



Teräskuitubetonin käyttö välipohjissa

Matti Lähteenmäki

OPINNÄYTETYÖ
Huhtikuu 2019

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talorakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talonrakennustekniikka

LÄHTEENMÄKI, MATTI:
Teräskuitubetonin käyttö välipohjissa

Opinnäytetyö 53 sivua, joista liitteitä 2 sivua
Huhtikuu 2019

Tässä opinnäytetyössä käsitellään teräskuitubetonin ominaisuuksia, käyttökohteita ja mitoitusperiaatteita. Opinnäytetyössä on katsaus teräskuitujen historiaan ja haasteisiin. Kuitubetonin käyttö on 2000-luvulla yleistynyt selvästi, mutta kantavissa rakenteissa kuitujen käyttö on vielä melko vähäistä.

Teräskuitubetonin etuja ovat raudoitustyön väheneminen ja tavallista betonia parempi vetolujuus. Kuidut rajoittavat haitallisia halkeamia ja kutistumia sekä lisäävät betonin kimmoisuutta. Ongelmina teräskuiduilla on epätasainen jakautuminen betonissa ja valuvaiheen tukokset, jotka johtuvat usein kuitujen vääränlaisesta käytöstä. Kuitubetonille ei ole juurikaan yleisesti hyväksytyjä mitoitusohjelmia tai laskentaohjeita, mikä hidastaa kuitujen yleistymistä. Käsiteltävyydeltään teräskuitubetoni on hieman haastavampaa kuin tavallinen betoni.

Tämä opinnäytetyö tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle tavoitteena kasvattaa osaamista kuitubetonista. Opinnäytetyö tehtiin kirjallisuustutkimuksena ja perustuu pääosin Betoniyhdistyksen kirjaan Teräskuitubetonirakenteiden suunniteluohje BY 66 2018. Tietoa on koottu kirjallisuudesta, internetistä, sähköpostitse ja suullisesti käydyistä keskusteluista asiantuntijoiden kanssa.

Lopputuloksena havaittiin, että kuitubetoni on materiaalina tehokas ja varteenotettava haastaja tavalliselle betonille. Tutkimustyötä on kuitenkin tehtävä, jotta kuitubetonimassa saadaan tasalaatuiseksi ja helpommin työstettäväksi.

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Construction Engineering
Building Construction

LÄHTEENMÄKI, MATTI:

Using the Steel Fiber-Reinforced Concrete in Intermediate Floors

Bachelor's thesis 53 pages, appendices 2 pages

April 2019

This bachelor's thesis covers the possible applications of steel fiber reinforced concrete, possible structures where to use it and ground rules for designing the structures. There is a brief look into the history and the challenges of steel fibers. Usage of fibers has become more common during 2000s, but fibers are seldom used in supporting structures.

Advantages of steel fiber reinforced concrete are for instance decrease in rebar work and increase in tensile strength of concrete. Fibers also limit the harmful cracks and shrinkage of concrete and enhance the elasticity. The problems of steel fibers are varying polarization and jams during the concrete pour, which often means that the fibers are not used correctly. There is few generally accepted guidelines and design codes, which slows down fibers becoming common. Steel fiber reinforced concrete is more difficult to treat than the normal concrete.

This bachelor's thesis was made for A-Insinöörit Suunnittelu Oy. The aim was to increase the know-how in steel fiber reinforced concrete. Bachelor's thesis was made as a literature research and is mainly based on book "Teräsrakenteiden suunnitteluohje" by Betoniyhdistys, written in 2018. Knowledge has been raised from literature, internet, e-mail and spoken interviews with experts.

As a result of this thesis it was found that steel fiber reinforced concrete is efficient as a material and a considerable option for normal concrete. A lot of research has to be made for fiber reinforced concrete to become homogeneous and easier to handle.

Key words: steel fiber, fiber reinforced concrete, supporting structures

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	8
2	KUITUBETONI.....	9
2.1	Kuitubetonin historiaa.....	9
2.2	Teräskuitubetonin käyttö nykyään.....	10
2.3	Erlaisia kuitumateriaaleja	12
2.3.1	Muovikuidut	12
2.3.2	Lasikuidut	12
2.3.3	Harvinaisemmat kuidut	13
2.4	Teräskuitujen ominaisuuksia	13
2.5	Teräskuitubetonin palo-ominaisuudet	15
2.6	Teräskuitujen vaikutus betonin valintaan	15
2.7	Kuitubetonilla saavutettavia hyötyjä	16
2.8	Kuitubetonin käytön haasteita	17
3	SUUNNITTELUPERUSTEET	19
3.1.1	Vaativuusluokat	19
3.1.2	Yleistä mitoituksesta.....	20
3.1.3	Kutistuminen ja viruminen	20
3.1.4	Betonin muodonmuutokset.....	21
3.1.5	Materiaaliosavarmuusluvut.....	21
3.2	Jäännöslujuusarvot	22
3.2.1	Sitkeysluokan vaikutus jäännöstaivutusvetolujuuteen	23
3.2.2	Jäännösvetolujuuden ominaisarvo	24
3.2.3	Jäännösvetolujuuden mitoitusarvo	25
3.2.4	Jännitys-muodonmuutosyhteys	26
3.2.5	Rakenneanalyysi	29
3.3	Murtorajatila	31
3.3.1	Taivutuskestävyys	31
3.3.2	Taivutuskestävyys tankoraidoitusta sisältävälle kuitubetonille	32
3.3.3	Taivutuskestävyys kuitubetonille ilman tankoraidoitusta ...	34
3.3.4	Leikkauskestävyys.....	35
3.3.5	Lävistyskestävyys.....	36
3.4	Käyttörajatila	37
3.4.1	Halkeilun rajoittaminen	37
3.4.2	Vähimmäisraudoitusala	38
3.4.3	Halkeamaleveyksien laskenta	39

3.4.4 Taipuman laskenta	39
3.5 Kuitubetonipalkit.....	40
3.6 Onnettomuusraudoitus	41
4 Asuinrakennuksen laatan mitoitus	42
4.1 Lähtötiedot	42
4.1.1 Sitkeysvaatimuksen täytyminen.....	43
4.1.2 Jäännösvetolujuudet.....	43
4.1.3 Onnettomuusraudoitus	44
4.2 Taivutusmitoitus	44
4.3 Tarvittava minimiraudoitus	47
5 POHDINTA	48
LÄHTEET.....	50
LIITTEET	51
5.1 Vertailulaskenta laatan taivutusmitoituksesta tukimomentille käytettäessä tankorauchoitusta.....	51

LYHENTEET

A_{ct}	poikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala juuri ennen ensimmäisen halkeaman muodostumista
$A_{s,ac}$	onnettomuusterästen ala
A_{sl}	vetoraidoituksen pinta-ala
$A_{s,min}$	vetoalueen tankoraidoituksen vähimmäispinta-ala
CMOD	halkeaman avautuma (Crack Mouth Opening Displacement)
C_i	jäännöslujuuskerroin
E_c	betonin kimmokerroin
E_s	teräksen kimmokerroin
F_{cc}	betonin ottama puristusvoima
F_{fi}	kuitujen ottamat vetovoimat
F_{st}	tankoraidoituksen ottama vetovoima
M_{Ed}	mitoitusmomentti
M_{Rd}	taivutuskestävyys
N_d	normaalivoiman mitoitusarvo
V_{Ed}	leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Rd,cf}$	leikkausraidoittamattoman kuitubetonin leikkauskestävyys
x	puristetun alueen korkeus
b	poikkileikkauksen leveys
b_w	poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä alueella
c_{nom}	suojabetonipeitteen paksuus
d	poikkileikkauksen tehollinen korkeus tai kuidun halkaisija
f_{cd}	betonin lieriölujuuden mitoitusarvo
f_{ck}	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ct,eff}$	betonin vetolujuuden keskiarvo silloin, kun halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan
f_{ctk}	betonin ominaisvetolujuus
$f_{ctk,0.05}$	betonin ominaisvetolujuus
$f_{td,Ri}$	jäännösvetolujuuden mitoitusarvo
$f_{t,Ri}$	jäännösvetolujuuden ominaisarvo
$f_{R,i}$	jäännöstaivutusvetolujuuden ominaisarvo
f_{yk}	tankoraidoituksen vetolujuuden ominaisarvo

h	poikkileikkauksen korkeus
l_{cs}	halkeaman häiriöalueen pituutta kuvaava ominaispituus
s_{rm}	keskimääräinen halkeamaväli
$s_{r,max}$	suurin halkeamaväli
$VR_{d,cf}$	lävistyskestävyys
W_{max}	maksimi halkeamaleveys
W_u	halkeaman avautuma
y	poikkileikkauksen vedetyn osan korkeus
γ_c	betonin osavarmuuskerroin
γ_f	kuitubetonin osavarmuuskerroin
γ_s	raudoitusteräksen osavarmuuskerroin
ϵ_{cu}	betonin reunapuristuma
ϵ_{ct}	halkeamisvenymä myötörajalalla
ϵ_{ft}	kuitubetonin venymä
ϵ_{ftu}	kuitubetonin murtovenymä
ϵ_{st}	teräksen venymä
$\theta_{pl,d}$	kulmanmuutoksen perusarvo
η_f	kuitujen suuntautumisesta riippuva kerroin
η_{det}	staattisen määräämättömyyden asteen huomioon ottava kerroin
ξ	hoikkuusluvun määräämä kerroin
ρ	tehollinen raudoitusuhde
σ_c	puristusjännitys
σ_{ft}	vetojännitys
σ_{st}	terästangoissa vaikuttava jännitys
ϕ	raudoitustangon halkaisija

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tavoite on tutustua kuitubetoniin materiaalina sekä pohtia teräskuitubetonin tuomia etuja ja haittoja. Tutkimuksen ytimessä on teräskuitubetonin käytön tutkiminen kantavissa rakenteissa, pääosin laatoissa. Suomessa kuitubetonin käyttö keskittyy vahvasti maanvaraisiin laattoihin, eikä kantavia rakenteita ole juurikaan toteutettu.

Kantavissa rakenteissa kuitubetonin käyttöä hidastaa mitoituksen puuttuminen eurokoodeista sekä tähän perustuva rakennusvalvonnan tiukka linja kantavia rakenteita kohtaan. Perinteisen raudituksen korvaaminen kuiduilla epäilyttää monia rakennesuunnittelijoita, vaikka täysimittaisista kuormituskokeista on saatu ulkomailla lupaavia tuloksia.

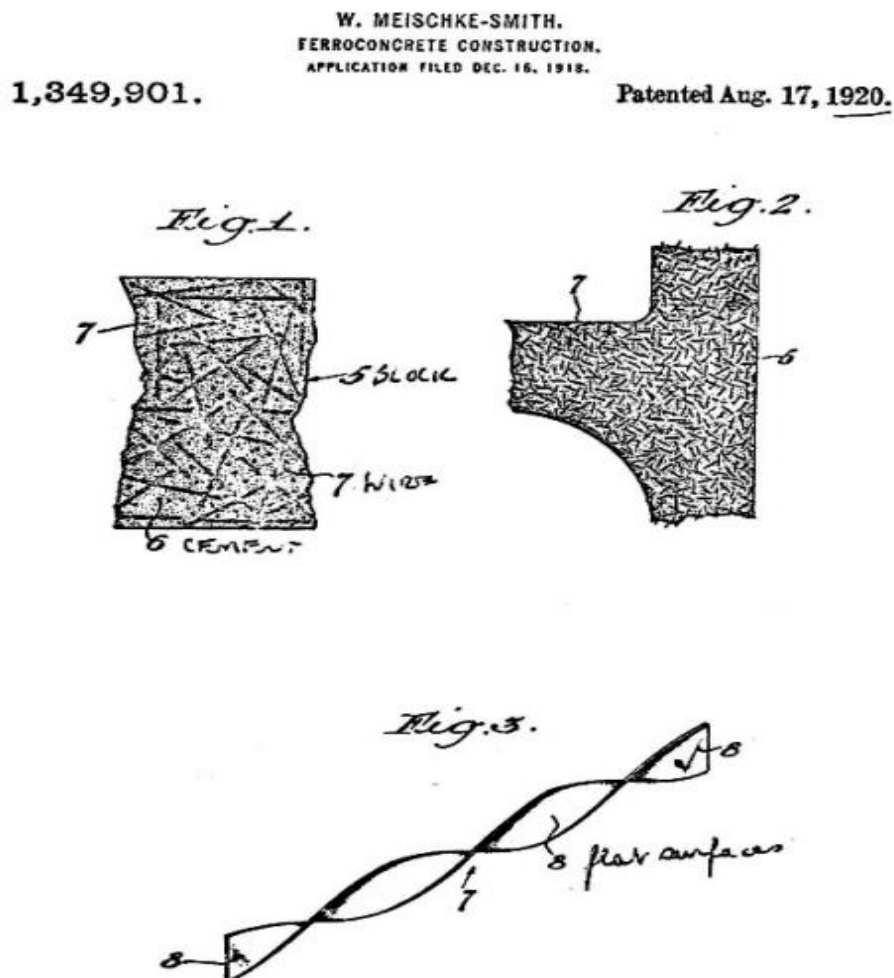
Tällä hetkellä kuituja sekoitetaan vain noin viiteen prosenttiin kaikesta Suomen betonista, joten kuitubetonilla on potentiaalia yleistyä. Teräskuidut mahdollistavat rakenteessa pienemmän rauditusmäärän ja joissain tapauksissa hoikemman rakenteen. Kuitubetonissa kuitumateriaaleja on useita, mutta tässä opinnäytetyössä keskitytään teräskuituihin, sillä teräskuiduilla on monia muita kuituja paremmat lujuusominaisuudet. Kantavissa rakenteissa on käytetty vain teräskuituja.

