



Betonimanttelointi teräsbetoni- pilareiden vahvistusmenetel- mänä

Pasi Vuotovesi

OPINNÄYTETYÖ
Toukokuu 2022

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talonrakennustekniikka

TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu
Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka
Talonrakennustekniikka

VUOTOVESI, PASI:

Betonimanttelointi teräsbetonipilareiden vahvistusmenetelmänä

Opinnäytetyö 80 sivua
Toukokuu 2022

Opinnäytetyössä tutkittiin teräsbetonipilarien vahvistamista betonimanttelilla. Työssä perehdytään pilarimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen eurokoodien ja RIL:n kirjallisuuden mukaisesti. Kirjallisuuslähteitä vertailemalla selvitettiin erilaisia pilarimanttelin mitoitusmenetelmiä. Opinnäytetyö tehtiin Suunnittelu Teräsmä Oy:lle. Tutkimuksen perusteella luotiin Excel-pohjainen mitoitusohjelma pilarimanttelin tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmästä. Työssä keskitytään suorakaidepoikkileikkaukseen, joka mantteloidaan kaikilta neljältä sivultaan. Työssä esitellään myös muita pilarin vahvistamismenetelmiä.

Pilarimantteli on rakenteena hankala mitoittettava, koska siinä yhdistyvät kaksi eriaikaan valettua betonirakennetta, jotka tulee saada toimimaan monoliittisena rakenteena. Eri aikaan valettujen betonien rajapintaan syntyy leikkausrasituksia, jotka johtuvat muun muassa uuden betonin erisuuruudesta kutistumasta, virumasta, kuormien epäsuorasta siirtymisestä ja taivutusrasituksista. Työssä todetaan, että mantteloitavan pilarin betonin pinta tulee aina esikäsitellä ennen betonimanttelin valamista. Rajapinnan pintakäsittelymenetelmistä hiekkapuhalluksella todettiin saavutettavan suurin leikkaus- ja vetolujuus. Lisäksi rajapintaan suositellaan tartuntateräksiä parantamaan leikkauslujuutta. Kuormien jakautumiseen pilarin ja manttelin välillä tulee kiinnittää erityistä huomiota ja kuormat täytyy saada siirrettyä perustuksille asti. Manttelin betonin tulee olla lujempaa kuin pilarin betonin, jotta yhdessä tiheän hakaraudoituksen kanssa manttelin sulkemisvaikeus tuo rakenteelle lisävarmuutta, vaikka sitä ei laskennassa huomioitaisikaan.

Tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että betonimanttelin suurin hyöty on sen puristuskapasiteetin huomattava nousu jo pienillä manttelin paksuuksilla. Betonimanttelin mitoitus tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmällä täysin puristetuille pilareilla on käyttökelpoinen ja nopea mitoitus tapa, mutta taivutetuille pilareille se ei sovellu. Pilarimanttelin mitoitus on hyvin tapauskohtaista, mutta tutkimusta voidaan hyödyntää tarkan mitoitusohjelman luomisessa. Kehittämisehdotuksena on ruiskubetonoinnin tarkempi tutkiminen ja hyödyntäminen mantteloinnissa, koska ruiskubetonin ominaisuudet soveltuvat hyvin pilarimantteliin.

Asiasanat: pilari, mantteli, betoni, vahvistaminen

ABSTRACT

Tampereen ammattikorkeakoulu
Tampere University of Applied Sciences
Degree Programme in Construction Engineering
Building Construction

VUOTOVESI, PASI:
Concrete Jacket as a Strengthening Method of Reinforced Concrete Columns

Bachelor's thesis 80 pages
May 2022

The topic of this thesis was the concrete jackets as a strengthening method of reinforced concrete columns. This thesis concentrated on the design of concrete jackets according to the eurocodes and the RIL literature. The main goal of this thesis was to create an excel-based software for the concrete jackets effective profile counting method.

The concrete jacket is complicated as a structure and it is difficult to design because it combines two different concrete structures made at different times. Those structural components must behave as monolithic as possible. Shrinkage, creep, indirectly load transmission and bending moment increase shear strain to the interface. This thesis showed that the concrete jackets surface must always be prepared before casting. It was found that sandblasting was the best preparing method because it achieved the biggest amount of shear resistance and bond to the interface. Jackets concrete must be stronger than columns concrete so that together with the dense transverse reinforcement jackets effect of confinement brings structure more certainty even though it isn't considered in design.

The major benefit of the concrete jackets is its remarkable rise in compression capacity even with small thicknesses of the jacket. The effective profile counting method can be used for the design of completely compressed columns. The design of concrete jacket is very case-by-case but this research can be used to create an exact planning program. Suggestion for development is to study the spray concrete further and to use it in jacketing.

