



Ari Juntunen

PILARIANTURAN MITOITUS EUROKOODIEN MUKAAN



PILARIANTURAN MITOITUS EUROKOODIEN MUKAAN

Ari Juntunen
Opinnäytetyö
Syksy 2012
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Oulun seudun ammattikorkeakoulu

TIIVISTELMÄ

Oulun seudun ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma, Rakennesuunnittelu

Tekijä(t): Ari Juntunen

Opinnäytetyön nimi: Pilarianturan mitoitus eurokoodien mukaan

Työn ohjaaja(t): Pekka Nykyri, Sakari Lotvonen

Työn valmistumislukukausi ja -vuosi: Syksy 2012

Sivumäärä: 100

Eurokoodin mukainen suunnittelu on korvannut vanhat suunnitteluohjeet ja anturoiden mitoitusperusteisiin on tullut muutoksia. Normien tulkinta ei ole ollut yksiselitteistä ja siksi eri suunnitteluohjeita on jouduttu käyttämään soveltuvilta osin. Tässä työssä perehdyttiin pilarianturan mitoitukseen sekä siihen liittyvään teoriaan ja laskentaan. Työ tehtiin standardien SFS-EN 1990+A1+AC, SFS-EN 1992-1-1 ja SFS-EN 1997-1+AC sekä niiden kansallisten liitteiden pohjalta.

Aluksi työssä perehdyttiin Eurokoodin myötä tulleisiin mitoitusperusteisiin, kuormien laskentaan ja yhdistelyyn. Työssä käytiin läpi, miten rajatiloja, osavarmuuslukuja ja kertoimia sovelletaan nykypäivän mitoituksessa. Sen jälkeen työssä esiteltiin esimerkkihohde pilarianturasta, johon eurokoodin mukainen mitoituslaskenta rinnastettiin. Murtorajatilassa tarkasteltiin anturan kanto- ja lävistyskestävyys, taivutusmitoitus, raudoituksen ankkurointi sekä liukumis- ja kaatumisvarmuus. Painuma ja halkeamaleveyden laskenta käsiteltiin käyttörajatilan tarkasteluina.

Lopputuloksena saatiin Eurokoodin mukainen pilarianturan suunnitteluohje, josta laskentaperiaatteita pystytään helposti tarkastamaan, kun mitoitetaan esimerkiksi Eurokoodin mukaisilla tietokoneohjelmilla. Eri laskentapohjat laskevat hieman eri tavalla ja tekevät oletuksia, joista käyttäjä ei välttämättä pääse aina selville. Tätä opinnäytetyötä voidaan siis käyttää apuna vertailulaskelmia tai uutta laskentapohjaa tehtäessä.

Asiasanat: pilariantura, kuormitusyhdistelmä, eurokoodi, murtorajatila, käyttörajatila, geotekninen kestävyys, rakennetekninen kestävyys

ABSTRACT

Oulu University of Applied Sciences
Civil Engineering, Structural Engineering

Author(s): Ari Juntunen

Title of thesis: Dimensioning of Column Footing According to Eurocode Standards

Supervisor(s): Pekka Nykyri, Sakari Lotvonen

Term and year when the thesis was submitted: Fall 2012

Pages: 100

Designing according to The Eurocodes has replaced the old planning recommendations, and methods in dimensioning have slightly changed. Interpretation of the norms has not been unambiguous and therefore different design standards are used when applicable. In this bachelor's thesis theory and calculations needed in dimensioning of a column footing were scrutinized. The study was made according to standards SFS-EN 1990+A1+AC, SFS-EN 1992-1-1, SFS-EN 1997-1+AC and the national annexes.

The calculating recommendations, design loads and load combinations, limit states and partial safety factors of loads and materials that came along with The Eurocodes were presented first. After that, an example of a column footing was presented where all of the calculations were referred to. The ultimate limit state consisted of dimensioning the bearing capacity, punching capacity, bending capacity, reinforcement anchorage, stability against tilting and sliding. The serviceability limit state consisted of definition of settling and cleavage width.

As a result of this thesis a design manual of column footings relating to the Eurocode standards were made, from which calculation principles can be easily checked, when using computer aided programs for example. Different calculating programs make assumptions that might not be shown in the results. Therefore, this thesis can be used to check the principles of dimensioning the column footing or when making a new calculation program.

Keywords: column footing, load combination, eurocode, ultimate limit state, serviceability limit state, geotechnical resistance, structural resistance

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ	3
ABSTRACT	4
SISÄLLYS	4
MERKKIEN SELITYKSET	7
1 JOHDANTO	13
2 MITOITUSPERUSTEET	14
2.1 Rajatilamitoitus	14
2.2 Osavarmuusluvut	14
3 KUORMAYHDISTELMÄT	17
3.1 Murtorajatilan kuormien yhdistely	18
3.2 K_{FI} -kerroin	19
3.3 Murtorajatilan kuormitustapaukset	21
3.4 Kertaus menetelmistä ja yhdistelmistä	21
3.5 Käyttörajatilan kuormien yhdistely	22
3.6 Epäkeskiset kuormitukset	23
4 ESIMERKKIKOHTTEEN PILARIANTURA	25
4.1 Kuormitusyhdistelmät	26
4.2 Yhteenveto kuormitusyhdistelmistä	32
5 GEOTEKNINEN MURTORAJATILA	34
5.1 Kantokestävyyslaskenta	35
5.2 Liukumiskestävyys	45
5.3 Kaatumisvarmuus	46
6 PAINUMA	51
6.1 Konsolidaatiopainuma	52
6.2 Painumalaskenta	55
6.3 Konsolidaatiopainuman nopeus	58
7 RAKENNETEKNINEN MITOITUS	61
7.1 Anturan taivutusmitoitus	61
7.1.1 Suunta B	69
7.1.2 Suunta L	72

7.1.3 Raudoituksen ankkurointi	74
7.2 Anturan lävistys	79
7.3 Halkeamaleveyden laskenta	83
7.3.1 Halkeman muodostuminen suunnassa B	89
7.3.2 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella	93
7.3.3 Halkeamaleveyden rajoittaminen suoralla laskennalla	95
7.3.4 Suunta L	96
8 POHDINTA	97

MERKKIEN SELITYKSET

Latinalaiset kirjaimet

A'	tehollinen pinta-ala
$A_{c,ef}$	suhteellinen raudoitusala
$A_{läv}$	lävistyskuormitusta aiheuttava ala
$A_{s,max}$	raudoituksen maksimiala
$A_{s,min}$	vähimmäisraudoitusala
$A_{s,tB}$	B-suunnan terästangon pinta-ala
$A_{s,tL}$	L-suunnan terästangon pinta-ala
$A_{s,tot}$	toteutuva raudoitusala
$A_{s,vaad}$	vaadittu raudoitusala
A_{sB}	raudoituksen kokonaispinta-ala suunnassa B
A_{sL}	raudoituksen kokonaispinta-ala suunnassa L
A_u	lävistyspiirin ala
B	anturalaatan sivumitta B
B'	tehollinen sivumitta suunnassa B
b_c	kerroin perustuksen pohjan kaltevuudelle
b_q	kerroin perustuksen pohjan kaltevuudelle
b_y	kerroin perustuksen pohjan kaltevuudelle
c'	koheesio
c_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	ympäristöolosuhteista riippuva betonipeitteen vähimmäisvaatimus
c_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
c_u	suljettu leikkauslujuus
c_v	maan konsolidaatiokerroin pystysuunnassa
d	anturalaatan paksuus
D	perustamissyvyys
d	poikkileikkauksen hyötykorkeus
d_x	murtokartion suurin etäisyys pilarista suunnassa x
d_y	murtokartion suurin etäisyys pilarista suunnassa y
$e(x)$	vaakakuorman vaikutusetäisyys anturan alapinnasta
e_B	epäkeskisyys suunnassa B
$E_{dst;d}$	kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
e_L	epäkeskisyys suunnassa L

E_s	teräksen kimmokerroin
$E_{stb,d}$	vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo
f_b	nimellinen tartuntalujuus
f_{bd}	tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lujuus
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
f_{ctk}	betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{yd}	teräksen myötölujuuden mitoitusarvo
f_{yk}	teräksen myötölujuuden ominaisarvo
$G_{k,j}$	pysyvän kuorman ominaisarvo
H	kokoonpuristuvan maakerroksen paksuus
$h_{c,ef}$	suhteellisen raudoitusalan korkeus
H_d	perustamistason suuntaisten voimien ja komponenttien mitoitusarvo
$H_{ed,B}$	suunnan B vaakakuorman mitoitusarvo
$H_{ed,dst,B}$	suunnan B kaatavan vaakavoiman mitoitusarvo
$H_{ed,dst,L}$	suunnan L kaatavan vaakavoiman mitoitusarvo
$H_{ed,h1B}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman B laskenta-arvo kuormitustapauksessa 1
$H_{ed,h1L}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman L laskenta-arvo kuormitustapauksessa 1
$H_{ed,h2B}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman B laskenta-arvo kuormitustapauksessa 2
$H_{ed,h2L}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman L laskenta-arvo kuormitustapauksessa 2
$H_{ed,h3B}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman B laskenta-arvo kuormitustapauksessa 3
$H_{ed,h3L}$	halkeamamitoituksen vaakakuorman L laskenta-arvo kuormitustapauksessa 3
$H_{ed,L}$	suunnan L vaakakuorman mitoitusarvo
H_{gB}	pysyvä vaakakuorma B
H_{gL}	pysyvä vaakakuorma L
H_{qB}	muuttuva vaakakuorma B
H_{qL}	muuttuva vaakakuorma L
i_c	kerroin vaakakuorman H aiheuttamalle kaltevuudelle
i_q	kerroin vaakakuorman H aiheuttamalle kaltevuudelle
i_y	kerroin vaakakuorman H aiheuttamalle kaltevuudelle
K	tankojako
k	korkeustekijä
k_{1-4}	halkeamaleveyteen liittyvä suurennus tai pienennyskerroin
K_{Fl}	kuormakerroin
L	anturalaatan sivumitta L
L'	tehokas sivumitta suunnassa L
$L_{b,min}$	ankkurointipituuden vähimmäisarvo

$l_{b,rqd}$	ankkurointipituuden perusarvo
L_{bx}	todellinen ankkurointipituus suunnassa x
L_{by}	todellinen ankkurointipituus suunnassa y
L_x	momenttivarsi suunnassa x
L_y	momenttivarsi suunnassa y
m	potenssissa vaikuttava tekijä m
m	moduuliluku
m_B	potenssissa vaikuttava tekijä m suunnassa B
m_{cr}	halkeilumomentti
$M_{ed,B}$	suunnan B momentin mitoitusarvo
$M_{ed,dst,B}$	suunnan B kaatava momentti
$M_{ed,dst,L}$	suunnan L kaatava momentti
$M_{ed,h1B}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti B kuormitustapauksessa 1
$M_{ed,h1L}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti L kuormitustapauksessa 1
$M_{ed,h2B}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti B kuormitustapauksessa 2
$M_{ed,h2L}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti L kuormitustapauksessa 2
$M_{ed,h3B}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti B kuormitustapauksessa 3
$M_{ed,h3L}$	halkeamamitoituksen mitoitusmomentti L kuormitustapauksessa 3
$M_{ed,L}$	suunnan L momentin mitoitusarvo
$M_{ed,x}$	murtorajatilan momentti y-akselin ympäri
$M_{ed,y}$	murtorajatilan momentti x-akselin ympäri
$M_{ek,B}$	suunnan B momentin ominaisarvo
$M_{ek,L}$	suunnan L momentin ominaisarvo
m_L	potenssissa vaikuttava tekijä m suunnassa L
$M_{stb;d}$	vakauttava momentti
n	tarvittavien tankojen lukumäärä
N_c	kerroin kantokestävyydelle
N_q	kerroin kantokestävyydelle
N_y	kerroin kantokestävyydelle
P	Esijännitysvoiman kyseeseen tuleva edustava arvo
$p_{ed,B}$	pohjapaine suunnassa B
$P_{ed,KT3}$	pohjapaine kuormitustapauksessa 3
$p_{ed,L}$	pohjapaine suunnassa L
q'	perustamistason yläpuolisten maakerosten aiheuttama jännitys perustamistasossa
q_a	anturalaatan paino
$Q_{k,j}$	muuttuvankuorman ominaisarvo
q_m	perustuksen päällä olevan maan omapaino
q_p	anturan pilarin omapaino

R_d	kantokestävyyden mitoitusarvo
R_d	liukumiskestävyyden mitoitusarvo
$R_{p,d}$	maanpaineesta aiheutuva vastustava voima
S	kokoonpuristuma
S	pilarin sivu
SA	pilarin sivu suunnassa L
SB	pilarin sivu suunnassa B
s_c	kerroin perustuksen muodolle
S_k	konsolidaatiopainuma
S_{kt}	konsolidaatiopainuma ajassa t
s_q	kerroin perustuksen muodolle
$S_{r,max}$	suurin halkeamaleveys
s_y	kerroin perustuksen muodolle
T_d	kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo
t_u	konsolidaatioasteen saavuttamiseen kuluva aika
T_v	aikatekijä
u	lävistyspiiri
u_t	ajassa t syntyvä konsolidaatioaste
W_B	taivutusvastus
$V_{c,Rd}$	lävistyskestävyys
V'_d	liukumiskestävyyden pystykuormien mitoitusarvo
V_{ed}	pystykuorman mitoitusarvo
$V_{ed,h1}$	halkeamamitoituksen pystykuorman laskenta-arvo kuormitustapauksessa 1
$V_{ed,h2}$	halkeamamitoituksen pystykuorman laskenta-arvo kuormitustapauksessa 2
$V_{ed,h3}$	halkeamamitoituksen pystykuorman laskenta-arvo kuormitustapauksessa 3
$V_{ed,läv}$	lävistyskuorman mitoitusarvo
$V_{ed,p}$	painuman mitoituspystykuorma
$V_{ed,stb}$	tukevien kuormien mitoitusarvo
V_{ek}	pystykuorman ominaisarvo
V_g	pysyvän pystykuorman ominaisarvo
W_k	halkeamaleveys
V_q	muuttuvan pystykuorman ominaisarvo
X	puristusvyöhykkeen korkeus
Z_b	sisäinen momenttivarsi suunnassa B
Z_w	pohjaveden pinnan etäisyys maanpinnasta

Kreikkalaiset kirjaimet

α_{1-5}	vaadittavan ankkurointipituuden piennenskertoimet
α_{cc}	betonin puristuslujuuden alennuskerroin
β	jännityseksponentti
β	puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus
β	tekijä kuorman epäkeskisyydelle
β_{bd}	suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo
γ	perustamistason alapuolisen maan tilavuuspaino
γ_1	perustamistason yläpuolisen maan tilavuuspaino
γ_2	tehokas tilavuuspaino pvp:n alapuolella
γ_{A-F}	maakerroksen A - F tilavuuspaino
γ'_{A-F}	maakerroksen A - F tehokastilavuuspaino
γ_B	betonin tilavuuspaino
γ_c	betonin osavarmuus
$\gamma_{c'}$	tehokkaankoheesion osavarmuus
γ_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuus
γ_G	pysyvän kuorman osavarmuus
$\gamma_{G,dst}$	pysyvän kaatavan voiman osavarmuus
$\gamma_{G,stb}$	pysyvän vakauttavan voiman osavarmuus
$\gamma_{Gkj,inf}$	edullisen pysyvän kuorman osavarmuus
$\gamma_{Gkj,sup}$	epäedullisen pysyvän kuorman osavarmuus
γ_p	esijännitysvoimien osavarmuus
γ_Q	epäedullisen muuttuvan kuorman osavarmuus
$\gamma_{Q,dst}$	muuttuvan kaatavan voiman osavarmuus
$\gamma_{Q,stb}$	muuttuvan vakauttavan voiman osavarmuus
γ_{qu}	yksiaksiaalisen puristuskokeen osavarmuus
$\gamma_{R,e}$	maan kestävyuden osavarmuus
$\gamma_{R,h}$	liukumisen osavarmuus
$\gamma_{R,v}$	kantokestävyuden osavarmuus
γ_s	teräksen osavarmuus
γ_γ	tilavuuspainon osavarmuus
$\gamma_{\varphi'}$	leikkauskestävyyskulman osavarmuus
$\bar{\delta}$	maan ja rakenteen välinen kitkakulma
Δ_{cdev}	mittapoikkeama
$\bar{\delta}_k$	liukumiskestävyuden mitoituskulma
$\Delta\varepsilon_{sm}$	suhteellinen venymäero
$\Delta\sigma$	lisäjännitys
ε	suhteellinen kokoonpuristuma
ε_{cu}	betonin maksimikokoonpuristuma

ε_{yd}	raudoituksen suhteellinen venymä
η_1	tartuntaolosuhteista riippuva kerroin
η_2	tartuntaolosuhteista riippuva kerroin
θ	epäkeskisyyden resultantin aiheuttama kulma
λ	tehollisen korkeuden määrittelevä kerroin
μ	suhteellinen momentti
ρ_B	raudoitussuhde suunnassa B
ρ_L	raudoitussuhde suunnassa L
$\rho_{p,ef}$	tehokas raudoitussuhde
ρ_x	lävistyskestävyyteen vaikuttava kerroin x-suunnassa
$\rho_{x,eff}$	efektiivinen raudoitussuhde x-suunnassa
ρ_y	lävistyskestävyyteen vaikuttava kerroin y-suunnassa
$\rho_{y,eff}$	efektiivinen raudoitussuhde y-suunnassa
σ_0	maan omasta painosta aiheutuva geostaattinen jännitys
σ_s	raudoituksen jännitys
σ_v	vertailujännitys
φ	kitkakulma
φ	terästangon halkaisija
φ_s^*	tankokoon enimmäishalkaisija
$\varphi'_{cv;d}$	leikkauskestävyysskulman kriittisen tilan mitoitusarvo
φ_s	tankokoon muunnettu enimmäishalkaisija
ψ	muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

1 JOHDANTO

Eurokoodin rantautuminen Suomeen on johtanut muutoksiin anturan mitoitusperusteissa ja geoteknisen kantavuuden laskennassa. Vanhat ohjeet poistuvat hitaasti käytöstä ja uusien ja vanhojen normien ristiinkäyttö mitoituksessa on johtanut sekaannuksiin. Tämän työn tarkoituksena on käydä läpi Eurokoodin mukainen pilarianturan rakenne- ja geotekninen mitoitus murto- ja käyttörajatilassa sekä käsitellä Eurokoodin yleisiä mitoitusperusteita.

Työssä esitellään epäkeskeisesti kuormitettu pilariantura, joka toimii mitoituslaskelmien esimerkkikohteena. Tavoitteena on saada laskelmat etenemään johdonmukaisesti siten, että aluksi esitetään rajatilat, kuormien laskenta ja niiden yhdistely. Sen jälkeen käydään läpi anturan geotekninen mitoitus, eli tehdään kantokestävyys- ja painumalaskelmat sekä tarkastetaan, että anturalla on riittävä varmuus liukumista ja kaatumista vastaan. Tämän jälkeen tehdään pilarianturalle rakennetekninen mitoitus, jossa mitoitetaan anturan raudoitus ja tarkastetaan anturan kestävyys.

Raportissa kappaleiden alussa on lyhyt johdanto asiaan, minkä jälkeen laskelmia ja mitoitukseen liittyvää teoriaa on pyritty tuomaan konkreettisesti esille itse mitoituksen yhteydessä. Tarkoituksena on saada lukijalle selvä näkemys käytännön laskurutiineista nopeasti samalla, kun teoriaa käydään läpi.

Tämä opinnäytetyö tehdään Pöyry Finland Oy:n Oulun toimistolle ympäristötekniikan osastolle. Tarkoituksena on päivittää ja käydä läpi Pöyryn pohjarakennesuunnittelussa käyttämiä ohjelmia ja saada ne vastaamaan tämän päivän suunnitteluohjeiden mukaisia säännöksiä.

Pilarianturan mitoitus on erittäin laaja kokonaisuus ja siihen liittyy paljon teoreettista taustatietoa. Tämän vuoksi myös monet laskentapohjat ovat hyvin yksinkertaistettuja. Opinnäytetyö onkin pyritty rakentamaan opiskelijan ja rakennesuunnittelijan etua silmällä pitäen. Tavoitteena on saada asiat löytymään helposti ja lukija voi hankkia lisätietoa lähdeviittauksiin tukeutuen. Yhtä lailla pääpaino on pyritty liittämään tässä työssä Eurokoodin mukaiseen mitoitukseen.

2 MITOITUSPERUSTEET

2.1 Rajatilamitoitus

Periaate murtorajatilatarkastelussa on saavuttaa riittävä varmuus maapohjan ja rakenteiden murtumista vastaan sekä rakentamisen että käytön aikana. Eurokoodi 7:n murtorajatilamitoituksessa käytetään mitoitusarvoja, jotka saadaan käyttämällä ominaisarvoja yhdessä osavarmuuslukujen kanssa. Käyttörajatilatarkastelu tehdään ominaisarvojen ja kuormayhdistelykertoimien yhdistelyllä sekä tarkoituksena on todeta, etteivät rakenteiden sallitut painumat, painumerot, siirtymät, kiertymät ja muodonmuutokset ylitä sallittuja rajoja. (2, s.56.)

Eurokoodissa on kolme erilaista mitoitus tapaa, joista geoteknisessä suunnittelussa käytetään Suomessa mitoitus tapoja 2 ja 3. Tässä työssä on kyseessä pilarianturan mitoitus, jolloin mitoituksessa käytetään mitoitus tapaa 2. Osavarmuus lukuja käytetään kuormille tai kuormien vaikutukselle sekä maan kestävyydelle. Tämä tarkoittaa sitä, että kuormia kasvatetaan ja kestävyiksi heikennetään. Mitoitus tapa 2 sisältää kaksi hieman erilaista menettelyä, jotka ovat DA2 ja DA2*. Käytettäessä tapaa DA2 kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuus luvuilla heti mitoitus laskennan alussa, jolloin laskenta tehdään mitoitus arvoilla. DA2*-menetelmässä laskenta tapahtuu ominaisarvoilla ja osavarmuus lukuja käytetään vasta lopussa murtorajatilaehtoa tarkistettaessa. DA2*-menetelmässä on myös kiinnitettävä erityistä huomiota perustuksen vakavuuden varmistamiseen. (1, s.53.)

2.2 Osavarmuusluvut

Eurokoodin kansallisesta liitteestä esitetään osavarmuusluvut maaparametreille, kuormille ja niiden vaikutuksille ja kestävyydelle. Tässä työssä ne ovat esitelty taulukoissa 1, 2 ja 3.

Kantokestävyys laskennassa maaparametreille käytetään kansallisen liitteen taulukosta A.4(FI) sarjasta M1 esitettyjä arvoja. Nämä arvot näkyvät taulukossa 1. (3, s.5.)

TAULUKKO 1. Osavarmuusluvut maaparametreille

Taulukko A.4(FI) – Maaparametrien osavarmuusluvut (γ_M) (STR/GEO)

Maaparametri	Merkintä	Sarja	
		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	γ_ϕ	1,0	1,25
Tehokas koheesio	γ_c	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksiaalinen puristuskoe	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_z	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Kansallisen liitteen taulukosta A.3(FI) sarjassa A1 on esitetty osavarmuusluvut eri kuormille. Anturaperustuksen mitoituksessa kyseeseen tulevat yhtälöt ovat 6.10a ja 6.10b. Nämä ovat luettavissa taulukosta 2. (3, s.6.)

TAULUKKO 2. Osavarmuusluvut kuormille tai kuormien vaikutukselle

Taulukko A.3(FI) – Kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluvut (STR/GEO)

Vrt. SFS-EN 1990:n kansallisen liitteen taulukkoa A1.2(B)(FI) ja sarjaa A1 sekä taulukkoa A1.2(C)(FI) ja sarjaa A2

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Pysyvä:			
Epäedullinen (Yht.6.10a)		1,35 K_{FI}	
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gk,sup}$	1,15 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,0 K_{FI}
Edullinen (Yht.6.10a)			0,9
(Yht.6.10b)	$\gamma_{Gk,inf}$	0,9	
(Yht.6.10)			1,0
Muuttuva:			
Epäedullinen (Yht.6.10b)	γ_Q	1,5 K_{FI}	
(Yht.6.10)			1,3 K_{FI}
Edullinen		0	0

Kansallisen liitteen taulukossa A.5(FI) on esitetty osavarmuusluvut anturaperustuksen kantokestävyydelle ja liukumiselle. Nämä on esitetty taulukossa 3. (3, s.7.)