Kirjallisuuslähteinä tässä työssä on käytetty mm. Betoniyhdistyksen kirjoja BY 56, Teräskuitubetonirakenteet 2011 ja BY 66, Teräskuitubetonirakenteiden suunnitteluohje 2018. Kuitubetonirakenteita suunniteltaessa tulee noudattaa standardia SFS-EN 1992-1-1. Kirjallisuuslähteiden lisäksi tietoa on koottu internetistä, sähköpostitse ja suullisesti käydyistä keskusteluista asiantuntijoiden kanssa.

2 KUITUBETONI

2.1 Kuitubetonin historiaa

Kuitujen käyttö rakenteissa on jo tuhansia vuosia vanha keksintö. Heikkoja ja helposti halkeilevia tiiliä haluttiin vahvistaa oljilla tai hevosen jouhilla. Portland-sementin patentoimisen jälkeen vuonna 1824 on yritetty löytää tehokasta tapaa vähentää betonirakenteiden haitallista halkeilua. 1874 Achille Berard patentoi Yhdysvalloissa kuitubetonin esiasteen reseptin ja siinä teräskuiduiksi kävi lähes mikä tahansa sen aikainen teräsjäte. 1920- luvulla teräskuituihin tehtiin monia patentteja, esimerkiksi kuvan 1 Meische-Smithin patenttihakemus litteästä raudasta, joka on kierretty akselinsa ympäri. 1900- luvulla kokeiltiin kuitumateriaaleina myös asbestia ja puuta, mutta viimeistään 1970- luvulla suurempaa markkinaosuutta ovat pitäneet teräs- ja muovikuidut. (Naaman 2018)

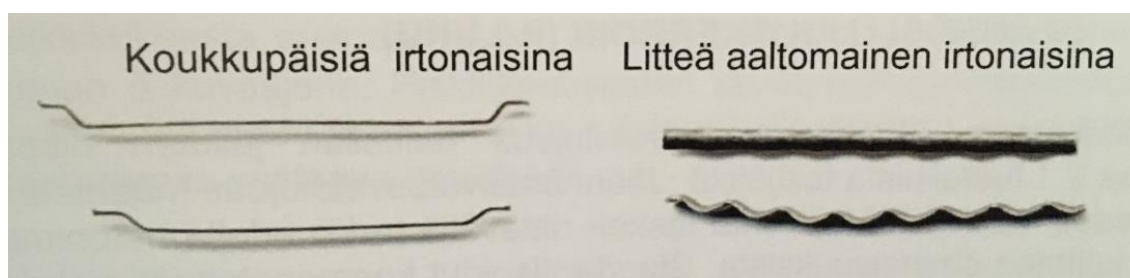


Kuva 1. Meischke-Smithin patenttihakemus 1920.(Google patents)

Moderni kehitys kuiduissa alkoi 1960- luvulla, jolloin todettiin kuitujen vähentävän halkeamia Griffithin halkeamateorian mukaisesti. 1970- luvulla kehiteltiin lasikuitubetonia, joka oli huomattavasti parempilaatuista kuin 1940- luvun edeltäjänsä. Lasikuitubetonista käytetään lyhennystä GFRC (Glass Fiber Reinforced Concrete). Myös muovikuidut (PFRC, Polypropylene Fiber Reinforced Concrete) keksittiin 1970- luvulla. Kuitujen kehitys on jatkunut 2000- luvulle tultaessa ja kuitujen laatu on saatu tasaisemmaksi sekä kiinnostus kuitubetonirakenteisiin on kasvanut. Nykyään betonirakenteissa käytettävissä kuiduissa on oltava CE- merkintä. (Naaman 2018; BY 56 2011)

2.2 Teräskuitubetonin käyttö nykyään

Suomessa teräskuitubetonia on käytetty noin 30 vuoden ajan ja käyttö on yleistynyt viimeisten vuosien aikana. Suomessa kuitenkin vain noin viiteen prosenttiin betonista lisätään kuituja. Nykyisin eniten käytetty kuitumateriaali on teräskuitu. Yleisimmät Suomessa käytettävät teräskuitutyypit on esitetty kuvassa 2. Eniten teräskuitubetonia käytetään maanvaraisissa lattioissa sekä pintavaluissa. Paalulaattojakin tehdään jonkin verran kuitubetonista, jolloin tankorautoitus voidaan korvata kuiduilla osittain tai jopa kokonaan. (BY 45 2018; Manninen 2019)



Kuva 2. Suomessa eniten käytetyt teräskuitutyypit. (BY 56 2011)

Suomessa ei ole vielä tehty taivutettuja rakenteita kuitubetonilla, mutta Euroopassa on tehty muutamia koekohteita reilun 10 vuoden aikana. Teräskuitumäärä on näissä koekohteissa ollut huomattavasti tavanomaista suurempi, jopa 100 kg/m^3 . Näissä kohteissa on ollut tankorautoitus pelkästään pilarilinjoilla. Esimerkiksi Tallinnassa sijaitseva 16 kerroksinen toimistorakennus (kuva 3), jonka välipohjat on tehty teräskuitubetonilla ja ainoa tankorautoitus on standardin vaatima

jatkuvan sortuman estävä raudoitus. Toimistorakennuksen laatta tehtiin kuitubetonin ansioista 20 mm ohuempaan ja työ valmistui 9 viikkoa tavallista aikaisemmin. Tässä kohteessa on pilari-laattarakenne. (Mäntyranta 2013; Matsinen 2013)



Kuva 3. Tallinnassa sijaitseva toimistorakennus, jonka välipohjat ovat kuitubetonia. (Rammehitus.ee)

Suomessa kuitubetonirakenteet on tyypillisesti mitoittanut kuitutoimittaja, jonka laskelmat rakennesuunnittelija hyväksyy. Betonitehdas vastaa betonimassan laadunvalvonnasta ja kuitujen oikeasta määrästä betonimassassa. Betonimassan oikeanlaisesta käsittelystä työmaalla vastaa urakoitsija. (Manninen 2019)

2.3 Erilaisia kuitumateriaaleja

Betoniin sekoitettavia kuituja tehdään useista materiaaleista, mutta tässä työssä keskitytään vain teräskuituihin. Tieteen nimissä tässä kappaleessa esitellään muita nykyaikana yleisiä kuituja.

2.3.1 Muovikuidut

Muovikuidut jaetaan mikro- ja makrokuituihin. Makrokuidut ovat noin millimetrin vahvuisia ja mikrokuidut huomattavasti tätä ohuempia. Tyypillisesti muovikuidut ovat polypropyleeniä. Mikrokuitujen pituudet vaihtelevat noin 6mm-20mm välillä ja makrokuidut ovat n. 10mm -50mm pitkiä. Mikrokuituja sekoitetaan betoniin 1-2kg/m³ ja makrokuituja noin 3-7kg/m³. Muovikuiduille luvataan n. 300-700 MPa vetolujuuksia. (Rudus 2019; BY 45 2018)

Muovikuidut vähentävät plastisen vaiheen kutistumaa sekä halkeiluriskiä. Tämän takia muovikuitubetonia käytetään usein pintavaluissa, maanvaraisissa betonilattioissa tai kuorimaisissa rakenteissa. Makrokuitu voi korvata osan kutistumauradoituksesta, mutta mikrokuitu ei voi huonompien rakenteellisten ominaisuuksiensa takia. Muovikuitujen hyvänä puolena voidaan pitää myös sitä, että kuidut eivät altistu korroosiolle ajan saatossa. Lisäksi muovikuidut vähentävät vedenerottumista ja parantavat betonimassan koossapysymistä. Muovikuidut kestävät myös palotilanteessa hieman tavallista betonia paremmin, sillä sulavat muovikuidut vapauttavat ilmarakoja vesihöyrylle. (Rudus 2019; BY 45 2018; Semtu 2019)

2.3.2 Lasikuidut

Lasikuidut ovat erittäin kevyitä, eivät kärsi korroosiosta, eivätkä reagoi kemikaalien kanssa. Lasikuidut parantavat betonin mekaanisia ominaisuuksia, joka mahdollistaa ohuiden betonirakenteiden hyvät muotoilumahdollisuudet. Lasikuitubetonia käytetäänkin usein betonikoristeissa, ruiskubetonoinnissa ja vaativia

muotoja vaativissa betonirakenteissa. Kuidut ovat 13-25 mm pituisia ja halkaisijaltaan joitakin mikrometrejä. Lasikuituja punotaan usein yhteen, jotta säikeet kestävät betonissa paremmin. Lasikuidulla voidaan päästä jopa 1,7 GPa vetolujuuteen. Lasikuituja annostellaan betonimassaan noin 1kg/m^3 . (Semtu 2019)

2.3.3 Harvinaisemmat kuidut

Harvemmin käytettyjä kuituja ovat mm. hiilikuidut, orgaaniset kuidut ja asbestikuidut. Hiilikuidun vetolujuus on jopa teräskuitua parempi ja painoa vain neljännes teräkseen nähden. Huono puoli on korkea hinta ja epäekologinen valmistusprosessi. Orgaaniset kuidut ovat edullisia ja ekologisista, mutta ajan myötä tapahtuva lahoaminen ja suhteellisen heikot rakenteelliset ominaisuudet ovat hidastaneet orgaanisten kuitujen käyttöä. Asbestikuidut on jätetty vähemmälle huomiolle sen jälkeen, kun asbestin terveyshaitat todettiin. (Naaman 2018)

2.4 Teräskuitujen ominaisuuksia

Teräskuidut ovat tyypillisesti ruostumatonta terästä, jonka vetolujuus vaihtelee n. 800-2500 MPa. Suomessa yleisesti käytettävät kuidut ovat vetolujuudeltaan 1200-1500 MPa ja kantavissa rakenteissa suositaan jopa tätä lujempaa kuitua. Kiviaineksen kokonaistilavuuden ollessa alle 55% haitallista palloutumista ei tapahdu. Tyypillisesti kiviainesta on betonissa 60-80% tilavuudesta. Teräskuitujen kimmomoduuli on sama, kuin tavallisella teräksellä. Kuitupitoisuus voidaan ilmoittaa yksiköllä kg/m^3 tai tilavuusprosenttina. Tällöin 1 til-% vastaa noin 80 kg/m^3 kuitumäärää. Tilavuusprosentteja käytetään jonkin verran ulkomaisissa tutkimuksissa. Betoniyhdistyksen julkaisuissa on käytetty vain kg/m^3 yksikköä. (Semtu 2019; ACI Committee 544, 1998)

Kuitubetonin lujuusominaisuuksiin vaikuttavat tekijät (BY 56 2011):

1. Kuitumäärä
 - a. Kuitujen lukumäärä
 - b. Kuitujen tasainen jakautuminen
2. Kuitujen suuntautuneisuus
3. Kuidun materiaaliominaisuudet
 - a. Vetolujuus
 - b. Kimmokerroin
4. Kuidun muotoilu
5. Kuidun hoikkuusluku
6. Betonin ominaisuudet
 - a. Maksimiraekoko
 - b. Betonin lujuus
 - c. Sementin määrä

Teräskuituja käytetään Suomessa noin $25\text{-}50\text{ kg/m}^3$. Kantavissa rakenteissa määrä on huomattavasti suurempi. Teräskuitumäärästä käytetään kahta eri termiä, minimikuitumäärää ja annostuskuitumäärää. Minimikuitumäärä kertoo laskennallisen minimimäärän kilogrammoina betonikuutiota kohti. Minimikuitumäärä on esimerkiksi maanvaraisissa lattioissa $25\text{-}40\text{ kg/m}^3$ riippuen siitä, onko lattia kuitustumissaumallinen vai ei. Minimikuitumäärään vaikuttavia tekijöitä ovat kuitutyyppi, kuitujen vetolujuusarvo ja dimensiot. Annostuskuitumäärä on kuitujen todellinen määrä betonimassassa, jonka tulee olla suurempi kuin minimikuitumäärän. (BY 56 2011)

Minimikuitumäärän 25 kg/m^3 nostaminen 40 kg/m^3 mahdollistaa laatan saumavälin kasvattamisen kuudesta metrillä 12 metriin. Minimikuitumäärään vaikuttaa myös käytettävien teräskuitujen hoikkuusluku, joka on Suomessa käytettävissä kuiduissa noin 50-80. Hoikkuusluku kuvastaa kuidun pituuden suhdetta halkaisijaan. Hoikkuusluvultaan suuremmat teräskuidut alentavat tarvittavaa kuitumäärää, mutta pidemmät kuidut ovat herkempiä vääntymään tai käyristymään väärään muotoon. Yli 55 hoikkuusluvun teräskuidut palloutuvat herkemmin sekoitus-

vaiheessa. Tämä lisää kuitujen kerääntymistä yhteen, eikä kuidut jakaudu tasaisesti betonimassaan. Palloutuminen voi aiheuttaa valuvaiheessa myös tukoksia. (Betonilattiat BY 45/BLY 7 2018; BY 56 2011; Semtu 2019)