Key words: column, concrete jacket, concrete, strengthening

SISÄLLYS

1	JOHDANTO	6
2	SUUNNITTELUPERUSTEET	7
	2.1 Luotettavuus	7
	2.2 Kuormayhdistelmät	8
	2.2.1 Osavarmuusluvut.....	9
	2.3 Törmäyskuormat	11
	2.4 Toteutusluokat.....	12
	2.5 Rasitusluokat.....	13
3	TERÄSBETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET	15
	3.1 Teräsbetoni yleistä	15
	3.2 Betonin lujuusominaisuudet	15
	3.3 Betoniteräkset	17
	3.4 Teräsbetonin muodonmuutokset.....	18
	3.4.1 Viruma	18
	3.4.2 Kutistuma	21
	3.5 Betonin halkeilu.....	23
	3.6 Betonin säilyvyys.....	25
4	TERÄSBETONIPILARI	27
	4.1 Teräsbetonipilarin mitoitusmenetelmät.....	27
	4.2 Nurjahduspituus, hoikkuus ja epäkeskeisyys	28
	4.2.1 Nurjahduspituus.....	28
	4.2.2 Hoikkuus.....	29
	4.2.3 Epäkeskeisyys.....	31
	4.2.4 Toisen kertaluvun taipuma, nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä	32
	4.3 Teräsbetonipilarin mitoitus	33
	4.3.1 Raudoituksen valinta ja sijoittaminen teräsbetonipilariin.....	34
5	TERÄSBETONIPILARIN VAHVISTAMINEN	38
	5.1 Pilarin vahvistus mantteloimalla	38
	5.1.1 Betonipinnan esikäsittely	38
	5.1.2 Rajapinnan vaikutus	41
	5.1.3 Kuormien siirtyminen	45
	5.1.4 Materiaalit ja betonointi.....	47
	5.1.5 Erilaisia manttelointi menetelmiä	48
	5.2 Rajapinnan leikkausliitos.....	49

5.3 Sulkemisvaikutus	52
5.4 Puristettu raudoitus	53
5.5 Poikkileikkauksen jännitys jakauma	56
5.6 Tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmä	59
5.7 Muita vahvistus menetelmiä	64
5.7.1 Pilarin vahvistus hiilikuidulla	64
5.7.2 Pilarin vahvistus teräksellä	65
6 ESIMERKKILASKELMA	67
6.1 Lähtötiedot	67
6.1.1 Alkuperäinen pilari	67
6.1.2 Mantteli	68
6.2 Poikkileikkauksen mitat	68
6.3 Yhdistetyn rakenteen lujuusarvot	70
6.4 Ratkaisu	70
POHDINTA	75
LÄHTEET	79

1 JOHDANTO

Teräsbetonipilareilla on useita vahvistusmenetelmiä, joista betonimanttelointi on ollut pitkään yleisesti käytössä. Mantteloinnilla tarkoitetaan vanhan pilarin ympärille valettavaa tai ruiskutettavaa betonia, joka liittyy vanhaan rakenteeseen leikkausliittimien ja pilarin karhennetun pinnan avulla. Pilarimanttelilla on kaksi pää-tarkoitusta: pilarin kapasiteetin kasvattaminen tai pilarin kantokyvyn palauttaminen. Tämän opinnäytetyön tarkoituksena on perehtyä pilarimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen.

Opinnäytetyö tehdään Suunnittelu Teräsmä Oy:lle. Yritys tarjoaa rakenne- ja elementtisuunnittelua sekä uudisrakentamiseen että korjausrakentamiseen. Yritys tekee myös rakenneteknistä konsultointia sekä antaa asiantuntijalausuntoja.

Työn tavoitteena on luoda Excel-pohjainen mitoitusohjelma pilarimanttelin mitoituksesta. Mitoitus tehdään käyttäen tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmää. Työssä käsitellään mantteloidun pilarin rajapinnan toimintaa, betonin sulkemisvaikutusta, jännitysten jakautumista poikkileikkauksessa sekä pilarin nurjahduspituuden ja hoikkuuden määrittämistä. Työssä tarkastellaan myös kuormien siirtymistä pilarimanttelille ja kuormien jakautumista vanhan pilarin ja mantteliosan välillä ja edelleen kuormien siirtymistä perustuksille asti.

Työssä käsitellään poikkileikkaukseltaan suorakulmaisia teräsbetonisia pilarirakenteita, joita mantteloidaan kaikilta neljältä sivulta teräsbetonilla. Työ painottuu vain pilarien vahvistamiseen kuormakapasiteetin lisäämiseksi, eikä työssä käsitellä kantavuuden palauttamista, vaurioituneiden pilarien korjaamista tai rakenteiden kuntotutkimusta. Laskelmissa käsitellään vain pilareita ja pilarimantteleita, joihin kohdistuu puristava normaalivoima ja epäkeskisyyksistä johtuva taivutusrasitus. Pilarimanttelit mitoitetaan työssä näiden kahden voiman yhteisvaikutukselle.

