

Saimaan ammattikorkeakoulu
Tekniikka Lappeenranta
Rakennustekniikka
Rakennesuunnittelu

Jani-Matti Paronen

Maanvaraisen pilarianturan rakennetekninen mitoitus ja pikavalintakäyrästöt

Opinnäytetyö 2014

Tiivistelmä

Jani-Matti Paronen

Maanvaraisen pilarianturan rakennetekninen mitoitus ja pikavalintakäyrästöt,

54 sivua, 3 liitettä

Saimaan ammattikorkeakoulu

Tekniikka Lappeenranta

Rakennustekniikka

Rakennesuunnittelu

Opinnäytetyö 2014

Ohjaajat: lehtori (DI) Petri Himmi, Saimaan ammattikorkeakoulu,

kehityspäällikkö (RI) Timo Ahti, Wise Group Finland Oy

Opinnäytetyön tarkoituksena oli tehdä Wise Group Finland Oy:lle pikavalintakäyrästöjä nopeuttamaan maanvaraisten pilarianturoiden mitoitusta urakalaskentavaiheessa. Tavoitteena oli, että pikavalintakäyrästöjen avulla voitaisiin valita alustavasti pilarianturan koko ja rauditus, jotka vastaavat pilarianturaan kohdistuvia ulkoisia kuormia ja pohjatutkijan määrittämää maan kantokestävyyden arvoa.

Pikavalintakäyrästöjen tyylin ja periaatteiden lähtökohtana oli vuonna 1988 julkaistussa kirjassa Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudituksen suunnitteluohjeet, by 30-2, esitetyt ohjeet ja pikavalintakäyrästöt. Opinnäytetyössä mitoitusarkitukset tehtiin kuitenkin pääosin eurokoodiin ja osittain Suomen rakentamismääräyskokoelmaan pohjautuvien ohjeiden mukaan vastaamaan nykypäivän vaatimuksia. Edellä mainitusta kirjasta poiketen pikavalintakäyrästöjä tehtiin neliöanturoiden lisäksi myös suorakaiteen muotoisille pilarianturoille.

Pikavalintakäyrästöjä tehtiin yhdeksälle maan kantokestävyyden arvolle ja eri kuormitus- ja pilarianturayhdistelmiä tutkittiin yhteensä 1350 kappaletta. Pikavalintakäyrästöt muodostettiin Excel-pohjaisella mitoitusohjelmalla, koska ohjelmaan luodut makro-funktiot mahdollistavat nopeamman mitoitusohjelman käytön tulevaisuudessa. Lisäksi mitoitusohjelmalla voidaan suorittaa pilarianturan lopullinen mitoitus ja optimoida yksittäinen, kohdekohtainen pilariantura alustavan mitoituksen jälkeen.

Asiasanat: maanvarainen pilariantura, pikavalintakäyrästöt, mitoitus

Abstract

Jani-Matti Paronen

Structural dimensioning of a column footing on ground and quick selection graphics

54 Pages, 3 Appendices

Saimaa University of Applied Sciences

Technology, Lappeenranta

Degree Programme in Civil and Construction Engineering

Specialization in structural engineering

Bachelor's Thesis 2014

Instructors: Mr Petri Himmi, lecturer, M.Sc, Saimaa University of Applied Sciences, Mr Timo Ahti, Development Manager, B.Sc, Wise Group Finland Oy

The purpose of the study was to create quick selection graphics for Wise Group Finland Oy to speed up the dimensioning of column footings on ground at contract cost stage. The goal was that the quick selection graphics provide a preliminary dimensioning of a column footing on ground to match the external loads and soil capacity.

The style and basics of the quick selection graphics were based on the book published in 1988: Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet, by 30-2 (Design instructions for details and reinforced concrete structures, by 30-2). The dimension analysis of the thesis was mainly based on Eurocode standards and partly on the National building Code of Finland to match the present requirements. The quick selection graphics were made for both the square and the rectangle shaped column footings on ground unlike in the book mentioned before.

Nine pieces of quick selection graphics were made for different soil capacities as the results of the study. That included the study of 1350 combinations of different loads and column footings. The quick selection graphics were created with an Excel based dimensioning program, which was automatized with macros to speed up the creation of new graphics in the future. Besides the preliminary dimensioning it is also possible to do the final dimensioning with the Excel-based dimensioning program and to optimize a single, situation dependent column footing on ground.

Keywords: column footing on ground, quick selection graphics, dimensioning

Sisältö

1	Johdanto.....	9
2	Suunnitteluprosessin kulku	10
2.1	Pohjatutkimus.....	10
2.2	Geotekninen suunnittelu.....	11
2.3	Rakennetekninen suunnittelu	11
3	Materiaaliominaisuudet.....	12
3.1	Betoni	12
3.2	Betonipeitepaksuuden määrittäminen	13
3.3	Betoniteräs	15
4	Kuormitusyhdistelyt.....	15
4.1	Käyttörajatila.....	15
4.2	Murtorajatila.....	16
4.3	K _{FI} -kerroin.....	16
4.4	Kuormien ja kuormayhdistelyjen osavarmuusluvut.....	18
5	Kuormitustapaukset	19
5.1	Yleisesti	19
5.2	Kuormitustapausten luonti pikavalintakäyrästäille	20
6	Vaakakuormat ja rakennemalli.....	22
6.1	Lisävaakavoima.....	22
6.2	Momentti ulkoisista vaakakuormista.....	24
6.3	Kuormien tuomat rajoitukset pikavalintakäyrästäille	24
7	Epäkeskisyyden rajoittaminen ja kaatumisvarmuus.....	26
8	Pohjapaine.....	28
9	Taivutus	29
10	Lävistys.....	32
11	Pääraudoituksen ankkurointi.....	35
11.1	Tartuntalujuuden mitoitusarvo	36
11.2	Yhden tangon mitoitusjännitys.....	37
11.3	Ankkurointipituuden perus- ja mitoitusarvo	39
11.4	Ankkurointipituuden minimi- ja maksimiarvo	42
12	Halkeilu	44
12.1	Halkeaman muodostuminen.....	44
12.2	Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa	45
12.3	Halkeamaleveyden laskenta.....	48
13	Päätelmät.....	50
	Kuvat.....	52
	Taulukot	53
	Lähteet.....	54

Liitteet (Ei julkaistu)

Liite 1 Excel-laskentapohja

Liite 2 Pikavalintakäyrästäöt eri maan kantokestävyyksille

Liite 3 Pikavalintakäyrästäöjen käyttöohjeet

Merkinnot

Latinalaiset kirjaimet

a	pilarin sivun pituus suunnassa y
A'_d	pilarianturan tehollinen pinta-ala murtorajatilan kuormilla
A'_k	pilarianturan tehollinen pinta-ala käyttörajatilan kuormilla
$A_{c,eff}$	vetojännityksen alaisen betonialueen tehollinen pinta-ala
$A_{s,max}$	raudoituksen maksimipinta-ala
$A_{s,min}$	raudoituksen vähimmäispinta-ala
$A_{s,vaad}$	rasitusten vaatima raudoituspinta-ala
$A_{s,valittu}$	valitun raudoituksen pinta-ala
l_{A-B}	pystykuorman vaikutuspisteen etäisyys pilarianturan reunasta
b	pilarin sivumitta suunnassa x
B	pilarianturan sivumitta suunnassa y
c	valittu betonipeitteen paksuus maata vasten
C_{x-y}	etäisyys pilarin reunasta pilarianturan reunaan
c_1	valittu betonipeitteen paksuus pilarianturan sivuilla
c_d	ankkurointitavasta, betonipeitteen ja tankovälin vähimmäisarvosta riippuva kerroin
c_{min}	betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,b}$	tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo
c_{nom}	betonipeitteen nimellisarvo
d	raudoituksen keskimääräinen tehollinen korkeus
e	pystykuorman epäkeskisyys
E_{cm}	betonin kimmokerroin
E_s	betoniteräksen kimmokerroin
f_{bd}	harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin puristuslujuuden ominaisarvo
f_{cd}	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{cm}	betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan

f_{ctm}	betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden ominaisarvo, 5% fraktiili
$F_{Hd,x}$	lisävaakavoima rakennuksen lyhyemmässä suunnassa
$F_{Hd,y}$	lisävaakavoima rakennuksen pidemmässä suunnassa
F_s	ankkuroitava vetovoima
f_{yk}	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$G_{d,sup}$	pilarianturan omapainon epäedullinen mitoitusarvo
$G_{d,inf}$	pilarianturan omapainon edullinen mitoitusarvo
G_k	pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_{k,inf}$	edullinen pysyvä kuorma
$G_{k,j}$	pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_{k,j,sup}$	epäedullinen pysyvä kuorma
h	pilarianturan korkeus
H_g	pysyvän vaakakuorman ominaisarvo
H_q	muuttuvan vaakakuorman ominaisarvo
$h_{c,eff}$	tehollisen vetopinta-alan korkeus
k_1	tankojen tartuntaolosuhteet huomioon ottava kerroin
k_2	venymäjakauman huomioon ottava kerroin
k_{3-4}	halkeamaleveyden pienennyskerroimet
K	tartuntakerroin
K_{FI}	kuormakerroin
k	tankoväli
k_{max}	suurin sallittu tankoväli
k_t	kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin
L	pilarianturan sivumitta suunnassa x
l_{bd}	ankkurointipituuden mitoitusarvo
$l_{bd,rqd}$	ankkurointipituuden perusarvo
$l_{b,max}$	maksimiankkurointipituus
$l_{b,min}$	vähimmäisankkurointipituus
L_d	pohjapaineen jakaantumispituus murtorajatilan kuormilla
L_k	pohjapaineen jakaantumispituus käyttörajatilan kuormilla
M_{cr}	halkeamakestävyys

n_1	tartuntaolosuhteista ja tangon sijainnista riippuva kerroin
n_2	harjatangon halkaisijan suuruudesta riippuva kerroin
n_T	harjatankojen lukumäärä
P_{Ed}	pohjapaineen mitoitusarvo
P_{Ek}	pohjapaineen ominaisarvo
$Q_{k,1}$	pääasiallisen muuttuvan kuorman ominaisarvo
$Q_{k,i}$	toissijaisen muuttuvan kuorman ominaisarvo
R_d/A	maan kantokestävyyden mitoitusarvo
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
T	pääteräksen halkaisija
u_{BN}	lävistyspiirin pituus
V_c	lävistyskapasiteetti
V_d	lävistyskuorman mitoitusarvo
V_g	pysyvän pystykuorman ominaisarvo
V_q	muuttuvan pystykuorman ominaisarvo
W	taivutusvastus
w_k	halkeamaleveys
w_{max}	suurin sallittu halkeamaleveys
x_x	haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys puristetusta reunasta
z_i	sisäinen momenttivarsi, tankojen maksimivetovoiman $F_{s,max}$ ja sitä vastaavan betonin puristusvoiman F_c välinen etäisyys

Kreikkalaiset kirjaimet

α_{1-5}	mitoitusankkurointipituuden l_{bd} pienennyskerroimet
α_{cc}	betonin puristuslujuuden pienennyskerroin
α_e	betonin ja betoniteräksen kimmomoduulien suhde
β	puristuspinnan suhteellinen korkeus
μ	suhteellinen momentti
$\sigma_{s,k}$	teräsjäännitys
ρ	raudoitussuhde
σ_s	vetoraudoituksessa vaikuttava jäännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen
$\rho_{p,eff}$	tehollinen raudoitussuhde
ϵ_{cm}	keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä
ϵ_{sm}	keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä
ΔC_{dev}	betonipeitepaksuuden ja terästen sallittu mittapoikkeama
$\Delta C_{dur,\gamma}$	betonipeitepaksuuden lisävarmuustermi
$\Delta C_{dur,st}$	betonipeitteen vähimmäisarvon pienennyskerroin
$\Delta C_{dur,add}$	pinnoituksen huomioiva betonipeitepaksuuden pienennyskerroin
γ_c	betonin osavarmuuskerroin
γ_s	betoniteräksen osavarmuuskerroin
ϕ_{pilari}	pyöreän pilarin halkaisija
$\psi_{0-2,1}$	kuormien osavarmuusluvut
ΣA_{st}	poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitussarvon mukaista ankkurointipituutta

1 Johdanto

Maanvaraisten pilarianturoiden pikavalintakäyrästäjä eri maan kantokestävyyksille on aiemmin esitetty betoniyhdistyksen vuonna 1988 julkaisemassa kirjassa: Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet by 30-2. Opinnäytetyön tarkoitus on tuottaa tilaajalle uudet pikavalintakäyrästäöt vastaamaan nykypäivänä voimassaolevia eurokoodimääräyksiä ja -periaatteita.

Opinnäytetyössä tarkastellaan yksittäisen pilarianturan mitoitusperiaatteita, kuvataan lyhyesti pilarianturan suunnitteluprosessi ja kerrotaan, miten pikavalintakäyrästäöt muodostettiin ja mitä oletuksia niissä käytettiin. Mitoitustarkastelujen pääpaino on pilarianturan rakenteellisessa kestävydessä, jonka tutkii rakennesuunnittelija. Opinnäytetyössä ei tarkastella pohjarakennesuunnittelijalle kuuluvia geoteknisiä mitoitustarkasteluja, kuten painumaa tai liukumiskestävyyttä. Myös pilarianturan muut vaatimukset, kuten routasuojaus ja maapohjan kuivatus, on rajattu pois.