TAULUKKO 3. Osavarmuusluvut kestävyydelle

Taulukko A.5(FI) – Antura- ja laattaperustusten kestävyiden osavarmuusluvut (γ_R)

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R,b}$	1,1

3 KUORMAYHDISTELMÄT

Kuormayhdistelmät tarkoittavat nimensä mukaisesti sitä, että eri kuormat, kuten pysyvät-, muuttuvat- ja onnettomuuskuormat yhdistetään kokonaiseksi kuorma-vaikutukseksi osavarmuuslukujen ja kuormien yhdistelykertoimien avulla. Yhdistelykertoimet on esitetty Eurokoodin kansallisen liitteen taulukossa A1.1 (FI) ja taulukossa 4. (4, s.2.)

TAULUKKO 4. Suomessa käytettävät yhdistelykertoimet

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (katso SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} kun $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ kN/m ²	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma ^{**)}	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (katso SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (katso SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huom: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ -arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. ^{**)} Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

3.1 Murtorajatilan kuormien yhdistely

Eurokoodissa pohjarakennesuunnittelun kannalta oleelliset kuormayhdistelmät ovat kaavojen 1 (6.10), 2 (6.10a) ja 3 (6.10b) mukaiset. Näissä käytettävät osavarmuuskertoimet on esitetty sivun 15 taulukossa 2. (5, s.80.)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 1}$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 2}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 3}$$

γ_G Pysyvän kuorman osavarmuusluku

$G_{k,j}$ Pysyvän kuorman ominaisarvo

γ_Q Muuttuvan kuorman osavarmuusluku

Q_k Muuttuvan kuorman ominaisarvo

" + " Yhdistäminen toisen kuormavaikutuksen kanssa

Σ Suureiden yhdistetty vaikutus

ξ Epäedullisten pysyvien kuormien G pienennyskerroin

γ_p Esijännitysvoimien osavarmuusluku

P Esijännitysvoiman kyseeseen tuleva edustava arvo

ψ_0 Muuttuvan kuorman yhdistelykerroin

Anturaperustusten mitoituksessa käytetään kuormayhdistelynlausekkeita 6.10b ja 6.10a. Kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisemman arvon antavaa yhtälöä. Kun näihin lausekkeisiin sijoitetaan osavarmuuskertoimet, saadaan ne selkeytettyä kaavoissa 4 (6.10b) ja 5 (6.10a) esitettyyn muotoon (3, s.6.)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right. \quad \text{KAAVA 4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 K_{FI} G_{kj,sup} \\ 0,9 G_{kj,inf} \end{array} \right. \quad \text{KAAVA 5}$$

Kaava 5 sisältää vain pysyviä kuormia. Se tulee määrääväksi, jos muuttuvien kuormien osuus on pieni verrattuna pysyviin kuormiin. (4, s.4.)

3.2 K_{FI} -kerroin

K_{FI} on kuormakerroin, joka sisällytetään yhtälöihin kuormien laskennassa. Sen suuruus riippuu rakenteen luotettavuusluokasta (RC) ja seuraamusluokasta (CC). K_{FI} -kertoimia käytetään normaalisti vallitsevien ja tilapäisten mitoitusilanteiden yhteydessä. K_{FI} -kerrointa ei käytetä edullisten kuormien yhteydessä, vaan pelkästään epäedullisten. K_{FI} riippuu standardin SFS-EN 1990 liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti (4, s.4.):

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

Kansallisen liitteen taulukossa B1 on esitetty seuraamusluokkien määrittely, joka on esitetty taulukossa 5.

TAULUKKO 5. Seuraamusluokkien määrittely

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai hyvin suurten</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko ¹⁾ jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein on suuri joukko ihmisiä kuten <ul style="list-style-type: none"> – yli 8-kerroksiset²⁾ asuin-, konttori- ja liikerakennukset – konserttisalit, teatterit, urheilu- ja näyttelyhallit, katsomot – raskaasti kuormitetut tai suuria jännevälejä
		sisältävät rakennukset Erikoisrakenteet kuten esim. suuret mastot ja tornit Luiskat sekä penkereet ja muut rakenteet hienorakeisten maalajien alueilla siirtymien haittavaikutuksille herkissä ympäristöissä.
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai merkittävien</i> taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten <i>tai pienten</i> tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä kuten esim. varastot Rakenteet, joiden vaurioitumisesta ei aiheudu merkittävää vaaraa kuten <ul style="list-style-type: none"> – matalalla olevat alapohjat, ilman kellaritiloja – ryömintätilaiset vesikatot, kun yläpohja on varsinainen kantava rakenne – sellaiset ulko- ja väliseinät, ikkunat, ovet ja vastaavat, joihin pääasiassa kohdistuu ilman paine-eroista aiheutuva sivuttaiskuormitus ja jotka eivät toimi kantavan tai jäykistävän rungon osana – standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokkien (structural class) II ja III muotolevyrakenteet. – standardin SFS-EN 1993-1-3:n rakenneluokan (structural class) I muotolevyrakenteet levyyn taivutusta aiheuttaville pintaa vasten kohtisuorille kuormille³⁾.

3.3 Murtorajatilan kuormitustapaukset

Kuormitusyhdistelmistä määrääväksi tulee se, jonka mukaan tilanne on pahin. Anturan mitoituksessa määräävä kuormitusyhdistelmä on se, joka antaa suurimman anturakoon. Menetelmillä DA2 ja DA2* murtorajatilan kuormitusyhdistelmät ovat

- V_{\max}, H_{\max} (6.10a)(6.10B)
- V_{\max}, H_{\min} (6.10a)(6.10B)
- V_{\min}, H_{\max} (6.10a)(6.10B)
- V_{\min}, H_{\min} (6.10a)(6.10B).

3.4 Kertaus menetelmistä ja yhdistelmistä

Suunnittelussa sekaannusta aiheuttaa useiden menetelmien ja kuormayhdistelyiden pyörittely samanaikaisesti. Vaikka mitoitus hoidetaan nykypäivänä ohjelmien avulla, on hyvä käsittää laskennan periaate.

Mitoitusprosessi voidaan mieltää siten, että valitaan aluksi menetelmä DA2 tai DA2*. Menetelmässä DA2 osavarmuusluvut kerrotaan laskelmien alussa ja käytetään kuormitusten ja kestävyyksien mitoitusarvoja alusta lähtien. Menetelmässä DA2* osavarmuusluvut kerrotaan vasta lopuksi ennen murtorajatilaehdon tarkistusta. Tämän jälkeen, valitaan käytetäänkö yhtälön 6.10a vai 6.10b:n mukaisia osavarmuuskertoimia. Periaatteessa laskenta tulee suorittaa 16 kertaa, jotta kaikki edellä mainitut kuormitusyhdistelmät on käyty läpi.

Taulukosta 2 ei ole esitetty muuttuvan kuorman osavarmuuslukuja yhtälölle 6.10a, koska siinä huomioidaan vain pysyvät kuormat. Lisäksi on hyvä muistaa, että käytettäessä menetelmää DA2* kaikki pysyvät kuormat otaksutaan epäedullisiksi. Tämä tarkoittaa sitä, että DA2*-menetelmässä lopussa tehtävässä murtorajatilatarkastelussa ei voida käyttää edullisia osavarmuuslukuja, vaikka kyseessä olisikin kuormitusyhdistelmä V_{\min}, H_{\max} . Toisin sanoen pysyviä kuormia ei voida kertoa edullisella osavarmuusluvulla 0,9 DA2*-menetelmässä.

3.5 Käyttörajatilan kuormien yhdistely

Käyttörajatilassa kuormayhdistelmät jakautuvat kolmeen osaan, joita ovat ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä ja pitkäaikaisyhdistelmä. Näissä yhdistelmissä käytetään taulukon 4 mukaisia yhdistelykertoimia. Ominaisyhdistelmää käytetään tavallisesti palautumattomille rajatiloille. Esimerkiksi halkeaman syntyminen betonirakenteessa on palautumaton tapahtuma ja tarkastellaan ominaisyhdistelmän perusteella. Ominaisyhdistelmä on esitetty kaavassa 6.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 6}$$

Kaavan 6 mukaista ominaisyhdistelmää käytettäessä pysyvät kuormat ja yksi valittu muuttuva kuorma otetaan täysimääräisinä ja loput kerrotaan asianmukaisella yhdistelykertoimella.

Tavallista kuormitusyhdistelmää käytetään palautuville rajatiloille. Se on kuitenkin rajoitettu vain jännebetonirakenteiden halkeamaleveyden tarkasteluun. Tavallinen yhdistelmä on esitetty kaavassa 7.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 7}$$

Kaavan 7 mukaista tavallista yhdistelmää käytettäessä pysyvät kuormat otetaan täysimääräisenä, yksi valittu muuttuva kuorma kerrotaan ψ_1 -kertoimella ja loput ψ_2 -kertoimella.

Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäköön vaikuttaville kuormille. Teräsbetonirakenteilla halkeamaleveyden tarkasteluun ja kaikilla betonirakenteilla taipuman tarkasteluun käytetään pitkäaikaisyhdistelmää. Pitkäaikaisyhdistelmä on esitetty kaavassa 8.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 8}$$

Kaavan 8 mukaista tavallista yhdistelmää käytettäessä pysyvät kuormat otetaan täysimääräisenä ja kaikki muuttuvat kuormat kerrotaan asianmukaisella yhdistelykertoimella.

Esimerkiksi painumalaskenta tehdään käyttörajatilamitoituksen mukaisilla kuormitusyhdistelmillä. Tämä tarkoittaa sitä, että kuormina käytetään anturalle tulevien voimien ominaisarvoja. Käyttörajatila mitoituksessa ei käytetä K_{FI} -kerrointa. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmiä laskettaessa käytetään hyötykuormille ψ -kerrointa, joka huomioi aikavaikutuksen. (4, s.2-3.)

Painuma lasketaan käyttörajatilan pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaan. Tällöin voidaan käyttää SFS-EN 1990 kansallisen liitteen taulukon A1.1(FI) mukaisia kertoimia, jotka ovat esitetty taulukossa 4.

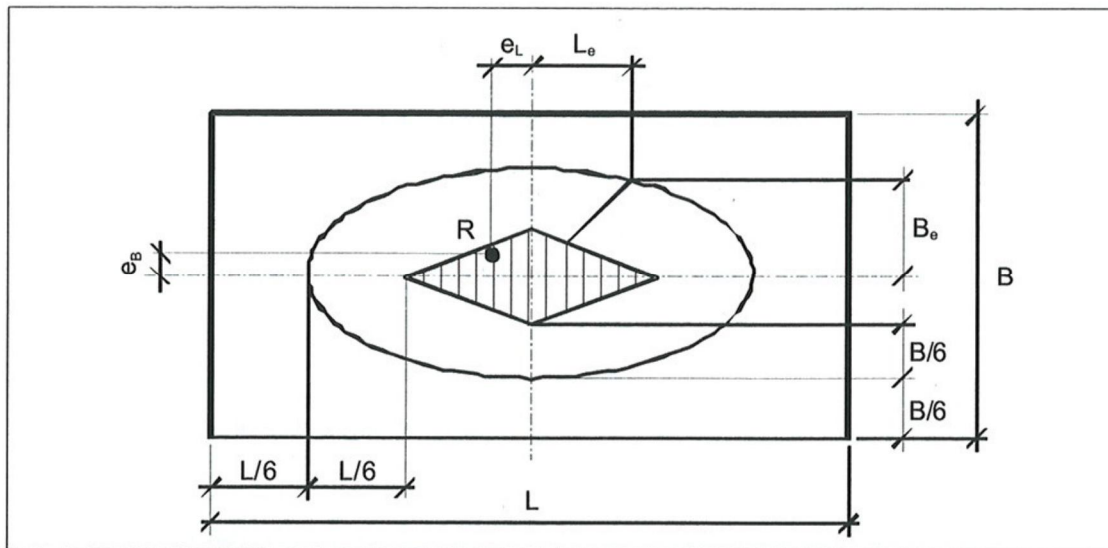
3.6 Epäkeskiset kuormitukset

Perustukselle tulevat vaakakuormat aiheuttavat epäkeskisyyttä. Erityisiin varoimenpiteisiin tulee ryhtyä, kun kuormituksen epäkeskisyys on suurempi kuin 1/3 suorakulmaisen perustuksen leveydestä tai 0,6 kertaa pyöreän perustuksen säde.

Mitoitustapaa DA2* käytettäessä epäedullisimmalla pysyvien ja muuttuvien ominaiskuormien yhdistelmällä ei sallita suurempia epäkeskisyyksiä kuin 1/3 perustuksen leveydestä. Kuormituksen resultantin ollessa kuvan 1 mukaisella ellipsin rajaamalla alueella on epäkeskisyys alle 1/3 anturan leveydestä. Tällöin kuormitus jakautuu epätasaisesti maapohjalle muodostaen kolmiomaisen paineen. Epäkeskisyyden rajoituessa viivoitetulle vinoneliön alueelle on koko anturan pohjan ala puristettu. Tämä toteutuu, kun epäkeskisyys on alle 1/6 sivumi-toista. (1, s.109.)

Kuormitusresultantin ollessa epäkeskeinen, aiheutuu anturalle voimia, jotka pyrkivät siirtämään ja kaatamaan anturaa. Tällöin joudutaan tarkastamaan antura pohjaa pitkin tapahtuvaa liukumurtumaa vastaan. Kaatumistarkastelu teh-

dään kaatavien ja tukevien voimien staattisen tasapainon rajatilatarkasteluna.
(1, s.108; 1, s.46.)



KUVA 1. Epäkeskisyyden merkinnät

4 ESIMERKKIKOHTTEEN PILARIANTURA

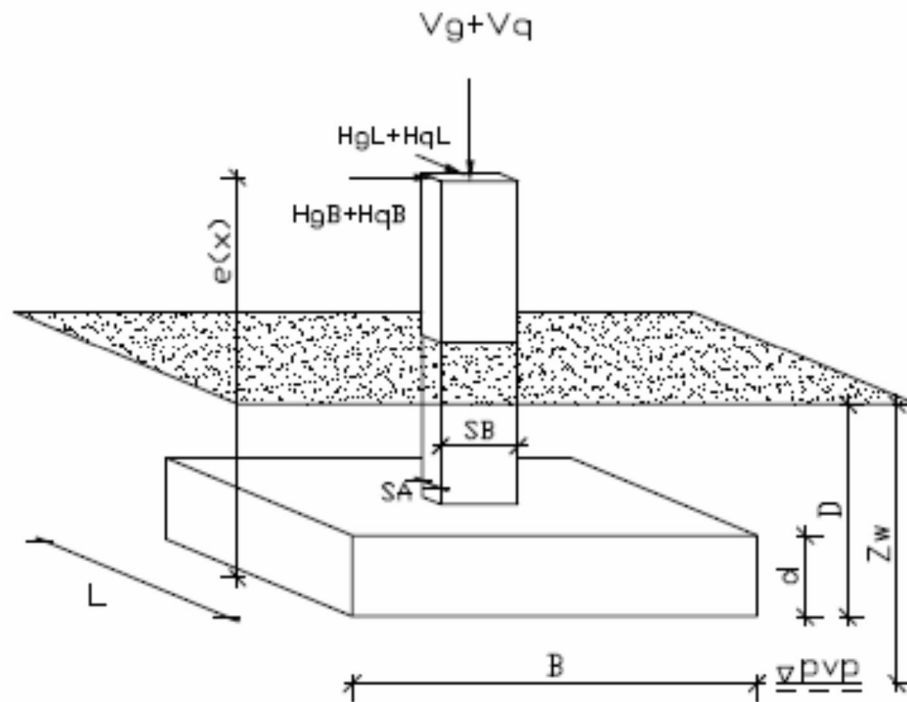
Opinnäytetyössä käsiteltävä kohde on teollisuusrakennus, joka perustetaan kitkamaalle. Seuraamus- ja luotettavuusluokka on 2, joten K_{FI} -kerroin on 1,0. Kohteen perustuksina toimivat neliön muotoiset pilarianturat. Anturan sivumitat $B = L$ mitoitetaan siten, että varmuus murtorajatilassa on riittävä. Oletetaan, että antura on teollisuusrakennuksen nurkassa ja siihen kohdistuu vaakakuormaa kahdesta eri suunnasta. Vaakakuorman merkitys kantokestävyyden laskennassa on hyvin suuri, joten kuormitusyhdistelmissä kannattaa vaakakuormien arvot pitää maksimissaan. Pystykuormista puolestaan määrääväksi voi tulla joko minimiarvo, jolloin epäkeskisyys kasvaa, tai maksimiarvo, jolloin kantokestävyys ei välttämättä riitä.

Seuraavaksi taulukoidaan esimerkkikohteen pilarianturalle tulevien kuormien ominaisarvot, jotka on esitetty taulukossa 6. Tämän jälkeen lasketaan kaikki mahdolliset kuormitustapaukset eri menetelmillä ja yhtälöillä ja selvitetään niistä määräävin.

TAULUKKO 6. Kuormien ominaisarvot

Pysyvä pystykuorma	$V_g = 7\,000\text{ kN}$
Muuttuva pystykuorma	$V_q = 1\,500\text{ kN}$
Pysyvä vaakakuorma B	$H_{gB} = 0\text{ kN}$
Muuttuva vaakakuorma B	$H_{qB} = 1\,000\text{ kN}$
Pysyvä vaakakuorma L	$H_{gL} = 0\text{ kN}$
Muuttuva vaakakuorma L	$H_{qL} = 500\text{ kN}$

Kuvassa 2 on esitetty pilariantura, johon on merkitty laskennan kannalta oleelliset mitat ja kuormitukset.



KUVA 2. Maanvarainen pilariantura ja kuormitukset

4.1 Kuormitusyhdistelmät

Kuormitusyhdistelmiä laskettaessa valitaan määrääväksi suunnaksi suunta B. Vaakakuormat valitaan siten, että niiden aiheuttama momentti anturan alapinnan kohdalla on suurempi B sivun suunnassa. Tässä esimerkkilaskelmassa B sivun kanssa yhdensuuntaiseksi vaakakuormaksi on siis valittu muuttuva vaakakuorma B, jonka suuruus on 1 000 kN. Se aiheuttaa myös suurimman momentin vaakakuormien vaikutusetasyyksien ollessa sama molemmista suunnista. Toisen suunnan vaakakuorman aiheuttama pienempi momentti sisällytetään laskuihin myöhemmässä vaiheessa kantokestävyysslaskennassa. Taulukossa 7 on esitetty laskettavat kuormitusyhdistelmät.

TAULUKKO 7. Kuormien ominaisarvot

Kuormitusyhdistelmä																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
DA2	x	x	x	x	x	x	x	x								
DA2*									x	x	x	x	x	x	x	x
6.10a	x	x	x	x					x	x	x	x				
6.10b					x	x	x	x					x	x	x	x
Vmax	x		x		x		x		x		x		x		x	
Vmin		x		x		x		x		x		x		x		x
Hmax	x	x			x	x			x	x			x	x		
Hmin			x	x				x	x			x	x			x

Kuormitusyhdistelmä 1 lasketaan kaavoilla 9 ja 10. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{max}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}$$

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

KAAVA 9

$$V_{d,max} = 1,35 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 9\,450 \text{ kN}$$

KAAVA 10

$$H_{d,max} = 0 \text{ kN (6.10a:ssa ei huomioida muuttuvia kuormia.)}$$

Kuormitusyhdistelmä 2 Lasketaan kaavoilla 11 ja 12. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{min}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}$$

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad \text{KAAVA 11}$$

$$V_{d,min} = 0,9 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 6\,300 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 12}$$

$$H_{d,max} = 0 \text{ kN (6.10a:ssa ei huomioida muuttuvia kuormia.)}$$

Kuormitusyhdistelmä 3 Lasketaan kaavoilla 13 ja 14. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{max}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}$$

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad \text{KAAVA 13}$$

$$V_{d,max} = 1,35 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 9\,450 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 14}$$

$$H_{d,min} = 0 \text{ kN (6.10a:ssa ei huomioida muuttuvia kuormia.)}$$

Kuormitusyhdistelmä 4 Lasketaan kaavoilla 15 ja 16. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{min}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}$$

$$1,35 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} \quad \text{KAAVA 15}$$

$$V_{d,min} = 0,9 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 6\,300 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 16}$$

$$H_{d,min} = 0 \text{ kN (6.10a:ssa ei huomioida muuttuvia kuormia.)}$$

Kuormitusyhdistelmä 5 Lasketaan kaavoilla 17, 18 ja 19. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{max}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{qB} = 1\,000 \text{ kN}$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 17}$$

$$V_{d,max} = 1,15 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 1\,500 \text{ kN} = 10\,300 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 18}$$

$$H_{d,max} = 1,15 * 1,0 * 0 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 1\,000 \text{ kN} = 1\,500 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 19}$$

Kuormitusyhdistelmä 6 Lasketaan kaavoilla 20, 21 ja 22. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{min}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{qB} = 1\,000 \text{ kN}$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 20}$$

$$V_{d,min} = 0,9 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 6\,300 \text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 21}$$

$$H_{d,max} = 1,15 * 1,0 * 0 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 1\,000 \text{ kN} = 1\,500 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 22}$$

Kuormitusyhdistelmä 7 Lasketaan kaavoilla 23, 24 ja 25. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{max}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{qB} = 1\,000 \text{ kN}$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 23}$$

$$V_{d,max} = 1,15 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} + 1,5 * 1,0 * 1\,500 \text{ kN} = 10\,300 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 24}$$

$$H_{d,min} = 0,9 * 0 \text{ kN} = 0 \text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 25}$$

Kuormitusyhdistelmä 8 Lasketaan kaavoilla 26, 27 ja 28. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{min}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{gB} = 1\,000 \text{ kN}$$

$$1,15 K_{FI} G_{kj,sup} + 0,9 G_{kj,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,1} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{KAAVA 26}$$

$$V_{d,min} = 0,9 * 1,0 * 7\,000 \text{ kN} = 6\,300 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 27}$$

$$H_{d,min} = 0,9 * 0 \text{ kN} = 0 \text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 28}$$

Kuormitusyhdistelmä 9 Lasketaan kaavoilla 29 ja 30. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2*, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{max}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{gB} = 0 \text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,max} = V_g = 7\,000 \text{ kN} \text{ (6.10a vain pysyvät kuormat huomioidaan)} \quad \text{KAAVA 29}$$

$$H_{k,max} = H_{gB} = 0 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 30}$$

Kuormitusyhdistelmä 10 Lasketaan kaavoilla 31 ja 32. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2*, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{min}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000 \text{ kN}, V_q = 1\,500 \text{ kN}, H_{gB} = 0 \text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,min} = V_g = 7\,000 \text{ kN} \text{ (6.10a vain pysyvät kuormat huomioidaan)} \quad \text{KAAVA 31}$$

$$H_{k,max} = H_{gB} = 0 \text{ kN} \quad \text{KAAVA 32}$$

Kuormitusyhdistelmä 11 Lasketaan kaavoilla 33 ja 34. Kyseessä ovat mitoitustapa DA2*, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{max}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,max} = V_g = 7\,000\text{ kN} \text{ (6.10a vain pysyvät kuormat huomioidaan)} \quad \text{KAAVA 33}$$

$$H_{k,min} = H_{gB} = 0\text{ kN} \quad \text{KAAVA 34}$$

Kuormitusyhdistelmä 12 Lasketaan kaavoilla 35 ja 36. Kyseessä ovat mitoitus-tapa DA2*, yhtälö 6.10a ja tilanne V_{min}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,min} = V_g = 7\,000\text{ kN} \text{ (6.10a vain pysyvät kuormat huomioidaan)} \quad \text{KAAVA 35}$$

$$H_{k,min} = H_{gB} = 0\text{ kN} \quad \text{KAAVA 36}$$

Kuormitusyhdistelmä 13 Lasketaan kaavoilla 37 ja 38. Kyseessä ovat mitoitus-tapa DA2*, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{max}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}, H_{qB} = 1\,000\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,max} = V_g + V_q = 7\,000\text{ kN} + 1\,500\text{ kN} = 8\,500\text{ kN} \quad \text{KAAVA 37}$$

$$H_{k,max} = H_{gB} + H_{qB} = 0\text{ kN} + 1\,000\text{ kN} = 1\,000\text{ kN} \quad \text{KAAVA 38}$$

Kuormitusyhdistelmä 14 Lasketaan kaavoilla 39 ja 40. Kyseessä ovat mitoitus-tapa DA2*, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{min}, H_{max} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}, H_{qB} = 1\,000\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,min} = V_g = 7\,000\text{ kN} = 7\,000\text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 39}$$

$$H_{k,max} = H_{gB} + H_{qB} = 0\text{ kN} + 1\,000\text{ kN} = 1\,000\text{ kN} \quad \text{KAAVA 40}$$

Kuormitusyhdistelmä 15 Lasketaan kaavoilla 41 ja 42. Kyseessä ovat mitoitus-tapa DA2*, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{max}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}, H_{qB} = 1\,000\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,max} = V_g + V_q = 7\,000\text{ kN} + 1\,500\text{ kN} = 8\,500\text{ kN} \quad \text{KAAVA 41}$$

$$H_{k,min} = H_{gB} = 0\text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 42}$$

Kuormitusyhdistelmä 16 Lasketaan kaavoilla 43 ja 44. Kyseessä ovat mitoitus-tapa DA2*, yhtälö 6.10b ja tilanne V_{min}, H_{min} .

$$V_g = 7\,000\text{ kN}, V_q = 1\,500\text{ kN}, H_{gB} = 0\text{ kN}, H_{qB} = 1\,000\text{ kN}$$

Varmuuskertoimia käytetään vasta lopuksi.

$$V_{k,min} = V_g = 7\,000\text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 43}$$

$$H_{k,min} = H_{gB} = 0\text{ kN} \text{ (vain pysyvät kuormat)} \quad \text{KAAVA 44}$$

4.2 Yhteenveto kuormitusyhdistelmistä

Taulukossa 8 on esitetty yhteenveto kaikista kuormitusyhdistelmistä DA2- ja DA2*-menetelmillä ja yhtälöillä 6.10a ja 6.10b.