2.5 Teräskuitubetonin palo-ominaisuudet

Teräskuitujen käyttäytymistä palotilanteessa on tutkittu erilaisin kokein Italiassa. Tuloksista havaittiin, että teräskuiduilla on lievästi positiivinen vaikutus lujuusominaisuuksiin palotilanteessa riippuen kuitujen määrästä ja lämpötilasta. Alle yhden tilavuusprosentin kuitupitoisuus ei juurikaan vaikuta betonin käyttäytymiseen palossa. Alle 400 °C lämpötiloissa teräskuitujen jäännöslujuus heikkeni samassa suhteessa kuin betonin lujuus, mutta korkeissa yli 400 °C lämpötiloissa teräskuidut paransivat betonirakenteen taivutus- ja vetokestävyyttä selvästi. Puristuskestävyyteen kuiduilla ei ollut juurikaan vaikutusta. (National Research Council 2007)

2.6 Teräskuitujen vaikutus betonin valintaan

Teräskuidut eivät reagoi kemiallisesti sementin tai lisäaineiden kanssa, joten kuitujen käyttö ei juurikaan vaikuta betonimassan valintaan. Kuitenkin lujuusluokka ei saa olla C25/30 laatua heikompä käytettäessä kuituja. Kantavissa rakenteissa käytettäessä vetolujuudeltaan vahvempaa teräskuitua tulee betoniluokan vähimmäisvaatimus nostaa C30/37 betoniin. Työstettävyyden varmistamiseksi notkistimien lisääminen betonimassaan on todennäköisesti tarpeen. Merkittävimpiä tekijöitä massan valintaan ovat käyttöikätaavoite, lujuus- ja rasitusvaatimukset sekä betonimassan työstettävyys. Käytettäessä kuitubetonia kantavissa rakenteissa kuitumäärä on huomattavan korkea, jolloin täytyy todennäköisesti valita itsetiivistyvä betonimassa (BY 56 2011; Rakentaja.fi 2019; Manninen 2019)

Kuidut voidaan lisätä pelkän kiviaineksen sekaan, jolloin kuidut saavat enemmän aikaa sekoittua, mutta liiallinen sekoitusaika lisää riskiä kuitujen palloutumiseen. Yleisempi tapa on lisätä teräskuidut valmiiseen massaan. Tällöin pitää huolehtia,

että kuidut saavat tarpeeksi aikaa sekoittua tasaisesti massaan. Käytettäessä teräskuituja betonin raekoon on oltava pienempi kuin kuitujen pituus. Yleensä kuidut ovat 2-4 kertaa maksimiraekokoa suurempia. Suurempi kiviaines heikentää kuitujen sekoitettavuutta massaan. Kuidun pituuden tulisi olla enimmillään 2/3 pumppausletkun halkaisijasta, jotta välttyttäisiin tukoksilta letkussa. Teräskuitubetonin jälkihoito ei eroa tavallisen betonin jälkihoidosta. (BY 56 2011)

Teräskuitujen määrää betonimassassa valvotaan etenkin tehtäessä kantavia rakenteita. Betoni otetaan sekoittimesta tai pyörintäsäiliössä 5-10 litran erissä. Teräskuidut erotetaan betonista, pestään ja kuivataan, jonka jälkeen kuitumäärä punnitaan. Yhden näytteen kuitumäärä saa alittaa enintään 20% tavoitellun kuitumäärän, mutta kuuden näytteen keskiarvoinen kuitumäärä saa alittaa tavoitellun kuitumäärän enintään 10%. (BY 56 2011)

2.7 Kuitubetonilla saavutettavia hyötyjä

Teräskuitujen hyötyihin lukeutuu betonin vetolujuuden parantuminen, dynaamisten kuormien kesto sekä normaalibetoniin verrattuna parempi sitkeys. Vetolujuus kasvaa 30-60% lähteestä riippuen. Puristuslujuuteen teräskuiduilla ei ole suurta vaikutusta. Teräskuidut vähentävät betonin lopullista kutistumaa sekä halkeilua. Sitkeys ja taivutuslujuus paranevat jopa yli 50 %. Kuiduilla on kokeellisesti havaittu olevan positiivinen vaikutus leikkauskestävyyteen ja leikkauslävistyskestävyyteen kuitujen pienten etäisyyksien avulla. Teräskuidut eivät kuitenkaan poista valun jälkeisten tuntien aikaista plastista kutistumaa, sillä teräskuitujen tartunta betonimassaan on määrässä betonissa liian heikko. Käytettäessä teräskuitubetonia latioissa nurkkien haitallinen kohoaminen vähenee. (Mäntyranta 2013)

Tavallista tankoraidoitusta käytettäessä tulee betonirakenteissa huomioida suojabetonietäisyys, mutta kuitubetonia käytettäessä suojabetonietäisyyksiä ei tarvitse huomioida, sillä kuidut jakautuvat betonimassaan tasaisesti. Joissakin tapauksissa laattaa voidaan ohentaa tämän takia. Kuitubetonin palonkestävyys on hieman tavanomaista betonia parempi. Kuitubetonin käytöllä saadaan vähennettyä tankoraidoitusta tai voidaan jopa jättää tankoraidoitus kokonaan pois. (Mäntyranta 2013)

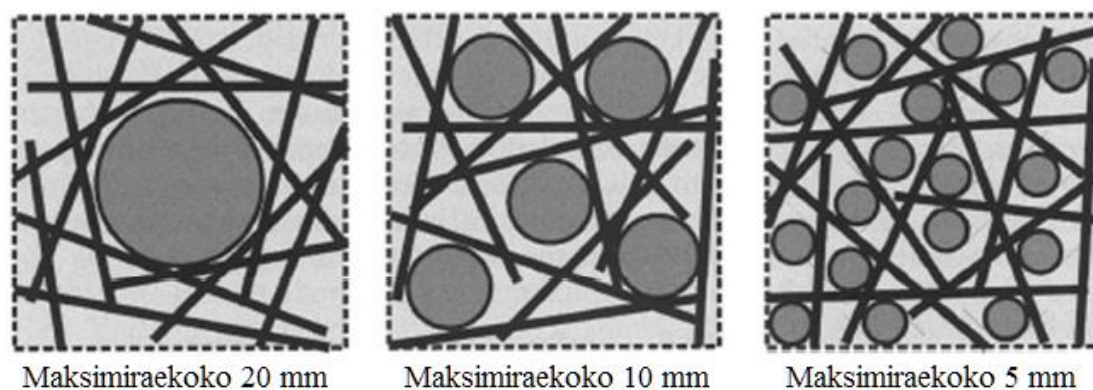
2.8 Kuitubetonin käytön haasteita

Kuitubetonin yleistymistä hidastavia tekijöitä ovat selkeiden laskentaohjeiden ja laskentaohjelmien puute, sekä paikallisen rakennusvalvonnan suhtautuminen kuitubetoniin. Andreas Pettersonin haastattelukierros eri kaupunkien rakennusvalvontaan osoittaa pääkaupunkiseudun rakennusvalvonnan olevan avoimempi kuitubetonin käytölle kuin esimerkiksi Tampereen. Haastattelu on julkaistu hänen diplomityössään ”Kuitubetonin käyttö kantavissa laattarakenteissa” vuodelta 2017. Laskentaohjeisiin tuli vuonna 2018 parannus, kun Betoniyhdistys julkaisi Teräskuitubetonirakenteiden suunnitteluohjeen BY 66. Kirja esittää esimerkkilaskennan pilarilaatalle ja asuinrakennuksen laatalle. (Petterson 2017)

Yksi haaste kuitubetonille on tasainen laatu ja kuitujen leviäminen tasaisesti betonimassaan. Liian vähäinen sekoittaminen ei riitä kuitujen hajaantumiseen tasaisesti, mutta toisaalta liiallinen sekoittaminen lisää kuitujen riskiä palloutua ja näin aiheuttaa tukoksia valutilanteessa. Kuitubetonilla on myös maksimikuitumäärä, jonka jälkeen massasta tulee mahdotonta työstää. Taulukossa 1 on esitetty maksimikuitumäärä koukkupäisille (katso kuva 2) teräskuiduille. Taulukosta voidaan huomata, että kuidun pieni hoikkuusluku sekä maltillinen maksimiraekoko kasvattaa maksimikuitumäärää. Vastaavasti suuri hoikkuusluku yhdistettynä suureen maksimiraekokoon rajoittaa merkittävästi maksimikuitumäärää. Havainnollistava kuva 4 maksimiraekoon vaikutuksesta esitetty alla. (BY 56 2011)

Hoikkuusluku Maksimiraekoko	60	75	100
	Normaali (Pump- paus)	Normaali (Pump- paus)	Normaali (Pump- paus)
[mm]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
4	160 (120)	125 (95)	95 (70)
8	125 (95)	100 (75)	75 (55)
16	85 (65)	70 (55)	55 (40)
32	50 (40)	40 (30)	30 (25)

Taulukko 1. Maksimikuitumäärä koukkupäisille teräskuiduille (BY 56 2011)



Kuva 4. Maksimiraekoon vaikutus kuitujen suuntautumiseen ja leviämiseen.
(Beton Kalender 2011, suomennettu lähteestä)

Kuitubetonin toimittaminen saattaa kestää tavallista betonia hieman kauemmin, sillä tehtailla ei ole kaikkia kuitulaatuja heti valmiina. Tämän vuoksi kuitujen käyttö kannattaa suunnitella mahdollisimman varhaisessa vaiheessa projektia. Kuitujen lisääminen betonimassaan hidastaa prosessia, sillä kuidut tarvitsevat tietyn ajan sekoittumiseen. Lisäksi kuituja ei voi lisätä massaan kerralla, jotta saadaan kuidut sekoamaan tasaisemmin. Kuitubetonin hieman hitaampi prosessointi tehtaalla tulee huomioida aikataulussa. (Koskento 2019)

3 SUUNNITTELUPERUSTEET

Tässä kappaleessa esitetään suunnitteluperusteita kuitubetonirakenteiden suunnitteluun BY 66 Teräskuitubetonirakenteiden mitoitus (2018) mukaisesti. Mitoitettaessa kuitubetonirakenteita on noudatettava standardia SFS-EN 1992-1-1.

3.1.1 Vaativuusluokat

BY 66 Teräskuitubetonirakenteiden suunnitteluohje 2018 kirjassa on esitetty erilaisten rakenteiden vaativuusluokat taulukossa 2.

Vaativuusluokka	Luokka 1 a)	Luokka 2a	Luokka 2b	Luokka 3
Rakenteen tyyppi	Ei-kantava (kuormaa jakava)	Kantava	Kantava	Kantava
Raudoitus	Detaljiraudoitus	Kuitu- ja tankoraudoituksen yhdistelmä (yleensä tankoraudoituksena vähintään onnettomuusraudoitus) b)	Kuitu- ja tankoraudoituksen yhdistelmä (tankoraudoituksena vähintään onnettomuusraudoitus) b)	Pelkkä kuituraudoitus
Käytettävän kuitubetonin sitkeysluokka (ks. taulukko 3.1)	a)	b-e	c-e	d-e
Seuraamusluokat	a)	CC2	CC2, CC3	CC2
Rakenne-esi-merkkejä	Maanvaraiset laatat	Paalulaatat, pääosin puristusrasitetut seinät	Kuitubetonia ja tankoraudoitusta sisältävät kantavat laatat, palkit yms.	Lyhyen jännevälän kevyesti kuormitetut rakenteet

Taulukko 2. Kuitubetonin vaativuusluokat.

- a) Huom. Luokka 1 ei kuulu tämän ohjeen soveltamisalaan, mutta kestävyysmääritys voidaan suorittaa ohjeessa esitetyillä kaavoilla.
- b) Onnettomuusraudoitus, katso luku 3.6

Taulukosta nähdään, että kuitubetonin sitkeysvaatimus nousee vaativuusluokan mukaan. Pelkästään kuitubetonia sisältävät rakenteet vaativuusluokassa 3 vaativat sitkeysluokaksi d tai e, mikä tarkoittaa myötölujittuvaa kuitubetonia. Mentäessä seuraamusluokkaan CC3, on rakenteessa pakko olla onnettomuusraudoitus. Luokan 3 lyhyttä jänneväliä ei myöskään ole määritetty.

3.1.2 Yleistä mitoituksesta

Suunniteltaessa rakenneosia BY 66 ohjeen mukaisesti tulee varmistaa koko rakenteen kokonaisstabiliteetti murtorajatilassa (MRT) täysin kehittyneiden halkeamien muodostuttua. Täysin kehittynyt halkeama tarkoittaa tilaa, jossa betonille ei voida laskea vetojännitystä, vaan kuidut ottavat kaiken vetorasituksen. Kokonaisstabiliteetin varmistamiseksi yhden seuraavista ehdoista on täytyttävä:

- (i) Jännitysten uudelleen jakautuminen on mahdollista staattisesti määräämättömässä rakennejärjestelmässä
- (ii) Tavallista tankorautoitusta tai jännitettyä raudoitusta käytetään yhdessä kuitubetonin kanssa
- (iii) Ulkoiset normaalivoimat ylläpitävät tasapainoa.