2 SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1 Luotettavuus

Luotettavuuden saavuttamiseen on periaatesääntö, jonka mukaan se saavutetaan, kun rakenteet suunnitellaan standardien EN 1990...1999 mukaisesti, suunnittelemalla ja toteuttamalla kohde asianmukaisesti ja käyttämällä laadunhallintatoimenpiteitä. (RIL 201-1-2017, 25–27.) Betonirakenteiden korjaamista koskevat useat määräykset. Korjausrakentaminen on suoritettava rakentamista koskevien lakien ja asetusten, valtioneuvoston ja ministeriöiden asetusten sekä niihin verrattavien julkisoikeudellisten säädösten mukaisesti. Lisäksi on käytettävä tunnettuja työmenetelmiä ja on noudatettava hyvää rakentamistapaa. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 9.)

Eurokoodissa on määritelty tasoluokitus, jolla tarkastellaan luotettavuutta. Siinä määritellään hyväksyttävät riskit mahdollisista vaurioista syntyville seuraamuksille erilaisissa rakenteissa ja rakennuksissa. Luotettavuustasot on määritelty eurokoodi SFS-EN 1990 Suomen kansallisessa liitteessä, jossa rakenteet ja rakennukset on jaettu kolmeen seuraamusluokkaan. Seuraamusluokan CC perusteella rakenteet jaetaan kolmeen luotettavuusluokkaan RC, joiden perusteella määräytyy kuormitusyhdistelyissä esiintyvä kerroin K_{FI} . Seuraamusluokat on esitetty taulukossa 1. (RIL 201-1-2017, 25–27.)

TAULUKKO 1. Seuraamusluokkien määrittely, luotettavuusluokat ja kuormakerroimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, 136,138)

Seuraamusluokka	Kuvaus	Rakennuksia sekä rakenteita koskevia esimerkkejä	Luotettavuusluokka	Kuormakerroin K_{FI}
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennuksen kantava runko jäykistävine rakennusosineen sellaisissa rakennuksissa, joissa usein suuri joukko ihmisiä, kuten <ul style="list-style-type: none"> - yli 8-kerroksiset asuin-, konttori- ja liikerakennukset - konserttitalit, teatterit, urheiluja näyttelyhallit, katsomot - raskaasti kuormitettut tai suuria jännevälejä sisältävät rakennukset 	RC3	1,1
CC2	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1	RC2	1,0
CC1	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa vain tilapäisesti oleskelee ihmisiä, kuten esim. pienehköt varastot ja maatalouden tuotantorakennukset, joiden pinta-ala on enintään 300 m ² tai suurin jänneväli enintään 6 metriä	RC1	0,9

2.2 Kuormayhdistelmät

Eurokoodimitoitus perustuu rajatilamenetelmään, joten rakennetta tulee tarkastella erikseen murto- ja käyttörajatiloissa. Rajatiloissa tehtävien tarkasteluiden tulee täyttää niille asetetut vaatimukset. Määräävät kuormitustapaukset muodostetaan SFS-EN 1990 Suomen kansallisen liitteen mukaisesti kuormitusyhdistelmiksi murto- ja käyttörajatiloissa tehtävää rakenneanalyysia varten. Kuormat luokitellaan eurokoodissa pysyviin kuormiin G , muuttuviin kuormiin Q ja onnettomuuskuormiin A , jotka yhdistetään yhteiseksi kuormavaikutukseksi osavarmuuskertoimien γ ja kuormien yhdistelykertoimen ψ avulla.

Murtorajatilankuormitukset yhdistetään SFS-EN 1990 liitteen A1 mukaisesti kaavoilla (6.10a) ja (6.10b). Kaavat on esitetty työssä numeroilla 1 (6.10b) ja 2 (6.10a)

$$\left. \begin{matrix} 1,15K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

$$\left. \begin{matrix} 1,35K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \quad (2)$$

Staattisen tasapainorajatilan tapauksessa kuormitusyhdistelmien laskemiseen käytetään kaavaa 3.

$$\left. \begin{matrix} 1,1K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5K_{FI} Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

K_{FI}	kuormakertoimen suuruus (taulukko 1)
$G_{k,j}$	pysyvän kuorman ominaisarvo
$Q_{k,1}$	ensimmäinen muuttuva kuorma
$Q_{k,i}$	muut muuttuvat kuormat
$\psi_{0,i}$	kuormien yhdistelykertoimet.

2.2.1 Osavarmuusluvut

Kappaleessa 2.1 tehty kuormien seuraamusluokkien määrittely määrittää kuormakertoimien suuruuden. Tässä työssä on tarkoitus käsitellä vain seuraamusluokassa CC2 olevia rakenteita ja rakennuksia. Luotettavuusluokka näissä rakenteissa taulukon 1 mukaisesti on RC2 ja näin ollen $K_{FI} = 1,0$.