Pikavalintakäyrästäöt muodostetaan kuvaamaan mahdollisimman tarkasti valitun rakenteen maksimikapasiteettia yleispätevässä tilanteessa, mutta rakennesuunnittelija joutuu optimoimaan kohdekohtaisesti lopullisen mitoituksen erikseen. Pikavalintakäyrästäöt auttavat rakennesuunnittelijaa löytämään oikean pilarianturan dimension ja raudoituksen ilman satunnaista tai kokemukseräistä arvailua. Pikavalintakäyrät toimivat alustavana mitoituksena, säästävät aikaa ja rajaavat etukäteen mahdollisia ratkaisuvaihtoehtoja.

2 Suunnitteluprosessin kulku

Maanvaraisen pilarianturan suunnittelussa vaaditaan eri osapuolten työpanosta ja yhteistyötä. Suunnitteluprosessi voidaan jakaa kolmeen vaiheeseen: pohjatutkimus, geotekninen suunnittelu ja rakennetekninen suunnittelu. Kuitenkin esimerkiksi talonrakennusprojekteissa usein rakennesuunnittelija voi suunnitella perustukset riippuen kohteen vaativuudesta ja suunnittelijan pätevyyksistä. Rakenteen geotekniset suunnitteluvaatimukset on esitetty taulukossa 2.1.

Luokka	Kuvaus	Geoteknisen murtuman riski	Esimerkkejä eurokoodista EN 1997
1	Pienet ja melko yksinkertaiset rakenteet	Merkityksetön	Ei ole
2	Tavanomaiset rakenne- ja perustustyytit, ei vaikeita maaperäolosuhteita tai kuormitustapauksia	Ei poikkeuksellista riskiä	Anturaperustukset
3	Muut rakenteet	Poikkeavat riskit	Suuret tai epätavalliset rakenteet Poikkeukselliset maaperäolosuhteet

Taulukko 2.1 Rakenteiden geotekniset luokat

(http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_6_Perustukset.pdf)

Luokassa 1 geoteknisen suunnittelun voi tehdä myös rakennesuunnittelija. Luokassa 2 rakennesuunnittelija suunnittelee perustukset geoteknisen suunnittelijan antamien lähtötietojen perusteella. Luokassa 3 tulee käyttää geoteknista suunnittelijaa.

2.1 Pohjatutkimus

Pohjatutkimuksen alustavina lähtötietoina ovat esimerkiksi kartat ja vanhat pohjatutkimukset viereisillä tonteilla. Varsinainen pohjatutkimus suoritetaan kohdekäynnillä, kenttätutkimuksilla ja laboratoriokokeilla. Pohjatutkimuksen tarkoituksena on selvittää rakennettavan tontin pohjaolosuhteet.

Maapohjasta saadaan tietoa kairauksilla ja ottamalla maanäytteitä, jotka analysoidaan laboratoriossa. Kairauksista ja näytteistä saadaan tietoa mm. maalajeista, rakeisuudesta ja maalajikerroksien korkeudesta. Tarvittaessa myös pohjaveden pinnan korkeus tarkistetaan eri havaintopisteistä.

2.2 Geotekninen suunnittelu

Geoteknisen suunnittelun lähtökohtana ovat pohjatutkimustulokset, arkkitehdilta ja rakennesuunnittelijalta saadut tiedot tontille rakennettavasta rakennuksesta, runkovalinnasta, kuormista ja laatuvaatimuksista, esimerkiksi rakenteen sallitusta painumasta.

Geoteknisen mitoituksen tarkoitus on määrittää pohjatutkimuksen ja rakennesuunnitelmien perusteella muun muassa perustamistapa, -taso ja -mitat. Mitoituksessa tarkastellaan esimerkiksi rakenteen painuma, maan kantokestävyys, liukumiskestävyys ja kaatumisvarmuus.

Maaperän kantokestävyydellä tarkoitetaan sitä pohjapainetta, jolla maaperän kantokyky on riittävä ja painumat pysyvät sallituissa rajoissa (by 30-2, Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudoituksen suunnitteluohjeet 1988, 2. Perustukset).

2.3 Rakennetekninen suunnittelu

Maanvaraisen pilarianturan rakennetekninen suunnittelu voidaan saattaa loppuun geoteknisen suunnittelun jälkeen. Rakenneteknisen mitoituksen lähtökohtana on perustamistapalausunto, joka sisältää pohjatutkimusasiakirjat ja muun muassa geosuunnittelijalta saadut pilarianturan alustavat pohjan mitat, sekä maan kantokestävyys.

Rakenneteknisen mitoituksen tarkoituksena on varmistaa, että pilariantura kestää rakenteena siihen vaikuttavat kuormat, niiden yhteisvaikutukset ja siirtää kuormat turvallisesti maapohjalle. Mitoitusprosessissa pääasiassa valitaan pilarianturalle rauditus, korkeus ja betonin lujuus. Rakenneteknisiä mitoitustarkasteluja ovat pohjapaine, taivutus, lävistys, halkeilu ja raudoituksen ankkurointi.

3 Materiaaliominaisuudet

3.1 Betoni

Materiaaliominaisuuksien määrittelyssä on käytetty standardia SFS-EN 1992-1-1 ja sen kansallisen liitteen ohjeita ja taulukoita.

Opinnäytetyössä maanvaraisille pilarianturoille valittiin käyttöikäksi 100 vuotta. Standardin SFS-EN 1992-1-1, kansallisen liitteen Taulukosta 4.1 valittiin betonin rasitusluokaksi XC2, joka on yleensä perustuksissa käytetty ja rakenne on kosketuksissa veden kanssa.

Betonin lujuusluokaksi määritettiin valitun rasitusluokan XC2 perusteella C25/30. Edellä mainitun standardin taulukosta 2.1N (FI) valittiin normaalisti vallitsevan ja tilapäisen mitoitustilanteen perusteella betonin osavarmuusluvuksi $\gamma_c = 1,5$ (Taulukko 3.1).

Mitoitustilanne	Betonin γ_c	Betoniteräksen γ_s	Jänneteräksen γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Taulukko 3.1 Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatiloissa.

Betonin puristuslujuuden mitoitussarvo lasketaan kaavalla 1.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät (SFS-EN1992-1-1-YM kansallinen liite: 3.1.6).

Betonin keskimääräinen vetolujuus lasketaan kaavalla 2.

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}, \leq C50/60 \quad (2)$$

Betonin vetolujuuden mitoitussarvo lasketaan kaavalla 3.

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (3)$$

α_{ct} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon betonin puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät. Sen suositusarvo on 1,0.

Betonin vetolujuuden ominaisarvon viiden prosentin fraktiili lasketaan kaavalla 4.

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm} \quad (4)$$

Betonin kimmokerroin lasketaan kaavalla 5.

$$E_{cm} = 22000 \times \left[\frac{f_{cm}}{10}\right]^{0,3} \quad (5)$$

Betonin keskimääräinen puristuslujuus 28 vuorokauden ikäisenä lasketaan kaavalla 6.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(MPa) \quad (6)$$

Edellä mainitut betonin materiaaliarvot voidaan myös valita suoraan standardin SFS-EN 1992-1-1, kansallisen liitteen Taulukosta 3.1.

3.2 Betonipeitepaksuuden määrittäminen

Betonipeitepaksuuden määrittelyssä on käytetty standardin SFS-EN 1992-1-1 ohjeita ja taulukoita. Taulukot on numeroitu kyseisen ohjeen mukaisesti.

Betonipeitteen nimellisarvo pilarianturan sivuilla lasketaan kaavalla 7.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7)$$

Betonipeitteen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla 8.

$$c_{min} = \max \left\{ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \quad (8) \right.$$

$$\left. \begin{matrix} c_{min,b} \\ 10 \text{ mm} \end{matrix} \right.$$

$c_{min,b}$ on tartuntavaatimuksista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo. Edellä mainitun standardin taulukosta 4.2 voidaan erillisille tangoille määrittää $c_{min,b}$ suuruudeksi tangon halkaisija (Taulukko 3.2).

Tartuntavaatimus	
Tankojen niputus	Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,b}$ *
Erilliset tangot	Tangon halkaisija
Niput	Ekvivalentti halkaisija (\varnothing_n) (ks. kohtaa 8.9.1)
* Jos kiviaineksen suurin nimelliskoko on yli 32 mm, betonipeitteen vähimmäisarvoa $c_{min,b}$ suurennetaan 5 mm.	

Taulukko 3.2 Betonipeitteen vähimmäisarvon $c_{min,b}$ vaatimukset tartunnan osalta.

Taulukosta 4.3N (FI) saadaan ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min,dur} = 25 \text{ mm}$, kun opinnäytetyössä pilarianturalle valittiin 100 vuoden käyttöikä, betonilujuus C25/30 ja raudoituksena käytettiin betoniterästä (Taulukko 3.3).

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 -5	C30/37 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C35/45 -5	C40/50 -5	C35/45 -5	C45/55 -5
RakMK B4 1-rakenneluokka	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Taulukko 3.3 Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset.

Betonipeitepaksuutta tulee lisätä lisävarmuustermin $\Delta c_{dur,\gamma}$ verran. Sen suositusarvo on 0 mm . Betonipeitteen vähimmäisarvon pienennyskerrointa $\Delta c_{dur,st}$ tulee käyttää, kun raudoituksena käytetään ruostumatonta terästä. Lisäksi betonipeitteen suuruutta pienennetään lisäsuojauksen esim. pinnoituksen takia termillä $\Delta c_{dur,add}$.

Opinnäytetyön pilarianturoissa ei käytetty ruostumatonta raudoitusta tai pinnoitusta, joten kaava 8 sievenee muotoon:

$$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} = 25 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad (8)$$

Tästä voidaan päätellä, että pikavalintakäyrästä tehtäessä $c_{min} = 25 \text{ mm}$, kun käytetään enintään $25 \text{ mm}:n$ tankoja. Suurempia tangon halkaisijoita käytettäessä c_{min} on tangon halkaisijan suuruinen.

Suunnittelussa tulee ottaa huomioon betonipeitteen mittapoikkeama Δc_{dev} . Pilarianturan sivuilla mittapoikkeaman arvona voidaan käyttää 10 mm , jolloin

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 35 \text{ mm} \quad (7)$$

Pilariantura valetaan maata vasten, joten sen alapinnassa mittapoikkeaman arvo epätasaiselle pinnalle on $20 - 40 \text{ mm}$ suunnittelijan harkinnan perusteella. Opinnäytetyössä pilarianturan alapinnan betonipeitepaksuuden suuruudeksi valittiin $c_{nom} = 60 \text{ mm}$.

3.3 Betoniteräs

Pilarianturan mitoituksessa käytettiin raudoitustyyppinä harjaterästä $A500HW$, jonka kimmomoduulin E_s arvo on $200\,000 \text{ N/mm}^2$. Valitun betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo on $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ ja sen osavarmuusluvaksi määritettiin $\gamma_s = 1,15$ (Taulukko 2.1 N (FI)). Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 9.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,8 \text{ N/mm}^2 \quad (9)$$

4 Kuormitusyhdistelyt

4.1 Käyttörajatila

Käyttörajatilassa käytetään kuormien ominaisarvoja ja niiden osavarmuuslukuja. Käyttörajatilan ominais- ja pitkäaikaisyhdistelyjä käytetään pilarianturan halkeilumitoituksessa. Käyttörajatilan tavallista, palautuvaa yhdistelyä ei tarvita pilarianturan mitoituksessa.

Käyttörajatilan ominaisyhdistely lasketaan kaavalla 10.

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (10)$$

Ominaisyhdistelyssä pysyvät kuormat ja pääasiallinen muuttuva kuorma lasketaan täysimääräisinä. Muut muuttuvat kuormat pienennetään kertoimella $\psi_{0,i}$.

Käyttörajan pitkäaikaisyhdistely lasketaan kaavalla 11.

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (11)$$

Pitkäaikaisyhdistelyssä pysyvät kuormat lasketaan täysimääräisinä ja muut muuttuvat kuormat pienennetään kertoimella $\psi_{2,i}$. Kertoimien $\psi_{0,i}$ ja $\psi_{2,i}$ suuruudet riippuvat kuormatyypistä (ks. luku 4.4 Kuormien ja kuormayhdistelyjen osavarmuusluvut).

4.2 Murtorajatila

Murtorajatilassa normaalisti vallitsevien ja tilapäisten mitoitustilanteiden kuormitusyhdistelyjen kaavat on esitetty standardin SFS-EN 1990, kohdassa 6.4.3.2. Rakenneteknisissä tarkasteluissa käytetään kuormitusyhdistelyjä 6.10a (12) tai 6.10b (13).

$$\begin{cases} 1,35 \times K_{FI} \times G_{kj,sup} \\ 0,9 \times G_{kj,inf} \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} 1,15 \times K_{FI} \times G_{kj,sup} + 1,5 \times K_{FI} \times Q_{k,1} + 1,5 \times K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \\ 0,9 \times G_{kj,inf} + 1,5 \times K_{FI} \times Q_{k,1} + 1,5 \times K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \end{cases} \quad (13)$$

4.3 K_{FI} -kerroin

Kuormakerroin K_{FI} valitaan seuraamus- ja luotettavuusluokan perusteella. Seuraamusluokka voidaan määrittää standardin SFS-EN 1990 taulukon B1 (FI) avulla (Taulukko 4.1).

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

Taulukko 4.1 Seuraamusluokkien määrittely.

Seuraamusluokkaa CC vastaava luotettavuusluokka ja kuormakerroin K_{FI} voidaan valita seuraavasti:

Seuraamusluokka	Luotettavuusluokka	K_{FI}
CC3	RC3	1,1
CC2	RC2	1,0
CC1	RC1	0,9

Kuormakerrointa K_{FI} käytetään murtorajatilan kuormitusyhdistelyissä 6.10, 6.10a ja 6.10b, kun lasketaan epäedullisia kuormia. Edullisissa tai käyttörajatilan kuormitusyhdistelyissä K_{FI} -kerrointa ei käytetä.