TAULUKKO 8. Yhteenveto kuormitusyhdistelmistä

KY	DA2		DA2*	
	V _d	H _d	V _k	H _k
V _{max} , H _{max} (6.10a)	9 450 kN (ky1)	0 kN (ky1)	7 000 kN (ky9)	0 kN (ky9)
V _{min} , H _{max} (6.10a)	6 300 kN (ky2)	0 kN (ky2)	7 000 kN (ky10)	0 kN (ky10)
V _{max} , H _{min} (6.10a)	9 450 kN (ky3)	0 kN (ky3)	7 000 kN (ky11)	0 kN (ky11)
V _{min} , H _{min} (6.10a)	6 300 kN (ky4)	0 kN (ky4)	7 000 kN (ky12)	0 kN (ky12)
V _{max} , H _{max} (6.10b)	10 300 kN (ky5)	1 500 kN (ky5)	8 500 kN (ky13)	1 000 kN (ky13)
V _{min} , H _{max} (6.10b)	6 300 kN (ky6)	1 500 kN (ky6)	7 000 kN (ky14)	1 000 kN (ky14)
V _{max} , H _{min} (6.10b)	10 300 kN (ky7)	0kN (ky7)	8 500 kN (ky15)	0 kN (ky15)
V _{min} , H _{min} (6.10b)	6 300 kN (ky8)	0kN (ky8)	7 000 kN (ky16)	0 kN (ky16)

Taulukossa 8 on lihavoituna kriittiset kuormitusyhdistelmät. Kriittisin kuormitusyhdistelmä on se, joka antaa suurimman anturakoon. Nykyään laskenta suoritetaan erilaisilla laskentapohjilla, joten kaikkien tapauksien tarkistaminen ei tuota ongelmia.

5 GEOTEKNINEN MURTORAJATILA

Kantokestävyyslaskenta jakautuu kahteen olosuhteista riippuvaan tilanteeseen. Koheesiomaalajeilla kyseessä ovat suljetun tilan olosuhteet. Tällöin kantokestävyuden mitoitussarvo voidaan laskea kaavasta 45. Kitkamaalajeilla vallitsevat avoimet olosuhteet, jolloin kantokestävyuden mitoitussarvo lasketaan kaavasta 49. (1, s.105.)

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2) * c_u * b_c * s_c * i_c + q \quad \text{KAAVA 45}$$

jolloin yksiköttömät kertoimet ovat

- perustuksen pohjan kaltevuudelle kaavasta 46

$$b_c = 1 - 2 * \alpha / (\pi + 2) \quad \text{KAAVA 46}$$

- perustuksen muodolle kaavasta 47

$$s_c = 1 + 0,2 * (B' / L') \text{ suorakaiteelle} \quad \text{KAAVA 47}$$

$$s_c = 1,2 \text{ neliölle tai ympyrälle}$$

- Vaakakuorman H aiheuttamalle kaltevuudelle kaavasta 48

$$i_c = \frac{1}{2} * \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' * c_u}} \right) \quad \text{KAAVA 48}$$

jolloin $H \leq A' * c_u$

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad \text{KAAVA 49}$$

H _{ed,B} etäisyys anturan alapinnasta	e(x)	3,0 m
Anturan korkeus	d	0,8 m
Pilarin sivumitta	SA = SB	0,58 m
Perustamis syvyys	D	1,5 m
tehokas kitkakulma	φ	34°
Perustamistason alapuolisen maan tilavuuspaino	γ	18 kN/m ³
Perustamistason yläpuolisen maan tilavuuspaino	γ ₁	20 kN/m ³
Pohjavedenpinnan taso	Z _w	1,5–2,0 m
Tehokas tilavuuspaino pvp:n alapuolella	γ ₂	11 kN/m ³
Betonin tiheys	γ _B	25 kN/m ³

Kyseessä ovat siis avoimet olosuhteet, joten kantokestävyys on kaavan 50 mukainen.

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad \text{KAAVA 50}$$

Pystykuormaan lisätään anturalaatan omapaino (pysyvä kuorma) osavarmuuskertoimiseen. Se lasketaan kaavalla 51.

$$q_a = 1,15 * (L * B * d * \gamma_B) \quad \text{KAAVA 51}$$

$$q_a = 1,15 * (4,4 \text{ m} * 4,4 \text{ m} * 0,8 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3) = 445,28 \text{ kN}$$

Pystykuormaan Lisätään anturan pilarin omapaino (pysyvä kuorma) osavarmuuslukuineen. Pilarin korkeus on vaakakuormien vaikutuskorkeus vähennettynä anturalaatan paksuus, eli 2,2 m. Pilarin aiheuttama pystykuorma lasketaan kaavalla 52.

$$q_p = 1,15 * (SA * SB * 2,2 \text{ m} * \gamma_b) \quad \text{KAAVA 52}$$

$$q_p = 1,15 * (0,58 \text{ m} * 0,58 \text{ m} * 2,2 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3) = 21,28 \text{ kN}$$

Perustuksen päällä olevan maan paino voidaan laskea pysyvänä kuormana ja sisällyttää pystykuormaan. Maan paino osavarmuuskertoimieen lasketaan kaavasta 53.

$$q_m = 1,15 * ((L * B - SA * SB) * (D - d) * \gamma_1) \quad \text{KAAVA 53}$$

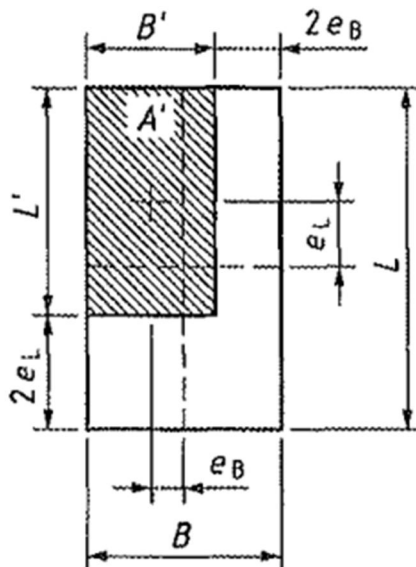
$$q_m = 1,15 * ((4,4 \text{ m} * 4,4 \text{ m} - 0,58 \text{ m} * 0,58 \text{ m}) * (1,5 \text{ m} - 0,8 \text{ m}) * 20 \text{ kN/m}^3) \\ = 306,28 \text{ kN}$$

Pystykuorman mitoitusarvo lasketaan uudestaan anturan ja maan painot huomioiden. Uusi mitoitusarvo saadaan kaavalla 54.

$$V_{ed} = (V_{ed} + q_a + q_p + q_m) \quad \text{KAAVA 54}$$

$$V_{ed} = (10300 \text{ kN} + 445,28 \text{ kN} + 21,28 \text{ kN} + 306,28 \text{ kN}) = 11072,84 \text{ kN}$$

Seuraavaksi lasketaan vaakavoimien aiheuttama epäkeskisyys molemmissa suunnissa. Kuormitusyhdistelmissä laskettiin jo vaakavoiman mitoitusarvo B suunnassa. Tässä vaiheessa laskelmiin sisällytetään suunnan L vaakavoima. Alun perin kuormitusyhdistelmiä laskettaessa käytettiin vain suunnan B vaakavoimia. Suunta B valittiin määrääväksi ja sille asetettiin suuremman momentin aiheuttava vaakavoima. Tällöin toisen suunnan vaakavoima voidaan jättää hetkeksi huomioimatta. Epäkeskisyyden merkinnät on esitetty kuvassa 4.



KUVA 4. Epäkeskisyyden merkinnät

Toisen suunnan vaakakuorman mitoitusarvo lasketaan kaavalla 55. Taulukossa 6 esitetään suunnan L vaakakuormien ominaisarvot H_{gL} ja H_{qL} .

$$H_{ed,L} = 1,15 * H_{gL} + 1,5 * H_{qL} \quad \text{KAAVA 55}$$

$$H_{ed,L} = 1,15 * 0 \text{ kN} + 1,5 * 500 \text{ kN} = 750 \text{ kN}$$

Vaakavoiman aiheuttama epäkeskisyyden e_L lasketaan kaavalla 56. Vaakavoimat vaikuttavat samalla korkeudella $e(x)$.

$$e_L = H_{ed,L} * e_x / V_{ed} \quad \text{KAAVA 56}$$

$$e_L = 750 \text{ kN} * 3 \text{ m} / 11\,072,84 \text{ kN} = 0,20 \text{ m}$$

Vaakavoiman aiheuttama epäkeskisyyden e_B lasketaan kaavalla 57.

$$e_B = H_{ed,B} * e_x / V_{ed} \quad \text{KAAVA 57}$$

$$e_B = 1\,500 \text{ kN} * 3 \text{ m} / 11\,072,84 \text{ kN} = 0,41 \text{ m}$$

Vaakakuormien ja momenttien seurauksena kuormia välittävä anturan ala on pienempi kuin anturan todellinen ala. Tämä niin sanottu tehollinen pinta-ala voidaan laskea tehollisten sivumittojen avulla. Tehokkaat sivumitat L' ja B' lasketaan kaavoilla 58 ja 59. Edellä oleva kuva 4 havainnollistaa anturan tehokasta alaa.

$$L' = L - 2 * e_L \quad \text{KAAVA 58}$$

$$L' = 4,4m - 2 * 0,2 m = 4 m$$

$$B' = B - 2 * e_B \quad \text{KAAVA 59}$$

$$B' = 4,4 m - 2 * 0,41 m = 3,58 m$$

Anturan tehokas ala lasketaan kaavalla 60.

$$A' = B' * L' \quad \text{KAAVA 60}$$

$$A' = 3,58 m * 4 m = 14,32 m^2$$

Tässä vaiheessa käsin mitoitettaessa on hyvä tarkistaa, että epäyhtälöt epäkeskisyydelle ja perustamistason syvyydelle täyttyvät. Epäyhtälö perustamissyvyydelle tulee tarkistaa molemmilla menetelmillä. DA2*-menetelmässä tarkistetaan lisäksi epäkeskisyyden ehto. (Lotvonen 2012)

Epäyhtälö perustamissyvyydelle tarkistetaan kaavalla 61.

$$D < 2,5 * B' \quad \text{KAAVA 61}$$

$$1,5 m < 2,5 * 3,58 m$$

Epäyhtälö epäkeskisyydelle tarkistetaan kaavalla 62. Tässä lasketaan menetelmällä DA2, joten tarkistusta ei vaadita. DA2*-menetelmällä laskettaessa ei sallita suurempia epäkeskisyyksiä kuin 1/3 perustuksen leveydestä. (1, s.109.)

$$e < B/3$$

KAAVA 62

$$0,41 \text{ m} < 4,4 \text{ m}/3$$

Molemmat ehdot toteutuvat kuitenkin myös DA2-menetelmässä.

Perustamissyvyyden olleessa suurempi kuin $2,5 * B'$, maarakenteen murtuminen ei noudata enää Eurokoodin kantokestävyyslaskennan mukaista murtomekanismia. Tällöin murtuminen tapahtuu paikallisena murtumisena maaperässä, mitä voidaan analysoida eri menetelmillä.

Eurokoodin kantavuus kaavaan sisältyy paljon yksiköttömiä kertoimia. Näitä ovat kertoimet kantokestävyydelle, perustuksen pohjan kaltevuudelle, perustuksen muodolle ja vaakakuorman H aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle. (1, s.105 – 106.)

Kertoimet kantokestävyydelle lasketaan kaavoilla 63, 64 ja 65.

$$N_q = e^{\pi * \tan \varphi'} * \tan^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad \text{KAAVA 63}$$

$$N_q = e^{\pi * \tan 34^\circ} * (\tan(45^\circ + 34^\circ/2))^2 = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi' \quad \text{KAAVA 64}$$

$$N_c = (29,44 - 1) * (1/\tan 34^\circ) = 42,16$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q - 1) * \tan \varphi' \quad \text{KAAVA 65}$$

$$N_\gamma = 2 * (29,44 - 1) * \tan 34^\circ = 38,37$$

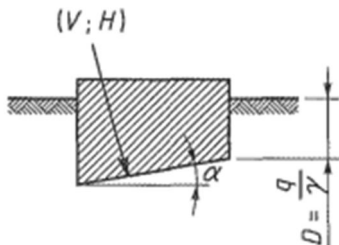
Taulukossa 10 on lueteltu kantavuuskertoimia eri kitkakulman arvoille. (1, s.106.)

TAULUKKO 10. Kantavuuskertoimet

Taulukko 6.2S. Kantavuuskertoimet N_q , N_c ja N_γ .

ϕ	N_q	N_c	N_γ
0	1	5,14	0,00
2,5	1,25	5,76	0,02
5	1,57	6,49	0,10
7,5	1,97	7,34	0,25
10	2,47	8,34	0,52
12,5	3,12	9,54	0,94
15	3,94	11,0	1,58
17,5	5,01	12,7	2,53
20	6,40	14,8	3,93
22,5	8,23	17,5	5,99
25	10,7	20,7	9,01
27,5	13,9	24,8	13,5
30	18,4	30,1	20,1
32,5	24,6	37,0	30,1
35	33,3	46,1	45,2
37,5	45,8	58,4	68,8
40	64,2	75,3	106
42,5	91,9	99,2	167
45	135	134	268

Kertoimet perustuksen pohjan kaltevuudelle saadaan kaavoilla 66 ja 67. Eurokoodin kuvan 5 merkinnät selventävät kaltevuuteen liittyviä tekijöitä. (1, s.106.)



KUVA 5. Kaltevuuden merkinnät

Tässä esimerkkilaskelmassa perustuksen pohjan taso on vaakasuorassa, joten kulma α on 0.

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha * \tan \varphi')^2 \quad \text{KAAVA 66}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - 0^\circ * \tan 34^\circ)^2 = 1$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c * \tan \varphi') \quad \text{KAAVA 67}$$

$$b_c = 1 - (1 - 1)/(42,16 * \tan 34^\circ) = 1$$

Tästä voidaan päätellä, että perustuksen pohjan ollessa vaakatasossa, kaikki kertoimet kaltevuudelle ovat ykkösiä.

Kertoimet perustuksen muodolle saadaan kaavoilla 68, 69, 70, 71 ja 72.

- suorakaiteelle

$$s_q = 1 + (B'/L') * \sin \varphi' \quad \text{KAAVA 68}$$

$$s_q = 1 + (3,58 \text{ m} / 4 \text{ m}) * \sin 34^\circ = 1,5$$

- neliölle tai ympyrälle

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{KAAVA 69}$$

- suorakaiteelle

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * (B'/L') \quad \text{KAAVA 70}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 * (3,58 \text{ m} / 4 \text{ m}) = 0,73$$

- neliölle tai ympyrälle

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{KAAVA 71}$$

- suorakaiteelle, neliölle tai ympyrälle

$$s_c = (s_q * N_q - 1)/(N_q - 1) \quad \text{KAAVA 72}$$

$$s_c = (1,5 * 29,44 - 1)/(29,44 - 1) = 1,52$$

Tässä esimerkkilaskelmassa kuormituksen epäkeskeisyys aiheuttaa suorakaiteen muotoisen tehokkaan alan, joten käytetään suorakaiteelle osoitettuja kaavoja, vaikka kyseessä onkin neliönmuotoinen antura.

Kertoimet vaakakuorman H aiheuttamalle kuorman kaltevuudelle lasketaan kaavoilla 76, 77 ja 78. Näiden laskemista varten täytyy ensin selvittää potenssissa olevan tekijän m arvo, joka saadaan kaavoista 73, 74 ja 75.

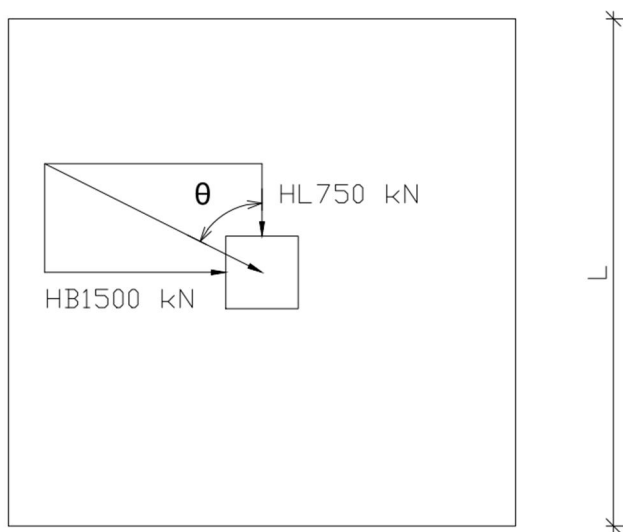
$$m = m_B = (2 + (B'/L')) / (1 + (B'/L')) \quad \text{KAAVA 73}$$

$$m = m_B = (2 + (3,58 \text{ m} / 4 \text{ m})) / (1 + (3,58 \text{ m} / 4 \text{ m})) = 1,53$$

$$m = m_L = (2 + (L'/B')) / (1 + (L'/B')) \quad \text{KAAVA 74}$$

$$m = m_L = (2 + (4 \text{ m} / 3,58 \text{ m})) / (1 + (4 \text{ m} / 3,58 \text{ m})) = 1,47$$

Vaakakuormien resultantti kohdistuu vinosti anturan pilarin yläpäähän muodostaen kulman θ sivun L' kanssa. Kuva 6 selventää, mihin kulma θ muodostuu.



KUVA 6. Vaakavoimat ja kulma θ

Kulma tangentti on vastaisen ja viereisen vaakavoiman suuruuksien suhde, joten kulman arvoksi saadaan $63,44^\circ$.

$$m = m_\theta = m_L * (\cos \theta)^2 + m_B * (\sin \theta)^2 \quad \text{KAAVA 75}$$

$$m = m_{\theta} = 1,47 * (\cos 63,44^{\circ})^2 + 1,53 * (\sin 63,44^{\circ})^2 = 1,52$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c * \tan \varphi') \quad \text{KAAVA 76}$$

$$i_c = 0,80 - (1 - 0,80)/(42,16 * \tan 34^{\circ}) = 0,79$$

$$i_q = (1 - H/(V + A' * c' * \cot \varphi'))^m, \quad (c' = 0, \text{ei koheesiota}) \quad \text{KAAVA 77}$$

$$i_q = (1 - 1500 \text{ kN}/(11072,84 \text{ kN} + 0))^{1,52} = 0,80$$

$$i_{\gamma} = (1 - H/(V + A' * c' * \cot \varphi'))^{m+1} \quad \text{KAAVA 78}$$

$$i_{\gamma} = (1 - 1500 \text{ kN}/(11072,84 \text{ kN} + 0))^{1,52m+1} = 1,00$$

Perustamistason yläpuoliset maakerrokset tukevat perustusta ja parantavat kantokestävyyttä. Perustamistason yläpuolisten maakerrosten aiheuttama jännitys perustamistasossa lasketaan kaavalla 79.

$$q' = \gamma_1 * D \quad \text{KAAVA 79}$$

$$q' = 20 \text{ kN}/\text{m}^3 * 1,5 \text{ m} = 30 \text{ kN}/\text{m}^2$$

Kantokestävyyden mitoitusarvo R_d saadaan kaavalla 80. Koska kyseessä on kitkamaa, ei koheesiota ole. Tämän vuoksi koko koheesio termi jää pois. Kestävyyden osavarmuusluku $\gamma_R = 1,55$.

$$R_d = A'(c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B' N_{\gamma} b_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma})/\gamma_R \quad \text{KAAVA 80}$$

$$R_d = 14,32 \text{ m}^2 \left(0 + 30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 29,44 * 1 * 1,5 * 0,8 + 0,5 * 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,58 \text{ m} * 38,37 * 1 * 0,73 * 1 \right) / 1,55 = 14 886,88 \text{ kN}$$

Murtorajatilaehto: $V_{ed} < R_d$, $11 072,84 \text{ kN} < 14 886,88 \text{ kN}$

Käyttöaste: 74,4 %

5.2 Liukumiskestävyys

Mikäli perustusta kuormittavat voimat eivät ole kohtisuorassa perustuksen pohjaa vastaan, tulee perustukset tarkistaa pohjaa pitkin tapahtuvaa liukumurtumaa vastaan. Kaavan 81 mukainen epäyhtälö tulee olla voimassa. (1, s.108.)

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad \text{KAAVA 81}$$

H_d on vaakasuora kuorma tai kokonaiskuorman komponentti, joka vaikuttaa perustustason suunnassa. H_d :n tulee sisältää kaikkien maasta perustukseen kohdistuvien aktiivisten voimien mitoitusarvot.

R_d on kestävyuden mitoitusarvo

$R_{p,d}$ on perustuksen sivuun kohdistuvasta maanpaineesta aiheutuvan vastustavan voiman mitoitusarvo. Suomessa $R_{p,d}$ jätetään usein huomioimatta, koska tämä vastustava voima saattaa ajan mittaa hävitä.

H_d :n suuruus on tässä esimerkkilaskelmassa mahdollista selvittää edellä olevaa kuvaa 6 apuna käyttäen. Kuvassa 6 näkyy vaakavoimista aiheutunut resultantti. Kuvassa olevat voimavektorit sisältävät epäedulliset osavarmuuskertoimet 1,15 ja 1,5. Tällöin kuormitusresultantin suuruus voidaan ratkaista Pythagoraan lauseella kaavalla 82.

$$H_d = \sqrt{(1\,500\text{ kN})^2 + (750\text{ kN})^2} = 1\,677,05\text{ kN} \quad \text{KAAVA 82}$$

Kestävyuden mitoitusarvo saadaan kaavalla 83.

$$R_d = (V'_d * \tan \delta_k) / \gamma_{R,h} \quad \text{KAAVA 83}$$

V'_d lasketaan anturan alapintaan tulevien pysyvien kuormien ominaisarvoilla ja kerrotaan edullisella osavarmuusluvulla 0,9. Kestävyuden osavarmuuslukuna käytetään Eurokoodin kansallisen liitteen taulukon A.13(FI) mukaisia osavarmuuslukuja, jotka näkyvät taulukossa 11.