Rakenteellisten ja geoteknisten rajatilojen osoittamiseksi tulee käyttää osavarmuuslukusarjaa A1 tai sarjaa A2 kuormille tai kuormien vaikutuksille:

- γ_G pysyville epäedullisille tai edullisille kuormille
- γ_Q muuttuville epäedullisille tai edullisille kuormille.

(SFS-EN 1997-1 A1 + AC 2014, 123.)

Taulukon 2 sarjasta A1 saadaan osavarmuusluvut kuormitusyhdistelmiin, kun maaperän tai rakennusmateriaalin lujuus määrittää kestävyuden. Sarjasta A2

osavarmuusluvut kuormitusyhdistelmiin saadaan puolestaan, kun kuormat tai kuormien vaikutukset määrittävät kestävyuden.

TAULUKKO 2. Kuormien vaikutusten osavarmuusluvut (SFS-EN 1997-1 A1 + AC 2014, 124)

Kuorma		Symboli	Sarja	
			A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen	γ_G		
	(yht. 6.10a)		$1,35K_{FI}$	
	(yht. 6.10b)		$1,15K_{FI}$	
	(yht.6.10)			$1,0K_{FI}$
	Edullinen	γ_G		
(yht. 6.10a)	0,9			
(yht. 6.10b)	0,9			
(yht.6.10)			1,0	
Muuttuva	Epäedullinen	γ_Q		
	(yht. 6.10a)		$1,5K_{FI}$	
	(yht. 6.10b)			$1,3K_{FI}$
	Edullinen		0	0

Kun lasketaan kaavan kolme mukaisia staattisen tasapainon kuormitusyhdistelmiä, saadaan osavarmuusluvut kuormitusyhdistelmään taulukosta 3.

TAULUKKO 3. Kuormien osavarmuuskertoimet, staattinen tasapainotila (SFS-EN 1997-1 A1 + AC 2014, 122)

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

Rakennusten muuttuvan kuorman yhdistelykertoimet ψ on esitetty taulukossa 4. Taulukon arvoa ψ_0 käytetään muun muassa ominaisyhdistelmässä, arvoa ψ_1 tavallisessa tilanteessa ja arvoa ψ_2 pitkäaikaisessa tilanteessa.

TAULUKKO 4. Kuormitusyhdistelykertoimet (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, 86)

Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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
Lumi $S_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
Lumi $S_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma	0,7	0,3	0
Tuulikuorma	0,6	0,2	0

2.3 Törmäyskuormat

Pilarit sijaitsevat monesti lähellä liikenneväyliä, joten ne tulee tarvittaessa mitoittaa törmäyskuormille. Taajamissa rakenteet tulee mitoittaa törmäyskuormille, jos ne sijaitsevat tietyn etäisyyden päässä ajoradasta. Mikäli rakenteen etäisyys on alle 10 metriä ajoradasta ajonopeuden ollessa 40 km/h tai alle 20 metriä ajoradasta nopeuden ollessa 80 km/h, tulee ne mitoittaa törmäyskuormille. Taulukossa 5 on esitetty Suomessa käytettävät törmäyskuormien arvot. (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2014, 30–34.)

TAULUKKO 5. Törmäyskuormien arvot Suomessa (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2014, 32)

Liikenteen luokka	Kuorma F_{dx}^a [kN]	Kuorma F_{dy}^a [kN]
Moottoritiet sekä valta- ja kantatiet	1000	500
Maantiet	750	375
Taajamien tiet ja kadut	500	250
Pihat ja autotallit, joihin:		
- henkilö- ja pakettiautot pääsevät kulkemaan	50	25
- kuorma-autot pääsevät kulkemaan ^b	150	75
^a x = normaali liikenteen suunta, y = normaalin liikenteen suuntaa vastaan kohtisuoraan.		
^b Termi "kuorma-auto" tarkoittaa ajoneuvoja, joiden suurin bruttopaino on yli 3,5 tonnia.		

Piha-alueilla rakenteita ei tarvitse mitoittaa törmäyskuormille, jos ajoväylän ja rakenteen välinen etäisyys on yli kaksi metriä. Taajamissa teiden ja katujen törmäyskuormia voidaan puolestaan pienentää rakenteen ja ajoradan välisen etäisyyden perusteella. (SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC 2014, 30–34.) Törmäyskuormat voivat joissain tapauksissa olla pilarien hakamäärälle mitoittava tekijä, jolloin pilarin haat täytyy mitoittaa törmäyskuorman aiheuttamalle leikkausvoimalle. Myös vaakarakenteiden, joihin pilari liittyy, tulee pystyä ottamaan vastaan leikkausvoima ja pilarin liitoksen tulee olla riittävä voimien siirtämiseen.