4.4 Kuormien ja kuormayhdistelyjen osavarmuusluvut

Kuormien yhdistelykertoimilla pienennetään kuormien ominaisarvoja. Yhdistelykertoimet eri kuormille on esitetty standardin SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen taulukossa A1.1 (FI) (Taulukko 4.2):

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)* ¹ 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 ** ¹	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
* ¹ 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. ** ¹ Lisätty Suomen kansalliseen liitteeseen.			

Taulukko 4.2 Kertoimien Ψ arvot rakennuksille.

Murtorajatilan osavarmuusluvut kuormayhdistelyille 6.10a (12) ja 6.10b (13) on esitetty standardin SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen taulukossa A1.2(B) (FI) (Taulukko 4.3):

Normaalisti vallitsevat ja tilapäiset mitoitusolot	Pysyvät kuormat		Määrävä muuttuva kuorma (*)	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat (*)
	Epäedulliset	Edulliset		
(Yht. 6.10a)	$1,35 K_{FI} G_{k,j,sup}$	$0,9 G_{k,j,inf}$		
(Yht. 6.10b)	$1,15 K_{FI} G_{k,j,sup}$	$0,9 G_{k,j,inf}$	$1,5 K_{FI} Q_{k,l}$	$1,5 K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*)Taulukon A.1.1 mukaiset kuormat ovat muuttuvia kuormia.

Huom. 1: Mitoituskavaana asia voidaan ilmaista siten, että kuormien yhdistelmänä käytetään epäedullisempaa kahdesta seuraavasta lausekkeesta, jolloin on huomattava, että jälkimmäinen lauseke sisältää vain pysyviä kuormia:

$$\begin{cases} 1,15 K_{FI} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf} + 1,5 K_{FI} Q_{k,l} + 1,5 K_{FI} \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ 1,35 K_{FI} G_{k,j,sup} + 0,9 G_{k,j,inf} \end{cases}$$

K_{FI} riippuu standardin SFS-EN 1990 liitteen B taulukon B2 mukaisesta luotettavuusluokasta seuraavasti:

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

Luotettavuusluokkia selvittävät seuraamusluokat CC3 ... CC1 esitetään liitteessä B.

Huom. 2: Katso myös standardeista SFS-EN 1992 ... SFS-EN 1999 pakkosiirtymä- tai pakkomuodonmuutostilalle käytettäviä osavarmuusluvun γ -arvoja.

Huom. 3: Kaikkien samasta syystä aiheutuvien pysyvien kuormien ominaisarvot kerrotaan osavarmuusluvulla $\gamma_{G,sup}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on epäedullinen ja osavarmuusluvulla $\gamma_{G,inf}$, jos kuorman kokonaisvaikutus on edullinen. Esimerkiksi kaikkien rakenteen omasta painosta aiheutuvien kuormien voidaan katsoa aiheutuvan samasta syystä; tämä pitää paikkansa silloinkin, kun kyseessä on erilaisia materiaaleja.

Huom. 4: Erityistarkasteluissa osavarmuuslukujen γ_G ja γ_Q arvot voidaan jakaa osiin γ_g ja γ_q ja mallin epävarmuuskertoimeen γ_{Sd} . Useimmissa tapauksissa voidaan käyttää välillä 1,05 ... 1,15 olevaa epävarmuuskertoimen γ_{Sd} arvoa.

Huom. 5: Pohjarakenteiden geoteknisen suunnittelun osalta katso standardi SFS-EN 1997-1 kansallisine liitteineen.

Taulukko 4.3 Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO) (Sarja B)

5 Kuormitustapaukset

5.1 Yleisesti

Pilarianturaan vaikuttavien vaaka- ja pystykuormien yhteisvaikutuksista tulisi tutkia ainakin neljä eri tapausta. Laskentakaavoina käytetään luvussa 4.2 Murtorajatila, esitettyjä kuormitusyhdistelyjä 6.10a (12) ja 6.10b (13). Laskentaperiaatteet, kriittisille kuormitustapauksille on esitetty taulukossa 5.1, jossa tuuli-, lumi- ja hyötykuorma ovat muuttuvia kuormia.

	Kuormitustapaus 1	Kuormitustapaus 2	Kuormitustapaus 3	Kuormitustapaus 4
	Max. tuuli, lumi ja hyöty pienennetty	Max. lumi ja hyöty, tuuli pienennetty	Max. pysyvät kuormat, ei tuulta	Min. pystykuorma, max. Tuuli
Kuormatyytit	Yhdistely 6.10b	Yhdistely 6.10b	Yhdistely 6.10a	Yhdistely 6.10b
pys.kuormat	$1,15 * K_{FI}$	$1,15 * K_{FI}$	$1,35 * K_{FI}$	0,9
tuuli	$1,5 * K_{FI}$	$1,5 * K_{FI} * \psi_{0,i}$	0	$1,5 * K_{FI}$
lumi	$1,5 * K_{FI} * \psi_{0,i}$	$1,5 * K_{FI}$	0	0
hyöty	$1,5 * K_{FI} * \psi_{0,i}$	$1,5 * K_{FI}$	0	0

Taulukko 5.1 Kriittiset kuormitustapaukset.

Maksimikuormituksen mitoitusarvoa laskettaessa, yhdistelykerrointa 1,15 ja 1,35 käytetään epäedullisille pysyville kuormille. Edullisille pysyville kuormille käytetään kerrointa 0,9. Esimerkiksi kuormitustapauksessa 4, Pysyvät pystykuormat ovat edullisia, koska etsitään minimiarvoa. Pystykuorma saa suurimman arvonsa $V_{Ed,max}$, kuormitustapauksessa 2 tai 3. Pienimmän arvonsa $V_{Ed,min}$ se saa kuormitustapauksessa 4.

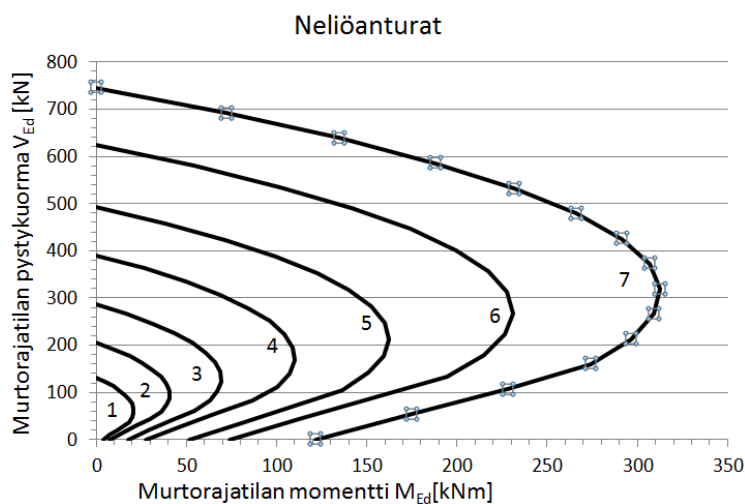
Jos pilarianturaan vaikuttaa vaakakuormista ainoastaan muuttuva kuorma, tuuli, niin suurin arvo $H_{Ed,max}$ saadaan kuormitusyhdistelyn 6.10b mukaan kertoimella 1,5. Pienimmän arvonsa $H_{Ed,min}$ saa kuormitusyhdistelyssä 6.10a, koska siinä huomioidaan vain pysyvät kuormat.

Vaikka kuormitustapauksella 2, saataisiin suurin pystykuorman arvo $V_{Ed,max}$, niin kuormitusyhdistelyn 6.10b perusteella voidaan olettaa, ettei samanaikaisesti pilarianturaan vaikuta suurin mahdollinen tuulikuorma. Tässä tapauksessa toissijainen muuttuva kuorma, tuuli, pienennetään pienennyskertoimella $\Psi_{0,i}$, jolloin lumi- ja hyötykuorma ovat pääasiallisia muuttuvia kuormia.

Käyttörajatilassa tehdään vain halkeamamitoitus. Määräävä pitkäaikaisyhdistely lasketaan täysillä pysyvillä kuormilla ja muuttuvat kuormat on pienennetty kertoimella $\Psi_{2,i}$. Kertoimella $\Psi_{2,i}$ tuuli saa arvon 0, joten sitä ei tarvitse huomioida halkeamamitoituksessa.

5.2 Kuormitustapausten luonti pikavalintakäyrästäille

Kuormitustapauksia tuli luoda pikavalintakäyrästäön muodostamista varten enemmän, kuin edellisessä luvussa mainitut kriittiset tapaukset. Yhdelle rakenteelle riittävän tarkka pikavalintakäyrä luotiin tutkimalla 15 kuormitustapausta. Kuvassa 5.1 on esitetty satunnainen pikavalintakäyrä, jossa musta, rakenteen maksimikapasiteettia kuvaava viiva kulkee ulkoisen pystykuorman ja momentin yhteisvaikutuspisteiden läpi.



Kuva 5.1 Satunnainen pikavalintakäyrästä.

Eri kuormitustapausten tutkiminen manuaalisesti todettiin liian työlääksi, joten Excel-mitotuslustralle muodostettiin taulukko, johon nauhoitettu makro hakee automaattisesti ulkoista pystykuormaa vastaavan maksimimomentin suuruuden. Ohjelma löytää maksimimomentin ääriarvon Excelin ”tavoitteen haku”-toiminnolla, jolloin yksi mitoitustarkastelujen käyttöasteista saavuttaa 100 %.

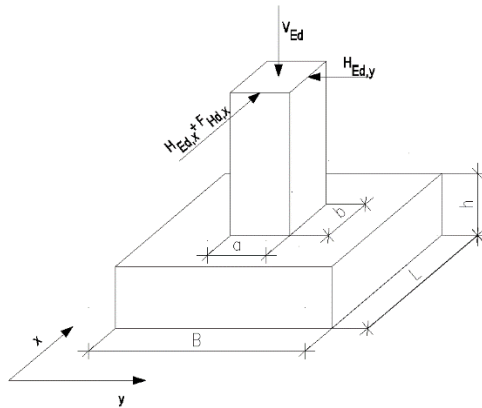
Kuormitukset:		(Muodostaa 15 kuormitustapausta pikavalintakäyriä varten)			
1	$V_{Ed,max}$	985,6	kN	M_{Ed}	0,0
2	$V_{Ed} * 13/14$	915,2	kN	M_{Ed}	222,66
3	$V_{Ed} * 12/14$	844,8	kN	M_{Ed}	281,71
4	$V_{Ed} * 11/14$	774,4	kN	M_{Ed}	328,95
5	$V_{Ed} * 10/14$	704,0	kN	M_{Ed}	364,39
6	$V_{Ed} * 9/14$	633,6	kN	M_{Ed}	388,04
7	$V_{Ed} * 8/14$	563,2	kN	M_{Ed}	399,88
8	$V_{Ed} * 7/14$	492,8	kN	M_{Ed}	397,10
9	$V_{Ed} * 6/14$	422,4	kN	M_{Ed}	347,43
10	$V_{Ed} * 5/14$	352,0	kN	M_{Ed}	297,76
11	$V_{Ed} * 4/14$	281,6	kN	M_{Ed}	248,08
12	$V_{Ed} * 3/14$	211,2	kN	M_{Ed}	198,41
13	$V_{Ed} * 2/14$	140,8	kN	M_{Ed}	148,74
14	$V_{Ed} * 1/14$	70,4	kN	M_{Ed}	99,07
15	$V_{Ed} * 0/14$	0,0	kN	M_{Ed}	49,4

Kuva 5.2 Kuormitustapausten luonti.

Kuvassa 5.2 on ote kuormitustapausten luontiin käytetystä taulukosta. Pystykuorman suurin arvo saadaan myös edellä mainittuun makroon syötetyllä ”tavoitteen haku”-toiminnolla. Nauhoitettu makro myös tallentaa jokaisen kuormitustapauksen aiheuttamat käyttöasteet ja tarvittavat lähtötiedot erilliselle taulukolle, josta voidaan myöhemmin analysoida tuloksia.

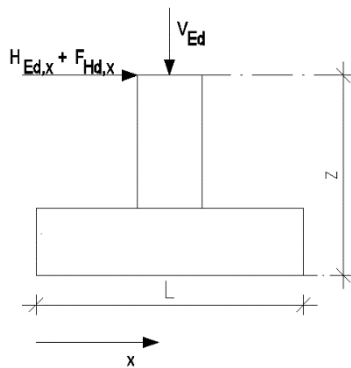
6 Vaakakuormat ja rakennemalli

Ulkoiset pysty- ja vaakakuormat V ja H lasketaan luvussa 5.1 esitetyillä periaatteilla. Kuvassa 6.1 on esitetty opinnäytetyössä käytettyjen pilarianturan mittojen merkinnät ja kolmiulotteinen rakennemalli. Merkintä F_{Hd} kuvaa lisävaakavoimaa, joka on esitetty luvussa 6.1.



Kuva 6.1 Kolmiulotteinen rakennemalli.

Kuvassa 6.2 on esitetty pilarianturan mitoituksessa käytetty, yksinkertaistettu rakennemalli, jonka avulla molemmat suunnat x ja y voidaan laskea erikseen. Neliöanturoilla voidaan käyttää hyväksi symmetriaa mitoittamalla pelkkä määräävä suunta, jossa vaakakuormitus on suurempi.



Kuva 6.2 Yksinkertaistettu rakennemalli.

6.1 Lisävaakavoima

Lisävaakavoimaa syntyy rakenteiden vinoudesta, sijaintivirheestä ja kuormien epäedullisista vaikutussuunnista. Lisävaakavoimien laskennassa on käytetty

lähteenä kirjaa RIL201-1-2008: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi.

