}$$

Juuritapin leikkauskestävyys

$$\frac{V_{\text{pl.t.fixed}}}{F_{\text{Ed}}} = 3.396$$

Juuritappien teoreettinen
maksimietäisyys (m). => 1,2m on
Ok.

$$\frac{V_{\text{Ed}}}{V_{\text{pl.t.fixed}}} = 0.353$$

Käyttöaste

Esimerkkilaskelma, työnaikainen tukiseinä

Tilanne yhden ankkurin pettäessä, käytetään samaa Geocalc-mallia kuin normaalitilanteessakin, mutta kasvatetaan ankkurijakoa 4,5 metriin. Varmuuden oltava 1,1.

$F_{k,max} := 299.9 \text{ kN}$	Maksimi ankkurivoima
$M_{k,max} := 44.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Maksimi taivutusmomentti (per jm)
$V_{k,max} := 51.7 \text{ kN}$	Maksimi leikkausvoima juuritapille (per jm)
$A_{pp} := 150 \text{ mm}^2$	Käytetään 15,7mm punosvaijeria, jolloin yhden punoksen poikkileikkausala on A_{pp}
$f_{t0.1k} := 1500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Punoksen vetomurtolujuus 0,1% venymällä
$n := 4$	Punosten lukumäärä
$F_R := \frac{f_{t0.1k} \cdot A_{pp} \cdot n}{1.1} = 818.182 \text{ kN}$	Ankkurin kestävyys onnettomuustilanteessa
$\frac{F_{k,max}}{F_R} = 0.367$	Käyttöaste ankkurille
Tukiseinän taivutuskestävyys:	
$\beta_B := 0.8$	Ponttien liukumisesta johtuva kerroin (savi)
$W := 1457 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$	Pontin taivutusvastus
$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Teräksen myötölujuus
$M_{c,Rd} := \frac{\beta_B \cdot W \cdot f_y}{1.1} = 376.171 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Pontin taivutuskestävyys (per jm)
$\frac{M_{k,max}}{M_{c,Rd}} = 0.119$	Käyttöaste pontin taivutukselle

Juuritapin kestävyys:

$$d := 60 \text{ mm}$$

Juuritapin halkaisija

$$W_{el} := \frac{\pi \cdot d^3}{32} = (2.121 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Kimmainen taivutusvastus
ympyräpoikkileikkaukselle

$$A_t := \frac{d^2 \cdot \pi}{4} = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Juuritapin leikkauspinta-ala

$$\Delta_{free} := 100 \text{ mm}$$

Kallion ja pontin alapään
välinen etäisyys

$$V_{el.t.free} := \sqrt{\frac{A_t^2 \cdot f_y^2 \cdot W_{el}^2}{A_t^2 \cdot \Delta_{free}^2 + 3 \cdot W_{el}^2}} = 74.653 \text{ kN}$$

Juuritapin leikkauskestävyys
NGI:n mukaan

$$\frac{V_{k,max} \cdot 1.1 \cdot 1.2}{V_{el.t.free}} = 0.914$$

Käyttöaste juuritapin
leikkaukselle (juuritappijako
1,2m)

Vaakapalkin taivutusmomenttikestävyys:

Vaakapalkkia varten joudutaan muokkaamaan Geocalc-mallia sen verran, että saadaan jänneväli kaksinkertaistettua alkuperäisestä (3,6m -> 7,2m).

$$F_{k,max} := 460.3 \text{ kN} \cdot \cos(45 \text{ deg}) = 325.481 \text{ kN}$$

Geocalcista saatu maksimi
ankkurivoima, (pelkkä
vaakakomponentti huomioidaan).

$$k_t := 7.2 \text{ m}$$

Ankkuriväli

$$q := \frac{F_{k,max} \cdot 1.1}{k_t} = 49.726 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tasaisesti jakautunut
vaakapalkille kohdistuva
maanpaine kuorma

$$M_{\max} := 275.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimimomentti tuella (laskettu
Hebbi_1.10 -excelillä)

$$W_{el} := 1283 \text{ cm}^3$$

Vaakapalkin kimmoinen
taivutusvastus

$$M_{c.Rk} := W_{el} \cdot f_y = 455.465 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vaakapalkin
taivutuskestävyys

$$\frac{M_{\max}}{M_{c.Rk}} = 0.606$$

Käyttöaste vaakapalkille

Juuritapin Horizontal stiffnessin määrittäminen Geocalcia varten

Tässä juuritappi oletetaan ulokepalkiksi, jolle lasketaan siirtymä lujuusopin kaavoilla:

$$d := 60 \text{ mm}$$

Juuritapin halkaisija

$$r := \frac{d}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$I := \pi \cdot \frac{r^4}{4} = (6.362 \cdot 10^5) \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomentti
ympyräpoikkileikkaukselle

$$E := 210 \text{ GPa}$$

Teräksen kimmokerroin

$$F := 1 \text{ kN}$$

Tappia kuormittava
leikkausvoima (1kN koska
Geocalcissa yksikkönä kN/mm)

$$L := 100 \text{ mm}$$

Kallion ja pontin välinen rako

$$f := \frac{F \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I} = 0.002 \text{ mm}$$

Taipuma ulokepalkille

$$\frac{F}{f} = 400.789 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Yhden millimetrin taipumaa
vastaava leikkausvoima

Sitten lasketaan sama leikkausjännityksen ja liukuman kautta:

$$A := \pi \cdot r^2 = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Juuritapin poikkileikkausala

$$G := 75 \text{ GPa}$$

Liukukerroin teräkselle

$$\tau := \frac{F}{A} = 0.354 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Leikkausjännitys juuritapissa

$$\gamma := \frac{\tau}{G} = 4.716 \cdot 10^{-6}$$

Leikkauksen aiheuttama liukuma

$$\Delta l := \gamma \cdot L = (4.716 \cdot 10^{-4}) \text{ mm}$$

Siirtymä vaakasuunnassa

$$\frac{F}{\Delta l} = (2.121 \cdot 10^3) \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Yhden millimetrin siirtymää
vastaava leikkausvoima