Onnettomuustilanteissa, joihin törmäyskuorman aiheuttama tilanne myös lukeutuu, kuormitukset saadaan yhdistettyä kaavan 4 mukaisesti (RIL 201-1-2017 2017, 41).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

$G_{k,j}$	pysyvän kuorman ominaisarvo
A_d	törmäyskuorma
$\psi_{1,1}$	kuormien yhdistelykerroin
$Q_{k,1}$	ensimmäinen muuttuva kuorma
$\psi_{2,i}$	kuormien yhdistelykerroin
$Q_{k,i}$	muut muuttuvat kuormat.

2.4 Toteutusluokat

Betoni rakenteiden toteutusstandardissa SFS-EN 13670 esitetään betonirakenteiden valmistusta koskevat laatuvaatimukset, jotka on jaettu kolmeen toteutusluokkaan. Toteutusluokassa 1 tarkastustaso on alhaisin ja puolestaan toteutusluokassa 3 se on korkein. Toteutusstandardissa on myös määritelty toleranssiluokat, joilla on vaikutusta materiaaliosavarmuuslukuihin. Toleranssiluokka 1 tarkoittaa normaalia mittatarkkuustasoa ja toleranssiluokka 2 tarkoittaa tiukennettua mittatarkkuustasoa. Toleranssiluokassa 1 käytetään osavarmuuslukujen perusarvoja ja toleranssiluokassa 2 käytetään pienennettyjä osavarmuuslukuja. (BY

211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 22.) Toteutusluokan valinta on esitetty taulukossa 6.

TAULUKKO 6. Toteutusluokan valinta (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 23.)

Seuraamusluokka	Toleranssiluokka	Materiaaliosavarmuus	Toteutusluokka	Betoni luokat
CC1	1	perus	1	≤ C20/25
	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105
CC2	1	perus	2	≤ C50/60
	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105
CC3	1	perus	3	≤ C90/105
	2	pienennetty	3	≤ C90/105

2.5 Rasitusluokat

Vaatimukset betonin laadusta ja raudoitusta suojaavasta betonipeitteestä saadaan rasitusluokkien perusteella. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 61.) Eri rasitusluokat määräytyvät ympäristön vaikutuksista. Betonin vähimmäisljuusluokat on esitetty taulukossa 7.

TAULUKKO 7. Betonin vähimmäisljuusluokat eri rasitusluokissa (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 63.)

Vähimmäisljuusluokka	Rasitusluokka							
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3, XS2, XS3
	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C35/40	C30/37	C35/40

Raudoitusta suojaava betonipeite tulee valita rakenteen käyttöiän ja rasitusluokan mukaan. Betonipeitteen vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 8. Taulukosta tulee valita rasitusluokan mukainen perusarvo betonipeitteelle, johon lisätä taulukon mukainen arvo, jos suunnitelluksi käyttöiäksi on valittu 100 vuotta. Perusarvosta vähennetään taulukon mukainen arvo, jos betonin lujuusluokka on vähintään taulukossa esitetyn suuruinen. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 64.)

TAULUKKO 8. Betonipeitteen vähimmäisarvot eri rasitusluokissa (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 2013, 64.)

Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus c_{min} (mm)								
Kriteeri	Rasitusluokka							
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XS1	XD2	XD3, XS2, XS3
Betoniteräs	10	10	20	25	30	30	35	40
Jänneteräs	10	20	30	35	40	40	45	50
100 vuoden suunnittelukäyttöikä	+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

3 TERÄSBETONIN MATERIAALIOMINAISUUDET

Tässä kappaleessa käsitellään betonin materiaaliominaisuuksia niiltä osin kuin ne ovat olennaisia pilareiden osalta. Betonitekniikan ilmiöihin ei perehdytä tarkemmin, koska betonin materiaalitekniikan taustalla on muun muassa paljon monimutkaisia kemiallisia reaktioita. Betonin valmistamiseen ja betonin laadunvarmistukseen liittyvät asiat rajataan myös pois tästä opinnäytetyöstä, koska ne eivät varsinaisesti ole rakenteiden suunnittelua.

3.1 Teräsbetoni yleistä

Teräsbetonirakenteet muodostuvat betonista ja raudoituksesta, jotka yhdessä muodostavat lujan ja kustannustehokkaan rakenteen. Betoni koostuu pääasiassa sementistä, vedestä ja kiviaineesta, jotka hydrataatioreaktion seurauksena muodostavat puristuslujuudeltaan kestävänsä rakenteen. Betonilla on heikko vetolujuus, minkä takia betonissa on aina myös vähintään minimimäärä raudoitusteräksä, joilla puolestaan on hyvät lujuusominaisuudet vedon, puristuksen ja leikkauksen suhteen. Betoni antaa teräksille erinomaisen suojan, jolloin teräksen ominaisuudet säilyvät huonoissakin olosuhteissa ja kestävät hyvin paloa. Teräsbetonirakenteiden suuri omapaino aiheuttaa joitakin rajoitteita sen käytössä esimerkiksi hyvin korkeissa rakennuksissa ja pitkillä jänneväleillä. Betonilla on hyvät akustiset ominaisuudet sen massiivisuuden takia ja valettavana rakenteena se mahdollistaa monimuotoisten rakenteiden toteuttamisen. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 16–18.)