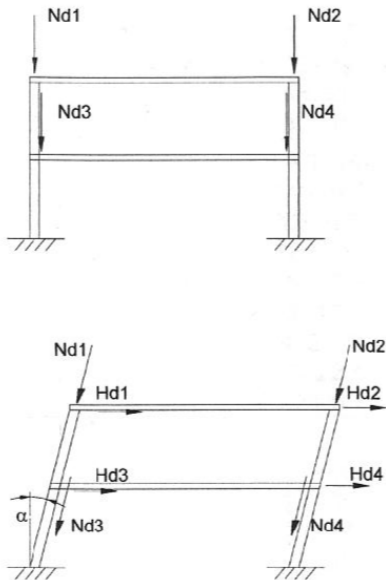
Rakennuksen lyhyemmässä suunnassa eli pilarianturan primäärisuunnassa x lasketaan lisävaakavoima kaavalla 14.

$$F_{Hd,x} = V_{Ed}/150 \quad (14)$$

Rakennuksen pidemmässä suunnassa eli pilarianturan toissijaisessa suunnassa y , lasketaan lisävaakavoima kaavalla 15, jossa termi B tarkoittaa rakennuksen leveyttä ja L rakennuksen pituutta.

$$F_{Hd,y} = B/L \times V_{Ed}/150 \geq V_{Ed}/250 \quad (15)$$

Lisävaakavoima vaikuttaa samassa pisteessä, kuin sen suuruuden määrittävä pystykuorma. Korkeussuunnassa sen voi kuitenkin sijoittaa ylä- tai välipohjien painopisteen tasolle, kuten kuvassa 6.3 on esitetty. Lisävaakavoimien ei tarvitse olettaa vaikuttavan samanaikaisesti, joten ainoastaan määräävän suunnan x arvo otetaan huomioon. Kuvassa pystykuorman merkintä N_d vastaa tässä opinnäytetyössä merkintää V_{Ed} .



Kuva 6.3 Rakennusten lisävaakavoimat.

Lisävaakavoima voidaan vaihtoehtoisesti laskea standardin SFS-EN 1992-1-1 avulla. Edellä mainitun standardin kohdassa 5.2 Mittaepätarkkuudet on esitetty kaavat lisävaakavoiman laskentakaavoille ja -periaatteille.

6.2 Momentti ulkoisista vaakakuormista

Ulkoiset vaakakuormat vaikuttavat pilariin ja pilarianturaan eri korkeudella pilarianturan alapinnasta, joten momentin laskenta-arvo saadaan tarkasti laskemalla yhteen eri kuormien ja momenttivarsien aiheuttavat momentit. Momenttivarsi z on vaakakuormituksen resultantin etäisyys pilarianturan alapinnasta. Esimerkiksi kuvan 6.2 tilanteessa vaakavoiman ja lisävaakavoiman aiheuttama momentti voidaan laskea kaavalla 16.

$$M_{Ed} = (H_{Ed,x} + F_{Hd,x}) \times z \quad (16)$$

6.3 Kuormien tuomat rajoitukset pikavalintakäyrästäille

Pikavalintakäyrästä on pyritty tekemään kohteesta ja tapauksesta riippumattomiksi ja niiden muodostamista varten ei erikseen ole määritetty rakennuksen tyyppiä, sijaintia tai kuormien suhteita. Pikavalintakäyrästäjen muodostus on siis vaatinut kuormitusyhdistelyjen suhteen oletuksia ja käytetyn Excel-laskentapohjan automatisoinnin kannalta on tutkittu käyttörajatilan ja murtorajatilan pystykuormitusyhdistelmien suhde. Tutkimus on esitetty taulukossa 6.1.

varm.kerroin	V_g	varm.kerroin	V_q	V_{Ed}	V_{Ek}	V_{Ek}/V_{Ed}
1,35	100	0	10	135	110	0,81
1,35	100	0	11	135	111	0,82
1,35	100	0	12	135	112	0,83
1,35	100	0	13	135	113	0,84
1,15	100	1,5	14	136	114	0,84
1,15	100	1,5	20	145	120	0,83
1,15	100	1,5	40	175	140	0,80
1,15	100	1,5	60	205	160	0,78
1,15	100	1,5	80	235	180	0,77
1,15	100	1,5	100	265	200	0,75

Taulukko 6.1 Kuormitusyhdistelyjen suhde.

Taulukossa 6.1 tutkittiin käyttörajatilan ominais- ja murtorajatilan kuormitusyhdistelmien, 6.10a ja 6.10b, suhdetta ja taulukoidut arvot on muodostettu seuraavasti:

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

$$\frac{V_{Ek}}{V_{Ed}} =$$

$$(V_g + V_q)/(1,15 \times K_{FI} \times V_g + 1,5 \times K_{FI} \times V_q) =$$

$$(100 + 14)/(1,15 \times 1,0 \times 100 + 1,5 \times 1,0 \times 14) =$$

$$\frac{114}{136} = 0,84$$

Tutkimuksen perusteella käyttörajatilan ominaispystykuorman suuruus on enintään 84 % murtorajatilan vastaavan suuruudesta. Pikavalintakäyrästäöjen tekemiseen käytetyn Excel-laskentapohjan soluun siis yksinkertaistettiin käyttörajatilan pystykuorman laskenta kaavalla 17.

$$V_{Ek} = 0,84 \times V_{Ed}, \text{ kun } K_{FI} \text{-kerroin on } 1,0 \quad (17)$$

Yksittäisen pilarianturan mitoituksessa ei tulisi käyttää edellä mainittuja oletuksia vaan optimoida rakenne laskemalla kuormitusyhdistelyt tapaus- ja kohdekohtaisesti erikseen käyttämällä tarvittaessa kuormayhdistelykertoimia (ks. luku 4.4 Kuormien ja kuormayhdistelmien osavarmuusluvut). Vaakakuormituksen osalta opinnäytetyössä on oletettu, että pilarianturaan vaikuttaa suurin mahdollinen vaakakuorma tuulesta. Tuuli on aina epäedullinen kuormitus, joten Excel-laskentapohjan soluun yksinkertaistettiin murtorajatilan vaakakuorman laskenta kaavalla 18.

$$M_{Ed} = 1,5 \times M_{Ek}, \text{ kun } K_{FI}\text{-kerroin on } 1,0 \quad (18)$$

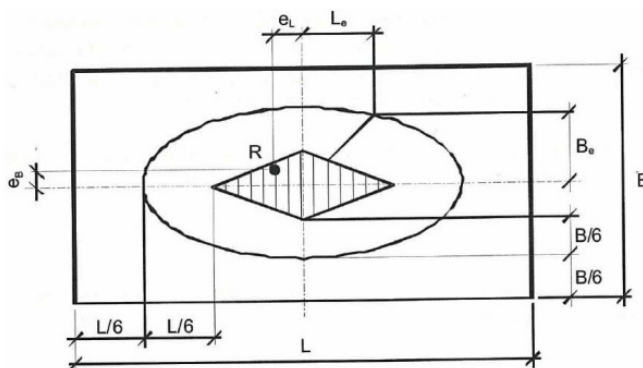
Käyttörajatilan pitkäaikaisessa kuormitusyhdistelyssä muuttuvalle kuormalle käytetään varmuuskerrointa Ψ_2 , jonka arvoksi tuulikuormalle saadaan 0, taulukon A1.1 (FI) perusteella. Pitkäaikaisyhdistelyn pystykuorman suuruutena

käytettiin ominaisyhdistelyn antamaa arvoa, jolloin halkeamaleveyden tarkastelu menee varmalle puolelle.

Yksittäisen pilarianturan mitoituksessa ja sijoittelussa tulee ottaa huomioon, että vaakakuorma saattaa vaikuttaa pilarianturaan myös toissijaisesta suunnasta y , esimerkiksi rakennuksen nurkkaan sijoitettuun pilarianturaan vaikuttaa tuulikuorma kahdesta suunnasta. Yksinkertaistuksen vuoksi pikavalintakäyrästä on oletettu, että vaakakuormat vaikuttavat pilarianturaan vain pääasiallisesta suunnasta x .

7 Epäkeskisyyden rajoittaminen ja kaatumisvarmuus

Erityisiin varotoimenpiteisiin tulee ryhtyä, kun kuormituksen epäkeskisyys on suurempi kuin $1/3$ suorakulmaisen perustuksen leveydestä. Sellaiset varotoimenpiteet sisältävät: kuormien mitoitusarvojen huolellisen uudelleen tarkastelun ja perustuksen reunan sijainnin suunnittelun rakentamistoleranssien suuruuden huomioon ottaen (Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, Osa 1: Yleiset säännöt: kohta 6.5.4 (1)P).



Kuva 7.1 Kuorman epäkeskisyydet.

Kuva 7.1 ja periaatteet on esitetty kirjassa RIL: 207-2009 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodi. Kuvassa on esitetty suorakaideanturan tasopiirustus ja pystykuorman epäkeskisyyden merkinnät. Tumma piste kuvaa pystykuorman resultanttia ja sen ollessa viivoitetun alueen, sydänpinnan, sisällä koko pohjan ala on puristettu, jolloin epäkeskisyydet ovat:

- $e_L < L/6$, pilarianturan sivun L suunnassa

- $e_B < B/6$, pilarianturan sivun B suunnassa.

Jos kuormituksen resultantti sijaitsee viivoittamattoman ellipsin sisällä, aiheuttaa se kolmiomaisen paineen anturan pohjalla. Epäkeskisyydet ovat silloin:

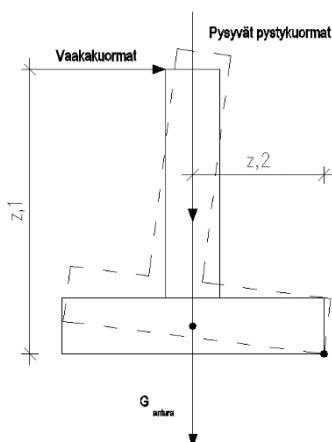
- $L/6 < e_L < L/3$
- $B/6 < e_B < B/3$

Epäkeskisyyden rajoittamisessa käytetään murtorajatilan kuormayhdistelyä. Epäedullinen, vaakakuormista aiheutuva momentti M_{Ed} lasketaan varmuuskertoimella 1,5. Pystykuormat ovat edullisia, niistä huomioidaan vain omat painot ja ne kerrotaan varmuuskertoimella 0,9. Epäkeskisyydet lasketaan kaavoilla 19 ja 20.

$$e_{d,x} = M_{Ed,y} / (V_{Ed} + G_{d,inf}) \leq L/3, \text{ kun momentti on y-akselin ympäri} \quad (19)$$

$$e_{d,y} = M_{Ed,x} / (V_{Ed} + G_{d,inf}) \leq B/3, \text{ kun momentti on x-akselin ympäri} \quad (20)$$

Epäkeskisyyden rajaamisen lisäksi pilarianturalle tutkittiin alustavasti kaatumisvarmuus. Kuvassa 7.2 on esitetty tilanne, jossa vaakakuormat pyrkivät kaatamaan pilarianturaa reunan ympäri. Kaatavat kuormat ovat epäedullisia ja ne kerrotaan kertoimella 1,5. Kaatavan momentin suuruus saadaan vaakakuormien ja momenttivarren z_1 tulosta. Tasapainottavat, pysyvät pystykuormat ovat edullisia ja ne kerrotaan kertoimella 0,9. Tasapainottava momentti saadaan pysyvien pystykuormien ja momenttivarren z_2 tulosta.

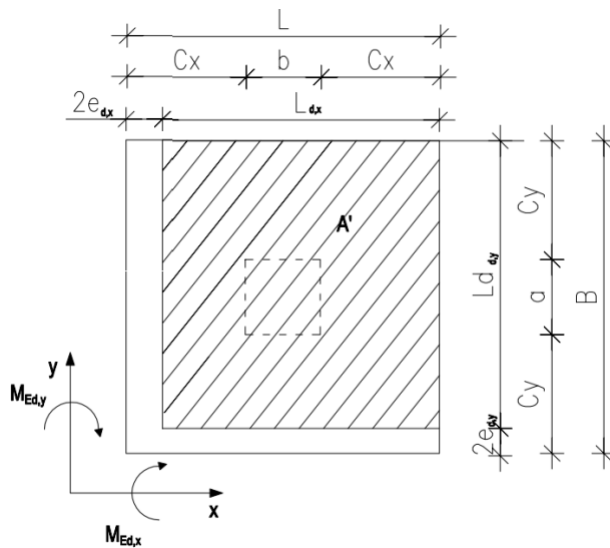


Kuva 7.2 Rakennemalli alustavalle kaatumisvarmuudelle.

Pikavalintakäyrästäöjen yksinkertaistusta varten oletettiin, että pilari sijaitsee keskeisesti anturaan nähden. Epäkeskeistä pilarin sijaintia, pilarianturan päälle tulevia epätasaisia kuormitusjakaumia, esimerkiksi maanpainosta ei huomioitu. Myöskään ajoneuvoista tai maanpaineesta aiheutuvaa vaakakuormaa ei ole huomioitu. Pilarianturaan harvoin vaikuttaa merkittäviä vaakakuormia maanpaineesta ja pilarianturan päälle pilarin viereen tulevat pystykuormat olisivat kuitenkin tasapainottavia, joten niiden jättäminen pois saa mitoituksen varmalle puolelle.