3.1.3 Kutistuminen ja viruminen

Kuitubetonin kutistuman ja viruman vaikutuksia on arvioitava murtorajatilassa käyttäen toista seuraavista laskentamenetelmistä:

- (i) Kimmoteoriaa, jossa mahdolliset estetyn kutistuman ja viruman aiheuttamat jännitykset on lisättävä ulkoisen rasituksen aiheuttamiin jännityksiin

- (ii) plastisuusteoriaa, jossa lujuutta on arvioitava kasvaneella venymän arvolla ottaen huomioon kohonnut sitkeysvaatimus, joka aiheutuu kutistumasta ja virumasta johtuvista halkeamista. Pelkillä kuiduilla raudoitettun betonin tapauksessa otetaan huomioon halkeilun vaikutus kuitubetonin lujuusarvoissa.

Tavanomaisessa tapauksessa, jossa kuitubetoniseen rakenneosaan kohdistuu taivutusrasitusta, on otettava huomioon mahdollinen ero puristusviruman ja taivutusviruman välillä.

3.1.4 Betonin muodonmuutokset

Lämpötilan vaihtelu ja kutistuma aiheuttavat kuitubetonirakenteessa merkittäviä rasituksia, mikäli vaakasuuntainen liike on estetty. Tämä pitää huomioida lisäkuormituksena tai lisäämällä momenttikapasiteetin sitkeysvaatimusta.

3.1.5 Materiaaliosavarmuusluvut

Standardin SFS-EN 1992-1-1 (FI) materiaaliosavarmuustaulukkoon on lisätty kuitubetonin osavarmuusluvut sekä käyttörajatilan kertoimet.

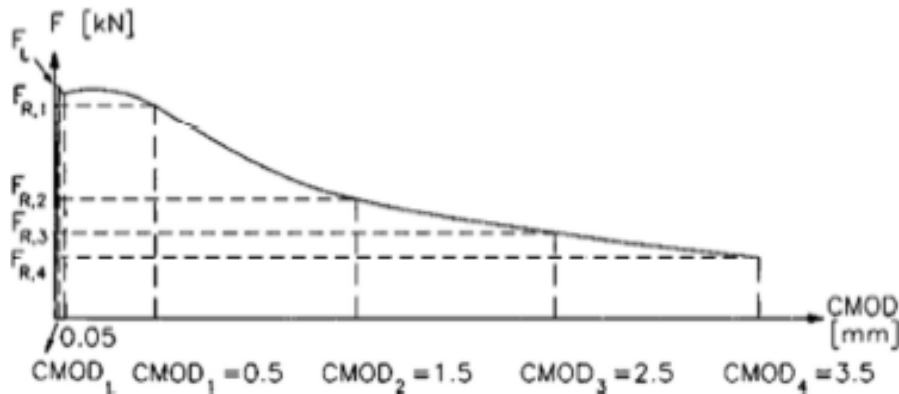
Suunnittelutilanteet	betonin γ_c	betoniteräksen γ_s	jänneteräksen γ_c	kuitubetonin γ_c
Normaalisti valitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15	1,5
Onnettomuus	1,0	1,0	1,0	1,2
Käyttörajatila	1,0	1,0	1,0	1,0

Taulukko 3. Materiaaliosavarmuuksia

Kuitubetonin onnettomuuskerroin on 1,2 By 66 kirjan mukaisesti.

3.2 Jäännöslujuusarvot

Jäännöslujuusarvo kuvaa sitä vetokapasiteettia, mitä kuidut pystyvät vastaanottamaan tilanteessa, jossa poikkileikkauksessa ei ole laskennallisesti hyödynnettävää vetorasitusta ottavaa betonia jäljellä. Tämä jäännöslukukerroin kuvaa kapasiteettien suhdetta ehjän kuitubetonipoikkileikkauksen ja halkeilleen poikkileikkauksen välillä. Jäännöslujuusarvo määritetään kokeellisesti verraten halkeamaleveyttä kappaleeseen kohdistettuun kuormitukseen (SFS-EN 14651). Jäännöslujuuksia määriteltäessä on käytössä useita erilaisia standardeja. Suomessa käytetään usein Eurooppalaista SFS-EN 14651, jonka periaate on esitetty kuvassa 5. Standardin haittapuoli on kokeissa havaittu merkittävä hajonta tulosten välillä. (By 56 2011; Mäntyranta 2013)



Kuva 5. Jäännöslujuusarvojen määrittäminen halkeamaleveyden perusteella. (Mäntyranta 2013)

Mitoituksessa käytettävät arvot $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ ja $f_{R,4}$ määritetään kohdassa, jossa halkeamaleveys CMOD on 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm ja 3,5 mm. Käyttörajatilassa käytetään $f_{R,1}$ arvoa ja murtorajatilassa käytetään pääosin $f_{R,3}$ arvoa. Taulukossa 4 esitetyt R1 luokan arvot ovat vaadittavan jäännöstaivutusvetolujuuden minimiarvoja. Luokassa R1 halkeamaleveys CMOD = 0,5mm. Vaakariveiltä luetaan sitkeysluokka, jonka viereiset arvot kuvaavat f_{R3} ja f_{R1} suhdetta tietyssä sitkeysluokassa. Sitkeysluokat on myös selitetty taulukossa 4. Riveiltä luetaan minimijäännösvetolujuuden arvo R3 luokassa.

R ₁ -luokka $f_{R,1}$ [MPa]	Sitkeys- luokka (R ₃ /R ₁)									
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0
a (0,5 - 0,7)	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
b (0,7 - 0,9)	0,7	1,1	1,4	1,8	2,1	2,8	3,5	4,2	4,9	5,6
c (0,9 - 1,1)	0,9	1,4	1,8	2,3	2,7	3,6	4,5	5,4	6,3	7,2
d (1,1 - 1,3)	1,1	1,7	2,2	2,8	3,3	4,4	5,5	6,6	7,7	8,8
e ($\geq 1,3$)	1,3	2,0	2,6	3,3	3,9	5,2	6,5	7,8	9,1	10,4

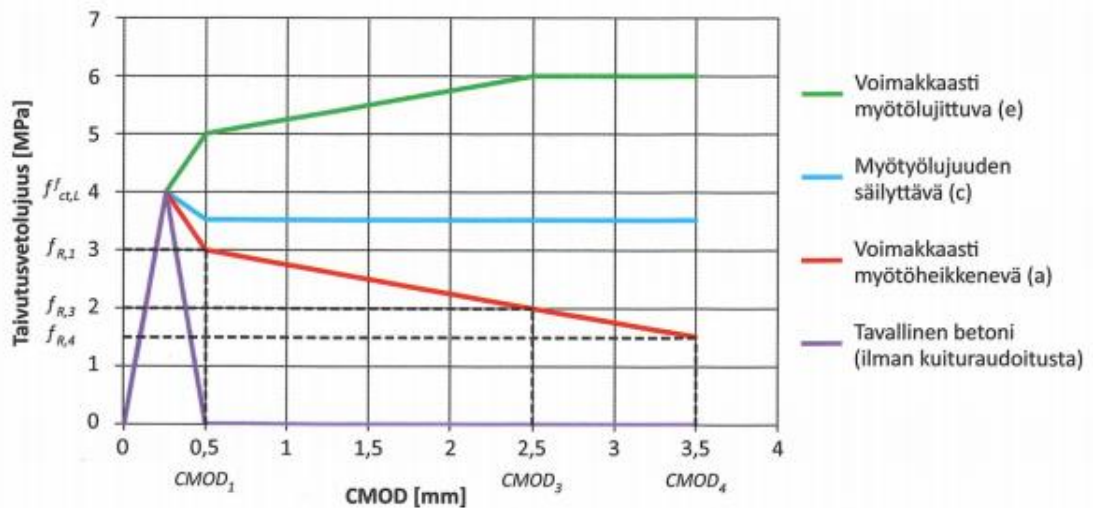
Merkinnät:
 $R_1 = f_{R,1}$
 $R_3 = f_{R,3}$

Sitkeysluokat:
 Luokka a: voimakkaasti myötöheikkenevä
 Luokka b: myötöheikkenevä
 Luokka c: myötölujuuden säilyttävä (sitkeä)
 Luokka d: myötölujittuva
 Luokka e: voimakkaasti myötölujittuva

Huomautus 1 Lihavoidulla on merkitty saatavuuden kannalta suositeltavat luokat.
Huomautus 2 Jäännöstaivutusvetolujuus on ominaisarvo, joka määritetään standardin SFS-EN 14651 mukaisella palkkikokeella, kun CMOD (halkeaman avautuma = crack mouth opening displacement) on 0,5, 2,5 ja 3,5 mm luokille $f_{R,1}$, $f_{R,3}$ ja $f_{R,4}$, katso kuva 3.1. R₄-arvoa (= $f_{R,4}$) käytetään tarvittaessa (ks. kappale 2.3.2.2. (ii)).
Huomautus 3 Taulukon arvoja korkeampaa jäännöstaivutusvetolujuuden arvoa voidaan käyttää, jos arvo on vahvistettu standardin SFS-EN 14651 mukaisilla koetuloksilla.
Huomautus 4 Seuraavien ehtojen on täyttyvä: $C_1 = 100 \cdot f_{R,1} / f_{ck,0.05} \geq 50$ % ja $100 \cdot f_{R,3} / f_{R,1} \geq 50$ %.
 Ehtojen tarkoituksena on varmistaa kuitubetonin tietty minimisitkeys.

Taulukko 4. Jännitystaivutusvetolujuuksien arvot sitkeysluokan mukaan. (BY 66 2018)

3.2.1 Sitkeysluokan vaikutus jäännöstaivutusvetolujuuteen



Kuva 6. Sitkeysluokan vaikutus jäännöstaivutusvetolujuuteen. (BY 66 2018)

Sitkeästi käyttäytyvän kuitubetonin taivutusmurtotapa eroaa tankoraidoitettun betonin murrosta. Sitkeässä kuitubetonissa kuitu välittää vetojännityksen halkeaman yli ja näin jakavat vetojännitettyä aluetta. Tästä johtuen yhden ison halkeaman sijasta saadaan tiheään pieniä halkeamia. Murtotilanteessa kuidut alkavat liukua ulos betonista. Kuitujen muotoilu vaikuttaa siihen, kuinka paljon tämä liukuminen sitoo energiaa joutuessaan taipumaan koukkupäisestä suoraksi. Sitkeän murron saavuttamiseksi betonilaadun ja kuidun lujuuden on oltava riittäviä, jotta betoni ei lohkea tai kuitu katkea vetojännitysten kasvaessa. Tällöin puhuttaisiin hauraasta murrosta. Eri sitkeysluokkien vaikutus jäännöstaivutusvetolujuuteen on havainnollistettu kuvassa 6.

Käytettäessä kuitubetonia kantavassa rakenteessa tulee sitkeysluokan olla d tai e , eli betoni on myötölujittuvaa. Kuitubetonin merkintätapa on seuraavanlainen:

C35/45-R₁3,0/R₃3,3-d

Merkinnässä on 45 MPa:n kuutiolujuus, 3,0 MPa jäännöstaivutusvetolujuutta luokassa R₁ ja 3,3 MPa luokassa R₃. Sitkeysluokka on tässä d , myötölujittuva.

3.2.2 Jäännösvetolujuuden ominaisarvo

Kuitubetonille saadaan laskettua jäännösvetolujuuden ominaisarvot jäännöstaivutusvetolujuuden kautta kaavoilla 1 ja 2.

$$f_{ft,R,1} = 0,45 \cdot f_{R,1} \quad (1)$$

$$f_{ft,R,3} = 0,37 \cdot f_{R,3} \quad (2)$$

missä

$f_{ft,R,1}$ = luokan R₁ jäännösvetolujuuden ominaisarvo

$f_{R,1}$ = luokan R₁ jäännöstaivutusvetolujuuden ominaisarvo

$f_{ft,R,3}$ = luokan R₃ jäännösvetolujuuden ominaisarvo

$f_{R,3}$ = luokan R₃ jäännöstaivutusvetolujuuden ominaisarvo

3.2.3 Jäännösvetolujuuden mitoitusarvo

Jäännösvetolujuuden ominaisarvoista määritetään murtorajatilän mitoitusarvot kaavalla 3.

$$f_{ftd,R,1} = \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot f_{ft,R,1} / \gamma_f \quad (3)$$

$$f_{ftd,R,3} = \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot f_{ft,R,3} / \gamma_f \quad (3)$$

Käyttörajatilän mitoitusarvo määritetään kaavalla 4.

$$f_{ftd,R,1} = \eta_f \cdot f_{ft,R,1} / \gamma_f \quad (4)$$

missä

$f_{ft,R,1}$ = luokan R1 jäännösvetolujuuden ominaisarvo

$f_{ft,R,3}$ = luokan R3 jäännösvetolujuuden ominaisarvo

η_f = kerroin väliltä 0,5... 1,0, joka ottaa huomioon kuitujen suuntautumisen rakenteessa. Rakenteissa, jossa leveys on vähintään viisinkertainen korkeuteen, voidaan käyttää arvoa 1,0.