3.2 Betonin lujuusominaisuudet

Betonin lujuus osoitetaan lujuusluokkien avulla, jotka perustuvat lieriölujuuden f_{ck} ja kuutiolujuuden $f_{ck,cube}$ ominaisarvoihin. Lujuusluokat määritellään kirjaimella C ja numeroarvoilla, joissa ilmaistaan betonin lieriö- ja kuutiolujuus. Lujuusluokat perustuvat 28 vuorokauden ikäisenä tehtäviin lieriö- tai kuutiokokeisiin, joissa määritellään betonin puristuslujuus. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 85.)

Betonin hetkellinen puristuslujuus on suurempi kuin sen pitkäaikainen puristuslujuus, eikä se kestä toistuvia jännityksiä, jotka ovat lähellä sen murtumislujutta, koska materiaalina betoni on hauras (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 117). Myös rakenteen muoto vaikuttaa sen kestävyYTEEN, mikä näkyy myös standardikokeissa lieriö- ja kuutiolujuuden eroina. Betonin lujuuden kasvattamisesta ei aina synny pelkästään positiivisia vaikutuksia vaan se yleensä kasvattaa myös kutistuman ja halkeilun riskiä ja heikentää betonimassan työstettävyyttä. (BY 201 Betonitekniiikan oppikirja 2018, 85–87.) Taulukossa 9 on esitetty betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksia.

TAULUKKO 9. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 30)

Betonin lujuusluokka														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ϵ_{c2} (‰)	2									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Betonin ja teräksen lujuuksien mitoitusarvojen määrittämiseksi tarvitaan materiaaliosavarmuuslukuja, jotka saadaan taulukosta 10. Osavarmuusluvuille voidaan käyttää pienennettyjä arvoja, jos niiden käyttö on perusteltua laskennallisten toimenpiteiden avulla, jotka vähentävät kestävyYDEN epävarmuutta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 26).

TAULUKKO 10. Materiaaliosavarmuusluvut (SFS-EN 1992-1-1 + A1 +AC 2015, 26, 195–196).

Mitoitustilanteet	Betonin γ_c	Betonin γ_s
Perusarvot	1,5	1,15
Pienennetyt arvot	1,35	1,1
Onnettomuus	1,2	1,0
Käyttörajatila	1,0	1,0

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 5.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5)$$

f_{ck}	betonin ominaislieriölujuus
α_{cc}	betonin puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät huomioon ottava kerroin. Suomessa käytetään arvoa 0,85
γ_c	betonin osavarmuusluku taulukosta 10.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 6.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (6)$$

$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden fraktiiliarvo
α_{ct}	betonin vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta riippuvat epäedulliset tekijät huomioon ottava kerroin. Suomessa käytetään arvoa 1,00.

3.3 Betoniteräkset

Teräsbetonirakenteissa käytettävillä betoniteräksillä eli raudoituksella tarkoitetaan kuumavalssaamalla ja/tai kylmämuovaamalla valmistettua harjakuvioitua hiiliterästä. Betoniteräksen materiaalina voidaan käyttää myös ruostumatonta terästä, mutta niiden käyttö on luokkaa 1 % kokonaiskäytöstä. Nykyisin eniten käy-

tetyn raudoitusteräksen myötölujuuden ominaisarvo f_{yk} on 500 MPa. Suurta lujuutta vaativissa rakenteissa on mahdollista käyttää lujuusluokan 700 teräksiä, mutta hyöty niiden käytössä on rajallinen, koska esimerkiksi teräksen tartuntapi-tuus kasvaa. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 270–271.)

Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 7.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7)$$

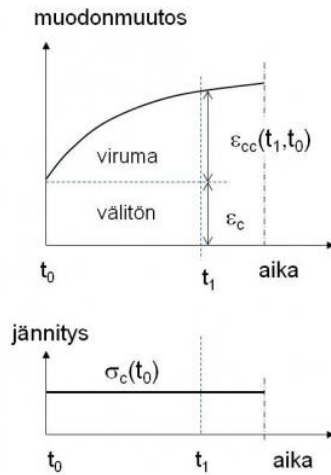
f_{yk} teräksen myötölujuuden ominaisarvo
 γ_s betoniteräksen osavarmuusluku taulukosta 10.