8 Pohjapaine

Tässä luvussa pohjapaineen laskentakaavat ja -periaatteet on esitetty suunnissa x ja y , kun pilarianturaan vaikuttaa vaakakuormia molemmilta sivuilta. Kuvassa 8.1 on esitetty pohjapainetarkastelua varten tarvittavat mitat ja merkinnät:



Kuva 8.1 Pilarianturan tehollinen pinta-ala.

e_d on pystykuorman epäkeskisyyys murtorajatilan kuormilla ja se lasketaan kaavoilla 20 ja 21.

$$e_{d,x} = M_{Ed,y} / (V_{Ed} + G_{d,sup}) \quad (20)$$

$$e_{d,y} = M_{Ed,x} / (V_{Ed} + G_{d,sup}) \quad (21)$$

L_d on pilarianturan tehollinen pituus murtorajatilan kuormilla ja se lasketaan kaavoilla 23 ja 24.

$$L_{d,x} = L - 2 \times e_{d,x} \quad (23)$$

$$L_{d,y} = B - 2 \times e_{d,y} \quad (24)$$

Murtorajatilassa suorakaiteen muotoisen pohjapaineen mitoitusarvo lasketaan kaavalla 25.

$$P_{Ed} = \frac{(V_{Ed} + G_{d,sup})}{A'_d} = (V_{Ed} + G_{d,sup}) / (L_{d,y} \times L_{d,x}) \quad (25)$$

Pikavalintakäyrästäjä tehtäessä tutkittiin vain taivutusta primäärisuunnassa x , jolloin $H_y = 0$. Tässä tapauksessa $M_{Ed,x} = 0$, $e_{d,y} = 0$ ja $L_{d,y} = B$, joten pohjapaineen mitoitusarvo lasketaan kaavalla 26.

$$P_{Edx} = \frac{V_{Ed} + G_{d,sup}}{A'_d} = (V_{Ed} + G_{d,sup}) / (B \times L_{d,x}) \quad (26)$$

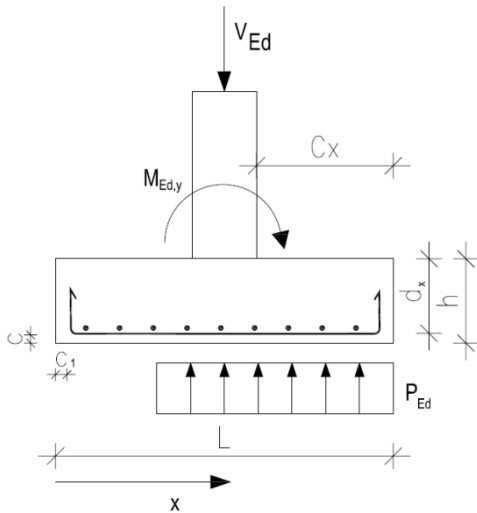
Murtorajatilan pohjapaine ei saa ylittää sallittua maan kantokestävyyden mitoitusarvoa R_d/A . Maan kantokestävyyden riittävyys tarkistetaan kaavalla 27.

$$P_{Ed} < R_d/A \quad (27)$$

9 Taivutus

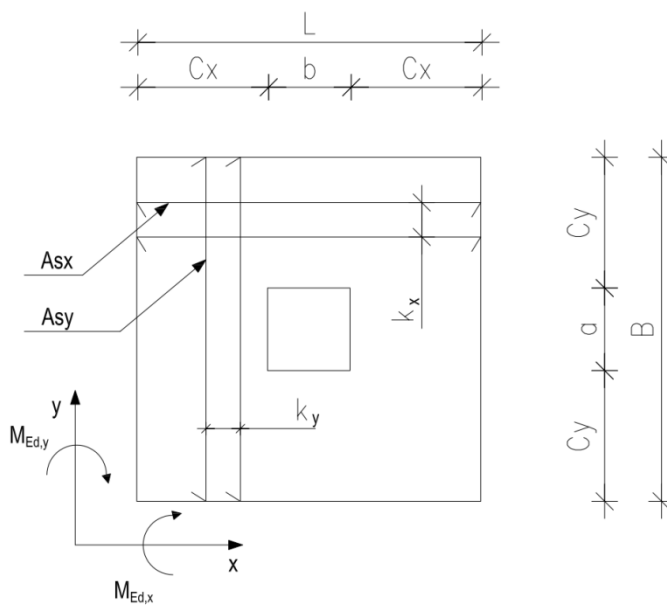
Taivutusmitoituksessa pilarianturaa tarkastellaan palkkina ja sille mitoitetaan vaadittava rauditus murtorajatilatarkastelun avulla. Taivutustarkastelu on esitetty primäärisuunnassa x . Tässä luvussa lähteinä on käytetty standardia SFS-EN 1992-1-1 + AC, sekä Betoniteollisuuden julkaisemaa ohjetta Osa 4 Palkit.

Kuvassa 9.1 on esitetty pilarianturan pystyleikkaus, taivutusmitoituksen rakennemalli ja tarvittavia mittoja.



Kuva 9.1 Taivutusmitoituksen rakennemalli.

Kuvassa 9.2 on esitetty pilarianturan vaakaleikkaus, josta nähdään raudoitustankojen suunnat ja tarvittavat merkinnät.



Kuva 9.2 Pilarianturan raudoitus.

Pilarianturaan valitun raudoituksen pinta-ala lasketaan kaavalla 28.

$$A_{s, valittu, x} = \pi \times (T_x/2)^2 \times n_{T, x} = \pi \times (T_x^2/4) \times n_{T, x} \quad (28)$$

k on raudoitustankojen keskipisteiden välinen etäisyys, joten molemmille reunoille jää puolet tangon halkaisijasta eli $T/2$. Raudoitustankojen lukumäärä valitulle tankojaolla lasketaan kaavalla 29.

$$n_{T,x} = (B - 2 \times c_1)/k_x + 1 \quad (29)$$

Valitun raudoituspinta-alan tulee täyttää kaavan 30 ehto.

$$A_{S,min}, A_{S,vaadittu} < A_{S,valittu} < A_{S,max} \quad (30)$$

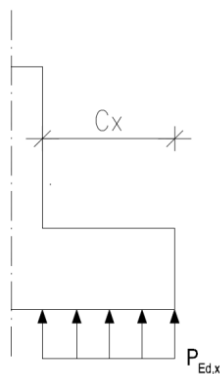
Murtorajatilän taivutusmomentti y-akselin ympäri lasketaan kaavalla 31.

$$M_{Ed,y} = P_{Ed,x} \times B \times C_x^2 / 2 \quad (31)$$

C_x on taipuvan osan eli ulokkeen pituus, jolloin momenttivarsi on $C_x/2$. Ulokkeen pituus lasketaan kaavalla 32.

$$C_x = L/2 - b/2 \quad (32)$$

Pohjapaineen momenttivarsi lasketaan olettamalla pohjapaine suorakaiteen muotoiseksi, jolloin momenttivarsi on tässä tapauksessa $C_x/2$. Kuvassa 9.3 on esitetty ulokkeen pituudella C_x vaikuttava, suorakaiteen muotoinen pohjapaine $P_{Ed,x}$.



Kuva 9.3 Pohjapaine ulokkeen pituudella.

Raudoituksen tehollinen korkeus lasketaan kaavalla 33.

$$d_x = h - c - T_x/2 \quad (33)$$

Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla 34.

$$\mu = M_{Ed,y} / (f_{cd} \times B \times d_x^2) \leq \mu_d = 0,324 \quad (34)$$

Puristuspinnan suhteellinen korkeus lasketaan kaavalla 35.

$$\beta_{d,x} = 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \quad (35)$$

Sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 36.

$$Z_{e,d,x} = d_x - \beta_{d,x} \times d_x / 2 = d_x \times (1 - \beta_{d,x} / 2) \quad (36)$$

Vaadittava raudoituspinta-ala lasketaan kaavalla 37.

$$A_{S,vaad} = M_{Ed,y} / (Z_{e,d,x} \times f_{yd}) \quad (37)$$

Minimiraudoitusala lasketaan kaavalla 38.

$$A_{S,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \times B \times d_x \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,0013 \times B \times d_x \end{array} \right. \quad (38)$$

Maksimiraudoitusala lasketaan kaavalla 39.

$$A_{S,max,x} = 0,06 \times B \times h \quad (39)$$

10 Lävistys

Tässä luvussa on käytetty lähteenä Suomen Betoniyhdistyksen julkaisemaa kirjaa Betoninormit 2004 by 50 sekä Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, by 210.

Pilarianturoiden lävistyskestävyys on usein mitoittavampi kuin taivutuskestävyys ja pilarianturan paksuus joudutaan määrittämään lävistyskestävyyden perusteella, jos leikkausraudoitusta ei käytetä (Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008, by210: Leikkaustarkastelu sivu 449).

Lävistysmitoitusta ei toistaiseksi tehdä standardin EN 1992-1-1 mukaan. Sen sijaan lävistysmitoitusta tehdään Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4

”Betonirakenteet, ohjeet” kohdan 2.2.2.7 mukaan (SFS-EN1992-1-1: Kansallinen liite). Mitoitusehtona lävistymiselle on, että lävistyskuorma eli ylitä pilarianturan lävistyskestävyyttä. Lävistymisehto lasketaan kaavalla 40.

$$V_c > V_d \quad (40)$$

Tässä luvussa on esitetty läpileikkautumistarkastelu primäärisuunnassa x , ottaen kuitenkin huomioon mahdollisesti molemmilta sivuilta momenttia aiheuttavat vaakavoimat H_x ja H_y . Lävistyskapasiteetin laskentakaavat on esitetty myös kahdessa eri tapauksessa pilarin muodosta riippuen pyöreälle ja suorakaidepilarille.

Pilarianturan lävistyskapasiteetti lasketaan kaavalla 41.

$$V_{c,x} = k_{BN} \times \beta_{BN} \times (1 + 50\rho) \times u_{BN} \times d \times f_{ctd} \quad (41)$$

Tehollinen korkeus lasketaan kaavalla 42.

$$d = \sqrt{d_x \times d_y} \quad (42)$$

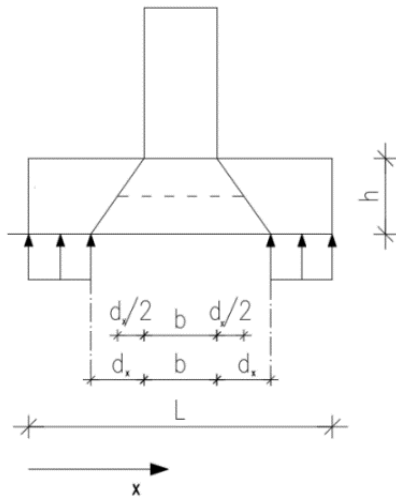
Kerroin k_{BN} lasketaan kaavalla 43.

$$k_{BN} = 1,6 - d/1000 \geq 1 \quad (43)$$

Raudoitussuhde lasketaan kaavalla 44.

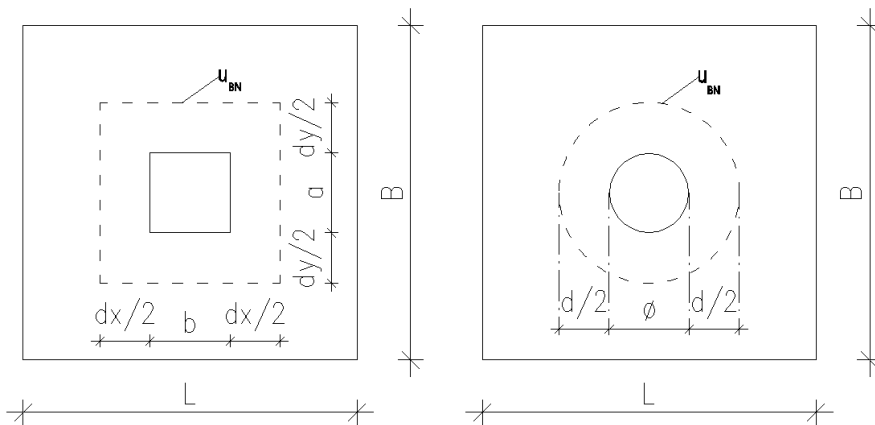
$$\rho = (\rho_x + \rho_y)/2 = ((A_{s, valittu,x}/B \times d_x) + A_{s, valittu,y}/(L \times d_y))/2 \leq 0,008 \quad (44)$$

Kuvassa 10.1 on esitetty pilarianturan pystyleikkaus, jossa pohjapaine ja pystykuorma aiheuttavat pilarianturan keskelle murtokartion. Katkoviiva kuvaa kriittisen lävistyspiirin sivun pituutta suunnassa x ja se mitataan korkeussuunnassa murtokartion sivun keskeltä.



Kuva 10.1 Murtokartio.

Kuvassa 10.2 on esitetty pilarianturan vaakaleikkaus, josta nähdään tarvittavat merkinnät lävistyspiirin ja -pinta-alan laskemiselle. Vasemmalla puolella on käytetty suorakaidepilaria ja oikealla puolella pyöreää pilaria.



Kuva 10.2 Lävistyspiiri ja -pinta-ala.

Kun käytetään suorakaiteen muotoista pilaria, lävistyspiirin pinta-ala ja lävistyspiiri lasketaan kaavoilla 45 ja 46.

$$A_u = (b + d_x) \times (a + d_y) \quad (45)$$

$$u_{BN} = (b + d_x) \times 2 + (a + d_y) \times 2 = (b + d_x + a + d_y) \times 2 \quad (46)$$

Kun käytetään pyöreää pilaria, lävistyspiirin pinta-ala ja lävistyspiiri lasketaan kaavoilla 47 ja 48.