TAULUKKO 11. Tukirakenteiden kestävyuden osavarmuusluvut

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R,v}$	1,55
Liukumiskestävyys	$\gamma_{R,h}$	1,1
Maan kestävyys	$\gamma_{R,e}$	1,5

V'_d saadaan laskettua kaavalla 84.

$$V'_d = 0,9 * (V_g + q_{ak} + q_{pk} + q_{mk}) \quad \text{KAAVA 84}$$

- V_g on pilarille tulevien pysyvien kuormien ominaisarvo (7 000 kN)
- q_{ak} on anturan oman painon ominaisarvo (387,2 kN)
- q_{pk} on pilarin oman painon ominaisarvo (18,5 kN)
- q_{mk} on anturan päällä olevan maan painon ominaisarvo (266,33 kN)

$$V'_d = 0,9 * (7\,000\text{ kN} + 387,2\text{ kN} + 18,5\text{ kN} + 266,33\text{ kN}) = 6\,904,83\text{ kN}$$

Mitoituskulma δ_k voidaan olettaa yhtäsuureksi kuin tehokkaan leikkauskestävyyskulman kriittisen tilan mitoitusarvo $\varphi'_{cv;d}$, koska kyseessä on paikalla valettu perustus. Tässä esimerkkilaskussa voidaan arvioida $\varphi'_{cv;d}$:n olevan 30°. Sijoittamalla arvot kaavaan 83 voidaan laskea kestävyden mitoitusarvo.

$$R_d = (6\,904,83\text{ kN} * \tan 30^\circ) / 1,1 = 3\,624,09\text{ kN}$$

Kaavan 81 mukainen epäyhtälö toteutuu. käyttöaste liukumiskestävyydelle on

$$\frac{H_d}{R_d} * 100 = \frac{1\,677,05}{3\,624,09} * 100 = 46,28\%$$

5.3 Kaatumisvarmuus

Kaatumisvarmuus tarkastetaan kaatavien ja tukevien voimien staattisena tasapainon rajatilana (EQU). Eurokoodin kansallisessa liitteessä taulukossa A.1(FI) on esitetty kuormien osavarmuusluvut kaatavien ja tukevien voimien mitoitusarvojen määrittämistä varten. Nämä osavarmuusluvut ovat esillä myös taulukossa 12. (1, s.46; 3, s.5.)

TAULUKKO 12. Kuormien osavarmuusluvut (EQU)

Kuorma	Merkintä	Arvo
Pysyvä:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,1K _{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{G,stb}$	0,9
Muuttuva:		
Epäedullinen ^a	$\gamma_{Q,dst}$	1,5 K _{FI}
Edullinen ^b	$\gamma_{Q,stb}$	0

^a Kaatava kuorma
^b Vakauttava kuorma

Kaatumisvarmuustarkastelussa tulee osoittaa, että kaavan 85 mukainen epäyh-tälö toteutuu.

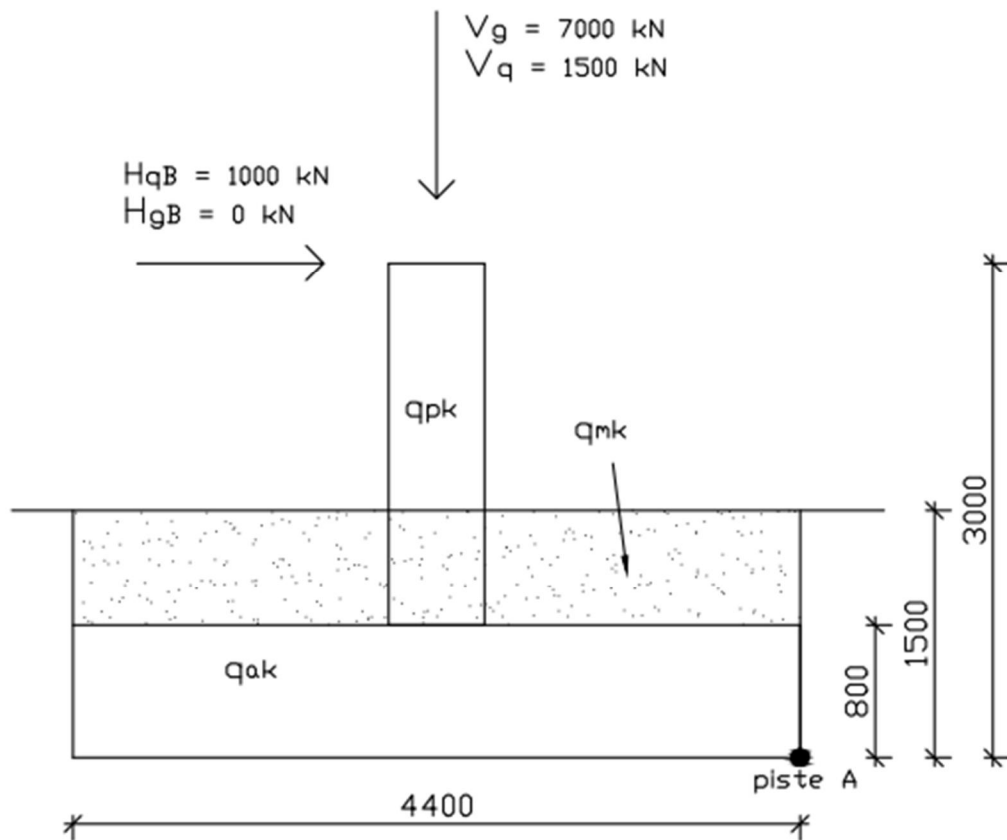
$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad \text{KAAVA 85}$$

T_d on kokonaisleikkauskestävyyden mitoitusarvo.

$E_{dst;d}$ on kaatavien kuormien vaikutuksen mitoitus arvo.

$E_{stb;d}$ on vakauttavien kuormien vaikutuksen mitoitusarvo.

Esimerkkilaskennan kohteessa kaatavia voimia tulee kahdesta suunnasta. Tar-kastellaan kaatuminen molemmista suunnista erillisinä tapauksina superpositio-periaatteen mukaisesti ja tarkastellaan niiden yhteisvaikutusta. Kuva 7 havain-nollistaa laskennan ja superposition periaatetta.



KUVA 7. Laskentamalli kaatumisvarmuudelle

Laskentamalli kuvastaa sivun B suunnassa vaikuttavia voimia. kaatavat ja tukevat momentit lasketaan osavarmuuskertoimiseen pisteeseen A ympäri. Oletuksena on, että piste A toimii kiertokeskiönä, jonka ympäri antura kippaa.

- q_{ak} on anturan oman painon ominaisarvo (387,2 kN)
- q_{pk} on pilarin oman painon ominaisarvo (18,5 kN)
- q_{mk} on anturan päällä olevan maan painon ominaisarvo (266,33 kN)

Tukevien kuormien mitoitusarvot lasketaan kaavalla 86. Vakauttaviksi kuormiksi otetaan vain pysyvät pystykuormat, jotka kerrotaan edullisella osavarmuusluvulla 0,9.

$$V_{ed, stb} = 0,9 * (V_g + q_{ak} + q_{pk} + q_{mk})$$

KAAVA 86

$$V_{ed, stb} = 0,9 * (7\ 000\ kN + 387,2\ kN + 18,5\ kN + 266,33\ kN) = 6\ 904,83\ kN$$

Kaatavien voimien mitoitusarvo saadaan kaavalla 87. Kaataviksi kuormiksi otetaan sekä pysyvät, että muuttuvat kuormat ja ne kerrotaan taulukon 12 mukaisilla epäedullisilla osavarmuuskertoimilla. Tässä tapauksessa ei pysyviä vaakakuormia ole, joten kaatava mitoituskuorma syntyy ainoastaan muuttuvasta vaakakuormasta.

$$H_{ed, dst, B} = 1,50 * K_{FI} * H_{qB} \quad \text{KAAVA 87}$$

$$H_{ed, dst, B} = 1,50 * 1,0 * 1\ 000\ kN = 1\ 500\ kN$$

Vakauttavat momentit pisteen A suhteen lasketaan kaavalla 88.

$$E_{stb; d} = M_{stb; d} = V_{ed, stb} * 4,4\ m/2 \quad \text{KAAVA 88}$$

$$E_{stb; d} = M_{stb; d} = 6\ 904,83\ kN * 4,4\ m/2 = 15\ 190,63\ kNm$$

Kaatavat momentit pisteen A suhteen lasketaan kaavalla 89.

$$E_{dst; d} = M_{dst; dB} = H_{ed, dst, B} * 3\ m \quad \text{KAAVA 89}$$

$$E_{dst; d} = M_{dst; dB} = 1\ 500\ kN * 3\ m = 4\ 500\ kNm$$

Suunta L voidaan laskea samalla periaatteella. Suunnan L vaakavoiman ominaisarvo on 500 kN. Koska kyseessä on neliön muotoinen symmetrinen pilariantura, ovat vakauttavat pystykuormat yhtä suuria. Mitoitusarvo $H_{ed, dst}$ L suunnassa lasketaan kaavalla 90.

$$H_{ed, dst, L} = 1,50 * K_{FI} * H_{qL} \quad \text{KAAVA 90}$$

$$H_{ed, dst, L} = 1,50 * 1,0 * 500\ kN = 750\ kN$$

Kaatava momentti suunnassa L anturan nurkkapisteen suhteen voidaan laskea kaavalla 91.

$$E_{dst;d} = M_{dst;dL} = H_{ed,dst,L} * 3 m \quad \text{KAAVA 91}$$

$$E_{dst;d} = M_{dst;dL} = 750 kN * 3 m = 2 250 kNm$$

Kaavan 85 mukainen epäyhtälö toteutuu molemmissa suunnissa helposti. Tarkastetaan seuraavaksi kaatavien ja tukevien voimien yhteisvaikutus superpositioperiaatteella kaavalla 92. Symmetrian seurauksena $M_{stb;d}$ on yhtä suuri molemmissa suunnissa.

$$\frac{M_{dst;dB}}{M_{stb;d}} + \frac{M_{dst;dL}}{M_{stb;d}} \leq 1 \quad \text{KAAVA 92}$$

$$\frac{4500kNm}{15190,63kNm} + \frac{2250kNm}{15190,63kNm} = 0,44 \leq 1$$

Antura ei kaadu. Varmuutta kaatumista vastaan on jäljellä yli puolet. Suuret pystykuormat suhteessa vaakakuormiin ja leveä antura tasapainottavat anturaa.

6 PAINUMA

Maanvaraisen rakenteen painuman voidaan katsoa koostuvan neljästä painumalajista. Näitä ovat alkupainuma, konsolidaatiopainuma, sivusiirtymien aiheuttama painuma ja jälkipainuma. Näiden tekijöiden summa muodostaa kokonaispainuman. Näistä painumalajeista merkittävimpiä rakenteiden kannalta ovat alkupainuma ja konsolidaatiopainuma. (6, s.199.)

Sivusiirtymien aiheuttama painuma vaatii plastisten muodonmuutosten syntyä, minkä vuoksi jännitystilän maaperässä on oltava lähellä murtorajaa. Nykypäivän normien mukaisia osavarmuuslukuja käytettäessä sivusiirtymistä johtuvia painumia ei juuri esiinny. (6, s.199.)

Normaalissa tilanteessa jälkipainuman osuus on varsin pieni verrattaessa konsolidaatiopainumaan. Lisäksi jälkipainuman syntyminen alkaa vasta konsolidaatiopainuman loppuvaiheessa ja siten varsin myöhään jopa vuosikymmenten kuluttua. Humuspitoisissa koheesiomaissa jälkipainuma saattaa kasvaa merkittäväksi. (6, s.199.)

Eurokoodin mukaan painumat 50 mm:iin asti ovat usein hyväksyttäviä, mikäli perustukset ovat erillään toisistaan. Suuremmat painumat voidaan myös hyväksyä, kunhan ne eivät aiheuta rakenteen toiminnan kannalta vaarallisia kiertymiä ja painumia. (2, s.152.)

Suomessa saville ja silteille tulee aina tehdä painumalaskelmat. Painumalaskelmien tulee sisältää sekä välittömän että hitaasti tapahtuvan painuman. Syvyys, johon kerrokselliset maarakenteet tulee ottaa huomioon, riippuu perustuksen mitoista, maan jäykkyysominaisuuksien vaihteluista ja perustusten välisistä etäisyyksistä. Lähellä toisiaan olevat perustukset ja perustusten viereiset täytöt aiheuttavat lisäjännityksiä tarkasteltavan perustuksen alla. Tavalliseksi syvyudeksi voidaan ottaa syvyys, jossa kuorman pystyjännitys on 20 % maakerrosten oman painon aiheuttamasta jännityksestä. Yleensä tämä tarkoittaa noin kaksinkertaista perustuksen leveyttä. Tämä menettely ei kuitenkaan sovi pehmeille maalajeille ja siksi suomalaisilla pehmeillä maakerroksilla otetaan mukaan use-

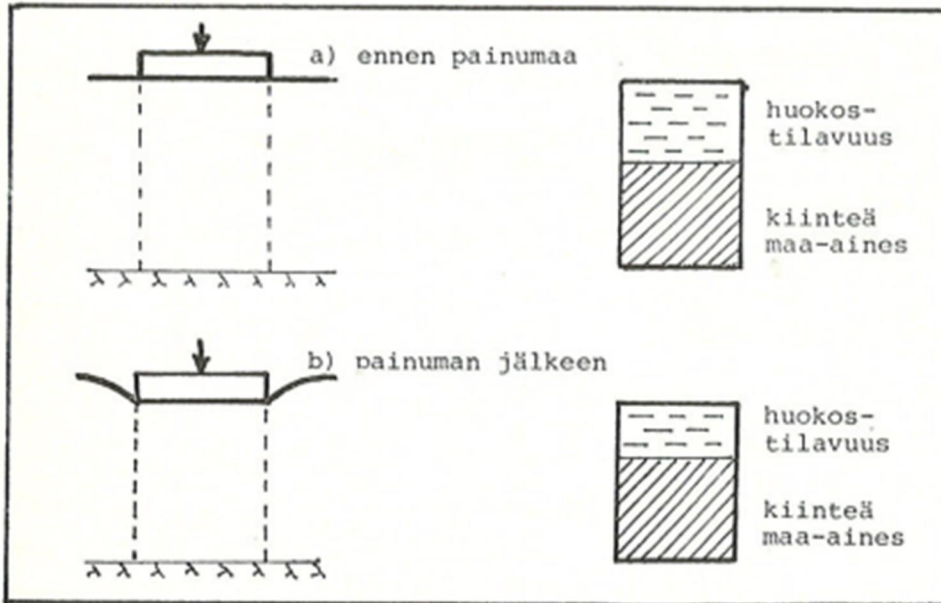
ampia kerroksia. Laskentaohjelmia käytettäessä maakerrosten lisääminen ei tuota ongelmia. (1, s.111-112.)

Tässä työssä esitellään tarkemmin kerroksellisen maarakenteen konsolidaatiopainuma ja siihen liittyvää laskentaa. Laskenta suoritetaan käyttäen niin sanottua tangenttimoduulimenetelmää.

6.1 Konsolidaatiopainuma

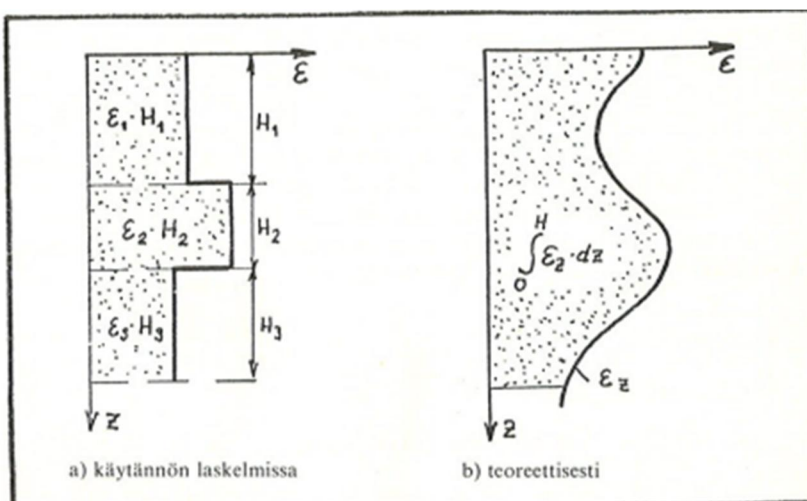
Konsolidaatiopainumalla tarkoitetaan hienorakenteisen rakennuspohjan tiivistymistä eli maapohjan tilavuuden pienenemisestä johtuvaa painumaa. Tiivistyminen edellyttää, että maan huokostilavuus ja vesipitoisuus myös pienenevät. Karkearakeisessa maaperässä on hyvä veden läpäisevyys, minkä vuoksi tiivistymisen seurauksena konsolidaatiopainuma pääsee tapahtumaan nopeasti. Tällöin konsolidaatiopainumaa ei voida erottaa alkupainumasta. (6, s.202.)

Hienorakeisessa huonosti vettäläpäisevässä maaperässä veden väistyminen tiivistymisen seurauksena tapahtuu hitaasti ja täten konsolidaatiopainuminenkin. Hienorakeisen maa-aineksen huokostilavuus on karkearakeista maa-ainesta suurempi ja hieno maa-aines sisältää huonon vedenjohtavuuden vuoksi myös enemmän vettä. Tämän seurauksena konsolidaatiopainuma jatkuu pidempään ja painumat muodostuvat suuremmiksi. Kuva 8 selventää maassa tapahtuvaa muutosta. (6, s.202.)



KUVA 8. Konsolidaatiopainuman muodostuminen

Kerroksellisessa maaperässä kokoonpuristuva maaperä jaetaan tasalaatuisiksi otaksuttuihin maakerroksiin kuvan 9 mukaisesti, jolloin osakerrosten kokoonpuristuma eli ε -arvot mielletään vakioiksi ja määritetään osakerrosten puolivälin olosuhteita vastaaviksi. Tämä on edellytys sille, että jokaisen kerroksen kokoonpuristuma voidaan ratkaista vakioarvoihin perustuvaa laskentaa käyttäen. Osakerrokset lasketaan yhteen lopuksi ja todellinen kokoonpuristuma kuvaa konsolidaatiopainumaa. (6, s.203.)



KUVA 9. Suhteellinen kokoonpuristuma

Konsolidaatiopainuma voidaan ratkaista kaavalla 93. Keskeisin tehtävä painuman laskennassa on suhteellisten kokoonpuristumien ϵ_i määrittäminen. Tätä varten jokaisesta osakerroksesta tulee selvittää erikseen kokoonpuristumista aiheuttavan pystysuoran jännitystilän muuttuminen ja maan kokoonpuristuminen kyseisellä jännityksen muutosalueella.

$$S_k = \sum_{i=1}^n \epsilon_i * H_i \quad \text{KAAVA 93}$$

Näiden tekijöiden selvittämistä varten on olemassa useita menetelmiä. Tässä työssä on käytetty Janbun tangenttimoduulimenetelmää. Kyseisessä menetelmässä käytetään kaavoja 94 ja 95.

- jännityseksponentti β :n ollessa eri suuri kuin 0

$$\epsilon = \frac{1}{m\beta} * \left[\left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad \text{KAAVA 94}$$

- β :n ollessa yhtäsuuri kuin 0

$$\epsilon = \frac{1}{m} * \ln \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \quad \text{KAAVA 95}$$

ϵ on maakerroksen suhteellinen kokoonpuristuma

m on moduuliluku

β on jännityseksponentti

σ_v on vertailujännitys (100 kN/m²)

σ_0 on maan omasta painosta aiheutuva geostaattinen jännitys

$\Delta\sigma$ on lisäjännitys

Moduuliluku ja jännityseksponentti ovat kokoonpuristuvuusominaisuuksia ilmentäviä parametrejä. Ne saadaan määritettyä laboratoriossa ödometrikokeen tu-

loksista. Taulukossa 13 on maalajeille ominaisia moduuliluvun ja jännityksen eksponentin arvoja. Nykyinen Eurokoodin mukainen maalajiluokitus ei tunne enää Suomen olosuhteissa tyypillisesti esiintyvää moreeni maalajia. Eurokoodi määrittelee moreenin pelkäksi maaksi. (6, s.155.)

TAULUKKO 13. Maakerrosten m - ja β -arvoja

Maalaji	Jännityksen eksponentti β	Moduuliluku m	Konsolidoitumistila
Lieju, liejusavi	-0,1...-0,5	5...10	NK
Lieju, liejusavi	0	50...60	YK
Savi	-0,1...-0,4	5...20	NK
Savi ($S_t \approx 10$)	-0,5		NK
Savi	0	40...140	YK
Kuivakuorisavi	0,5...1	50...130	YK
Siltti	0...0,5	20...140	NK
Siltti	0	100...250	YK
Kuivakuorisiltti	0,5...1	100...200	YK
Hiekka	0,4...0,7	100...800	NK
Sora	0,2...0,5	200...1700	NK
Moreeni	0,2...0,5	200...2500	NK

NK = normaalikonsolidoitunut maakerros
YK = ylikonsolidoitunut maakerros

6.2 Painumalaskenta

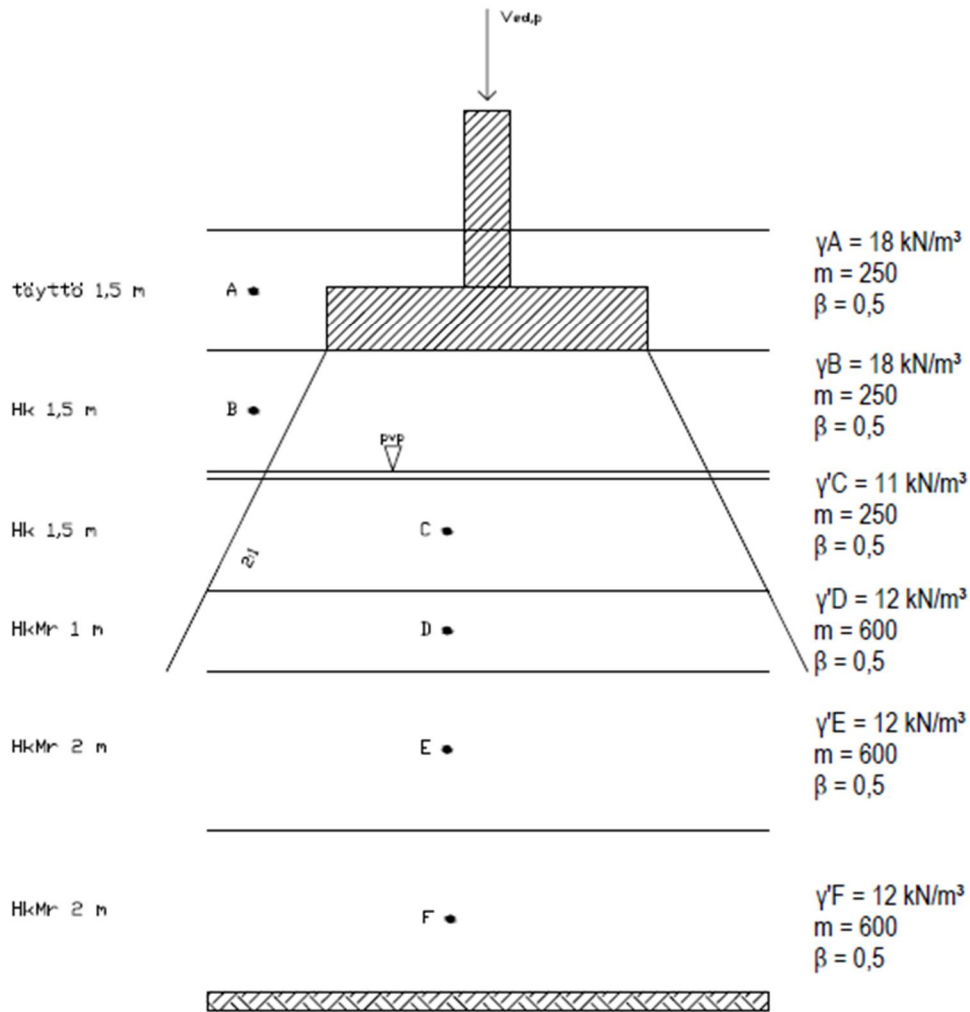
Tässä esimerkilaskelmassa oletetaan, että hyötykuormat kuuluvat kuormayhdistelytaulukon 4 mukaiseen luokkaan E, eli varastokuormiin ja muuttuvat vaakakuormat syntyvät tuulesta. Käyttörajan mukaisten kuormitusyhdistelmien laskenta esitetään luvussa 3.5 ja halkeamamitoituksen yhteydessä luvussa 7.3. Painuman mitoituskorma lasketaan käyttörajan pitkäaikaisen kuormitusyhdistelmän mukaan. Tällöin ψ_2 arvoksi valitaan 0,8. Painuman mitoituspystykuorma anturalle lasketaan kaavalla 96. Tuulesta aiheutuvien muuttuvien vaakakuormien osuus pitkäaikaisessa yhdistelmässä häviää, koska yhdistelykerroksena tuulelle käytetään nollaa.

$$V_{ed,p} = V_g + q_{ak} + q_{pk} + \psi_2 * V_q$$

KAAVA 96

$$V_{ed,p} = 7\,000\text{ kN} + 387,2\text{ kN} + 18,5\text{ kN} + 0,8 * 1\,500\text{ kN} = 8\,605,7\text{ kN}$$

Lisäjännitys $\Delta\sigma$ muodostuu anturalle tulevista kuormista ja anturan omasta painosta. Lisäjännityksen voidaan katsoa jakautuvan maaperässä kuvan 10 mukaisesti suhteessa 2:1. Kuva 10 toimii myös laskentamallina painuman laskentaa varten.