η_{det} = kerroin, joka huomioi staattisen määräämättömyyden asteen. Kerrointa voidaan käyttää vain sitkeysluokissa c-e. Kertoimet ovat taulukossa 5.

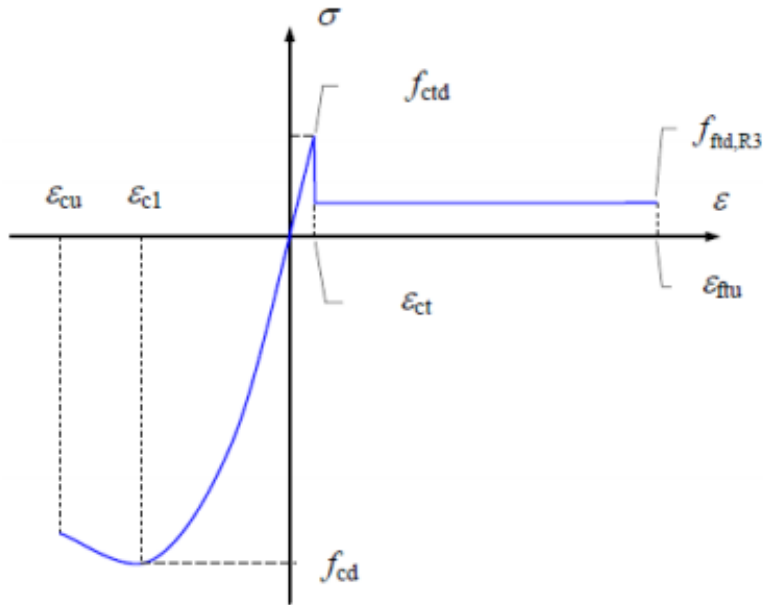
γ_f = osavarmuusluku taulukosta 2. Käyttörajatilän tapauksessa osavarmuusluku on 1,0.

Tapaus	Rakenneosan tyyppi	muuntokerroin η_{det}
1	Staattisesti määrätyt palkit	1
2	Staattisesti määräämättömät palkit	1,4
3	Suorakaiteen muotoiset laatat, joiden kaksi vastakkaista sivua ovat vapaasti tuettuja ja kaksi muuta reunaa vapaita/tukemattomia	1
4	(a) Vapaasti tuetut pyöreät laatat (b) Suorakaiteen muotoiset laatat, joiden reunoista vähintään kolme on vapaasti tuettuja	1,4
5	(a) Pyöreät reunoiltaan jäykästi tuetut laatat (b) Suorakaiteen muotoiset laatat, joiden reunoista vähintään yksi on jäykästi tuettu ja muut reunat ovat vapaasti tuettuja (c) Maanvaraiset laatat (d) Paalulaattojen keskijännteet (e) Pilarilaattojen keskijännteet (f) Vapaasti tuettujen jatkuvien laattojen keskijännteet	2

Taulukko 5. kertoimen η_{det} arvoja. (BY 66 2018)

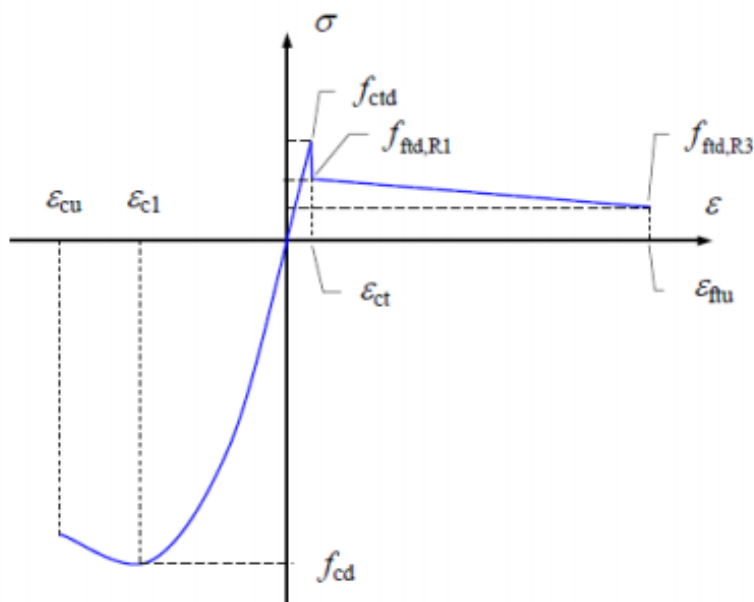
3.2.4 Jännitys-muodonmuutosyhteys

Jännitys-muodonmuutosyhteyden avulla voidaan suunnitella poikkileikkaus. Vaaditusta tarkkuudesta riippuen voidaan käyttää yksinkertaistettua periaatekuvaajaa tai tarkempaa kuvaajaa, jossa vetojännitys ei ole vakio. Jännitys-muodonmuutosyhteyden periaatekuvat on esitetty kuvassa 7 ja 8.



Kuva 7. Periaatekuva jännitys-muodonmuutosyhteydestä, jossa vetojännitys laskee jäännösvetolujuuden mukaiseen vakioarvoon. (By 66)

Suhteellinen venymä on vaaka-akselilla ja jännitys on pystyakselilla.



Kuva 8. Periaatekuva myötöheikkenevän kuitubetonin jännitys-muodonmuutosyhteydestä, jossa vetojännitys laskee lineaarisesti. (By 66)

Suhteellinen venymä on vaaka-akselilla ja jännitys on pystyakselilla.

Kuitubetonin murtovenymä ε_{ftu} jännityksellä $f_{td,R,3}$ määritetään kaavalla 5.

$$\varepsilon_{ftu} = \varepsilon_{ct} + w_u/l_{cs} \quad (5)$$

missä

$$w_u = 2,5 \text{ mm}$$

l_{cs} = halkeaman häiriöaluetta kuvaava ominaispituus [mm]

ε_{ct} = halkeamisvenymä, joka lasketaan kaavalla 6 [mm].

$$\varepsilon_{ct} = f_{ctd}/E_c \quad (6)$$

missä

ε_{ct} = halkeamisvenymä [mm]

f_{ctd} = halkeilun jälkeen betonin vetolujuuden mitoitusarvo [MPa]

E_c = betonin kimmokerroin [MPa].

Rakennesille, jotka sisältävät myös tankorauδοitusta, voidaan häiriöalueen pituus l_{cs} määrittää kaavalla 7.

$$l_{cs} = \min\{s_{rm}, y\} \quad (7)$$

missä

l_{cs} = halkeaman häiriöaluetta kuvaava ominaispituus [mm]

s_{rm} = keskimääräinen halkeamaväli [mm]

y = betonin vetojännitetyn alueen korkeus [mm].

Keskimääräinen halkeamaväli s_{rm} määritetään kaavalla 8.

$$s_{rm} = \xi \cdot (50 + 0,25 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho}) \quad (8)$$

missä

s_{rm} = keskimääräinen halkeamaväli [mm]

ξ = hoikkuusluvun määräämä kerroin, joka on

1, kun $l/d < 50$

$50 \cdot d/l$, kun $50 \leq l/d \leq 100$

0,5, kun $l/d > 100$

l = kuidun pituus

d = kuidun halkaisija

$k_1 = 0,8$ harjateräksellä, $1,6$ sileällä teräksellä

$k_2 = 0,5$ taivutuksessa ja $1,0$ puhtaassa vedossa

ϕ = raudoitustangon halkaisija [mm]

ρ = tehollinen raudoitussuhde.

3.2.5 Rakenneanalyysi

Kuitubetonia käytettäessä hyödynnetään plastisuusteoriaa ja sitkeysvaatimukset täyttyvät seuraavilla ehdoilla:

Jäännöslujuuskerroin määritetään kaavalla 9.

$$C_i = \frac{100 \cdot f_{R,i}}{f_{ctk,0,05}} \quad (9)$$

missä

C_i = jäännöslujuuskerroin luokassa R1 tai R3.

$f_{R,i}$ = kuitubetonin jäännöstaivutusvetolujuuden ominaisarvo [MPa]

$f_{ctk,0,05}$ = betonin vetolujuuden ominaisarvo [MPa].

- Jos raudoituksena käytetään pelkästään kuituja, tulee jäännöslujuuskertoimen C_1 olla vähintään 75% ja kertoimen C_3 vähintään 65%. Tämä tarkastelu toimii alle 400 mm vahvoille rakenteille. Tätä paksummat rakenteet vaativat tarkempaa tarkastelua.
- Jos tankoraidoitus kuitubetonissa on yli 50% siitä määrästä, mitä tavallisesti tankoraidoitus vaaditaan, täytyy huomioida seuraavat ehdot:

- Vetoraidoitusta on enintään niin paljon, että jokaisessa poikkileikkauksessa $x_u/d \leq 0,25$, jos betonin lujuusluokka $\leq C50/60$ ja $x_u/d \leq 0,15$, jos betonin lujuusluokka $\geq C55/67$. X_u on puristetun alueen korkeus ja d on laatan tehollinen korkeus.
- Betoniterästen sitkeysluokka on B tai C, sekä tukimomentin ja kenttämomentin suhde jokaisessa jänteessä on välillä 0,5-2,0.

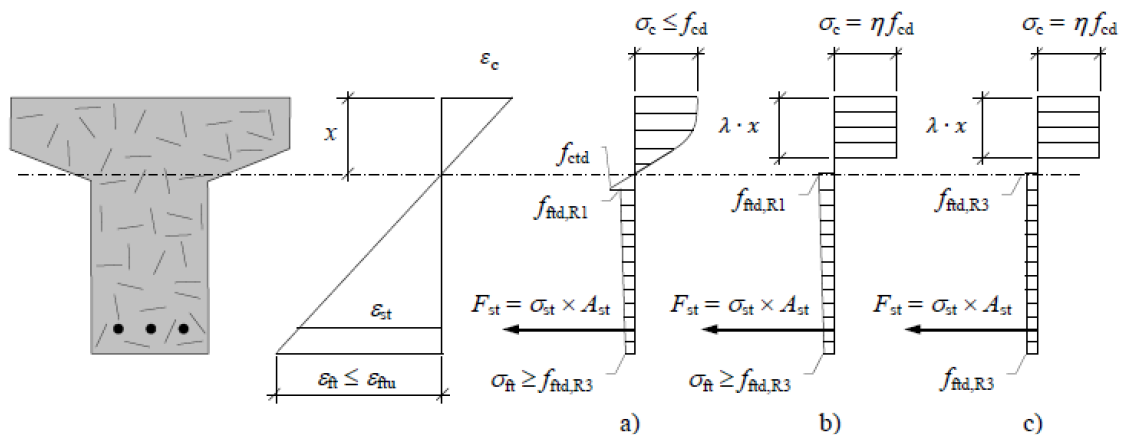
Mikäli tankoraidoitusta on alle 50% siitä määrästä, mitä tavallisesti raudoitettu vaatisi, ei raudoitustankoja oteta huomioon.

Kuitubetonille voidaan sallia normaali kulmanmuutoksen perusarvo $\theta_{pl,d} = 10$ mrad silloin, kun rakenteen vahvuus ei ylitä 400 mm.

3.3 Murtorajatila

3.3.1 Taivutuskestävyys

Mitoitettaessa murtorajatilassa tulee käyttää R1 ja R3 luokan jäännösvetolujuusarvoja. Betonin venymä ε_{ft} ei saa olla murtovenymän arvoa ε_{ftu} suurempi. Kuvassa 9 on esitetty muodonmuutos- ja jännitys jakaumat halkeilleen kuitubetonipoikkileikkauksen mitoittamiseen. Kuvaajista a) edustaa yleistä jännitys jakaumaa, b) ja c) kuvaavat yksinkertaistettua jännitys jakaumaa. Yksinkertaistettua jännitys jakaumaa voidaan käyttää sillä oletuksella, että kuitubetonin venymä ei ylitä kuitubetonin murtovenymää sekä kuitubetonin reunapuristuma ε_{cu} on 0,35%.



Kuva 9. Muodonmuutos- ja jännitys jakaumat halkeilleen kuitubetonipoikkileikkauksen mitoittamiseen. (BY 66 2018)

Mitoitusvetolujuuden maksimiarvo σ_{ft} saadaan kaavasta 10.

$$\sigma_{ft} = f_{ftd,R1} - \varepsilon_{ft} / \varepsilon_{ftu} \cdot (f_{ftd,R1} - f_{ftd,R3}) \quad (10)$$

missä

σ_{ft} = mitoitusvetolujuuden maksimiarvo [MPa]

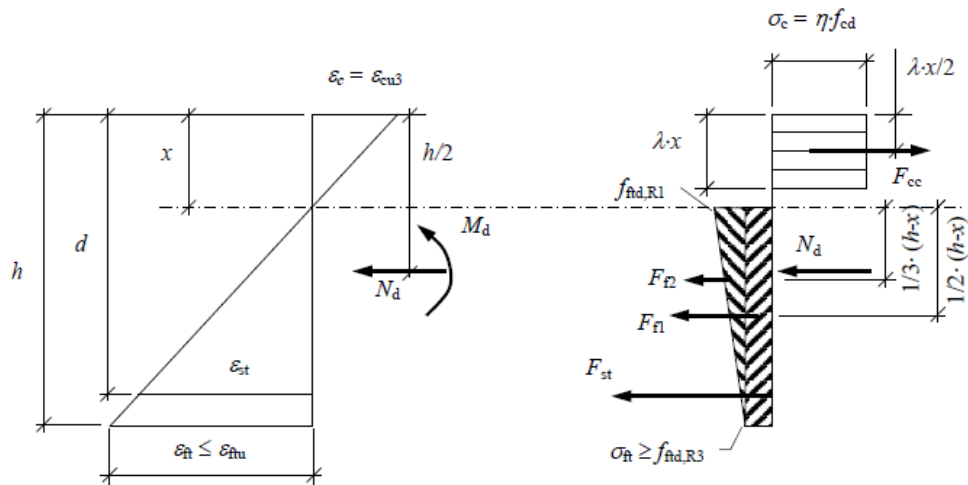
f_{ftd} = jäännösvetolujuuden mitoitusarvo [MPa]

ε_{ft} = kuitubetonin venymä [mm]

ε_{ftu} = kuitubetonin murtovenymä. [mm]

3.3.2 Taivutuskestävyys tankoraidoitusta sisältävälle kuitubetonille

Periaatekuva taivutuksesta aiheutuvien muodonmuutosten ja jännitysten laskenta tankoraidoitusta sisältävälle kuitubetonille on kuvassa 10.