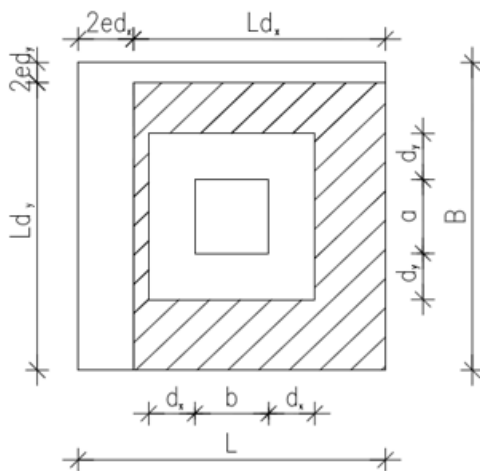
$$A_u = \pi \times ((\phi_{pilari} + d)/2)^2 \quad (47)$$

$$u_{BN} = \pi \times (\phi_{pilari} + d) \quad (48)$$

Kerroin β_{BN} lasketaan kaavalla 49.

$$\beta_{BN} = 0,4 / (1 + \frac{1,5 \times e_{d,x}}{\sqrt{A_u}}) \quad (49)$$

Lävistyskuorman laskentaperiaate on esitetty kuvassa 10.3. Pilarianturan tehollisesta pinta-alasta vähennetään murtokartion pohjan pinta-ala ja kerrotaan pohjapaineella.



Kuva 10.3 Pilarianturan tehollinen pinta-ala lävistysmitoituksessa.

Kuvan 10.3 mukainen lävistyskuorma lasketaan kaavalla 50.

$$V_d = (A' - (b + 2d_x) \times (a + 2d_y)) \times P_{Ed} \quad (50)$$

11 Pääraudoituksen ankkurointi

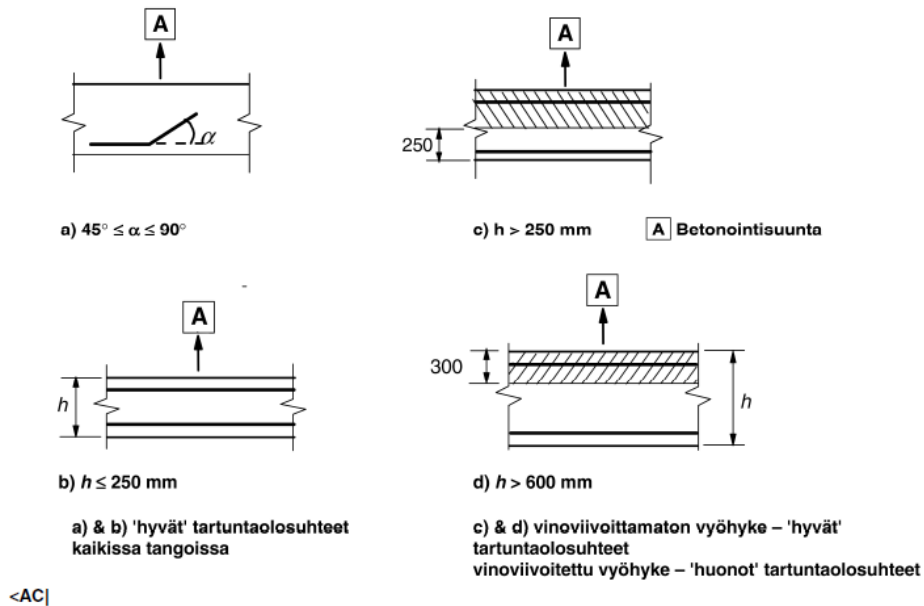
Raudoitustangot tulee ankkuroida siten, että tartuntavoimat siirtyvät luotettavasti betonille tangon suuntaista halkeilua tai lohkeilua aiheuttamatta (SFS-EN 1992-1-1: 8.4.1 Yleistä). Tässä luvussa on esitetty ankkuroinnin yleiset mitoitusperiaatteet taivutetuille pääterästangoille. Lähteinä on käytetty standardia SFS-EN 1992-1-1 ja kirjaa Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus: by 210. Suomen Betoniyhdistys.

11.1 Tartuntalujuuden mitoitusarvo

Harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 51.

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (51)$$

η_1 on kerroin, joka liittyy tartuntaolosuhteiden laatuun ja tangon sijaintiin betonoinnin aikana (Kuva 11.1)



Kuva 8.2 Tartuntaolosuhteiden kuvaus

Kuva 11.1 Tartuntaolosuhteiden kuvaus.

Opinnäytetyössä laskettujen pilarianturoiden minimikorkeus on 300 mm ja pääteräkset ankkuroidaan taivutettuina enintään 90 asteen kulmaan. Kerroin $\eta_1 = 1,0$, koska hyvät tartuntaolosuhteet saavutetaan.

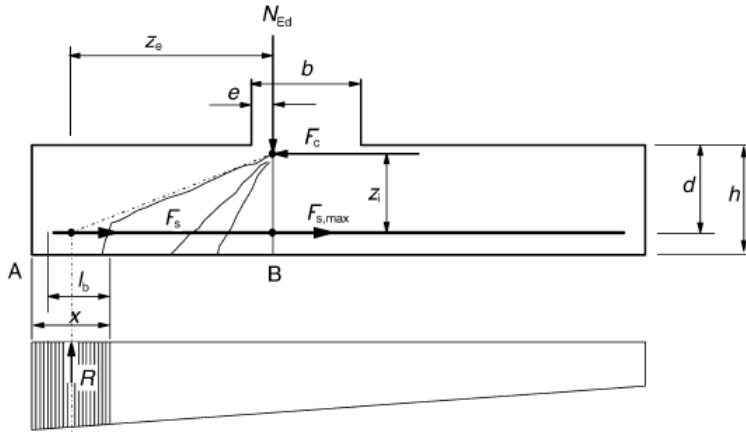
Kerroin η_2 riippuu tangon halkaisijasta. $\eta_2 = 1,0$, kun tangon halkaisija $T \leq 32 \text{ mm}$. Suuremmilla tangon halkaisijoilla kerroin η_2 lasketaan kaavalla 52.

$$\eta_2 = (132 - T)/100 \quad (52)$$

Opinnäytetyössä betoniterästen halkaisijat rajattiin suuruudeltaan $10 - 20 \text{ mm}$:n, jolloin $\eta_2 = 1,0$.

11.2 Yhden tangon mitoitusjännitys

Lähtökohtana tämän luvun laskennalle on käytetty standardin SFS-1992-1-1 lukua 9.8.2.2 ja siinä esitettyä kuvaa 11.2.



Kuva 11.2 Vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli.

Yhden tangon mitoitusjännitys lasketaan kaavalla 53.

$$\sigma_{s,d} = F_s / A_s \quad (53)$$

Raudoitustankojen vetovoima F_s määritetään tasapainoehdoilla, jolloin laskentakaava sievenee muotoon 54.

$$F_s = R \times z_e / z_i \quad (54)$$

Vetovoiman F_s täytyy pystyä ankkuroitumaan pilarianturan reunasta jokaiselle etäisyydelle x , ankkurointipituuden l_b mukaan. Pohjapaineen P_{Ed} resultantti R lasketaan kaavoilla 55 ja 56.

$$R_x = x \times B / P_{Ed,x} \text{ (suunta } x) \quad (55)$$

$$R_y = x \times L / P_{Ed,y} \text{ (suunta } y) \quad (56)$$

Z_e on ulkoinen momenttivarsi eli resultantin R etäisyys pystykuorman vaikutuspisteeseen, joka sijaitsee pilarianturan reunasta pisteiden A ja B välisellä pituudella $l_{A-B} = C + e$. Ulkoinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 57.

$$Z_e = l_{A-B} - x/2 \quad (57)$$

Pohjapaineen resultanttia R vastaavan pystykuorman V_{Ed} vaikutuspisteen etäisyys pilarin reunasta lasketaan kaavalla 58.

$$e = 0,15 \times b \quad (58)$$

Sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 59.

$$Z_i = 0,9 \times d \quad (59)$$

Opinnäytetyössä tarkastellaan ankkurointia tapauksessa 1, jossa R saa suurimman arvonsa ja tapauksessa 2, jossa Z_e saa suurimman arvonsa.

Tapaus 1: $x = l_{A-B,x} - e_x = C_x$

Pohjapaineen resultantti lasketaan kaavalla 60, tapauksessa 1.

$$R_x = x \times B \times P_{Ed,x} = C_x \times B \times P_{Ed,x} \quad (60)$$

Ulkoinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 61, tapauksessa 1.

$$Z_{e,x} = l_{A-B} - \frac{x}{2} = C_x + e_x - C_x/2 \quad (61)$$

Suurissa tangoissa termin x pienin arvo on yleensä kriittisin ja sille voidaan olettaa arvo $x_{min} = \frac{h}{2}$ (Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus: by 210. Suomen Betoniyhdistys).

Tapaus 2: $x = \frac{h}{2}$

Pohjapaineen resultantti lasketaan kaavalla 62, tapauksessa 2.

$$R_x = (h \times B \times P_{Ed,x})/2 \quad (62)$$

Ulkoinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 63, tapauksessa 2.

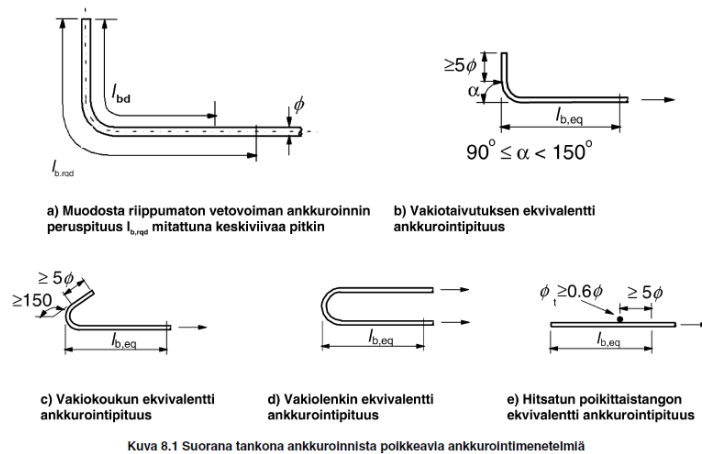
$$Z_{e,x} = l_{A-B} - \frac{x}{2} = C_x + e_x - \frac{h}{4} \quad (63)$$

Vaikka opinnäytetyössä käytettiin taivutettuja tankoja, niin tapauksen 2 tutkiminen on suotavaa. Pituuden x pienentyessä resultantin R suuruus pienenee, mutta ulkoinen momenttivarsi kasvaa. Tankojen vetovoiman suuruus

riippuukin molemmista arvoista, sillä sisäinen momenttivarsi z_i on molemmissa tapauksissa yhtä suuri.

11.3 Ankkurointipituuden perus- ja mitoitusarvo

Ankkurointipituuden perus- ja mitoitusarvo mitataan pitkin tangon keskiviivaa (ks. kuva 11.3.)



Kuva 11.3 Suorana tankona ankkuroinnista poikkeavia ankkurointimenetelmiä.

Luvussa 10.1 tartuntalujuus f_{bd} määritettiin vakioksi, jolloin ankkurointipituuden perusarvo lasketaan kaavalla 64.

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{T}{4}\right) \times \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (64)$$

Ankkurointipituuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 65.

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (65)$$

Kertoimilla α_{1-5} pienennetään ankkurointipituuden perusarvoa ja ne voidaan määrittää standardin SFS EN 1992-1-1, luvun 8.4 ja taulukon 8.2 avulla.

α_1 on tankojen muodosta riippuva kerroin, mikäli betonipeitepaksuus on riittävä. Sen suuruus lasketaan kaavalla 66 tai 67.

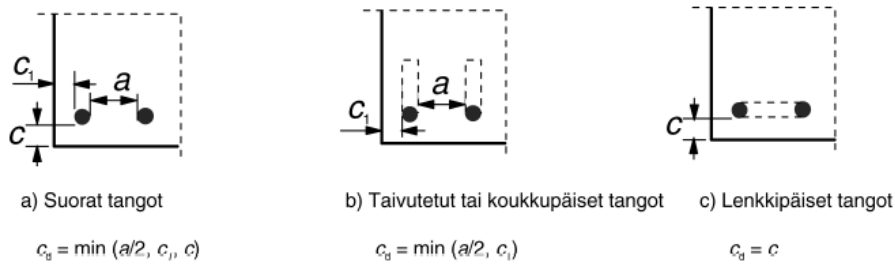
$$\alpha_1 = 1,0, c_d > 3 \times T \quad (66)$$

$$\alpha_1 = 0,7, c_d \leq 3 \times T \quad (67)$$

Taivutetuille tangoille betonipeitteen vähimmäisarvo lasketaan kaavalla 68.

$$c_d = \min \left\{ \begin{array}{l} a/2 \\ c_1 \end{array} \right. \quad (68)$$

Kuvan 11.4 mukaan termi a tarkoittaa tankojen väliin jäävän betonipeitteen paksuutta, c tarkoittaa betonipeitepaksuutta pilarianturan alapinnassa ja c_1 tarkoittaa betonipeitepaksuutta pilarianturan sivuilla.



Kuva 8.3 Mitan c_d arvot palkissa ja laatoissa

Kuva 11.4 Mitan c_d arvot palkissa ja laatoissa.

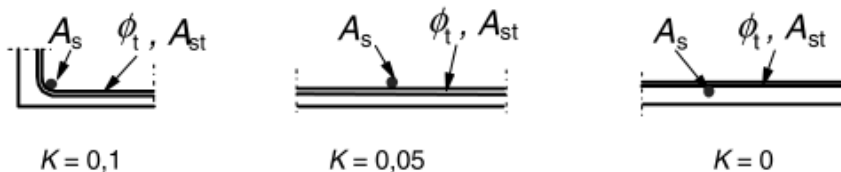
Kerroin α_2 on betonipeitteen vähimmäisarvosta riippuva kerroin. Taivutetuilla tangoilla kerroin lasketaan kaavalla 69.

$$0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 \times (c_d - 3 \times T)/T \leq 1,0 \quad (69)$$

Kertoimella α_3 otetaan huomioon poikittaisen raudoituksen avulla saavutettava laajenemisen esto. Se lasketaan kaavalla 70.

$$0,7 \leq \alpha_3 = 1 - K \times \lambda \leq 1,0 \quad (70)$$

Kertoimen K arvo riippuu kuvassa 11.5 esitetystä tilanteesta.