KUVA 10. Painuman laskentamalli

Koska painumalaskenta tulee suorittaa jokaista kerrosta kohden, on laskelmien taulukoiminen järkevää. Lasketaan kuitenkin painuma tunnus pisteessä ja taulukoidaan loput arvot kokonaispainuman yhteenlaskentaa varten.

Pisteen B suhteellista kokoonpuristumaa varten lasketaan maan omasta painosta aiheutuva geostaattinen jännitys kaavalla 97.

$$\sigma_0 = \gamma_A * \left(1,5m + \frac{1,5m}{2}\right) \quad \text{KAAVA 97}$$

$$\sigma_0 = 18 \frac{kN}{m^3} * \left(1,5m + \frac{1,5m}{2}\right) = 40,5 \frac{kN}{m^2}$$

Lisäjännitys pisteessä B lasketaan kaavalla 98.

$$\Delta\sigma = \frac{V_{ed,p}}{(B+z) * (L+z)} \quad \text{KAAVA 98}$$

- z on tarkasteltavan pisteen etäisyys anturan alapinnasta

$$\Delta\sigma = \frac{8\,605,7\,kN}{(4,4\,m + 0,75\,m) * (4,4\,m + 0,75\,m)} = 324,47 \frac{kN}{m^2}$$

Seuraavaksi lasketaan kerroksen B suhteellinen kokoonpuristuma kaavalla 99.

$$\epsilon = \frac{1}{m\beta} * \left[\left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_v} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_v} \right)^\beta \right] \quad \text{KAAVA 99}$$

$$\epsilon = \frac{1}{250 * 0,5} * \left[\left(\frac{40,5 \frac{kN}{m^2} + 358,42 \frac{kN}{m^2}}{100 \frac{kN}{m^2}} \right)^{0,5} - \left(\frac{40,5 \frac{kN}{m^2}}{100 \frac{kN}{m^2}} \right)^{0,5} \right] = 0,011$$

Kerroksen todellinen kokoonpuristuma S saadaan, kun kerrotaan suhteellinen kokoonpuristuma kerroksen paksuudella. Kerroksen B kokoonpuristuma on siis kaavan 100 mukainen.

$$S = \epsilon * 1,5\,m \quad \text{KAAVA 100}$$

$$S = 0,011 * 1\,500\,mm = 16,5\,mm$$

Taulukkoon 14 on laskettu kaavojen 97 – 100 mukaiset arvot ja määritelty kokonaispainuma.

TAULUKKO 14. Kokonaispainuman laskenta taulukko

kerros	h [m]	γ [kN/m ³]	m [kN/m ³]	β [-]	σ_0 [kN/m ²]	$\Delta\sigma$ [kN/m ²]	ϵ [-]	S [m] $\epsilon * h$
A	1,5	18	250	0,5	13,5	0	0	0
B	1,5	18	250	0,5	40,5	324,47	0,0102	0,0153
C	1,5	11	250	0,5	62,25	194,60	0,0065	0,0098
D	1	12	600	0,5	76,5	137,89	0,0020	0,002
E	2	12	600	0,5	94,5	97,41	0,0014	0,0028
F	2	12	600	0,5	118,5	66,22	0,0009	0,0018
kokonaispainuma [mm]								31,7

Kokonaispainuma 31,7 mm alittaa Eurokoodin erillään oleville perustuksille hyväksyttävissä olevan rajan 50 mm. Eurokoodi ei kuitenkaan määrittele painumaa tarkasti ja suuremmatkin painumat ovat hyväksyttäviä, mikäli niin seuraukset eivät aiheuta ongelmia. Tässä esimerkissä suuri pohjapaine vaatii niin sanotusti ihanteelliset olosuhteet maapohjan kannalta. Maaperässä ei voi olla tässä tapauksessa pehmeikköjä, jotta perustus voidaan suunnitella maanvaraisena.

6.3 Konsolidaatiopainuman nopeus

Konsolidaatiopainuman nopeus karkearakeisessa maaperässä on hyvin nopeaa, joten painumatarkasteluissa ei yleensä tarvitse tarkastella painuman nopeutta. Esimerkkilaskelman mukaisessa maaperässä hiekkakerrokset B ja C painuvat eniten. Ne painuvat kuitenkin nopeasti jo rakennusvaiheen aikana, joten aikapainuman selvittäminen lienee merkityksetöntä. (6, s.218.)

Konsolidaatiopainuma riippuu myös olennaisesti maarakenteen konsolidaatiotilasta. Konsolidaatiotilalla tarkoitetaan konsolidaatiokuormien ja vallitsevien kuormien suhdetta. Konsolidaatiokuormituksella tarkoitetaan sitä kuormitusta, jonka seurauksena maa on ajan saatossa tiivistynyt ja lujittunut. Esimerkiksi jääkauden aikaisten jäämassojen kuormituksen seurauksena syntyneet ylikonsolidoituneet maat. Vallitsevilla kuormilla tarkoitetaan maamassojen omastapainosta aiheutuvaa jännitystä. Mikäli konsolidaatiokuormituksen ja vallitsevan sen hetkisen kuormituksen suhde on yli 1,5, voidaan puhua ylikonsolidoituneesta maasta. (6, s.218.)

Ylikonsolidoituneessa maassa painuminen tapahtuu myös erittäin nopeasti ja sitä ei juurikaan voida erottaa alkupainumasta. Sen sijaan konsolidaatiopainuman hitaus on ongelma normaalikonsolidoituneilla hienorakeisilla maaleilla. Tietyn konsolidaatioasteen saavuttamiseen kuluva aika voidaan laskea kaavalla 101. (6, s.218.)

$$t_U = T_v * \frac{H^2}{c_v} \quad \text{KAAVA 101}$$

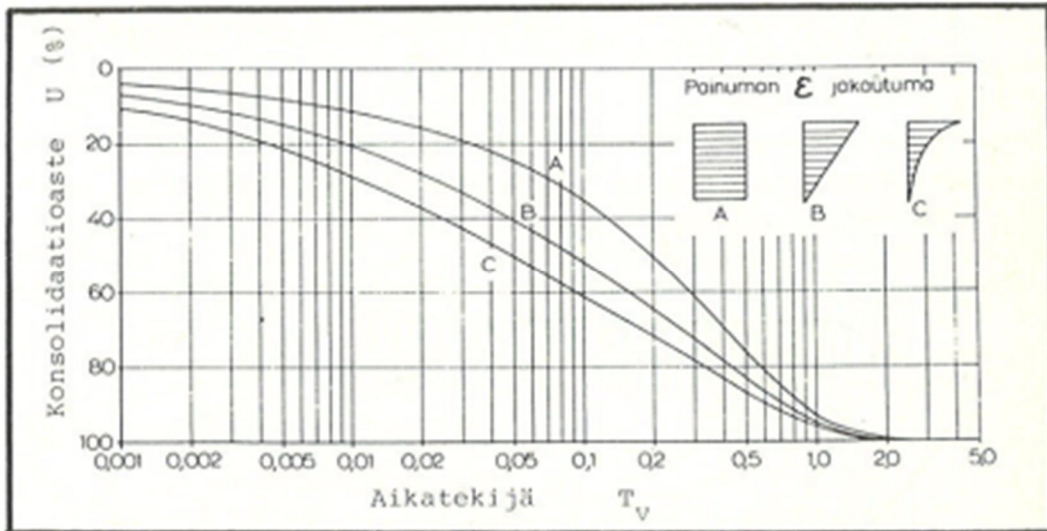
- T_v on aikatekijä
- H kokoonpuristuvan kerroksen paksuus
- c_v maan konsolidaatiokerroin pystysuunnassa

Tietyssä ajassa tapahtuvaa konsolidaatiopainumaa voidaan määrittää kaavalla 102.

$$S_{kt} = U_t * S_k \quad \text{KAAVA 102}$$

- S_{kt} konsolidaatiopainuma ajassa t
- U_t ajassa t syntyvä konsolidaatioaste
- S_k lopullinen konsolidaatiopainuma

Aikatekijä T_v saadaan määritettyä kuvan 11 mukaisista käyristä Konsolidaatioastetta hyväksi käyttäen. Tätä varten täytyy kuitenkin määritellä noudattaako kokoonpuristuvuus käyrän muoto tapausta A, B tai C.



KUVA 11. Aikatekijän ja konsolidaatioasteen välinen riippuvuus

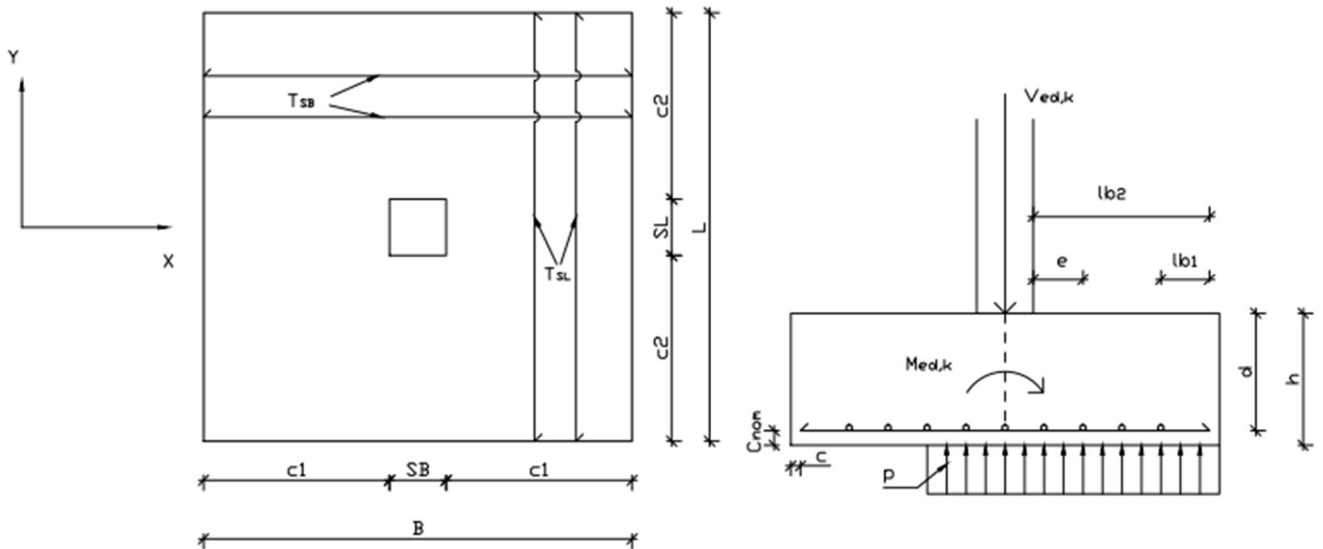
7 RAKENNETEKNINEN MITOITUS

Tähän asti työssä on käsitelty anturan kestävyyttä ja toimintaa geoteknisestä näkökulmasta. Anturan on oletettu toimivan jäykkänä rakenteena ja kestävänsille tulevat rasitukset. Yleensä mitoituksen lähtökohtana onkin, että antura mitoitetaan maaperän kantokestävyydelle ja tarkistetaan, että varmuus liukumista ja kaatumista vastaan on riittävä. Tämän geoteknisen mitoituksen jälkeen on syytä tarkastella anturan rakennetekninen kestävyys. On olemassa tilanteita, joissa anturan mitat ja kuormitus ovat syystä tai toisesta normaalitilanteesta poikkeavat. Tällöin itse anturan kestävyys voi olla mitoittava tekijä. Rakennetekninen mitoitus sisältää anturan paksuuden valinnan, raudoituksen mitoittamisen ja betonin laadun valinnan.

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan anturan taivutuskestävyyden, lävistyksen ja halkeamaleveyden laskenta Eurokoodi 2 mukaan.

7.1 Anturan taivutusmitoitus

Anturan taivutusraudoituksessa mitoituskuormayhdistelmänä käytetään murto-rajatilan määräävintä kuormitusyhdistelmää. Raudoitus voidaan laskea siten, että anturalaatta mielletään palkiksi tai laataksi. Esimerkkikohteen anturalaatan paksuutta d on tässä lähtökohtaisesti korotettu, sillä se ei kestäisi suuren pystykuorman aiheuttamaa lävistysrasitusta. Kuvassa 12 on nähtävillä pilarianturan laskentamalli.



KUVA 12. Rakennetekninen laskentamalli

Mitoittava kuormitusyhdistelmä rakenneteknisen tarkastelun kannalta on edelleen sama kuormitusyhdistelmä kuin kantokestävyyden laskennassa. Taulukossa 15 on esitetty laskentaan liittyvät parametrit.

TAULUKKO 15. Rakenneteknisen mitoituksen lähtöarvot

nimi	tunnus	arvo	nimi	tunnus	arvo
sivu B	B	4,4 m	ominaisarvo, pysty	V_{ek}	8 500 kN
sivu L	L	4,4 m	mitoitusarvo, pysty	V_{ed}	11 073 kN
paksuus h	h	1,35 m	ominaisarvo, momentti B	$M_{ek,B}$	3 000 kNm
pilarin sivu SB	SB	0,58 m	mitoitusarvo, momentti B	$M_{ed,B}$	4 500 kNm
pilarin sivu SA	SA	0,58 m	ominaisarvo, momentti L	$M_{ek,L}$	1 500 kNm
betonin lujuus C40/50	f_{ck}	40 MPa	mitoitusarvo, momentti L	$M_{ed,L}$	2 250 kNm
raudoitus B500B	f_{yk}	500 MPa	teräksen osavarmuul.	γ_t	1,15
betonin osavarmuusl.	γ_c	1,5	teräksen kimmokerroin	E_s	200 GPa

Lähtöarvojen perusteella määritellään betonin puristuslujuuden mitoitusarvo. Mitoitusarvo voidaan laskea kaavalla 103.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$$

KAAVA 103

- α_{cc} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. (7, s.56.)

Suomen kansallinen liite määrittelee α_{cc} :n arvoksi 0,85.

$$f_{cd} = 0,85 * \frac{40 \text{ MPa}}{1,5} = 22,67 \text{ MPa}$$

Betonin keskimääräinen vetolujuus saadaan kaavalla 104, kun betonin lujuus on enintään C50/60. Tätä lujemmille betoneille keskimääräinen vetolujuus lasketaan kaavalla 105.

$$f_{ctm} = 0,3 * f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{KAAVA 104}$$

$$f_{ctm} = 0,3 * (40 \text{ MPa})^{(2/3)} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 * \ln(1 + (f_{cm}/10)) \quad \text{KAAVA 105}$$

Betonin vetolujuuden ominaisarvo lasketaan kaavalla 106.

$$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} \quad \text{KAAVA 106}$$

$$f_{ctk} = 0,7 * 3,5 \text{ MPa} = 2,45 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavalla 107.

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad \text{KAAVA 107}$$

$$f_{ctd} = \frac{2,45 \text{ MPa}}{1,5} = 1,63 \text{ MPa}$$

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 108.

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{KAAVA 108}$$

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Betonipeitteen määrittäminen koostuu kahdesta vaatimuksesta. Se määritellään peitteen vähimmäisarvon c_{min} ja suunnittelussa huomioonotettavan mittapoikkeaman ΔC_{dev} summana. (8, s.25.)

Betonipeitteen vähimmäisarvon valintaa edellyttää, että se kykenee siirtämään tartuntavoimia, suojaamaan terästä korroosiolta ja että sillä on riittävä palonkestävyys. (7, s.49.)

Betonipeitteen vähimmäisarvo on Suomessa vähintään tangon halkaisija, $C_{min,dur}$ tai 10 mm. Näistä kolmesta valitaan suurin arvo. $C_{min,dur}$ on rakenteen ympäristöolosuhteista riippuva tekijä. Eurokoodin kansallisessa liitteessä on taulukoitu $C_{min,dur}$ arvoja, jotka löytyvät taulukosta 16. (8, s.27; 9, s.5.)

TAULUKKO 16. Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus $c_{min,dur}$ (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka taulukon 4.1 mukaan							
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3 XS2,3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunniteltu käyttöikä ¹⁾	+0	+0	+5	+5	+5	+5	+5	+5
Lujuusluokka \geq	C20/25	C30/37	C35/45	C35/45	C35/45	C40/50	C35/45	C45/55
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Ympäristöolosuhteista riippuvien rasitusluokkien määrittäminen tapahtuu taulukon 17 mukaan.

TAULUKKO 17. Ympäristöolosuhteisiin liittyvät rasitusluokat (9, s.48)

Luokan merkintä	Ympäristön kuvaus	Opastavia esimerkkejä paikoista, joissa rasisitusluokkia voi esiintyä
1 Ei korroosion tai rasisituksen riskiä		
X0	Raudoittamaton tai metalliosia sisältämätön betoni: Kaikkiin ympäristöihin lukuun ottamatta niitä, joissa esiintyy jäädytys-sulatus- tai kulutusrasitusta tai kemiallista rasisitusta Raudoitettu tai metallia sisältävä betoni: hyvin kuiva	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisoitumisen vaikutuksista aiheutuva korroosio		
XC1	Kuiva tai pysyvästi märkä	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on alhainen Pysyvästi vedenalainen betoni
XC2	Märkä, harvoin kuiva	Betonipinnat, jotka ovat pitkään kosketuksissa veden kanssa Usein perustukset
XC3	Kohtalaisen kostea	Betoni sisätiloissa, joissa ilman kosteus on kohtalainen tai suuri Ulkona oleva sateelta suojattu betoni
XC4	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Betonipinnat, jotka ovat kosketuksissa veden kanssa, mutta eivät kuulu rasisitusluokkaan XC2
3 Muun kuin meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XD1	Kohtalaisen kostea	Betonipinnat, jotka ovat alttiina ilman sisältäville klorideille
XD2	Märkä, harvoin kuiva	Uima-altaat Betoni on alttiina kloridipitoisille teollisuusvesille
XD3	Märkä ja kuiva vaihtelevat	Sillan osat, jotka ovat alttiina kloridipitoisille roiskeille Jalkakäytävät Paikoitustalojen laatat
4 Meriveden kloridien aiheuttama korroosio		
XS1	Kosketuksissa ilman kuljettaman suolan kanssa, mutta ei suorassa kosketuksissa meriveteen	Lähellä rannikkoa tai rannikolla olevat rakenteet
XS2	Pysyvästi veden alla	Merirakenteiden osat
XS3	Vuoroveden ja roiskeen vyöhykkeellä	Merirakenteiden osat
5 Jäädytys-sulatusrasitus jäänsulatusaineilla tai ilman niitä		
XF1	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit pystysuorat betonipinnat
XF2	Kohtalainen vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet	Tierakenteiden pystysuorat betonipinnat, jotka ovat alttiina jäätymiselle ja ilman kuljettamille jäänsulatusaineille
XF3	Suuri vedellä kyllästyminen ilman jäänsulatusaineita	Sateelle ja jäätymiselle alttiit vaakasuorat betonipinnat
XF4	Suuri vedellä kyllästyminen ja jäänsulatusaineet tai merivesi	Jäänsulatusaineille alttiit teiden ja siltojen kannet Suoralle jäänsulatusaineroiskeelle ja jäätymiselle alttiit betonipinnat Roiskevyöhykkeellä olevat jäätymiselle alttiit merirakenteet
6 Kemiallinen rasisitus		
XA1	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen vähän aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA2	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi
XA3	Standardin EN 206-1 taulukon 2 mukainen hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö	Luonnon maaperä ja pohjavesi

Tässä tapauksessa esimerkkipaikoite antura kuuluu rasisitusluokkaan XC2, jolloin $C_{min,dur}$ arvo on betoniteräksille 20 mm. Arvoa voidaan kuitenkin pienentää, koska lujuusluokka C40/50 ylittää C35/45 vaatimuksen.

Pääterästen halkaisijaksi oletetaan 25 mm. Tällöin se myös määrää myös betonipeitteen vähimmäisarvon. c_{min} arvoksi valitaan siis 25 mm.

Toinen betonipeitteen määrittämiseen liittyvä osatekijä Δc_{dev} saadaan taulukon 18 avulla.

TAULUKKO 18. Δc_{dev} maata vasten valettaessa (8, s.28)

Alustan laatu	Δc_{dev}
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet	20 mm
Tasattu ja tiivistetty hiekka tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet	30 mm
Tasattu, mutta tiivistämätön hiekka, tai sora ja lineaariset raudoitusvälikkeet (esim. paalulaatta)	30 mm
Tasattu mutta tiivistämätön hiekka, tai sora ja pistemäiset raudoitusvälikkeet (esim. paalulaatta)	40 mm

Oletetaan, että maapohja on tasattu ja käytetään pistemäisiä välikkeitä. Näin saadaan Δc_{dev} arvoksi 40 mm.

Betonipeitteen nimellisarvo c_{nom} saadaan näin ollen kaavasta 109.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{KAAVA 109}$$

$$c_{nom} = 25 \text{ mm} + 40 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen hyötykorkeus d on mitta puristetusta reunasta vetoraudoituk-
sen painopisteeseen. Tämä tehollinen korkeus lasketaan tässä tapauksessa
kaavalla 110. Tässä tapauksessa tarkasteltavana suuntana on rasiitetumpi
suunta B, joten tämän suunnan raudat on sijoitettu alempaan kerrokseen. (10,
s.200.)

$$d = h - \frac{\phi}{2} - c_{nom} \quad \text{KAAVA 110}$$

$$d = 1350 \text{ mm} - \frac{25 \text{ mm}}{2} - 65 \text{ mm} = 1272,5 \text{ mm}$$

Seuraavaksi lasketaan raudoituksen suhteellinen venymä ε_{yd} kaavalla 111.