Kuva 10. Tankoraidoitusta sisältävän kuitubetonin muodonmuutos- ja jännitysjaumat. (BY 66)

Laskennassa tulee olettaa, että puristetun alueen kuitubetoni on saavuttanut murtopuristuman ja vetoalue on halkeillut, mutta vedetyn osan muodonmuutokset eivät ylitä murtovenymää.

Puristusvoima F_{cc} lasketaan kaavalla 11.

$$F_{cc} = \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \quad (11)$$

missä

$\lambda = 0,8$ kun $f_{ck} \leq 50$ MPa tai $0,8 - (f_{ck} - 50)/400$, kun $50 < f_{ck} < 90$ MPa

x = puristetun alueen korkeus [mm]

$\eta = 1,0$ kun $f_{ck} \leq 50$ MPa tai $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$ kun $50 < f_{ck} < 90$ MPa

f_{cd} = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [MPa]

b = poikkileikkauksen leveys [mm].

Vetovoima F_{f1} lasketaan kaavalla 12.

$$F_{f1} = b \cdot (h - x) \cdot \left(f_{ftd,R1} - \frac{\varepsilon_{ft}}{\varepsilon_{ftu}} \cdot (f_{ftd,R1} - f_{ftd,R3}) \right) \quad (12)$$

Vetovoima F_{f2} lasketaan kaavalla 13.

$$F_{f2} = 1/2 \cdot b \cdot (h - x) \cdot \frac{\varepsilon_{ft}}{\varepsilon_{ftu}} \cdot (f_{ftd,R1} - f_{ftd,R3}) \quad (13)$$

missä $\varepsilon_{ft} = \frac{h-x}{x} \cdot \varepsilon_c$. Tarkista, että $\varepsilon_{ft} \leq \varepsilon_{ftu}$

Tankoraudoituksen vetovoima F_{st} lasketaan kaavalla 14.

$$F_{st} = A_{st} \cdot \sigma_{st} = A_{st} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{st} = A_{st} \cdot E_s \cdot \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_c \quad (14)$$

missä

A_{st} = raudoitusterästen pinta-ala [mm²]

σ_{st} = raudoitusterästen jännitys ($\sigma_{st} \leq f_{yd}$) [MPa]

E_s = teräksen kimmokerroin [MPa]

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus [mm]

x = puristetun alueen korkeus [mm]

ε_{st} = terästankojen venymä [mm]

ε_c = betonin reunapuristuma [mm].

Vaakavoimien resultanttien tasapainoyhtälö on kaavassa 15:

$$\sum H = 0 \rightarrow F_{cc} = F_{st} + F_{f1} + F_{f2} + N_d \quad (15)$$

missä

$\sum H$ = vaakavoimien summa

F_{cc} = betonin puristusvoima [N]

F_{f1} ja F_{f2} = kuitujen vetovoimat [N]

F_{st} = tankoraudoituksen vetovoima [N]

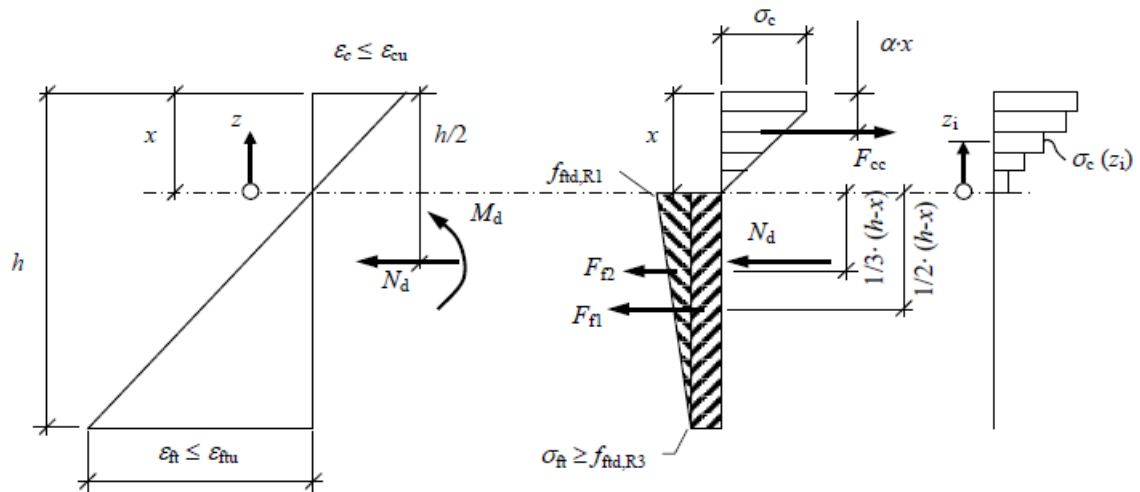
N_d = normaalivoiman mitoitusarvo [N].

Taivutuskestävyys lasketaan kaavalla 16.

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\lambda}{2}\right) + F_{f1} \cdot \frac{h-x}{2} + F_{f2} \cdot \frac{h-x}{3} + F_{st} \cdot (d - x) + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) \quad (16)$$

3.3.3 Taivutuskestävyys kuitubetonille ilman tankoraudoitusta

Periaatekuva taivutuksesta aiheutuvien muodonmuutosten ja jännitysten laskenta kuitubetonille, jossa ei ole tankoraudoitusta on kuvassa 11.



kuva 11. Tankoraudoittamattoman kuitubetonin muodonmuutos- ja jännitysjaumat. (By 66 2018)

Laskettaessa tankoraudoittamattoman kuitubetonin taivutuskapasiteettia oletetaan, että puristusalueella betonin puristusmuodonmuutos on korkeintaan murtopuristuman suuruisen ja vedetyllä alueella halkeilu on tapahtunut ja venymä ei ylitä murtovenymää. Puristusalueen korkeudeksi x voidaan olettaa aluksi $0,1h$ - $0,2h$.

Vetovoimat F_{f1} ja F_{f2} lasketaan, kuten tankoraudoitetussa betonissa, mutta puristusvoima F_{cc} lasketaan kaavalla 17.

$$F_{cc} = b \cdot \int_0^x \sigma_c(z) \cdot dx \approx b \cdot \sum_0^i \sigma_c(z_i) \cdot dz_i \quad (17)$$

$$\text{kun } \sigma_c(z) = \sigma_c(\varepsilon_c(z)) \text{ ja } \varepsilon_c(z) = \frac{z}{x} \cdot \varepsilon_c$$

Vaakavoimien resultanttien tasapainoyhtälö (kaava 18) on sama kuin kaava 15, mutta tankoraudoituksen osuus F_{st} poistettuna.

$$\sum H = 0 \rightarrow F_{cc} = F_{f1} + F_{f2} + N_d \quad (18)$$

Taivutuskestävyys lasketaan kaavalla 19.

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot x \cdot (1 - \alpha) + F_{f1} \cdot \frac{h-x}{2} + F_{f2} \cdot \frac{h-x}{3} + N_d \cdot \left(\frac{h}{2} - x\right) \quad (19)$$

3.3.4 Leikkauskestävyys

Leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomalle kuitubetoniosalle lasketaan kaavalla 20, jota voidaan soveltaa silloin, kun tankorausoitusta on käytetty osana betonirakennetta. Mikäli tankorausoitusta ei ole käytetty, voidaan leikkauskestävyys laskea samalla kaavalla (21), kuin raudoittamattomalle betonille.

$$V_{rd,cf} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{ft,R3}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \quad (20)$$

missä

$V_{rd,cf}$ = leikkausraudoittamattoman rakenteen leikkauskestävyys [N]

γ_c = osavarmuuskerroin, taulukosta 2

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$

$\rho = A_{sl}/b_w \cdot d \leq 0,02$

A_{sl} = raudoituksen pinta-ala [mm²]

$f_{ft,R3}$ = jäännöstaivutusvetolujuuden ominaisarvo [MPa]

f_{ctk} = betonin vetolujuuden ominaisarvo [MPa]

f_{ck} = betonin puristuslujuuden ominaisarvo [MPa]

σ_{cp} = puristusjännitys [MPa]

b_w = poikkileikkauksen minimileveys vedetyllä osalla [mm].

Leikkauskestävyyden laskukaava raudoittamattomalle betonille:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w \cdot d \quad (21)$$

missä

$V_{Rd,c}$ = raudoittamattoman betonin leikkauskestävyys [N]

$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$, k on selitetty kaavan 20 alla.

$k_1 = 0,15$, kansallisen liitteen suositusarvo

σ_{cp} = puristusjännitys [MPa]

b_w = poikkileikkauksen minimileveys vedetyllä osalla [mm]

d = poikkileikkauksen tehollinen korkeus[mm].

3.3.5 Lävistyskestävyys

Tankoraidoitusta sisältäville laatoille ja pilarianturoille voidaan laskea lävistyskestävyys kaavan 22 mukaisesti. Lävistyskapasiteetti lasketaan kertomalla lävistyskestävyys $v_{rd,cf}$ lävistyskartion pinta-alalla.

$$v_{Rd,cf} = \frac{0,3}{\gamma_c} \cdot \frac{\left(\frac{D}{d}+1,5\right)}{\left(\frac{D}{d}+4\right)} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho \left(1 + 7,5 \cdot \frac{f_{ft,R3}}{f_{ctk}}\right) \cdot f_{ck}\right]^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \quad (22)$$

missä

D on pyöreän pilarin halkaisija tai suorakaidepilarin lävistäjä

d on laatan keskimääräinen tehollinen paksuus

muut muuttujat on selitetty kaavan 20 alla.

Ilman tankoraidoitusta kuitubetonin lävistyskestävyys lasketaan kuten raudoittamattoman betoninkin lävistyskestävyys kaavalla 23.

$$v_{Rd,cf} = v_{Rd,f} = (k/2) \cdot C \cdot \frac{f_{R3}}{\gamma_f} \quad (23)$$

missä

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$$

$$C = 0,45$$

muut muuttujat on selitetty kaavan 20 alla.

3.4 Käyttörajatila

3.4.1 Halkeilun rajoittaminen

Rakenteessa, jossa on tankoraudoitusta, rajoitetaan vetojännityksiä, jotta plasti-
nen venymä, halkeilu ja muodonmuutokset saadaan minimoitua. Tankoraudoite-
tun betonin sallitut halkeamaleveydet esitetty taulukossa 6. Pelkkää kuitubetonia
sisältävän rakenteen halkeilu sekä haitalliset muodonmuutokset katsotaan välte-
tyiksi, mikäli halkeamaleveydet pysyvät taulukon 7 sallimissa rajoissa. Sallitut
halkeamaleveydet eri rasitusluokissa on esitetty taulukossa 7. (SFS-EN 1992-1-
1; BY 66)

Rasitusluokka	w_{\max} [mm]
X0, XC1	0,4
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,3

Taulukko 6. Sallitut halkeamaleveydet tankoraudoitusta sisältävälle eri rasitus-
luokissa. (SFS-EN 1992-1-1)

Rasitusluokat	Suunniteltu käyttöikä 50v, w_{\max} a) [mm]	Suunniteltu käyttöikä 100v, w_{\max} a) [mm]
X0, XC1	b)	b)
XC2, XC3	0,5	0,4
XC4	0,4	0,3
XS1, XS2, XD1, XD2	0,3	0,2
XS3, XD3 c)	0,2	0,1

Taulukko 7. Pelkän kuitubetonirakenteen sallitut halkeamaleveydet eri rasitusluo-
kissa. (BY 66 2018)

- a) Osille, joissa on käytetty kuitujen lisäksi muuta raudoitusta, tulee sallitut halkeamaleveydet katsoa Standardista SFS-EN 1992-1-1. (Taulukko 6)
- b) X0 ja XC1 rasitusluokissa halkeaman raja-arvo määritetään kelvollisen ulkonäön ja muodonmuutosten avulla.
- c) Käytettäessä ruostuvia teräskuituja, tulee käyttää myös tankoraudoitusta kantavissa laatoissa ja palkeissa.