Kuva 8.4 Kertoimen K arvot palkelle ja laatoille

Kuva 11.5 Kertoimen K arvot palkelle ja laatoille.

Suunnassa x, $K = 0$, jolloin $\alpha_{3,x} = 1,0$.

Suunnassa y, $K = 0,1$ tai $0,05$ riippuen tangon sijainnista. Varmalle puolen päästään pienemmällä arvolla, joten valitaan, että suunnassa y käytetään arvoa $K = 0,05$.

$$0,7 \leq \alpha_{3,y} = 1 - K \times \lambda = 1 - 0,05 \times \lambda \leq 1,0 \quad (70)$$

Kerroin λ lasketaan kaavalla 71.

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s \quad (71)$$

Laatoilla poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvon $\sum A_{st,min}$ suuruudeksi voidaan määrittää 0, jolloin kaava 71 voidaan sieventää muotoon:

$$\lambda = \sum A_{st} / A_s \quad (71)$$

$\sum A_{st}$ on poikittaisraudoituksen ala pitkin ankkurointipituutta. A_s on suurimman ankkuroitavan tangon poikkileikkausala.

α_4 on kerroin, jolla otetaan huomioon ankkurointipituudella l_{bd} sijaitsevan yhden tai usean hitsatun poikittaistangon vaikutus. Termi $\alpha_4 = 1,0$, koska opinnäytetyössä ei käytetä hitsattua raudoitusta.

α_5 on kerroin, jolla otetaan huomioon ankkurointipituudella l_{bd} lohkeilutasoon vaikuttavan paineen vaikutus. Ankkurointitavasta riippumatta α_5 -kertoimen arvo lasketaan kaavalla 72.

$$0,7 \leq \alpha_5 = 1 - 0,04 \times \rho \leq 1,0 \quad (72)$$

Poikittaispaine murtorajatilassa, pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta l_{bd} , lasketaan kaavalla 73.

$$\rho = P_{Ed} \quad (73)$$

Yksinkertaisemmalla ja helpommalla laskentatavalla voidaan unohtaa α_{1-5} -pienennyskertoimet ja olettaa niiden arvoksi 1,0, jolloin ankkurointipituuden

mitoitusarvo $l_{bd} = l_{bd,rqd}$. Pienennyskertoimia on kuitenkin hyödyllistä käyttää, jos halutaan optimoida ankkurointipituus tai se tulee mitoittavaksi.

11.4 Ankkurointipituuden minimi- ja maksimiarvo

Ankkurointipituuden mitoitus- ja minimiarvot eivät saa ylittää ankkurointipituuden suurinta mahdollista arvoa. Ehto lasketaan kaavalla 74.

$$l_{b,min}, l_{bd} < l_{b,max} \quad (74)$$

Yhtälön puuttuvat arvot lasketaan luvussa 11.2 esitettyjen, tapauksien 1 ja 2, periaatteiden mukaan seuraavasti:

Tapaus 1: $x = C_x$ (suunta x)

Tapauksessa 1 ankkurointipituuden maksimiarvo taivutetuilla teräksillä lasketaan kaavalla 75.

$$l_{b,max,x} = C_x - c_1 - \frac{T_x}{2} + d_x - c_1 \quad (75)$$

$C_x - c_1 - \frac{T_x}{2}$ on ankkurointipituuden maksimiarvo vaakasuunnassa ja $d_x - c_1$ on taivutetun osan ankkurointipituuden maksimiarvo pystysuunnassa (ks. kuva 11.6).

Tapaus 2: $x = h/2$ (suunta x)

Ankkurointipituuden minimiarvo lasketaan kaavalla 76.

$$l_{b,min,x} = \max \begin{cases} 0,3 \times l_{bd,rqd,x} \\ 10 \times T_x \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (76)$$

Tapauksessa 2 ankkurointipituuden maksimiarvo lasketaan kaavalla 77.

$$l_{b,max,x} = \frac{h}{2} - c_1 - \frac{T_x}{2} + d_x - c_1 \quad (77)$$

Tapaus 1: $x = C_y$ (suunta y)

Tapauksessa 1, ankkurointipituuden maksimiarvo taivutetuilla teräksillä lasketaan kaavalla 78.

$$l_{b,max,y} = C_y - c_1 - \frac{T_y}{2} + d_y - c_1 \quad (78)$$

$C_y - c_1 - \frac{T_y}{2}$ on ankkurointipituuden maksimiarvo vaakasuunnassa ja $d_y - c_1$ on taivutetun osan ankkurointipituuden maksimiarvo pystysuunnassa. Ankkurointipituuden suuruus on mitoittavampi suunnassa y , koska suorakaideanturoilla pilarianturan sivun pituus $B < L$, jolloin $C_y < C_x$, sekä raudoituksen tehollinen korkeus $d_y < d_x$ suorakaide- ja neliöanturoilla (ks. kuva 11.6).

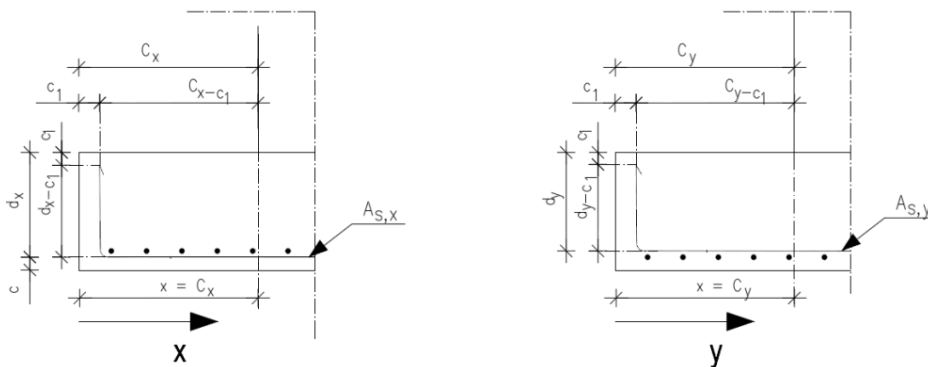
Tapaus 2: $x = h/2$ (suunta y)

Ankkurointipituuden minimiarvo $l_{b,min,y}$ lasketaan kaavalla 79.

$$l_{b,min,y} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \times l_{bd,rqd,y} \\ 10 \times T_y \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (79)$$

Tapauksessa 2, ankkurointipituuden maksimiarvo lasketaan kaavalla 80.

$$l_{b,max,y} = \frac{h}{2} - c_1 - \frac{T_y}{2} + d_y - c_1 \quad (80)$$



Kuva 11.6 Maksimiankkurointipituus ja merkinnät.

Kuvassa 11.6 on esitetty maksimiankkurointipituuden laskemisen periaatteet ja kaavoissa käytetyt merkinnät suunnassa x ja y . Pikavalintakäyrästä ei näe suoraan vaadittua ankkurointipituutta, mutta tangot voidaan suoraan taivuttaa maksimiarvon mukaisesti, jolloin ankkurointipituus on pikavalintakäyrästä lähtötiedoilla ja tarkastelupisteissä aina riittävä.

12 Halkeilu

Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se huononna rakenteen asianmukaista toimintaa tai säilyvyyttä tai vaikuta ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävä. Teräsbetonirakenteissa syntyy normaalisti halkeilua välittömän kuormituksen, pakkosiirtymän, pakkomuodonmuutoksen tai niiden estymisen aiheuttaman taivutuksen, leikkauksen, väännön tai vedon seurauksena (SFS-EN 1992-1-1, 7.3.1).

Halkeilun tarkastelu tehdään käyttörajatilamitoituksen avulla. Kohdassa 12.1 tarkastellaan, muodostuuko halkeamaa, jonka jälkeen halkeilua rajoitetaan pienentämällä vetoraudoituksen tangon halkaisijaa tai tankoväliä kohdan 12.2 taulukkomitoituksella. Kohdassa 12.3 lasketaan halkeamaleveyden suuruus ja tarkistetaan, ettei se ylitä rasisluokan sallimaa maksimihalkeamaleveyttä. Laskentaperiaatteet on esitetty primäärisuunnan x taivutukselle, jolloin halkeama on pilarianturan sivun B suuntainen. Kuormitustapauksina tulisi edelleen tutkia ainakin luvussa 5.1 esitetyt tilanteet.

12.1 Halkeaman muodostuminen

Halkeaman muodostuminen tutkitaan käyttörajatilan kuormien ominaisyhdistelmän avulla (ks.luku 4.1 Käyttörajatila). Alla esitettyjen kaavojen merkinnät ja laskentaperiaatteet on esitetty tarkemmin luvuissa 8 Pohjapaine ja 9 Taivutus, joissa käytettiin murtorajatilan kuormitusyhdistelyjen merkintöjä.

Käyttörajatilan ominaisyhdistely:

$$\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \quad (10)$$

Pystykuormituksen epäkeskeisyys:

$$e_{k,x} = M_{Ek,y} / (V_{Ek} + G_k) \quad (81)$$

Pilarianturan pohjan tehollinen pituus:

$$L_{k,x} = L - 2 \times e_{k,x} \quad (82)$$

Pohjapaine:

$$P_{Ek,x} = \frac{(V_{Ek}+G_k)}{A'_k} = \frac{(V_{Ek}+G_k)}{(B \times L_{k,x})} \quad (83)$$

$$M_{Ek,y} = \frac{P_{Ek,x} \times B \times C_x^2}{2} \quad (84)$$

Jännityksen suuntaisia halkeamia voi syntyä, jos jännitystaso ylittää kriittisen arvon kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa (SFS-EN 1992-1-1, luku 7.2 Jännitysten rajoittaminen). Tässä tapauksessa pilarianturaan muodostuu halkeilua, jos pohjapaineen aiheuttama momentti ylittää rakenteen halkeamakestävyyden. Ehto lasketaan kaavalla 85.

$$M_{Ek,y} > M_{cr} \quad (85)$$

Halkeamakestävyys lasketaan kaavalla 86.

$$M_{cr} = f_{ctm} \times W \quad (86)$$

Taivutusvastus lasketaan kaavalla 87.

$$W_x = \frac{B \times h^2}{6} \quad (87)$$

Halkeamakestävyyden suuruutta verrattuna momenttirasitukseen voidaan myös kasvattaa lisäämällä betonin lujuutta tai kasvattamalla pilarianturan korkeutta. Tilan käytön, materiaalimenekin ja betonin hinnan kannalta helpoin tapa on kuitenkin rajoittaa halkeilua pienentämällä tankoväliä tai tangon halkaisijaa luvun 12.2 mukaan.

12.2 Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa

Halkeilun rajoittaminen ilman suoraa laskentaa toteutetaan Standardin SFS-EN 1992-1-1, kohdan 7.3.3, periaatteiden mukaisesti. Aluksi määritetään laskennallisen halkeamaleveyden maksimiarvo w_{max} käyttäen edellä mainitun standardin kansallisen liitteen taulukkoa 7.1N (FI). Rasitusluokkaa XC2 vastaava halkeamaleveyden w_{max} suositusarvoo 0,3 mm (Taulukko 12.1).

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>		

Taulukko 12.1 Raja-arvon w_{max} arvot (mm).

Taulukoilla 7.2N ja 7.3N voidaan rajoittaa pääterästen suurinta mahdollista halkaisijaa ja tankoväliä, jotta yksittäisen halkeaman leveys w_k ei ylitä halkeamaleveyden maksimiarvoa w_{max} (Taulukot 12.2 ja 12.3).

Teräsjännitys [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 12.2 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat $\phi *s$.

Teräsjännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [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	–

Taulukko 12.3 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo.

Taulukoiden 7.2N ja 7.3N käyttö vaatii teräsjännityksen laskemista. Teräsjännityksen laskentaa varten ratkaistaan haljenneen poikkileikkauksen neutraaliakselin etäisyys pilarianturan puristetusta reunasta. Etäisyys lasketaan kaavalla 88 (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 8: Taipuma. Betoniteollisuus.).

$$x_x = (\sqrt{(A_{s, valittu, x} \times \alpha_e)^2 + 2 \times B \times (A_{s, valittu, x} \times \alpha_e \times d_x)} - A_{s, valittu, x} \times \alpha_e) / B \quad (88)$$

Betoniteräksen ja betonin kimmokertoimien suhde lasketaan kaavalla 89.

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} \quad (89)$$

Sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 90.

$$Z_{e, k, x} = d_x - \frac{x_x}{3} \quad (90)$$

Teräsjännitys lasketaan kaavalla 91.

$$\sigma_{s, k, x} = M_{Ek, y} / (Z_{e, k, x} \times A_{s, valittu, x}) \quad (91)$$

Nyt huomataan, että teräsjännityksen suuruus riippuu oleellisesti raudoituksen pinta-alasta. Tangon halkaisijan rajoittaminen vähentää, mutta tankovälin rajoittaminen kasvattaa valittua raudoituspinta-alaa $A_{s, valittu}$. Tangon halkaisijan pienentäminen yksinään ei ole järkevää, jos taivutusrasitus on lähellä rakenteen taivutuskapasiteetin maksimia. Yleensä pelkkä tankovälin pienennys riittää rajoittamaan jännitystä ja halkeilua.