Pilareilla raudoitus on poikkeuksellisesti puristettu, kun tavallisesti kantavissa rakenteissa raudoitusta käytetään pääasiassa rakenteen veto- ja leikkausrasiteuilla alueilla. Puristusrasituksen lisäksi pilareihin kohdistuu aina jonkin verran myös taivutusrasituksia. Raudoituksen puristuskapasiteettia rajoittaa tankojen nurjahdus, jolloin raudoituksen puristuskapasiteettia ei pystytä kokonaan hyödyntämään. Raudoituksella on myös merkittävä rooli betonirakenteen halkeilun ja muodonmuutosten estämisessä. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 264, 270–271.)

3.4 Teräsbetonin muodonmuutokset

3.4.1 Viruma

Viruma on ajan kanssa tapahtuva muodonmuutos, joka kasvaa kuormituksen pysyessä vakiona. Sauvamaisilla rakenteilla viruma ilmenee venymänä tai puristuma riippuen rasituksen suunnasta ja palkkirakenteilla viruma ilmenee vähitellen lisääntyvänä taipumana. Viruma ilmiönä on usein haitallinen, sillä se lisää kuormien aiheuttamia kimmoisia muodonmuutoksia. Viruma jatkuu rakenteessa hyvin pitkään, mutta se hidastuu ajan myötä, mikä on esitetty kuvassa 1. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018,95.)



KUVA 1. Viruman aiheuttama muodonmuutos ajan funktiona (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 95)

Viruma on osittain palautuva, jos kuorma poistetaan ja viruma tapahtuu, kun betonin geelihuokosissa oleva vesi virtaa niistä pois kuormituksesta aiheutuvan paineen takia. Kuormitetussa rakenteessa merkittävin virumaan vaikuttava tekijä on betonin ikä. Virumaan vaikuttavat myös betonin lujuusluokka, ympäristön kosteus, rakenteen mitat, kuormituksen aiheuttama jännitystaso ja kuormituksen kesto. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 95.)

Rakennesuunnittelijan tulee ottaa viruma huomioon laskelmissaan, mutta on myös tärkeää huomioida viruma työmaalla. Betonin ollessa kovettumisvaiheessa on viruma huomattavasti suurempi kuin täysin kovettuneella betonilla. Työmaatoteutuksessa tulee huomioida, että noudatetaan suunnittelussa määriteltyä kuormituksen alkamisaikaa, joka on usein 14 vuorokautta. Jos kuormitus on tarpeen aloittaa aikaisemmin, tulee rakenteet tukea asian mukaisesti tai asia tulisi huomioida jo suunnitteluvaiheessa. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 96.)

Viruma ε_{cc} määritellään virumaluvun φ avulla kaavan 8 mukaisesti.

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \varepsilon_c \quad (8)$$

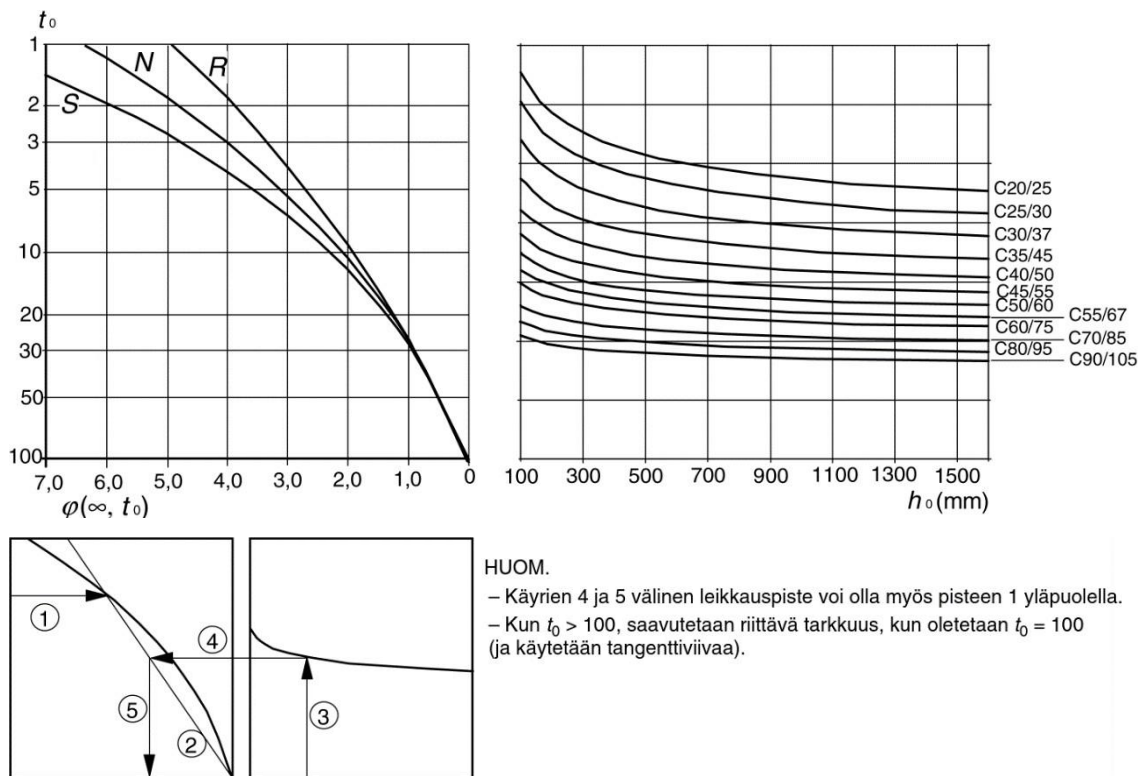
φ virumaluku
 ε_c välitön kimmoisen muodonmuutos.