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad \text{KAAVA 111}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{434,78 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} = 0,00217$$

Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo β_{bd} voidaan laskea kaavalla 112.

$$\beta_{bd} = \lambda * \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \quad \text{KAAVA 112}$$

$$\beta_{bd} = 0,8 * \frac{0,0035}{0,0035 + 0,00217} = 0,4938$$

λ on puristusjännityssuorakaiteen suhteellinen korkeus ja periaatteessa raudoituksen määrän funktio. Tavallisesti se oletetaan vakioksi, jonka suuruus on 0,8. Suhteellisen puristuskorkeuden raja-arvo kuvastaa tilannetta, jolloin raudoitus saavuttaa mitoitustaluuden betonin puristuspuolen murtuessa. Tätä vastaavaa raudoitus määrää kutsutaan tasapainoraudoitukseksi ja vastaavasti murtoon liitetään nimitys tasapainomurtuminen. Kun puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus on tätä raja-arvoa pienempi, mitoitusoletukset pitävät paikkansa. (10, s.201.)

Kuormituksen epäkeskeisyys molemmissa suunnissa voidaan laskea kaavoilla 113 ja 114.

$$e_b = M_{ed,B} / V_{ed} \quad \text{KAAVA 113}$$

$$e_b = \frac{4500 \text{ kNm}}{11073 \text{ kN}} = 0,406 \text{ m}$$

$$e_L = M_{ed,L} / V_{ed} \quad \text{KAAVA 114}$$

$$e_L = \frac{2250 \text{ kNm}}{11073 \text{ kN}} = 0,203 \text{ m}$$

Anturan teholliset sivumitat ja kuormitettu pinta-ala saadaan kaavoilla 115, 116 ja 117.

$$B' = B - 2 * e_b \quad \text{KAAVA 115}$$

$$B' = 4,4 \text{ m} - 2 * 0,406 \text{ m} = 3,588 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 * e_L \quad \text{KAAVA 116}$$

$$L' = 4,4 \text{ m} - 2 * 0,203 \text{ m} = 3,994 \text{ m}$$

$$A' = L' * B' \quad \text{KAAVA 117}$$

$$A' = 3,588 \text{ m} * 3,994 \text{ m} = 14,331 \text{ m}^2$$

Anturalle tulevat kuormat muodostavat pohjapaineen anturan tehokkaalle alalle edellä olevan kuvan 12 mukaisesti. Pohjapaine oletetaan jakautuneen tasaiseksi kuormaksi. Koska esimerkkikohteen anturalle kohdistuu vaakavoimia, täytyy pohjapaine ja sen aiheuttama momentti laskea molemmissa suunnissa ja mitoittaa tarvittava rauditus näille voimasuureille. Helpoin tapa käsin laskennassa on unohtaa toisessa suunnassa vaikuttavat voimat ja epäkeskeisyys hetkeksi ja soveltaa superpositioperiaatetta. Pohjapaine lasketaan kaavoilla 118 ja 119.

$$P_{ed,B} = \frac{V_{ed}}{L * B'} \quad \text{KAAVA 118}$$

$$P_{ed,B} = \frac{11073 \text{ kN}}{4,4 \text{ m} * 3,588 \text{ m}} = 701,391 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{ed,L} = \frac{V_{ed}}{B * L'} \quad \text{KAAVA 119}$$

$$P_{ed,L} = \frac{11073 \text{ kN}}{4,4 \text{ m} * 3,994 \text{ m}} = 630,093 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Seuraavaksi lasketaan momenttivarsi molemmissa suunnissa. Momenttivarsi lasketaan anturan reunasta pilarin tyveen kaavoilla 120 ja 121. Olkoon momenttivarsi B:n suunnassa L_x ja L:n suunnassa L_y .

$$L_x = \frac{B - SB}{2} \quad \text{KAAVA 120}$$

$$L_x = \frac{4,4 \text{ m} - 0,58 \text{ m}}{2} = 1,91 \text{ m}$$

$$L_y = \frac{L - SA}{2}$$

KAAVA 121

$$L_y = \frac{4,4 \text{ m} - 0,58 \text{ m}}{2} = 1,91 \text{ m}$$

Neliöpilarianturassa, jossa poikkileikkaukseltaan neliönmuotoinen pilari keskeisesti sijoitettuna anturalaataan, johtaa siihen, että momenttivarsi molemmissa suunnissa on sama.

Murtorajatilan momentti Y- ja X-akselin ympäri saadaan laskettua kaavoilla 122 ja 123. Superpositioperiaate on tässä edelleen voimassa.

$$M_{ed,Y} = P_{ed,B} * L * \frac{L_x^2}{2}$$

KAAVA 122

$$M_{ed,Y} = 701,391 \frac{kN}{m^2} * 4,4 \text{ m} * \frac{(1,91m)^2}{2} = 5\,629,238 \text{ kNm}$$

$$M_{ed,X} = P_{ed,L} * B * \frac{L_y^2}{2}$$

KAAVA 123

$$M_{ed,X} = 630,093 \frac{kN}{m^2} * 4,4 \text{ m} * \frac{(1,91m)^2}{2} = 5\,057,013 \text{ kNm}$$

7.1.1 Suunta B

Seuraavaksi määritetään raudoitus rasitetummassa suunnassa, eli suunnassa B. Rasittava momentti lasketaan siis Y-akselin ympäri.

Vähimmäisraudoitusala lasketaan kaavalla 124.

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * L * d$$

KAAVA 124

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{3,5 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 4\,400 \text{ mm} * 1\,272,5 \text{ mm} = 10\,190,18 \text{ mm}^2$$

Seuraavaksi lasketaan suhteellinen momentti μ kaavalla 125.

$$\mu = \frac{M_{ed,Y}}{L * d^2 * f_{cd}}$$

KAAVA 125

$$\mu = \frac{5\,629,238 * 10^6 \text{ Nmm}}{4\,400 \text{ mm} * (1\,272,5 \text{ mm})^2 * 22,67 \text{ MPa}} = 0,0349$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus lasketaan kaavalla 126.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad \text{KAAVA 126}$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0349} = 0,0355$$

Puristusvyöhykkeen korkeus tarkistetaan kaavalla 127.

$$\beta \leq \beta_{bd} \quad \text{KAAVA 127}$$

$$0,0355 \leq 0,4938$$

Ehto täyttyy.

Kun $\beta < \beta_{bd}$, laskentaa ja Eurokoodin mukaista mitoitusta voidaan jatkaa normaalisti. Mikäli ehto ei toteudu, oletetaan betonin puristuspuolella tapahtuvan murtuminen ennen raudoituksen myötäämistä. Ehto ei kuitenkaan takaa, että raudoitus myötäisi tai saavuttaisi mitoituslujuuden, vaan osoittaa laskelmien paikkansapitävyyden. Tämä ehto harvoin rajoittaa laattarakenteiden suunnittelua, koska puristusvyöhykkeen korkeus muodostuu laatoilla usein hyvin pieneksi. Jos $\beta > \beta_{bd}$, tulee poikkileikkauksen korkeutta kasvattaa, korottaa betonin lujuutta, lisätä raudoitusta tai muuttaa kuormitusolosuhteita.

Vaadittu raudoitusala lasketaan kaavalla 128.

$$A_{s,vaad} = \beta * L * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \quad \text{KAAVA 128}$$

$$A_{s,vaad} = 0,0355 * 4\,400 \text{ mm} * 1\,272,5 \text{ mm} * \left(\frac{22,67 \text{ MPa}}{434,78 \text{ MPa}} \right) = 10\,363,842 \text{ mm}^2$$

Eurokoodin kansallisessa liitteessä on myös raja-arvo maksimipääraudoitukselle. Raudoituksen maksimiala lasketaan kaavalla 129.

$$A_{s,max} = 0,06 * A_c \quad \text{KAAVA 129}$$

- A_c on betonin poikkileikkausala $L \cdot h$ (5 940 000 mm²)

$$A_{s,max} = 0,06 * 5\,940\,000 \text{ mm}^2 = 356\,400 \text{ mm}^2$$

$A_{s,vaad}$ on siis minimi- ja maksimiarvon välissä ja voidaan täten toteuttaa.

Tankopaksuudeksi valittiin $\phi = 25$ mm vahvat teräkset. Lasketaan terästangon pinta-ala kaavalla 130.

$$A_{s,tB} = \frac{\phi^2}{4} * \pi \quad \text{KAAVA 130}$$

$$A_{s,tB} = \frac{(25 \text{ mm})^2}{4} * \pi = 490,874 \text{ mm}^2$$

Lasketaan tarvittavien tankojen lukumäärä n kaavalla 131.

$$n = \frac{A_{s,vaad}}{A_{s,tB}} \quad \text{KAAVA 131}$$

$$n = \frac{10\,363,842 \text{ mm}^2}{490,874 \text{ mm}^2} = 21,113 \text{ kpl} \sim 22 \text{ kpl}$$

Tällöin toteutuva rauditusala on kaavan 132 mukainen.

$$A_{s,tot} = n * A_{s,tB} > A_{s,vaad} \quad \text{KAAVA 132}$$

$$A_{s,tot} = 22 * 490,874 \text{ mm}^2 = 10799,228 \text{ mm}^2 > 10363,842 \text{ mm}^2$$

Toteutuva rauditus B:n suunnassa on siis 22 kappaletta halkaisijaltaan 25 mm teräksiä. Tankojako saadaan kaavalla 133. Oletetaan, että betonipeitteen paksuus c on sivusuunnassa 50 mm.

$$K = \frac{(B - 2 * c)}{n - 1} \quad \text{KAAVA 133}$$

$$K = \frac{(4\,400 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm})}{(22 - 1)} = 204,76 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Taivutusraudoitukseksi sivun B suunnassa momentin vaikuttaessa y-akselin ympäri saadaan siis T25K200. Tankojen välille on asetettu minimietäisyys, jon-

ka täytyy toteutua. Anturalaatta on kuitenkin poikkileikkaukseltaan leveä ja tangot mahtuvat hyvin samaan riviin, joten tarkastelua ei tarvitse tehdä. Tankovälin minimietäisyydet tulevatkin kysymykseen vasta kapeilla palkeilla, joissa on paljon raudoitusta. Laskettu raudoitus ei kuitenkaan välttämättä riitä, sillä halkeamaleveys laskennassa määritellään terästen maksimihalkaisija ja jakoväli. Halkeamatarkastelun kannalta edullista on, että tangot olisivat tiheämmällä jaolla ja halkaisijaltaan pienempiä. Rakenneteknisen mitoituksen lopuksi valitaan toteutuva raudoitus.

7.1.2 Suunta L

Seuraavaksi lasketaan toisen suunnan taivutus raudoitus. Laskenta noudattaa täysin samoja periaatteita kuin ensimmäisen suunnan taivutusraudoituksen laskenta.

Suunnan L raudoitus on suunnan B raudoituksen päällä, joten tehollinen korkeus muuttuu hieman. Suunnan L mukainen tehollinen korkeus lasketaan kaavalla 134.

$$d = h - \frac{\phi}{2} - c_{nom} - \phi \quad \text{KAAVA 134}$$

$$d = 1\,350\,mm - \frac{25\,mm}{2} - 65\,mm - 25\,mm = 1\,247,5\,mm$$

Vähimmäisraudoitusala lasketaan kaavalla 135.

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d \quad \text{KAAVA 135}$$

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{3,5\,MPa}{500\,MPa} * 4\,400\,mm * 1\,247,5\,mm = 9\,989,98\,mm^2$$

Suhteellinen momentti μ lasketaan kaavalla 136.

$$\mu = \frac{M_{ed,x}}{B * d^2 * f_{cd}} \quad \text{KAAVA 136}$$

$$\mu = \frac{5\,057,013 * 10^6 \text{ kNm}}{4\,400 \text{ mm} * (1\,247,5 \text{ mm})^2 * 22,67 \text{ MPa}} = 0,0326$$

Puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus lasketaan kaavalla 137.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \quad \text{KAAVA 137}$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0326} = 0,0332$$

Puristusvyöhykkeen korkeus tarkistetaan kaavalla 138.

$$\beta \leq \beta_{bd} \quad \text{KAAVA 138}$$

$$0,0332 \leq 0,4938$$

Ehto täyttyy.

Vaadittu raudoitusala lasketaan kaavalla 139.

$$A_{s,vaad} = \beta * B * d * \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) \quad \text{KAAVA 139}$$

$$A_{s,vaad} = 0,0332 * 4\,400 \text{ mm} * 1\,247,5 \text{ mm} * \left(\frac{22,67 \text{ MPa}}{434,78 \text{ MPa}} \right) = 9\,501,962 \text{ mm}^2$$

Lasketaan Raudoituksen maksimi ala lasketaan kaavalla 140.

$$A_{s,max} = 0,06 * A_c \quad \text{KAAVA 140}$$

$$A_{s,max} = 0,06 * 5\,940\,000 \text{ mm}^2 = 356\,400 \text{ mm}^2$$

Suunnan L:n vaadittu raudoitus on minimiraudoitusta pienempi, joten raudoitus täytyy valita siten, että se ylittää minimivaatimuksen. Valitaan tankopaksuudeksi sama kuin alemmassa kerroksessa, eli halkaisijaltaan 25 mm:n tangot. Terästangon pinta-ala lasketaan kaavalla 141.

$$A_{s,tL} = \frac{\phi^2}{4} * \pi \quad \text{KAAVA 141}$$

$$A_{s,tL} = \frac{(25 \text{ mm})^2}{4} * \pi = 490,874 \text{ mm}^2$$

Lasketaan Tarvittavien tankojen lukumäärä lasketaan kaavalla 142.

$$n = \frac{A_{s,min}}{A_{s,tB}} \quad \text{KAAVA 142}$$

$$n = \frac{9\,989,98 \text{ mm}^2}{490,874 \text{ mm}^2} = 20,351 \sim 21$$

Symmetrian vuoksi valitaan sama rauditusmäärä kuin B suunnassa, eli 22 kappaletta halkaisijaltaan 25 mm teräksiä. Toteutuva rauditusala on tällöin kaavan 143 mukainen.

$$A_{s,tot} = n * A_{s,tB} > A_{s,min} \quad \text{KAAVA 143}$$

$$A_{s,tot} = 22 * 490,874 \text{ mm}^2 = 10\,799,228 \text{ mm}^2 > 9\,989,98 \text{ mm}^2$$

Taivutusraudoituksen mukainen tankojako lasketaan kaavalla 144.

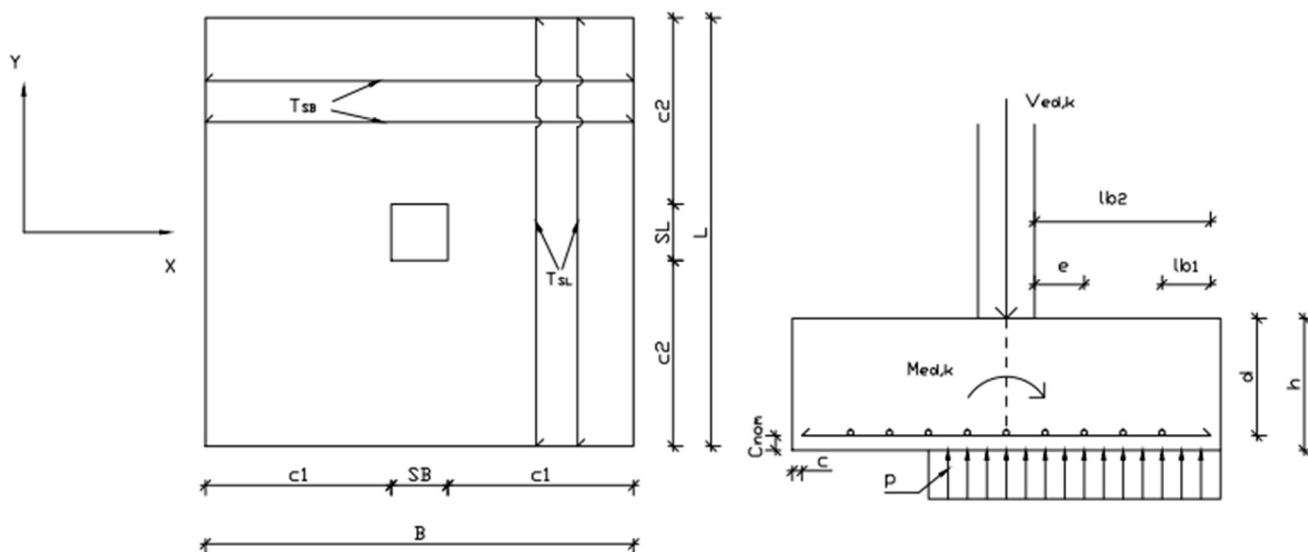
$$K = \frac{(B - 2 * c)}{n - 1} \quad \text{KAAVA 144}$$

$$K = \frac{(L - 2 * 50 \text{ mm})}{22 - 1} = 204,76 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Tämä rauditusmäärä riittää taivutusraudoitukseksi mutta sitä joudutaan kasvattamaan, jotta esimerkkikohteen antura läpäisee myös leikkauslävistys ja halkeamaleveys tarkastelun.

7.1.3 Raudituksen ankkurointi

Raudituksen ankkurointia mitoitettaessa voidaan käyttää apuna rakennetekni- sen laskentamallin kuvaa 13.

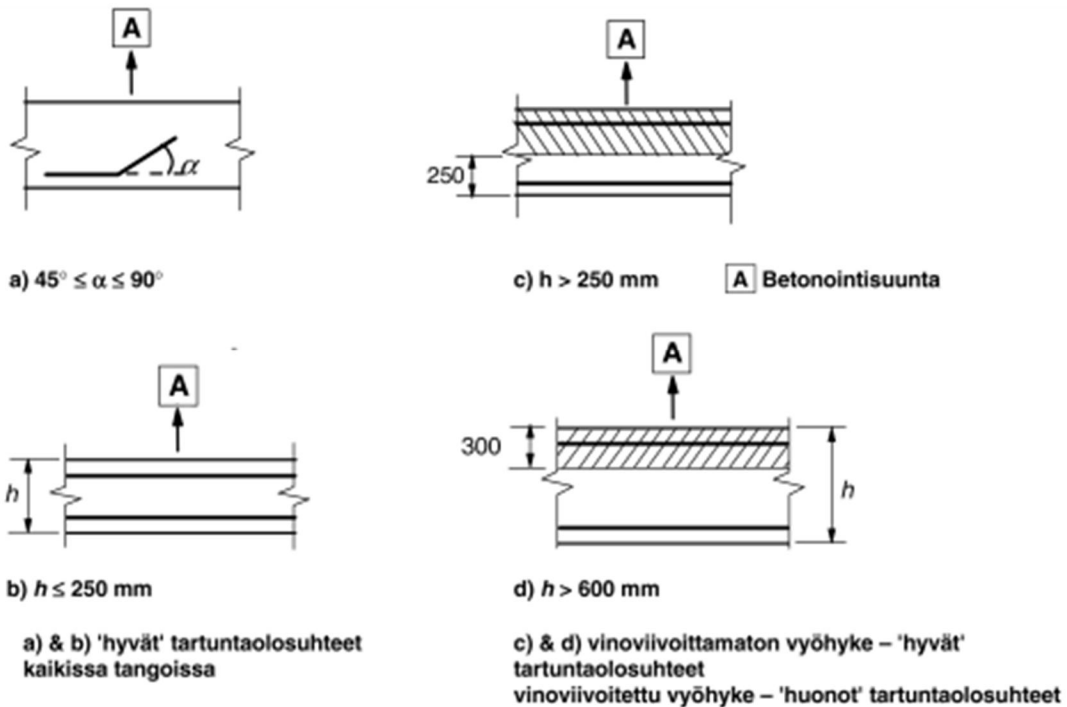


KUVA 13. Apukuva raudoituksen ankkuroinnin mitoitukseen

Eurokoodissa tarkastellaan ankkurointia nimellisen tartuntalujuuden f_b avulla. Merkittävin raudoituksen tartuntalujuuteen vaikuttava tekijä on tangon pinnan laatu. Esimerkiksi harjateräksillä saadaan paljon suurempi tartuntalujuus siileäpintaisiin teräksiin verrattuna. Tartuntalujuuden suuruuteen vaikuttaa myös raudoitteen sijainti poikkileikkauksessa, asento valusuuntaan nähden ja poikittainen jännitystilä raudoitteen ympärillä. Lisäksi tartuntalujuuteen vaikuttaa myös tangon halkaisija siten, että pienemmät tangot ankkuroituvat paremmin.

Raudoituksen kykyä siirtää tarvittavat voimat kuvataan ankkurointi pituudella, jonka suuruus riippuu veto- ja puristusvoimasta. Ankkurointipituuden perusarvolla tarkoitetaan pituutta $l_{b,rqd}$, joka tarvitaan ankkuroimaan tangossa esiintyvä voima. Ankkurointipituus mitataan tangon keskiviivaa pitkin, olipa tanko taivutettu mihin muotoon tahansa.

Tartuntalujuus on verrannollinen betonin vetolujuuteen ja se riippuu tartuntaolosuhteista. Eurokoodissa tartuntaolosuhteet määritellään kuvan 14 mukaan. (7, s.130–135.)



KUVA 14. Eurokoodin mukaiset tartuntaolosuhteet

Tartuntalujuuden mitoitusarvo f_{bd} lasketaan kaavalla 145.

$$f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd} \quad \text{KAAVA 145}$$

- η_1 tartuntaolosuhteista riippuva kerroin, joka on arvoltaan 1, kun hyvät olosuhteet ovat saavutettu. Muussa tapauksessa käytetään arvoa 0,7 ellei toisin pystytä todistamaan. (7, s.132.)
- η_2 riippuu tangon halkaisijasta ja on arvoltaan 1, kun $\phi \leq 32 \text{ mm}$.
- f_{ctd} on betonin vetolujuuden mitoitusarvo.

Esimerkkikohteen anturan rauditus sijaitsee kuvan 13 mukaan hyvällä tartuntaolosuhteiden alueella ja tangot ovat halkaisijaltaan pienemmät kuin 32 mm, joten η_1 ja η_2 ovat arvoltaan 1.

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,68 \text{ MPa} = 3,78 \text{ MPa}$$

Tarvittava ankkurointipituus täydelle teräksen myötövoimalle lasketaan kaavalla 146.

$$L_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

KAAVA 146

$$L_{b,rqd} = \frac{25 \text{ mm}}{4} * \frac{434,78 \text{ MPa}}{3,78 \text{ MPa}} = 718,882 \text{ mm}$$

Todellinen ankkurointipituus L_{bx} ja L_{by} ovat esimerkkikohteessa molemmissa suunnissa samat. Ne lasketaan kaavalla 147.

$$L_{bx} = L_{by} = L_x - c$$

KAAVA 147

$$L_{bx} = L_{by} = 1,91 \text{ m} - 0,05 \text{ m} = 1,86 \text{ m}$$

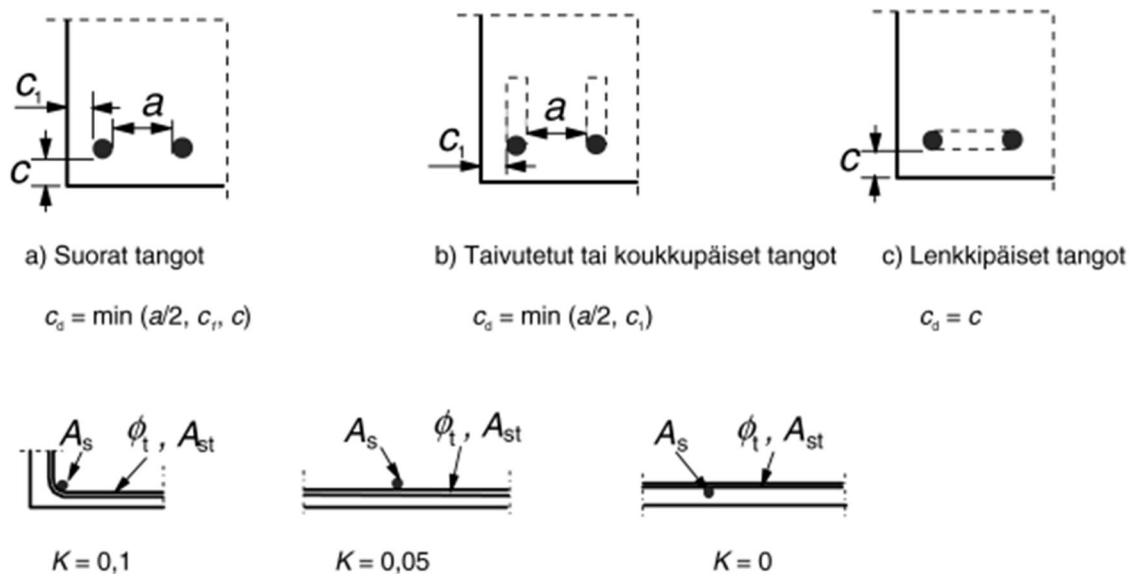
Kaavan 144 mukaisen ehdon täytyy toteutua, jotta ankkurointipituus on riittävä.

$$L_{bx} = L_{by} \geq L_{b,rqd}$$

KAAVA 148

$$1860 \text{ mm} \geq 718,882 \text{ mm}$$

Vaikka ehto ankkurointipituudelle toteutuu, voidaan vaadittavaa ankkurointipituutta pienentää α -kertoimilla. Tällöin ankkurointipituuden mitoitusarvo saadaan kaavalla 149. Kertoimet voidaan ratkaista Eurokoodissa olevasta kuvasta ja taulukosta, jotka esitetään myös kuvassa 15 ja taulukossa 19.