3.4.2 Vähimmäisraudoitusala

Tapauksissa, jolloin halkeamaleveyksiä rajoitetaan, tulee rakenteessa olla tankoraudoitusta alueilla, jossa voi olla vetoa. Vaadittava vähimmäisraudoitusala lasketaan kaavalla 24. (BY 66 2018)

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot (1 - k_f) \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (24)$$

Missä

$A_{s,min}$ = vedetyn alueen tankoraudoituksen vähimmäispinta-ala [mm²]

σ_s = raudoituksen jännitys heti halkeaman muodostumisen jälkeen, voidaan usein käyttää arvoa f_{yk} [MPa]

k = kerroin, jolla huomioidaan erisuuruisten toisensa tasapainossa pitävien jännitysten vaikutus, minkä johdosta pakkovoimat pienenevät. $k = 1,0$ uumissa, joiden $h \leq 300$ mm tai laipoissa, joiden leveys ≤ 300 mm. $k = 0,65$ uumissa, joiden $h \geq 800$ mm tai laipoissa, joiden leveys ≥ 800 mm [mm]

$k_f = f_{td,R1}/f_{ctm} \leq 1,0$

$f_{ct,eff}$ = Vetolujuus betonissa silloin, kun halkeamien voidaan aikaisintaan odottaa muodostuvan, yleensä $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ [MPa]

A_{ct} = Poikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala ennen halkeaman muodostumista [mm²]

k_c = kerroin, joka huomioi jännitysten jakauman poikkileikkauksessa ennen halkeilua. Vedon aikana $k_c = 1,0$, taivutusmomentin aikana k_c lasketaan kaavalla 25.

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{h}{h^*} \right)} \right] \quad (25)$$

missä

σ_c = betonin poikkileikkauksessa vaikuttava keskimääräinen jännitys

$k_1 = 1,5$, jos normaalivoima on puristusvoima ja $k_1 = 2h^*/3h$, jos normaalivoima on vetävää voimaa.

$h^* = h$, kun $h \leq 1,0m$, muulloin $h^* = 1,0m$.

3.4.3 Halkeamaleveyksien laskenta

Halkeamaleveys pelkälle kuitubetonirakenteelle, jotka altistuvat taivutukselle, saadaan arvioitua kaavalla 26.

$$w_{max} = \varepsilon_{ft} \cdot 2 \cdot (h - x) \quad (26)$$

missä

w_{max} = halkeaman enimmäisarvo [mm]

ε_{ft} = teräskuitubetonin venymän maksimiarvo

x = puristetun alueen korkeus [mm]

h = rakenteen korkeus [mm]

3.4.4 Taipuman laskenta

Tankorautoittamattoman betonin tapauksessa muodonmuutokset pysyvät pieninä, mikäli halkeamaleveys w_{max} arvo ei ylitä taulukon 6 arvoja. Muutoin taipuma tulee laskea standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti. (BY 66 2018; Hautajärvi 2017)

3.5 Kuitubetonipalkit

Kuitubetonipalkkia käytettäessä tulee varmistua rakenteen sitkeästä käyttäytymisestä taivutustilanteessa. Mikäli pelkkien kuitujen käyttö ei ole mahdollista, on palkissa käytettävä tankoraidoitusta lisäksi. Pelkkien kuitujen käyttö on mahdollista, jos kaava 27 toteutuu.

$$k_c \cdot f_{ctm} - \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot f_{ft,R3} < 0 \quad (27)$$

missä

k_c = kerroin, selitetty kappaleessa 3.4.2

f_{ctm} = betonin vetolujuus [MPa]

η_f = kerroin väliltä 0,5...1,0, joka ottaa huomioon kuitujen suuntautumisen rakenteessa. Rakenteissa, jossa leveys on vähintään viisinkertainen korkeuteen, voidaan käyttää arvoa 1,0.

η_{det} = kerroin taulukosta 4

$f_{ft,R3}$ = luokan R3 jäännösvetolujuuden ominaisarvo.

Tapauksessa, jossa pelkän kuitubetonin käyttö palkissa ei riitä sitkeään käyttäytymiseen, tulee vähimmäisteräsmäärä laskea kaavalla 28.

$$A_{s,min} = \frac{A_{c,t} \cdot (k_c \cdot f_{ctm} - \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot f_{ft,R3})}{f_{yk}} \quad (28)$$

missä

$A_{c,t}$ = Poikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala taivutuksessa, vedetyn osan korkeus $h_{ct} = h/2$. [mm²]

Muut muuttujat on selitetty kaavan 27 alla.

3.6 Onnettomuusraudoitus

Kantavaan kuitubetonilaattaan tarvitaan jatkuvan sortuman estävä raudoitus (APC, Anti Progressive Collapse reinforcement). Onnettomuusraudoitus vaaditaan aina, kun rakenteessa on sortumisvaara, joka mahdollistaa henkilövahinkoja. Tämä onnettomuusraudoitus toteutetaan tankoraidoituksena laatan alapintaan. Vaadittava onnettomuusraudoituksen määrä lasketaan kaavalla 29. (Lumme 2019)

$$A_{s,ac} = V_{ed}/f_{yk} \quad (29)$$

missä

$A_{s,ac}$ = onnettomuusterästen pinta-ala poikkileikkauksessa [mm²]

V_{ed} = laatalta tuelle tuleva mitoituskuorma [N]

f_{yk} = raudoitusteräksen ominaisvetojännitys [MPa].

Pilarilaatassa minimimäärä onnettomuusteräksille on 3-T16 pilaria kohden kunkin jänteen suunnassa. Lähteessä BY 66 ei ollut mainintaa jännevälien mitoista.

4 Asuinrakennuksen laatan mitoitus

Asuinrakennuksen laatan mitoitus on suoritettu BY 66 mukaisesti. Laatalle aiheutuvat momentit on määritetty Strusoft FEM-Design 13 ohjelmalla ja esimerkiksi laatta on valittu elementtisuunnittelu.fi sivustolta. Laatta on nivelisesti tuettu jokaiselta sivulta. Kuitubetonin sitkeysluokan täytyy olla vähintään d, sillä mitoitus tapahtuu ilman tankoraidoitusta kantavalle rakenteelle.

4.1 Lähtötiedot

Käytettävä teräskuitubetoni: C35/45-R₁2,0/R₃2,2-d

Raidoitusteräket: B500B

Raidoitusteräksen kimmokerroin $E_s = 200 \text{ GPa}$

Raidoituksen ominaisvetolujuus $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Laatan hyötykuorma: $2,5 \text{ kN/m}^2$

Laatan paksuus $h = 300 \text{ mm}$

Laatan leveys $b = 1000 \text{ mm}$, tutkitaan laatta 1,0 metrin leveänä palana

Betonipeite $c_{nom} = 25 \text{ mm}$

Terähalkaisija $\phi_s = 10 \text{ mm}$

Tehollinen korkeus:

$$x\text{-suunnassa: } d_{s,x} = h - c_{nom} - \frac{\phi_s}{2} = 270 \text{ mm}$$

$$y\text{-suunnassa: } d_{s,y} = h - c_{nom} - 1,5\phi = 260 \text{ mm}$$

keskimääräinen $d_s = d_{s,x} = 270 \text{ mm}$

Betonin lujuusluokka = C35/45

$$\text{Betonin puristuslujuus } f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{35 \text{ MPa}}{1,5} = 19,8 \text{ MPa}$$

Betonin kimmokerroin $E_{cm} = 34 \text{ GPa}$

Teräskuitubetonin vetolujuus:

Luokassa R₁: $f_{r,1} = 2,0 \text{ MPa}$

Luokassa R₃: $f_{r,3} = 2,2 \text{ MPa}$

Osavarmuusluvut ovat taulukosta 2.

Suurin taivutusmomentti $M_{Ed} = 39,3 \text{ kNm}$, tuella

4.1.1 Sitkeysvaatimuksen täytyminen

Käytettäessä pelkkiä kuituja tarkistetaan kappaleen 3.2.5 ehtojen täytyminen.

$$C_1 = \frac{f_{R,1}}{f_{ctk,0,05}} = \frac{2,0 \text{ MPa}}{2,2 \text{ MPa}} = 91\%$$

$C_1 \geq 75\%$, voidaan siis laskea pelkillä kuiduilla.

4.1.2 Jäännösvetolujuudet

Muunnetaan jäännöstaivutusvetolujuudet suoriksi ominaisjäännösvetolujuuksiksi kaavoilla 1 ja 2.

$$f_{ft,R,1} = 0,45 \cdot f_{R,1} = 0,45 \cdot 2 \text{ MPa} = 0,9 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$f_{ft,R,3} = 0,37 \cdot f_{R,3} = 0,37 \cdot 2,2 \text{ MPa} = 0,8 \text{ MPa} \quad (2)$$

Lasketaan mitoitusarvot edellisille ominaisarvoille kaavoilla 3 ja 4.

Kerroin $\eta_f = 1,0$ ja $\eta_{det} = 2,0$, sillä mitoitettava laatta on vapaasti tuettu jokaiselta sivulta. Kertoimet ovat selitetty kappaleessa 3.2.3.

$$f_{ftd,R,1} = \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot \frac{f_{ft,R,1}}{\gamma_f} = 1,0 \cdot 2,0 \cdot \frac{0,9 \text{ MPa}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$f_{ftd,R,3} = \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot \frac{f_{ft,R,3}}{\gamma_f} = 1,0 \cdot 2,0 \cdot \frac{0,8 \text{ MPa}}{1,5} = 1,1 \text{ MPa} \quad (3)$$

Käyttörajan mitoitusarvo määritetään kaavalla 4.

$$f_{ftd,R,1} = \eta_f \cdot \frac{f_{ft,R,1}}{\gamma_f} = 1,0 \cdot \frac{0,9 \text{ MPa}}{1,0} = 0,9 \text{ MPa} \quad (4)$$

4.1.3 Onnettomuusraudoitus

Laatan alapintaan on laskettava kappaleen 3.6 mukainen onnettomuusraudoitus. Esimerkin laskussa leikkausvoimaa V_{ed} tuelle tulee 100kN/m. Onnettomuusraudoitus lasketaan kaavalla 29.

$$A_{s,ac} = \frac{V_{ed}}{f_{yk}} = \frac{100kN/m}{500N/mm^2} = 200mm^2/m \quad (29)$$

Valitaan onnettomuusraudoitukseksi T10-k300, tällöin raudoitusmäärä on 262mm²/m. Onnettomuusraudoitusta ei huomioida laskettaessa taivutuskapasiteettia.

4.2 Taivutusmitoitus

Taivutusmitoitusta varten tarvitaan seuraavia arvoja:

Puristuma $\varepsilon_{c3} = 1,75 \text{ ‰}$, SFS-EN 1992-1-1 taulukko 3.1

Halkeamisvenymä $\varepsilon_{ct} = f_{ctd}/E_{cm} = 0,04 \text{ ‰}$

Halkeaman avautuma $w_u = 2,5 \text{ mm}$

Karakteristinen pituus $l_s = h = 300\text{mm}$

Kuitubetonin murtovenymä $\varepsilon_{ftu} = \varepsilon_{ct} + w_u/l_s = 8,4 \text{ ‰}$

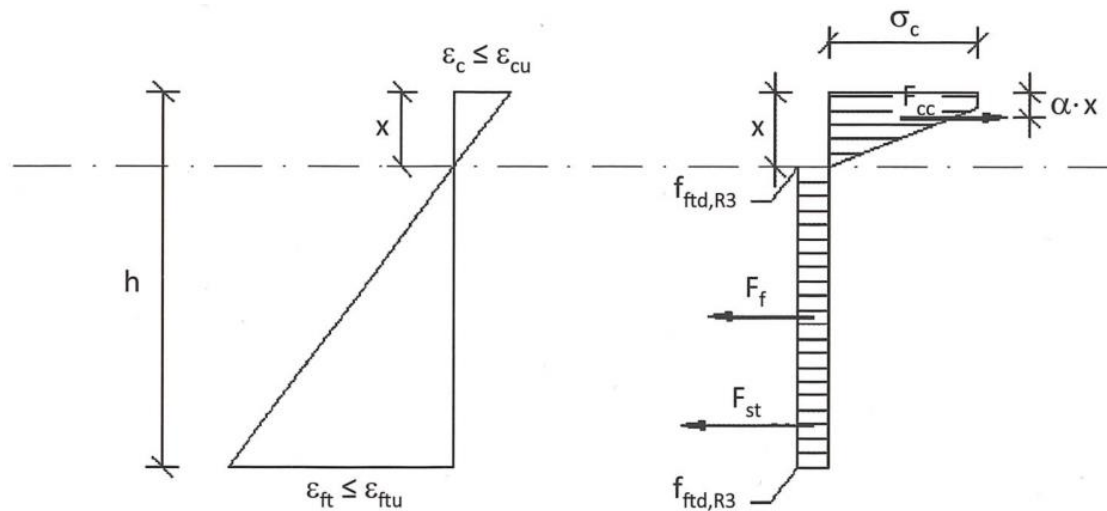
Tehollinen korkeus $d_s = 270 \text{ mm}$