Laskettu teräsjännitys voidaan pyöristää ylöspäin taulukkoarvoihin sopivaksi, jolloin taulukoista valitaan pienempi arvo tangon halkaisijalle ja tankovälille. Esimerkiksi, jos $\sigma_{s, k} = 215 \text{ Mpa}$, valitaan teräsjännitykseksi 240 Mpa , suurimmaksi tangon halkaisijaksi enintään 16 mm ja tankoväliksi enintään 200 mm . Standardin SFS-EN 1992-1-1, kohdassa 7.3.3 on myös esitetty

kaavat, joilla voidaan interpoloida tangon enimmäishalkaisija, jännityksen sattuessa taulukoitujen arvojen väliin.

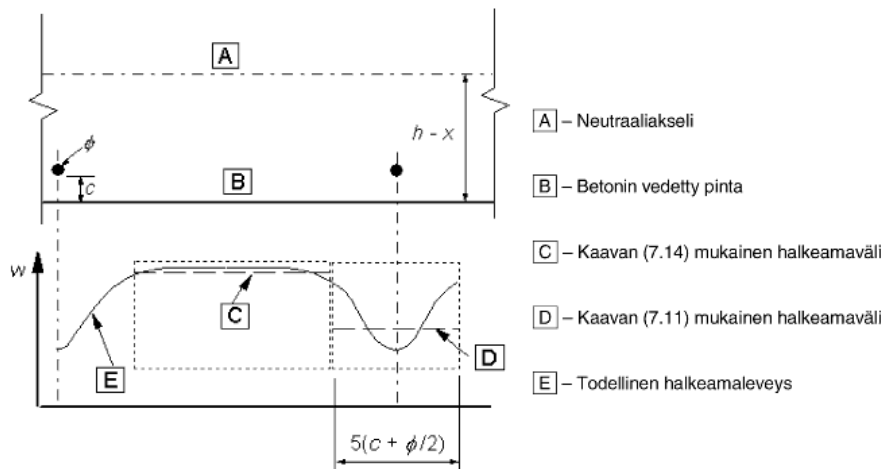
12.3 Halkeamaleveyden laskenta

Halkeaman muodostuminen voidaan sallia, jos se ei haittaa rakenteen toimintaa tai tavoiteltua ulkonäköä. Halkeamaleveyden suuruus on perusteltua tarkistaa vielä erikseen laskemalla, koska taulukoiden 7.2N ja 7.3N jännitysarvot perustuvat taulukon alla määritettyihin oletuksiin ja tuloksien pyöristämiseen. Laskenta toteutettiin standardin SFS-EN 1992-1-1 + AC, luvun 7.3 kaavoilla ja periaatteilla. Halkeamaleveyden suuruus lasketaan käyttörajatilan kuormien pitkäaikaisyhdistelyn avulla.

Halkeamaleveyden suuruus suunnassa x , lasketaan kaavalla 92.

$$w_{k,x} = s_{r,max} \times (\varepsilon_{sm,x} - \varepsilon_{cm,x}) \quad (92)$$

Kuvassa 12.1 on esitetty suurin halkeamaväli, riippuen tankovälin suuruudesta.



Kuva 12.1 Halkeamaleveys w betonin pinnalla suhteessa etäisyyteen tangosta.

Suurin halkeamaväli suunnassa x , lasketaan kaavalla 93 tai 94.

$$s_{r,max,x} = 1,3 \times (h - x_x), \text{ tankoväli} \geq 5 \times (c + \frac{T_x}{2}) \quad (93)$$

$$s_{r,max,x} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{T_x}{\rho_{p,eff,x}}, \text{ tankoväli} \leq 5 \times (c + \frac{T_x}{2}) \quad (94)$$

Suurin halkeamaväli suunnassa y lasketaan kaavalla 95 tai 96.

$$s_{r,max,y} = 1,3 \times (h - x_y), \text{ tankoväli} \geq 5 \times (c + \frac{T_y}{2}) \quad (95)$$

$$s_{r,max,y} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{T_y}{\rho_{p,eff,y}}, \text{ tankoväli} \leq 5 \times (c + \frac{T_y}{2}) \quad (96)$$

Kun kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa raudoitettulla rakenneosalla pääjännityksen ja raudoitussuunnan välinen kulma on merkittävä ($> 15^\circ$), halkeamaväli $s_{r,max}$ voidaan laskea seuraavasta kaavasta: (SFS-EN 1992-1-1 7.3.4 (4))

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos\theta}{s_{r,max,x}} + \frac{\sin\theta}{s_{r,max,y}}} \quad (97)$$

k_1 on kerroin, joka ottaa huomioon tankojen tartuntaolosuhteet.

$k_1 =$ 0,8 tangot, joilla on hyvä tartunta
 1,6 tangot, joiden pinta on lähes tasainen

k_2 on kerroin, joka ottaa huomioon venymäjakauman.

$k_2 =$ 0,5 taivutukselle
 1,0 pelkälle vedolle

$k_3 =$ 3,4 suositusarvo

$k_4 =$ 0,425 suositusarvo

Betoni kestää hyvin puristusrasitusta, mutta huonosti leikkaus- ja vetorasitusta. Etenkin suurilla kuormilla vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys kasvaa ja halkeilu tulee mitoittavaksi, kun betoni halkeilee, jolloin betonin ja teräksen venymäero suurenee. Venymäero lasketaan kaavalla 98.

$$\varepsilon_{sm,x} - \varepsilon_{cm,x} = \frac{\sigma_{s,x} - k_t \times \frac{f_{ct,eff,x}}{\rho_{p,eff,x}} \times (1 + \alpha_e \times \rho_{p,eff,x})}{E_s} \geq 0,6 \times \frac{\sigma_{s,x}}{E_s} \quad (98)$$

Kerroin k_t on kuorman vaikutusajasta riippuva kerroin ja se saa arvon 0,4 pitkäaikaiskuormitukselle ja 0,6 lyhytaikaiskuormitukselle.

$f_{ct,eff}$ on betonin vetolujuuden keskiarvo ajankohtana, jolloin halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan. Sille voidaan käyttää arvoa f_{ctm} , jos oletetaan, että halkeilua ei synny ennen 28 vuorokauden ikää.

Tehollinen raudoitussuhde lasketaan kaavalla 99.

$$\rho_{p,eff,x} = A_{s,valittu,x} / A_{c,eff,x} \quad (99)$$

Tehollisella vetoalueella betonin pinta-ala lasketaan kaavalla 100.

$$A_{c,eff,x} = h_{c,eff,x} \times B \quad (100)$$

Tehollisen vetoalueen korkeus lasketaan kaavalla 101.

$$h_{c,eff,x} = \min \begin{cases} 2,5 * (h - d_x) \\ (h - x_x) / 3 \\ h / 2 \end{cases} \quad (101)$$

13 Päätelmät

Pikavalintakäyrästäillä saadaan suurin ajallinen hyöty kohteissa, joissa on useita pilarianturoita ja joihin vaikuttaa erisuuruiset kuormat. Usean yksittäisen pilarianturan mitoitus on työläs ja ratkaisun hakuun kuluu aikaa, jos aletaan etsiä satunnaisesti tai kokemusperäisesti kuormituksiin ja pohjaolosuhteisiin sopivaa pilarianturan kokoa ja raudoitusta. Lisäksi pikavalintakäyrästöt vähentävät kireästä aikataulusta johtuvaa ylimitoitusta, jolloin myös hankkeen tilaaja saa parempia urakkatarjouksia ja voidaan mahdollisesti välttyä revisioilta.

Pikavalintakäyrästöt muodostettiin tekemällä paljon vakioituja olettamuksia, esimerkiksi kuormien, betonipeitepaksuuden, minimipilarikoon ja pilarianturan sivumittojen osalta. Ehdottoman tärkeää on, että käyrästöt ovat mitoituksen osalta varmallalla puolella. Esimerkiksi pilarikooksi on valittu tarkoituksella pieni halkaisija, koska sen suuruus on suoraan verrannollinen lävistyskapasiteettiin. Pikavalintakäyrästöt toimivat siten pilarianturan alustavana mitoituksena ja ohjaavat mitoitusta lähelle lopullista ratkaisua. Alustavan kaatumisvarmuuden ja kuormien epäkeskisyyden rajoittamisella saadaan rajattua pikavalintakäyrästön ulkoisten momenttien suuruutta. Kyseinen tarkastelu kuitenkin kuvaa vain

rakenneosan stabiliteettia eikä rakennuksen kokonaisvakavuutta. Lopullinen mitoitus ja optimointi tehdään siis erikseen mitoituslaskulla kohdekohtaisesti ja suunnittelijan oman harkinnan mukaan.

Pikavalintakäyrästä varten tehtiin laaja tutkimus eri kuormitus- ja dimensioyhdistelmille, yhteensä tutkittiin 1350 eri tilannetta. Käsien laskettavaksi työmäärä on liian suuri, joten mitoituslaskusta automatisoitiin makroilla. Makroista huolimatta ohjelmisto on raskas, koska käyrästä piirtämisen lisäksi se tallentaa jokaisen tarkastelupisteen mitoituslaskutiedot erilliselle taulukolle, jotta tuloksia voidaan analysoida ja tarkistaa jälkikäteen. Ohjelmisto mahdollistaa työn kehityksen myös tulevaisuudessa, jos esimerkiksi käytännön testaus osoittaa pikavalintakäyrästä ratkaisujen jäävän liian kauas lopullisista valinnoista tai jos halutaan muuttaa mitoituslaskun lähtötietoja.

Pikavalintakäyrästä varten on tehty myös erikseen käyttöohjeet (Liite 3). Käyttöohjeen ensisijainen tarkoitus on opastaa suunnittelijaa pikavalintakäyrästä käytössä. Mitoitusperiaatteet on esitetty tiivistetysti ja perään on kirjattu lähdeviitteet. Käyttöohjeen avulla kokematonkin suunnittelija voi tutustua ja opiskella aihetta.

Kuvat

Kuva 5.1. Satunnainen pikavalintakäyrästä, s. 21.

Kuva 5.2. Kuormitustapausten luonti, s. 21.

Kuva 6.1. Kolmiulotteinen rakennemalli, s. 22.

Kuva 6.2. Yksinkertaistettu rakennemalli, s. 22.

Kuva 6.3. Rakennusten lisävaakavoimat (Suomen rakennusinsinöörien liitto. RIL 201-1-2008. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat.), s. 23.

Kuva 7.1. Kuorman epäkeskisyydet (Suomen rakennusinsinöörien liitto. RIL 207-2009. Geotekninen suunnittelu), s. 26.

Kuva 7.2. Rakennemalli alustavalle kaatumisvarmuudelle, s. 27.

Kuva 8.1. Pilarianturan tehollinen pinta-ala, s. 28.

Kuva 9.1. Taivutusmitoituksen rakennemalli, s. 30.

Kuva 9.2. Pilarianturan raudoitus, s. 30.

Kuva 9.3. Pohjapaine ulokkeen pituudella, s. 31.

Kuva 10.1 Murtokartio, s. 34.

Kuva 10.2 Lävistyspiiri ja -pinta-ala, s. 34.

Kuva 10.3 Pilarianturan tehollinen pinta-ala lävistysmitoituksessa, s. 35.

Kuva 11.1. Tartuntaolosuhteiden kuvaus (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 36.

Kuva 11.2. Vinohalkeamien mukainen vetovoimamalli (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 37.

Kuva 11.3. Suorana tankona ankkuroinnista poikkeavia ankkurointimenetelmiä (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 39.

Kuva 11.4. Mitan c_d arvot palkeissa ja laatoissa (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 40.

Kuva 11.5. Kertoimen K arvot palkeille ja laatoille (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 40.

Kuva 12.1. Halkeamaleveys w betonin pinnalla suhteessa etäisyyteen tangosta (SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1. Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt), s. 48.

Taulukot

Taulukko 2.1 Rakenteiden geotekniset luokat
(http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_6_Perustukset.pdf), s10.

Taulukko 3.1 Materiaalien osavarmuusluvut murtorajatiloissa (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 12.

Taulukko 3.2 Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 14.

Taulukko 3.3 Betonipeitteen vähimmäisarvovaatimukset (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 14.

Taulukko 4.1 Seuraamusluokkien määrittely SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 17.

Taulukko 4.2 Kertoimien ψ arvot rakennuksille (SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet ja kansallinen liite), s. 18.

Taulukko 4.3 Kuormien mitoitusarvot (STR/GEO) (Sarja B) (SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet ja kansallinen liite), s. 19.

Taulukko 5.1 Kriittiset kuormitustapaukset, s.19.

Taulukko 6.1 Kuormitusyhdistelyjen suhde, s. 24.

Taulukko 12.1 Raja-arvon w_{max} arvot (mm) (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 46.

Taulukko 12.2 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat $\phi * s$ (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 46.

Taulukko 12.3 Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo (SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite), s. 46.

Lähteet

Betoninormit 2004 by 50. Suomen Betoniyhdistys.

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 4: Palkit.
Betoniteollisuus.

http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_4_Palkit.pdf.
Luettu 18.4.2013.

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 6: Perustukset.
Betoniteollisuus.

http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_6_Perustukset.pdf. Luettu 11.7.2013.

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan osa 8: Taipuma.
Betoniteollisuus.

http://www.eurocodes.fi/1992/paasivu1992/sahkoinen1992/Leaflet_8_Taipuma.pdf. Luettu 20.9.2013.

Betonirakenteiden yksityiskohtien ja raudituksen suunnitteluohjeet 1988: by 30-2. Suomen Betoniyhdistys.

Leskelä, M.V. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus: by 210. Suomen Betoniyhdistys.

RIL: 201-1-2008: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi.
Suomen rakennusinsinöörien liitto.

RIL: 207-2009 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodi. Suomen rakennusinsinöörien liitto.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet ja kansallinen liite.

SFS-EN 1992-1-1 + AC: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt ja kansallinen liite.

SFS-EN 1997-1 + AC: Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu . Osa 1: Yleiset säännöt ja kansallinen liite.