KUVA 15. Mitan c_d ja K arvot palkeissa ja laatoissa

TAULUKKO 19. α -kertoimien arvot

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan c_d arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraudoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraudoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–

$$L_{bd} = \alpha_1 * \alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_4 * \alpha_5 * L_{b,rqd}$$

KAAVA 149

$$L_{bd} = 1 * 0,7 * 718,882 \text{ mm} = 503,217 \text{ mm}$$

- $\alpha_4 - \alpha_5$ eivät tule kysymykseen tässä esimerkkitilanteessa

Ankkurointipituuden mitoitusarvolle on kuitenkin olemassa minimiarvo, jota ei saa alittaa. Vetovoimaa ankkuroitaessa ankkurointipituuden vähimmäisarvo voidaan laskea kaavalla 150.

$$L_{b,min} \geq \max\{0,3 * L_{b,rqd}; 10 * \phi; 100 \text{ mm}\}$$

KAAVA 150

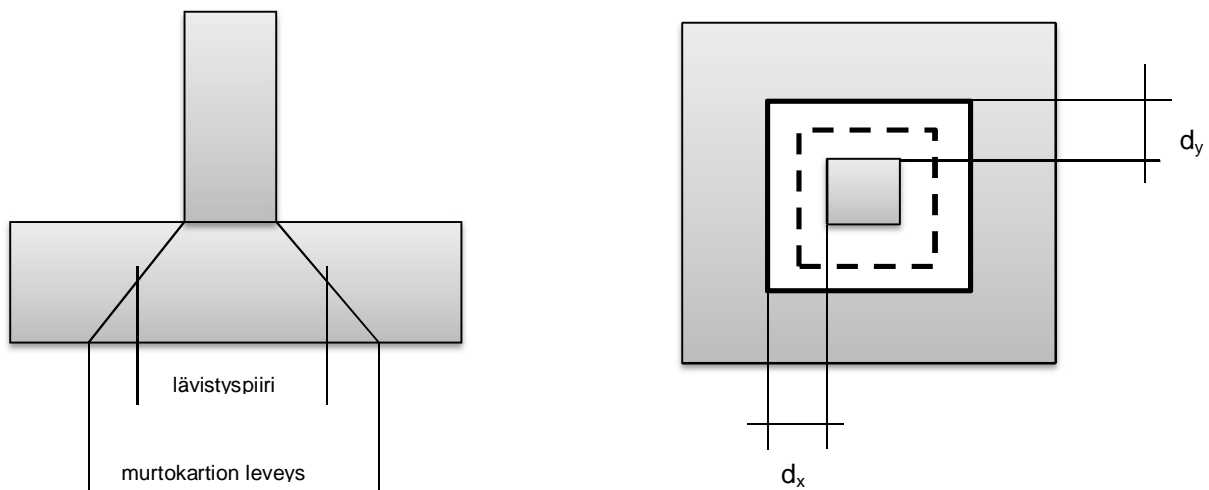
$$L_{b,min} \geq 250 \text{ mm}$$

Tämäkin toteutuu ankkurointipituuden L_b :n ollessa 1 860 mm.

7.2 Anturan lävistys

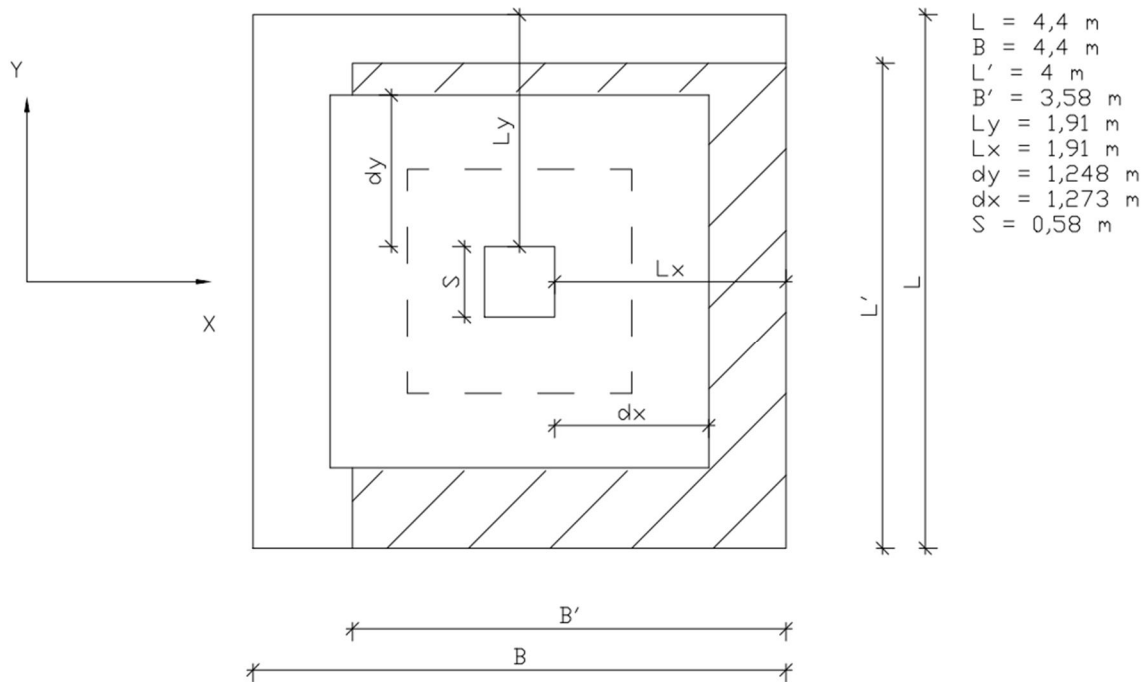
Pilarianturan leikkauskestävyys on usein mitoittavampi kuin taivutuskestävyys ja anturan paksuus joudutaan määrittämään lävistyskestävyyden perusteella, jos leikkausraudoitusta ei käytetä. Tässä työssä lävistysmitoitus tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4 ohjeistamalla tavalla. (12, s.39–40.)

Lävistyksessä anturalaattaan syntyy murtokartio. Murtokartio muodostuu d_y ja d_x mitan päähän pilarista. Lävistyspiiri syntyy murtokartion keskelle. Murtokartio ja lävistyspiiri näkyvät kuvassa 16.



KUVA 16. murtokartion muodostuminen ja lävistyspiiri

Lävistyskuormaa aiheuttaa murtokartion ulkopuolella oleva maanpaine. Kuvassa 17 Näkyy esimerkkikohteen pohjapainejakauma, jonka perusteella lävistyskuorman mitoitusarvo voidaan selvittää.



KUVA 17. Apukuva lävistyskuorman laskentaa varten

Kaavalla 151 lasketaan lävistyskuormitusta aiheuttava ala.

$$A_{läv} = (B' * L') - (B' - (L_x - d_x)) * (d_y * 2 + S) \quad \text{KAAVA 151}$$

$$A_{läv} = (3,58 \text{ m} * 4 \text{ m}) - (3,58 \text{ m} - (1,91 \text{ m} - 1,2725 \text{ m})) * (1,2475 \text{ m} * 2 + 0,58 \text{ m}) = 5,272 \text{ m}^2$$

Anturan alapinnan tehokkaalla alalla vaikuttava pohjapaine saadaan kaavalla 152 ja lävistyskuorman mitoitusarvo kaavalla 153.

$$P_{ed} = V_{ed} / A_t \quad \text{KAAVA 152}$$

$$P_{ed} = \frac{11\,073 \text{ kN}}{3,58 \text{ m} * 4 \text{ m}} = 773,254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$V_{ed,läv} = P_{ed} * A_{läv} \quad \text{KAAVA 153}$$

$$V_{ed,läv} = 773,254 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 5,272 \text{ m}^2 = 4\,076,595 \text{ kN}$$

Murtokartion keskelle syntyvä lävistyspiiri lasketaan kaavalla 154 ja piirin pinta-ala kaavalla 155.

$$u = 2 * (S + d_x + S + d_y) \quad \text{KAAVA 154}$$

$$u = 2 * (0,58 \text{ m} + 1,2725 \text{ m} + 0,58 \text{ m} + 1,2475 \text{ m}) = 7,36 \text{ m}$$

$$A_u = (S + d_x) * (S + d_y) \quad \text{KAAVA 155}$$

$$A_u = (0,58 \text{ m} + 1,2725 \text{ m}) * (0,58 \text{ m} + 1,2475 \text{ m}) = 3,385 \text{ m}^2$$

Korkeustekijän k selvittämisessä käytetään keskimääräistä d-mittaa, joka saadaan kaavalla 152.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{KAAVA 156}$$

$$d = \frac{1\,272,5 \text{ mm} + 1\,247,5 \text{ mm}}{2} = 1260 \text{ mm}$$

Korkeustekijä saadaan kaavasta 157.

$$k = \max[1; (1,6 \text{ m} - d)] \quad \text{KAAVA 157}$$

$$k = \max[1; (1,6 \text{ m} - 1,260 \text{ m})] = 1$$

Kuorman epäkeskisyyden tekijä huomioidaan kaavalla 158. Epäkeskisyyden arvoksi valitaan B suunnan epäkeskeisyys, koska sen aiheuttama vaikutus on merkittävämpi.

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * e}{\sqrt{A_u}}} \quad \text{KAAVA 158}$$

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5 * 0,406 \text{ m}}{\sqrt{3,385 \text{ m}^2}}} = 0,301$$

Taivutusraudoitus vaikuttaa lävistyskestävyyteen kertoimella $1 + 50\rho$. Tämän kertoimen arvo voidaan laskea molemmissa suunnissa kaavoja 159 – 161 noudattaen.

$$\rho_x = \frac{A_{s,x}}{d_x} = \frac{A_{s,tot}/L}{d_x} \quad \text{KAAVA 159}$$

$$\rho_x = \frac{10\,799,228\text{ mm}^2 / 4\,400\text{ mm}}{1\,272,5\text{ mm}} = 0,002$$

$$L_{bx} = \max[0; (L_x - d_x - c_{nom})] \quad \text{KAAVA 160}$$

$$L_{bx} = \max[0; (1,91\text{ m} - 1,2725\text{ m} - 0,065\text{ m})] = 0,573\text{ m}$$

$$\rho_{x,eff} = \rho_x \frac{L_{bx}}{L_{bd}} \quad \text{KAAVA 161}$$

$$\rho_{x,eff} = 0,002 * \frac{0,573\text{ m}}{0,503217\text{ m}} = 0,002$$

$$\rho_y = \frac{A_{s,x}}{d_y} = \frac{A_{s,tot}/B}{d_y} \quad \text{KAAVA 162}$$

$$\rho_y = \frac{10\,799,228\text{ mm}^2 / 4\,400\text{ mm}}{1\,247,5\text{ mm}} = 0,002$$

$$L_{by} = \max[0; (L_y - d_y - c_{nom})] \quad \text{KAAVA 163}$$

$$L_{by} = \max[0; (1,91\text{ m} - 1,2475 - 0,065\text{ m})] = 0,598\text{ m}$$

$$\rho_{y,eff} = \rho_y \frac{L_{by}}{L_{bd}} \quad \text{KAAVA 164}$$

$$\rho_{y,eff} = 0,002 * \frac{0,598\text{ m}}{0,503217\text{ m}} = 0,002$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{x,eff} * \rho_{y,eff}} \quad \text{KAAVA 165}$$

$$\rho = \sqrt{0,002 * 0,002} = 0,002$$

Tekijän $1 + 50\rho$ arvoksi saadaan siis $1 + 50 * 0,002 = 1,1$. Tässä esimerkkilaskelmassa taivutusraudoituksen merkitys läpileikkautumisessa on häviävän pieni. Mikäli tehollinen ankkurointipituus ja tehollinen raudoitusmäärä ovat arvoltaan nollia, ei mitoituskaava anna raudoituksen vaikutukselle mielekkäitä arvoja. Tällöin mitoitus voidaan suorittaa lävistyskaavalla, jossa $\rho = 0$.

Lävistyskestävyys voidaan nyt laskea kaavalla 166.

$$V_{c,Rd} = k * \beta * (1 + \rho * 50) * u * d * f_{ctd}$$

KAAVA 166

$$V_{c,Rd} = 1 * 0,301 * 1,1 * 7,36 \text{ m} * 1,26 \text{ m} * 1\,630 \text{ kPa} = 5\,004,897 \text{ kN}$$

Ehto lävistyskestävyydelle $V_{c,Rd} \geq V_{ed,läv}$ toteutuu. Käyttöaste on 81,5 %.

7.3 Halkeamaleveyden laskenta

Betonin pienen vetolujuuden vuoksi halkeilua ei voida välttää. Periaatteena onkin, että betoniin oletetaan muodostuvan halkeamia. Kuormituksen lisäksi halkeilua aiheuttavat betonin tilavuuden muutokset, pakko voimat ja kovettumattomassa betonissa tapahtuvat muutokset. Halkeaman muodostuessa muodonmuutoksien yhtäsuuruus raudoituksen ja betonin kesken ei enää ole kaikkialla voimassa ja raudoituksen venymä halkeamassa ja sen ympäristössä tulee suuremmaksi kuin betonin venymä. Tästä venymien erosta muodostuu liukuma, joka vastaa halkeamaleveyttä. (10, s.350 – 351.)

Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se huononna rakenteen asianmukaista toimintaa tai säilyvyyttä tai vaikuta ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävissä. Normaaleissa olosuhteissa talonrakentamisessa ei tarvitse ryhtyä erityisiin halkeamaleveyden rajoittamistoimiin silloin, kun kokonaispaksuus on enintään 200 mm. (7, s.117, s.121.)

Eurokoodin kansallisessa liitteessä on määritelty maksimiraja-arvot halkeamaleveydelle huomioon ottaen rakenteelle aiottu toiminta ja luonne sekä halkeamaleveyden rajoittamiskustannukset. Raja-arvot ovat esillä taulukossa 20.

TAULUKKO 20. Halkeamaleveyden maksimi-arvot

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 ²
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2	Vetojännityksetön tila
<p>HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.</p> <p>HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.</p>		

Halkeilumitoitus voidaan tehdä ilman suoraa laskentaa taulukkomitoituksella tai laskennan avulla. Mitoituksessa tehdään käyttörajatilan kuormayhdistelmät, valitaan niistä määräävin, tarkistetaan, halkeako poikkileikkaus, ja tehdään taulukkomitoitus. Mikäli taulukkomitoituksen ehdot eivät toteudu, voidaan halkeamaleveys laskea ja tarvittaessa lisätä esimerkiksi raudoitusta.

Halkeaman muodostumista tarkasteltaessa käytetään ominaiskuormien yhdistelmää KT1 ja KT2. Halkeamaleveyttä laskettaessa käytetään käyttörajatilan pitkäaikaista yhdistelmää, joka on laskettu aiemmin kaavassa 92. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmä KT1 ja siihen liittyvät momentit ja epäkeskisyydet lasketaan kaavoilla 167 – 173 ja kuormitusyhdistelmä KT2 kaavoilla 174 – 180. Kansallisen liitteen mukaiset yhdistelykertoimet ovat esitetty taulukossa 4.

Tähän asti vaakakuormien aiheuttajaa ei ole tarkemmin eritelty. Laskenta on perustunut vain tietoon, että vaakakuormat ovat muuttuvaa kuormaa ja näille on käytetty Eurokoodin mukaisia osavarmuuslukuja. Jos kuorman aiheuttajaa ei tiedetä, onkin hyvä valita varmallalla puolella oleva arvo yhdistelykertoimien arvoksi. ψ -kertoimien arvot ovat riippuvaisia kuormatyypistä ja aikavaikutuksesta. Kuormitustapauksiin KT1 ja KT2 saadaan eroa, kun oletetaan että vaakakuor-

mat aiheutuvat kokonaan tavanomaisesta tuulikuormasta. Pystykuormat ovat edelleen omasta painosta ja varastokuormasta aiheutuvia.

KT1: Muuttuva pystykuorma täysi, muuttuva vaakakuorma pienennetty.

$$V_{ed,h1} = V_g + q_{ak} + q_{pk} + V_q \quad \text{KAAVA 167}$$

$$V_{ed,h1} = 7\,000\text{ kN} + 387,2\text{ kN} + 18,5\text{ kN} + 1\,500\text{ kN} = 8\,905,7\text{ kN}$$

$$H_{ed,h1B} = H_{gB} + \psi_0 * H_{qB} \quad \text{KAAVA 168}$$

$$H_{ed,h1B} = 0\text{ kN} + 0,6 * 1\,000\text{ kN} = 600\text{ kN}$$

- $H_{ed,h1B}$ on suunnassa B vaikuttava vaakakuorman mitoitusarvo halkeaman muodostumiselle
- ψ_0 on kansallisen liitteen mukainen kuormakerroin (tuulikuorma)

$$H_{ed,h1L} = H_{gL} + \psi_0 * H_{qL} \quad \text{KAAVA 169}$$

$$H_{ed,h1L} = 0\text{ kN} + 0,6 * 500\text{ kN} = 300\text{ kN}$$

$$M_{ed,h1B} = H_{ed,h1B} * e(x) \quad \text{KAAVA 170}$$

$$M_{ed,h1B} = 600\text{ kN} * 3\text{ m} = 1\,800\text{ kNm}$$

- $e(x)$ on vaakakuormien vaikutuspisteen etäisyys anturan alapinnasta

$$e_B = \frac{M_{ed,h1B}}{V_{ed,h1}} \quad \text{KAAVA 171}$$

$$e_B = \frac{1\,800\text{ kNm}}{8\,905,7\text{ kN}} = 0,202\text{ m}$$

$$M_{ed,h1L} = H_{ed,h1L} * e(x) \quad \text{KAAVA 172}$$

$$M_{ed,h1L} = 300\text{ kN} * 3\text{ m} = 900\text{ kNm}$$

$$e_L = \frac{M_{ed,h1L}}{V_{ed,h1}} \quad \text{KAAVA 173}$$

$$e_L = \frac{900 \text{ kNm}}{8\,905,7 \text{ kN}} = 0,101 \text{ m}$$

KT2: Muuttuva pystykuorma pienennetty, muuttuva vaakakuorma täysi.

$$V_{ed,h2} = V_g + q_{ak} + q_{pk} + \psi_0 * V_q \quad \text{KAAVA 174}$$

$$V_{ed,h2} = 7\,000 \text{ kN} + 387,2 \text{ kN} + 18,5 \text{ kN} + 1 * 1\,500 \text{ kN} = 8\,905,7 \text{ kN}$$

- ψ_0 on varastokuorman mukainen yhdistelykerroin, joka on arvoltaan 1, täten pystykuorma ei pienene.

$$H_{ed,h2B} = H_{gB} + H_{qB} \quad \text{KAAVA 175}$$

$$H_{ed,h2B} = 0 \text{ kN} + 1\,000 \text{ kN} = 1\,000 \text{ kN}$$

$$H_{ed,h2L} = H_{gL} + H_{qL} \quad \text{KAAVA 176}$$

$$H_{ed,h2L} = 0 \text{ kN} + 500 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$$

$$M_{ed,h2B} = H_{ed,h2B} * e(x) \quad \text{KAAVA 177}$$

$$M_{ed,h2B} = 1\,000 \text{ kN} * 3 \text{ m} = 3\,000 \text{ kNm}$$

$$e_B = \frac{M_{ed,h2B}}{V_{ed,h2}} \quad \text{KAAVA 178}$$

$$e_B = \frac{3\,000 \text{ kNm}}{8\,905,7 \text{ kN}} = 0,337 \text{ m}$$

$$M_{ed,h2L} = H_{ed,h2L} * e(x) \quad \text{KAAVA 179}$$

$$M_{ed,h2L} = 500 \text{ kN} * 3 \text{ m} = 1\,500 \text{ kNm}$$

$$e_L = \frac{M_{ed,h2L}}{V_{ed,h2}} \quad \text{KAAVA 180}$$

$$e_L = \frac{1\,500 \text{ kNm}}{8\,905,7 \text{ kN}} = 0,168 \text{ m}$$

Halkeamaleveyden laskemiseen liittyvä pitkäaikainen kuormitustapaus KT3 on esitetty kaavoilla 181 – 187.

KT3: Muuttuva pystykuorma täysi, muuttuva vaakakuorma pienennetty.

$$V_{ed,h3} = V_g + q_{ak} + q_{pk} + \psi_2 * V_q \quad \text{KAAVA 181}$$

$$V_{ed,h3} = 7\,000\text{ kN} + 387,2\text{ kN} + 18,5\text{ kN} + 0,8 * 1\,500\text{ kN} = 8\,605,7\text{ kN}$$

$$H_{ed,h3B} = H_{gB} + \psi_2 H_{qB} \quad \text{KAAVA 182}$$

$$H_{ed,h3B} = 0\text{ kN} + 0 * 1\,000\text{ kN} = 0\text{ kN}$$

$$H_{ed,h3L} = H_{gL} + \psi_2 H_{qL} \quad \text{KAAVA 183}$$

$$H_{ed,h3L} = 0\text{ kN} + 0 * 500\text{ kN} = 0\text{ kN}$$

$$M_{ed,h3B} = 0 \quad \text{KAAVA 184}$$

$$e_B = 0 \quad \text{KAAVA 185}$$

$$M_{ed,h3L} = 0 \quad \text{KAAVA 186}$$

$$e_B = 0 \quad \text{KAAVA 187}$$

KT2 on ominaiskuormien yhdistelmistä kriittisempi, joten halkeaman muodostuminen tarkastellaan sen perusteella.