Betonin reunapuristuma $\varepsilon_{cu3} = 3,5 \text{ ‰}$

Raudoitusala $A_{st} = 0 \text{ mm}^2$

Jäännösvetolujuus $f_{fd,R1} = 1,2 \text{ MPa}$, laskettu edellä

Jäännösvetolujuus $f_{fd,R3} = 1,1 \text{ MPa}$, laskettu edellä



Kuva 12. Periaatekuva laatan jännityksistä. (BY 66 2018)

Lasketaan neutraaliakselin sijainti kaavalla 30, jota voidaan käyttää kolmion muotoiselle jännitysjakaumalle.

$$\frac{x \cdot f_{cd} \cdot \frac{\varepsilon_{ftu}}{h-x} \cdot b}{2 \cdot \varepsilon_{c3}} = b \cdot (h - x) \cdot (f_{ftd,R3}) \quad (30)$$

$$x = \frac{h \cdot (2 \cdot \varepsilon_{c3} \cdot f_{ftd,R3} \pm \sqrt{2} \cdot \sqrt{\varepsilon_{c3} \cdot \varepsilon_{ftu} \cdot f_{ftd,R3} \cdot f_{cd}})}{2 \cdot \varepsilon_{c3} \cdot f_{ftd,R3} - \varepsilon_{ftu} \cdot f_{cd}}$$

$$x = \frac{300mm \cdot (2 \cdot 1,75 \text{ ‰} \cdot 1,1MPa \pm \sqrt{2} \cdot \sqrt{1,75 \text{ ‰} \cdot 8,4 \text{ ‰} \cdot 1,1MPa \cdot 19,8MPa})}{2 \cdot 1,75 \text{ ‰} \cdot 1,1MPa - 8,4 \text{ ‰} \cdot 19,8MPa}$$

$$x \approx 39,6mm$$

Yläreunan reunapuristuma ε_c :

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{ftu}}{h-x} \cdot x$$

$$\varepsilon_c = \frac{8,4 \text{ ‰}}{300mm - 39,6mm} \cdot 39,6mm = 1,28 \text{ ‰}$$

Tällöin puristusresultantti F_{cc} saadaan laskettua kaavalla 31

$$F_{cc} = \frac{x \cdot f_{cd} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c3}} \cdot b}{2} = 282,8 \text{ kN} \quad (31)$$

Silloin, kun raudoitusteräsmäärä on pieni, kuitubetonin venymä on murtovenymän suuruinen, eli $\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{ftu} = 8,4\%$.

Raudoitusteräksiä ei ole, joten raudoitusterästen vetoresultantti $F_{st} = 0\text{kN}$.

Teräskuitujen vetoresultantti F_f lasketaan kaavalla 32.

$$F_f = b \cdot (h - x) \cdot (f_{ftd,R3}) \quad (32)$$

$$F_f = 1000\text{mm} \cdot (300\text{mm} - 39,4\text{mm}) \cdot (1,1\text{MPa}) = 282,8\text{kN}$$

Taivutuskapasiteetti M_{Rd} lasketaan kaavalla 16.

$$M_{Rd} = F_{cc} \cdot x \cdot \left(1 - \frac{1}{3}\right) + F_f \cdot \frac{h-x}{2} + F_{st} \cdot (d_s - x) \quad (16)$$

$$M_{Rd} = 282,8\text{kN} \cdot 39,4\text{mm} \cdot \left(\frac{2}{3}\right) + 282,8\text{kN} \cdot \frac{300\text{mm}-39,4\text{mm}}{2} + 0 = 44,3\text{kNm}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{39,3\text{kNm}}{43,4\text{kNm}} = 88,7 \%$$

4.3 Tarvittava minimirauditus

Tarkistetaan, tarvitaanko tankorausoitusta sitkeän käyttäytymisen varmistamiseksi.

Poikkileikkauksen vedetyn osan korkeus $h_{ct} = h/2 = 150\text{mm}$

Poikkileikkauksen vedetyn osan pinta-ala $A_{ct} = b \cdot h_{ct} = 150 \cdot 10^3 \text{mm}^2$

Poikkileikkaukseen vaikuttava ulkoinen normaalivoima $N_{Ed} = 0 \text{kN}$

Normaalivoimasta aiheutuva jännitys $\sigma_c = 0 \text{MPa}$

kerroin $k_1 = 1,5$

betonin keskimääräinen vetolujuus $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 3,2 \text{MPa}$

lasketaan kerroin k_c kaavalla 25.

$$k_c = \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right)} \right] \quad (25)$$

$$k_c = \left[0,4 \cdot 1 - \frac{0}{1,5 \cdot 3,2 \text{MPa} \cdot \left(\frac{0,3\text{m}}{0,3\text{m}}\right)} \right] = 0,4$$

Sijoitetaan k_c arvo kaavaan.

$$k_c \cdot f_{ctm} - \eta_f \cdot \eta_{det} \cdot f_{ft,R3} < 0$$

$$0,4 \cdot 3,2 \text{MPa} - 1,0 \cdot 1,4 \cdot 1,1 \text{MPa} = -0,3 < 0$$

Näin ollen pelkkien kuitujen käyttö on mahdollista.

5 POHDINTA

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tutustua kuitubetoniin materiaalina, pohtia teräskuitubetonin tuomia etuja ja haittoja sekä miettiä kuitubetonin käytännöllisyyttä kantavissa rakenteissa. Työn tuloksena kuitubetonin ominaisuuksista ja käyttökohteista saatiin kattava käsitys. Tutkimusmenetelmänä kirjallisuustutkimus täydennettynä muilla lähteillä oli onnistunut. Kuitujen käyttö on latioissa yleistä, mutta kantavissa rakenteissa hyvin harvinaista.

Teoriassa ja täysimittaisissa kuormituskokeissa on havaittu, että teräskuitubetonilaatta on varteenotettava haastaja tavalliselle raudoitetulle laatalle. Hyviä puolia teräskuitubetonilaatalla on vähäisemmät halkeamat ja muodonmuutokset, paremmat betonin lujuusarvot sekä raudoitustyön vähentyminen, mikä nopeuttaa rakentamista. Palkkirakenteissa kuitubetoni tuskin yleistyy, sillä palkkien tyypillinen suuri vetorasitus on haastavaa saada teräskuiduilla kiinni tehokkaasti.

Huonoksi puoleksi teräskuiturakenteille voidaan katsoa kantaviin kuitubetonilaattoihin vaadittava onnettomuusraudoitus. Laattarakenteiden suuren vetojännityksen kohdalla saatetaan tarvita lisäksi tavallista tankoraudoitusta varmistamaan riittävä vetokapasiteetti. Näistä syistä osa kuitubetonin tuomista ajallisista ja taloudellisista säästöistä jää saavuttamatta.

Kuitujen epätasainen sekoittuminen betonimassaan on toinen ongelma, joka minimoidaan käytettäessä oikeita kuituja oikean betonimassan kanssa. Kuitubetonin tutkiminen, kehittäminen ja käytännön kokeet ovat oleellisia tekijöitä kuitubetonin yleistymiselle lähitulevaisuudessa. Lähitulevaisuuden kehityksen tuloksena kuitubetonimassasta täytyy saada tasalaatuista, helpommin käsiteltävää ja taloudellisesti kannattavaa käyttöä.

Opinnäytetyön liitteenä on verrattu harjateräksellä raudoitettua laattaa kuitubetonilaattaan. Liitteessä on vertailtu karkeasti materiaalien ja työmenekin eroa kuitubetonin ja harjateräksellä raudoitetun laatan välillä. Laskennassa täytyy huomioida kuitujen hintatiedon ajantasaisuus. Jatkokehityksessä tulisi suorittaa tarkempi laskenta, jotta hintaero voitaisiin arvioida paremmin.

Teräskuiduilla on paljon potentiaalia yleistyä lattioiden lisäksi kantavien rakenteiden käytössä. Yleistyminen kantavissa rakenteissa kuitenkin edellyttää kuitubetonimitoituksen lisäämistä eurokoodeihin. Tähän tehtävään on jo ilmeisesti valittu työryhmä. Käytön yleistyminen vaatii myös rakennusvalvonnan laajan hyväksynnän sekä urakoitsijoiden ja rakennesuunnittelijoiden halukkuutta kokeilla kuitubetonia projekteissa. Nämä tekijät ovat osittain riippuvaisia siitä, tuleeko kuitubetoni eurokoodeihin lähiaikoina.

LÄHTEET

ACI Committee 544, Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete. 1998, American Concrete Institute.

Hautajärvi, S., 2017. Kuitubetonisen paalulaatan mitoitusohjelma.

Koskento, K. Suullinen haastattelu 17.4.2019.

Lumme, P. Sähköpostitse haastateltu 3/2019.

Manninen, P. ArcelorMittal kuituvalmistajan edustajan kanssa käyty puhelinhaastattelu 5.4.2019.

Matsinen, M., 2013. Viro kulkee edellämme. Betoni.com.

Mäntyranta, M., 2013 Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus.

Naaman, A.E., 2018. Fiber reinforced concrete: Five decades of progress.

National Research Council, 2007. Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures.

Petterson, A. 2017. Kuitubetonin käyttö kantavissa laattarakenteissa.

Rakentaja.fi/artikkelit/9060/kuitubetonilla_lisaa_lujuutta, luettu 26.2.2019.

Rudus.fi/tuotteet/betoni/kuitubetonit, luettu 21.1.2019.

Semtu.fi/fi/tuotteet/kuidut/teraskuidut, luettu 21.1.2019.

Suomen Betoniyhdistys ry., 2018. BY 66 Teräskuitubetonirakenteiden suunnittelu 2018.

Suomen Betoniyhdistys ry., 2018. BY 45 / BLY 7 Betonilattiat 2018.

Suomen Betoniyhdistys ry., 2011. BY 56 Teräskuitubetonirakenteet 2011.

Suomen standardisoimisliitto SFS, 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.

LIITTEET

5.1 Vertailulaskenta laatan taivutusmitoituksesta tukimomentille käytet- täessä tankoraudoitusta.

Liite 1.

Tässä esimerkissä on laskettu saman laatan taivutuskestävyys tuella kuin kappaleessa 4, mutta kuitubetoni on vaihdettu harjateräksellä raudoitettuun.

Lähtöarvot ovat kappaleessa 4.1.

Suhteellinen momentti μ

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{39,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} \cdot (270 \text{ mm})^2 \cdot 19,8 \text{ MPa}} = 0,0221$$

Suhteellinen korkeus β

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0221} = 0,0223 \leq \beta_b = 0,467$$

Sisäinen momenttivarsi z

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 270 \text{ mm} \cdot \left(1 - \frac{0,0223}{2}\right) = 270,0 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen pinta-ala A_s

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}} = \frac{39,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{270 \text{ mm} \cdot 19,8 \text{ MPa}} = 334,6 \text{ N/mm}^2$$

Vähimmäisraudoitus $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctk}}{f_{yk}} \cdot b \cdot h = 0,26 \cdot \frac{2,2 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 343,2 \text{ N/mm}^2$$

Valitaan T10 K200 = 393 mm²/m

Raudoitustyö ei tässä tapauksessa juurikaan alapinnassa vähene onnettomuusraudoituksen takia. Kuitubetonilaatassa on T10 K300 onnettomuusraudoitus ja tavallisella raudoituksella tukialueella yläpinnassa T10 K200 ja kentissä T10 K200/K250. Raudoituksen hintojen erotus jää tässä tapauksessa hyvin maltilliseksi. Esimerkkikohteen yhden kerroksen laatan pinta-ala on noin 250 m², jolloin karkeasti laskien harjaterästä kuluu noin 1500kg/kerros enemmän kuin pelkkää onnettomuusraudoitusta. Raudoituksen hinta on hyvin lähellä 1€/kg, joten kerroksen materiaalikustannus olisi noin 1500 euroa enemmän. Työmenekki on T10 laatan raudoitukselle 8,0 tth/1000kg. Raudoitustyö olisi kerrosta kohden noin 12 työtuntia nopeampi onnettomuusraudoituksella kuin tavallisella raudoituksella.

Teräskuitu maksaa 2,2€/kg, jolloin kantavassa rakenteessa kustannus on 100-150€/m³. Yhden kerroksen betonimenekki on noin 75 m³, joten kuitujen hinnaksi tulisi 7500-11000€ kerrokselle. Kuitubetonin valun työmenekkiä ei ole eritelty tavallisesta betonivalusta. Näillä suuntaa antavilla arvoilla kuitubetoninen kerros tulisi joitakin tuhansia euroja tavallisella harjateräksellä raudoitettua kalliimmaksi. Laatan raudoitusten kustannusten laskenta ei sisälly enempää tähän opinnäytetyöhön. Lisäksi kuitujen hintatieto perustuu taulukoituihin hintoihin, joita ei ole tarkistettu alueen päivitettyihin markkinahintoihin. Tulokset ovat kuitenkin suuntaa antavia. Mikäli kuitubetonilaattaa saadaan ohennettua palomitoituksen sallimissa rajoissa, saadaan merkittävä säästö betonikuutioiden määrässä ja kustannuksissa. Tämän tarkempi todentaminen edellyttää laajempaa lisätutkimusta aiheesta.

Hintatiedot:

Raudoituksen hinta: Taloon.com, hinta tarkistettu 29.4.2019

Kuitujen hinta: Lujabetonin hinnasto 2012

Työmenekki: Ratu 0402