Anturan tehokkaat sivumitat ja pinta-ala halkeamatarkastelussa KT2:n perusteella lasketaan kaavoilla 188 – 190.

$$B' = B - 2 * e_b \quad \text{KAAVA 188}$$

$$B' = 4,4\text{ m} - 2 * 0,337\text{ m} = 3,726\text{ m}$$

$$L' = L - 2 * e_L \quad \text{KAAVA 189}$$

$$L' = 4,4\text{ m} - 2 * 0,168\text{ m} = 4,064\text{ m}$$

$$A' = L' * B' \quad \text{KAAVA 190}$$

$$A' = 3,726 \text{ m} * 4,064 \text{ m} = 15,143 \text{ m}^2$$

KT3:n perusteella lasketut teholliset mitat vastaavat anturan todellisia mittoja, koska epäkeskisyyttä ei muodostu pitkäaikaisella kuormitusyhdistelyllä. Näin ollen anturan tehokas ala KT3:n mukaan on kaavan 191 mukainen.

$$A' = L * B \quad \text{KAAVA 191}$$

$$A' = 4,4 \text{ m} * 4,4 \text{ m} = 19,36 \text{ m}^2$$

Seuraavaksi lasketaan pohjapaineet eri kuormitustapauksille. Tässä sovelletaan samaa menetelmää, mitä käytettiin taivutusraudoituksen mitoituksessa. Toisesta suunnasta aiheutunut epäkeskisyys unohdetaan hetkeksi ja sovelletaan superpositioperiaatetta. KT2:n mukainen pohjapaineen laskenta tapahtuu kaavoilla 192 – 193.

$$P_{ed,B} = \frac{V_{ed,h2}}{L * B'} \quad \text{KAAVA 192}$$

$$P_{ed,B} = \frac{8\,905,7 \text{ kN}}{4,4 \text{ m} * 3,726 \text{ m}} = 543,216 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{ed,L} = \frac{V_{ed,h2}}{L' * B} \quad \text{KAAVA 193}$$

$$P_{ed,L} = \frac{8\,905,7 \text{ kN}}{4,4 \text{ m} * 4,064 \text{ m}} = 498,037 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pohjapaine KT3:n mukaan saadaan kaavalla 194. Pohjapaine on tässä tapauksessa jakautunut koko anturan alalle, koska epäkeskisyyttä ei ole.

$$P_{ed,KT3} = \frac{V_{ed,h3}}{L * B} \quad \text{KAAVA 194}$$

$$P_{ed,KT3} = \frac{8\,605,7 \text{ kN}}{4,4 \text{ m} * 4,4 \text{ m}} = 444,509 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Taulukossa 21 on arvoja, jotka tarvitaan halkeamatarkastelun suorittamiseksi. Osa arvoista on esitetty taivutus- ja leikkaustarkastelun yhteydessä.

TAULUKKO 21. lähtöarvot

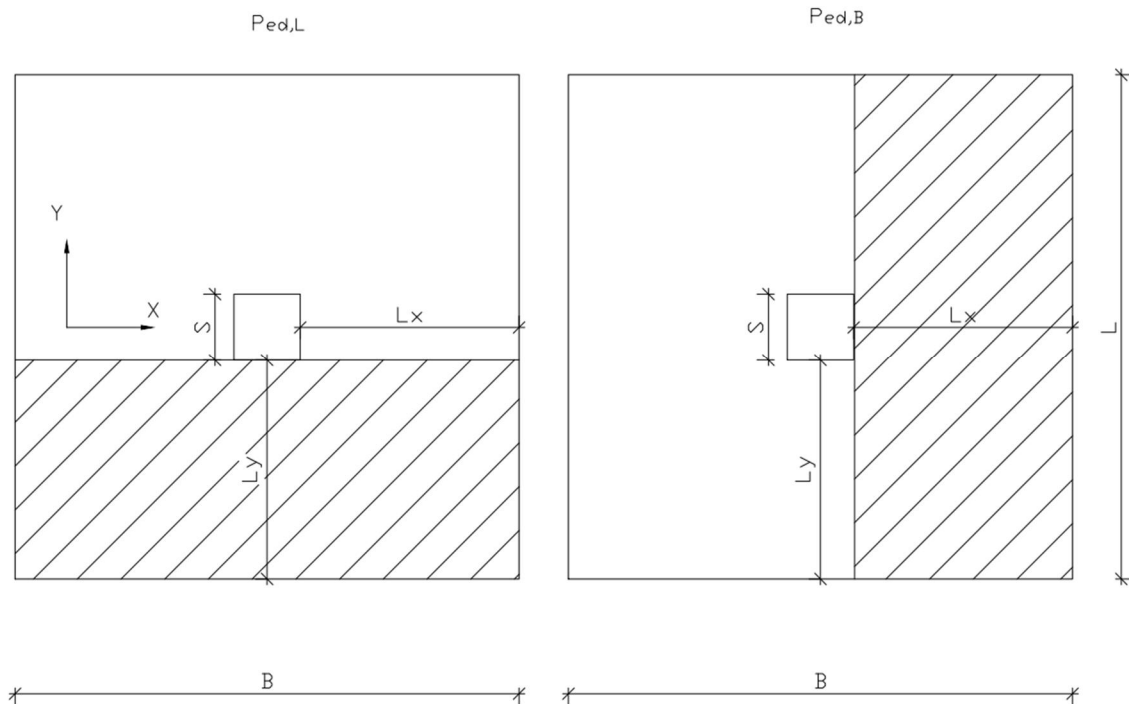
f_{ctm}	3,5 MPa
f_{ctk}	2,45 MPa
$f_{cm} = f_{ctk} + 8 \text{ MPa}$	40 + 8 = 48 MPa
ε_{cu}	0,0035
E_{cm}	$22\,000 \text{ MPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0,3} = 35\,220,462 \text{ MPa}$
E_s	200 000 MPa
α_e	$\frac{E_s}{E_{cm}} = 5,679$
c_{nom}	65 mm
d_B	1 272,5 mm
d_L	1 247,5 mm

Taivutusmitoituksessa valittiin raudoitukseksi molemmissa suunnissa 25 mm:n teräkset 200 mm:n jaolla. Halkeamamitoitus asettaa tankokoolle ja jaolle tiettyjä rajoituksia, joten tihennetään raudoitusta ja valitaan tankojaoksi $k = 120 \text{ mm}$.

Toisin kuin taivutusraudoituksen laskentaosiossa, voidaan momentit ja raudoitus mitoittaa myös anturan sivumetriä kohden. Tuodaan tämä menettely esille tässä halkeamatarkastelun yhteydessä.

7.3.1 Halkeman muodostuminen suunnassa B

Taivutusmomentti vaikuttaa pilarin sivun linjassa. Kuvasta 18 näkee, miltä alueelta mitoituspohjapaine kerryttää momenttia pilarin tyveen (superpositioperiaate).



KUVA 18. Apukuva mitoitusmomenttien muodostumisesta

Koska kyseessä on neliöpilariantura, ovat L_x ja L_y samansuuruiset. Edellä on laskettu L_x :n arvoksi 1,91 m. Momentti Y-akselin ympäri lasketaan kaavalla 195.

$$M_{ed,x} = P_{ed,B} * \frac{L_x^2}{2} \quad \text{KAAVA 195}$$

$$M_{ed,x} = 543,216 \frac{kN}{m^2} * \frac{(1,91 m)^2}{2} = 990,853 \frac{kNm}{m}$$

Halkeilumomentin laskentaa varten lasketaan poikkileikkauksen taivutusvastus. Taivutusvastus lasketaan myös metriä kohden kaavalla 196.

$$W_B = \frac{h^2}{6} \quad \text{KAAVA 196}$$

$$W_B = \frac{(1,35 m)^2}{6} = 0,3038 \frac{m^3}{m}$$

Halkeilumomentti lasketaan kaavalla 197.

$$m_{cr} = f_{ctm} * W_B$$

KAAVA 197

$$m_{cr} = 3\,500 \frac{kN}{m^2} * 0,3038 \frac{m^3}{m} = 1\,063,3 \frac{kNm}{m}$$

Kaavan 198 epäyhtälöstä nähdään, että halkeaman syntymisen edellyttämä momenttikestävyys ei ylity, joten poikkileikkaukseen ei teoreettisesti synny halkeamaa.

$$m_{cr} < M_{ed,X}$$

KAAVA 198

$$1\,063,3 \frac{kNm}{m} < 990,853 \frac{kNm}{m}$$

Kavennetaan poikkileikkauksen korkeutta 100 mm, jotta halkeaman edellyttämä halkeilumomentti ylittyy. Halkeama syntyy pilarin tyveen L-sivun suuntaisesti. Halkeamaleveysmitoitus tehdään sivun B suunnassa.

Raudoituksen kokonaispinta-ala lasketaan suunnassa B kaavalla 199.

$$A_{sB} = \left(\frac{1}{k}\right) * \frac{\phi^2}{4} * \pi * 1\,000$$

KAAVA 199

$$A_{sB} = \left(\frac{1}{120\,mm}\right) * \frac{(25\,mm)^2}{4} * \pi * 1\,000 = 4\,090,615 \frac{mm^2}{m}$$

- missä k on pääterästen tankojako

Vastaavasti raudoitussuhde ρ_B lasketaan myös metriä kohden kaavalla 200.

$$\rho_B = \frac{A_{sB}}{(d_B - 100\,mm)}$$

KAAVA 200

$$\rho_B = \frac{4\,090,615 \frac{mm^2}{m}}{(1\,272,5\,mm - 100\,mm)} = 0,0035$$

Puristusvyöhykkeen korkeus lasketaan kaavalla 201. Käyttörajatilassa betonin ja teräksen jännitysvenymä riippuvuus on lineaarinen.

$$X = d_B * \rho * \alpha_e * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\rho * \alpha_e}} \right) \quad \text{KAAVA 201}$$

$$X = 1\,172,5 \text{ mm} * 0,0035 * 5,679 * \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{0,0035 * 5,679}} \right) = 211,629 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi saadaan kaavalla 202.

$$z_b = d_B - \frac{X}{3} \quad \text{KAAVA 202}$$

$$z_b = 1\,172,5 \text{ mm} - \frac{211,629 \text{ mm}}{3} = 1\,101,957 \text{ mm}$$

Suhteellinen korkeus on pienin kaavan 203 arvoista. Se lasketaan halkeaman muodostumishetken mukaan.

$$h_{c,ef} = \min \left[2,5 * (h - d); \frac{h - X}{3}; \frac{h}{2} \right] \quad \text{KAAVA 203}$$

$$h_{c,ef} = \min \left[2,5 * (1\,250 \text{ mm} - 1\,172,5 \text{ mm}); \frac{1\,250 - 211,629 \text{ mm}}{3}; \frac{1\,250}{2} \right]$$

$$h_{c,ef} = \min[193,75 \text{ mm}; 346,124 \text{ mm}; 625 \text{ mm}] = 193,75 \text{ mm}$$

Suhteellinen betonin ala saadaan metriä kohden kaavan 204 mukaisesti.

$$A_{c,ef} = h_{c,ef} * 1000 \text{ mm} \quad \text{KAAVA 204}$$

$$A_{c,ef} = 193,75 \text{ mm} * 1\,000 \text{ mm} = 193\,750 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Tehokas raudoitussuhde lasketaan kaavalla 205.

$$\rho_{p,ef} = \frac{A_{sB}}{A_{c,ef}} \quad \text{KAAVA 205}$$

$$\rho_{p,ef} = \frac{4\,090,615 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}{193\,750 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} = 0,0211$$

Seuraavaksi lasketaan raudoituksen jännitys pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä. Taivutusmomentti lasketaan kaavalla 206.

$$M_{ed,KT3} = P_{ed,KT3} * L_x^2 / 2 \quad \text{KAAVA 206}$$

$$M_{ed,KT3} = 444,509 \frac{kN}{m^2} * \frac{(1,91 m)^2}{2} = 810,807 \frac{kNm}{m}$$

Raudoituksen jännitys lasketaan kaavalla 207.

$$\sigma_s = \frac{M_{ed,KT3}}{A_{sB} * Z_b} \quad \text{KAAVA 207}$$

$$\sigma_s = \frac{810,807 * 10^6 \frac{Nmm}{m}}{4\,090,615 \frac{mm^2}{m} * 1\,101,957 mm} = 179,872 MPa$$

7.3.2 Halkeamaleveyden rajoittaminen taulukkomitoituksella

Taulukoissa 22 ja 23 on eritelty halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat ja tankojaon enimmäisarvot.

TAULUKKO 22. Tangon enimmäishalkaisijat

Teräs ­ jännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

TAULUKKO 23. Tankojaon enimmäisarvot

Teräs jännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tanko jaon enimmäis arvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Enimmäisarvot määräytyvät teräksen jännityksen ja suurimman sallitun halkeamaleveyden perusteella. Teräksen jännitys σ_s on 179,872 MPa ja sallittu halkeamaleveys on 0,3 mm. Jännityksen sattuessa raja-arvojen väliin, voidaan tankokoon enimmäishalkaisija interpoloida kaavan 208 mukaan.

$$\phi_s^* = \phi_s + (\sigma_p - \sigma_t) * \frac{\phi_s - \phi_p}{\sigma_s - \sigma_p} \quad \text{KAAVA 208}$$

- ϕ_s on tankohalkaisijan raja-arvoista suurempi
- σ_p on jännityksen raja-arvoista pienempi
- σ_t on teräksen todellinen jännitys
- ϕ_p on tankohalkaisijan raja-arvoista pienempi
- σ_s on jännityksen raja-arvoista suurempi

$$\phi_s^* = 32 \text{ mm} + (160 \text{ MPa} - 179,872 \text{ MPa}) * \frac{32 \text{ mm} - 25 \text{ mm}}{200 \text{ MPa} - 160 \text{ MPa}} = 28,522 \text{ mm}$$

Nyt tankokoon muunnettu enimmäishalkaisija voidaan laskea kaavalla 209.

$$\phi_s = \phi_s^* * \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9 \text{ MPa}} \right) * \frac{k_c * h_{cr}}{2 * (h - d)} \quad \text{KAAVA 209}$$

- $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ on betonin vetolujuus (3,5 MPa)
- h_{cr} on vetoalueen korkeus välittömästi ennen halkeilua
- k_c on 0,4

$$\phi_s = 28,522 \text{ mm} * \left(\frac{3,5 \text{ MPa}}{2,9} \right) * \frac{0,4 * 0,5 * 1250 \text{ mm}}{2 * (1250 \text{ mm} - 1172,5 \text{ mm})} = 55,521 \text{ mm}$$

Tuloksista voidaan päätellä, että taulukkomitoituksen perusteella nykyistä tankokokoa ei tarvitse pienentää. Mikäli muunnettu tangon enimmäishalkaisija on pienempi kuin valitun tangon halkaisija, joudutaan tankokokoa pienentämään ja määrää lisäämään.

7.3.3 Halkeamaleveyden rajoittaminen suoralla laskennalla

Halkeamaleveyden laskennallisessa mitoituksessa joudutaan määrittelemään venymäero. Se lasketaan kaavalla 210.

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,ef}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,ef})}{E_s} \geq 0,6 * \sigma_s / E_s \quad \text{KAAVA 210}$$

- k_t on kerroin, joka riippuu kuorman vaikutusajasta
- $k_t = 0,4$ pitkäaikaiskuormitukselle
- $k_t = 0,6$ lyhytaikaiskuormitukselle

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \frac{179,872 \text{ MPa} - 0,4 * \frac{3,5 \text{ MPa}}{0,0211} * (1 + 5,679 * 0,0211)}{200\,000 \text{ MPa}} = 0,0005$$

$$\geq 0,6 * \frac{179,872 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} = 0,0005$$

Suurin halkeamaleveys saadaan kaavalla 211.

$$s_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \frac{\phi}{\rho_{p,ef}} \quad \text{KAAVA 211}$$

- k_1 on kerroin, jolla otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet
 - $k_1 = 0,8$ tangot, joilla hyvät tartuntaominaisuudet
 - $k_1 = 1,6$ sileäpintaisilla tangoilla
- k_2 on kerroin, jolla otetaan huomioon venymäjakauma
 - $k_2 = 0,5$ taivutukselle
 - $k_2 = 1$ pelkälle vedolle
- k_3 on kansallisesti valittava kerroin (3,4)

- k_4 on kansallisesti valittava kerroin (0,425)
- c on betonipeitteen paksuus 65 mm

$$s_{r,max} = 3,4 * 65 \text{ mm} + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \frac{25 \text{ mm}}{0,0211} = 422,422 \text{ mm}$$

Halkeamaleveys voidaan nyt laskea kaavalla 212.

$$W_k = s_{r,max} * \Delta \varepsilon_{sm} \quad \text{KAAVA 212}$$

$$W_k = 422,422 \text{ mm} * 0,0005 = 0,211 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

Laskenta täyttää vaatimuksen.

Halkeamisen muodostumisen kannalta edullisempaa on, että raudoitus on halkaisijaltaan pienempää ja sitä on tiheämmässä. Tämä johtuu siitä, että pienemmällä raudoituksella on suhteessa paremmat tartuntaominaisuudet tangossa vaikuttavaan vetovoimaan nähden kuin järeillä tangoilla. Taulukkomitoituksessa molempien taulukoiden 22 – 23 ehtojen täytyy toteutua, jotta halkeamamitoitus on asianmukainen. Mikäli raudoituksen muuttaminen ei ole mahdollista, voidaan halkeamaleveys tarkistaa suoralla laskennalla.

7.3.4 Suunta L

Halkeamamitoitus tässä suunnassa tehdään samalla tavalla kuin edellä suunnan B suhteen meneteltiin. Tarkistetaan kuitenkin, ylittääkö taivutusmomentin aiheuttama rasitus halkeilumomenttikestävyyttä, jonka arvo on kaavan 197 mukaan $911,4 \frac{kNm}{m}$. L-suunnan mitoitusmomentti halkeilulle saadaan kaavalla 213.

$$M_{ed,X} = P_{ed,L} * \frac{L_y^2}{2} \quad \text{KAAVA 213}$$

$$M_{ed,X} = 498,037 \frac{kN}{m^2} * \frac{(1,91 \text{ m})^2}{2} = 908,444 \frac{kNm}{m}$$

$$911,4 \frac{kNm}{m} \geq 908,444 \frac{kNm}{m}$$

Poikkileikkaukseen ei synny halkeamaa L-suunnan suhteen.

8 POHDINTA

Opinnäytetyössä tehtiin mitoituslaskelmat maanvaraisesta pilarianturasta ja tarkasteltiin Eurokoodin sanelemia mitoitusperusteita. Työssä käytiin läpi murto- ja käyttörajatilan mukaista laskentaa. Näihin sisältyivät anturan kuormayhdistelmien, kantokestävyyden, painuman, liukumisen, kaatumisen, taivutuksen, raudoituksen, leikkauksen ja halkeamaleveyden laskelmat. Laskelmien taustalla oleva teoria käytiin läpi laskelmien yhteydessä. Näin ollen tehtiin opinnäytetyö, jossa on esitetty käsinlaskuperiaatteet ja esimerkkilaskelmat pilarianturan mitoitukselta.

Murto- ja käyttörajatilan kuormien yhdistely on käsin laskettaessa vaativa prosessi, koska määrävimmän yhdistelmän muodostaminen edellyttää eri yhtälöiden ja menetelmien käyttöä. Lisäksi kuorman aiheuttajia saattaa olla useita ja niiden vaikutussuunta voi poiketa toisiinsa nähden. Yhdistelmiä laskettaessa jouduttiinkin käsittelemään kuormia siten, että valittiin määräväksi suunnaksi suuremman momentin aiheuttavan vaakakuorman suunta, jota merkittiin suunnana B. Kaikki kuormayhdistelmät tehtiin tällä tavoin ja toisen suunnan vaakakuormat sisällytettiin laskentaan mitoitusvaiheessa.

Tavallisesti anturan sivumitat määräytyvät kantokestävyykskaavan kautta ja anturan korkeus, betonin lujuus ja raudoitus rakenneteknisen mitoituksen perusteella. Usein kuormitustapaus V_{min} , H_{max} määrää anturan sivujen mitat, mikäli anturalle aiheutuu merkittäviä vaakakuormia. Tämä johtuu siitä, että vaakakuormat pienentävät anturan tehollista alaa, jolloin anturan alapinnassa vaikuttava pohjapaine kasvaa. Tässä työssä esitetyssä esimerkkilaskelmassa määräväksi kuormitusyhdistelmäksi muodostui kuitenkin suuren pystykuorman vuoksi menetelmällä DA2 laskettu yhtälön 6.10b:n mukainen yhdistelmä. Anturan sivumitoiksi oli valittu 4,4 m. Tällöin kantokestävyyden arvoksi saatiin 14 887 kN mitoituspystykuorman ollessa 11 073 kN.

Kaatumisvarmuuden kannalta on oletettu, että antura toimii jäykkänä kappaleena ja kaatuminen tapahtuu anturan nurkkapisteen ympäri. Kiertokeskiönpaikka ei todellisuudessa sijaitse reunassa, vaan jonkin verran keskempänä anturaa.

Tässä työssä kaatavat ja tukevat momentit ovat laskettu osavarmuuskertoimien kiertokeskiön ympäri ja todettu, ettei antura kaadu. Esimerkkikohteen suuri pystykuorma suhteessa kaataviin voimiin ja leveä antura tasapainottavat tilannetta ja lisäävät stabiliteettia kaatumisen suhteen.

Painuman laskennassa on tässä työssä käytetty Janbun tangenttimodulin menetelmää. Sen avulla on laskettu maakerrosten kokoonpuristumien summa eli painuma, jonka suuruudeksi saatiin hyväksyttävät 31,7 mm. Painuman laskennassa ei ole kuitenkaan huomioitu, että leveä antura taipuu kuormitettaessa ja painumat nurkkapisteiden ja keskipisteen välillä poikkeavat toisistaan. Tähän onkin esitetty tunnuspuisteiden mukaista laskentaa kirjallisuudessa, jossa tarkastelupisteeksi tavallisesti valitaan $0,74 \cdot B$ ja $0,74 \cdot L$.

Rakennetekninen mitoitus toteutuu pohjapaineen kautta. Anturalle tulevat vaaka ja pystykuormat muodostavat pohjapaineen anturan teholliselle alalle. Pohjapaine oletetaan jakautuneen tasaiseksi kuormaksi. Lisäksi vaakakuormat jaetaan komponentteihin ja ajatellaan vaikuttavan kohtisuoraan anturan sivuja vasten. Tällöin raudoitus mitoitetaan molemmissa suunnissa vaikuttaville voimasuureille erikseen soveltaen superpositioperiaatetta.

Eurokoodin kansallinen liite ohjeistaa toistaiseksi, että lävistys mitoitus tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 ohjeistamalla tavalla. Tässä työssä on noudatettu kansallisen liitteen ohjetta ja poikettu Eurokoodista lävistysmitoituksen osalta. Lävistys kestävyudeksi esimerkkilaskelmassa saatiin noin 5 005 kN lävistystä aiheuttavan voiman ollessa 4 077 kN. Laskelmien perusteella voidaan todeta, että tehokkain tapa lävistyskestävyyden saavuttamiseksi on poikkeileikkauksen korkeuden kasvattaminen tai betonilujuuden korottaminen. Raudoituksella on lävistyksen suhteen pieni merkitys ja sen suhteellinen ala lävistyskaavassa rajoitetaankin vain 8%:een.

Tässä opinnäytetyössä keskityttiin tarkastelemaan yksittäistä anturaa. Anturat saattavat joissakin tapauksissa olla kuitenkin hyvin lähellä toisiaan. Tällöin jännitys jakauma maaperässä saattaa ulottua viereisen anturan kuormitusalueelle, joka lisää maapohjalle kohdistuvaa rasiitusta. Tästä opinnäytetyöstä voitaisiinkin tehdä vielä toinen työ, jossa edellä mainittua asiaa tarkasteltaisiin hieman syvä-

lisemmin. Myös taloudellisen anturakoon hakeminen tietyissä kuormitustapauksissa voisi olla asianmukainen tarkastelun kohde. Eurokoodin mukaisen laskentapohjan teettäminen voisi olla myös hyvä päättöyön aihe.

LÄHTEET

1. RIL 207-2009. 2009. Geotekninen suunnittelu, eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Hansaprint Oy.
2. SFS-EN 1997-1. 2009. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.
3. Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. 2007. Helsinki. Liite 18.
4. Ympäristöministeriön asetus Eurocode-standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. 2007. Helsinki. Liite 1.
5. SFS-EN 1990 + A1 + AC Eurocode. 2009. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.
6. Rantamäki, Martti – Jääskeläinen, Raimo – Tamminne, Markku 1989. Geotekniikka 464. Vaasa: Otakustantamo.
7. SFS-EN 1997-1. 2007. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.
8. RIL 202-2011. 2011. Betonirakenteiden suunnitteluohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Suomen Betoniyhdistys ry. Saarijärvi: Offset Oy.
9. Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. 2007. Helsinki. Liite 7.
10. Leskelä, Matti 2005. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005, BY 210. Helsinki: Libris Oy.
11. Lotvonen, Sakari 2012. TKL, Pöyry Finland Oy. Opinnäytetyöpalaveri 18.6.2012.

12. Suomen Betoniyhdistys 2004. Betoninormit 2004 by50. Jyväskylä: Gummerus Kirjapaino Oy 2005.