Aikavälillä (t, t_0) tapahtuva viruma saadaan kaavasta 9.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (9)$$

t_0	betonin ikä kuormitushetkellä
t	ajankohta, jolla betonin viruma lasketaan
σ_c	betonin jännitys ajanhetkellä t_0
E_c	tangenttikimmokerroin 28 d iässä
φ	virumaluku.

Eurokoodissa esitetään virumaluvun loppuarvolle $\varphi(\infty, t)$ graafinen määrittäminen, kun ympäristöolosuhteet ovat tavanomaiset. Graafinen määrittäminen on esitetty kuviossa 1.



KUVIO 1. Virumaluvun loppuarvon määrittäminen, kun keskimääräinen suhteellinen kosteus on 50 % (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 32)

Pilarin mitoituksessa viruma, eli pilarin käyristymä ajan myötä, huomioidaan virumisasteella φ_{ef} , joka määritellään kaavalla 10. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 67)

$$\varphi_{ef} = \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \varphi(\infty, t_0) \quad (10)$$

$M_{0,Eqp}$	taivutusmomentti käyttörajatilan pitkäaikaisella kuormitusyhdistelmällä
$M_{0,Ed}$	taivutusmomentti murtorajatilassa
$\varphi(\infty, t)$	kuvion 1 mukainen graafinen määrittäminen virumaluvun loppuarvolle.

3.4.2 Kutistuma

Eurokoodi jakaa kutistuman sisäiseen kutistumaan ε_{ca} ja kuivumiskutistumaan ε_{cd} , jotka yhdessä muodostavat kokonaiskutistuman ε_{cs} (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 33). Sisäinen kutistuma syntyy, kun betonissa oleva vesi reagoi sementin kanssa ja syntyy yhdisteitä, jotka ovat tilavuudeltaan pienempiä kuin sementin ja veden tilavuus. Betoniin syntyy näin vetojännityksiä ja betoni kutistuu. Koska sisäinen kutistuma johtuu sementin hydratoitumisesta, siihen ei juuri voida vaikuttaa. Sisäinen kutistuma tyypillisesti kasvaa betonin vesi-sementtisuhteen laskiessa. (BY 201 Betoniteknikan oppikirja 2018, 75, 79–80.)

Eurokoodin mukainen sisäinen kutistuma tietyllä ajan hetkellä saadaan kaavasta 11.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (11)$$

Sisäisen kutistuman loppuarvo saadaan kaavasta 12.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (12)$$

f_{ck} betonin ominaislieriölujuus.

Sisäisen kutistuma johtuu lineaarisesti betonin lujuudesta, joten kerroin $\beta_{as}(t)$ saadaan kaavasta 13.

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2t^{0,5}} \quad (13)$$

t aika vuorokausina.

Kuivumiskutistuma johtuu rakenteesta poistuvasta vedestä, joka ei sitoudu kemiallisesti tai jää pysyvästi pienempiin huokosiin. Kuivuminen aiheuttaa betonissa olevaan veteen jännityksiä, jolloin muodonmuutoksia tapahtuu. Betonin kutistumisen määrään vaikuttaa eniten ympäristöolosuhteet ja betonin koostumus. Mitä enemmän betonissa on vettä ja sementtiliimaa, sitä suurempi on kutistuma. Kun betonin lujuusluokka kasvaa kuivumiskutistuma pienenee, mikä selittyy pienemällä vesi-sementtisuhteella ja betonin huokosmäärällä. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 96–97.) Nimellisen kuivumiskutistuman arvoja kosteuden mukaan eri lujuusluokan betoneille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N, on esitetty taulukossa 11.

TAULUKKO 11. Nimellisen kuivumiskutistuman arvoja $\varepsilon_{cd,0}$ betonille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 33)

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Suhteellinen kosteus (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Eurokoodin mukaan kuivumiskutistuman kehittyminen ajan saatossa saadaan kaavalla 14.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (14)$$

k_h kerroin, joka riippuu muunnetusta paksuudesta h_0 taulukon 12 mukaisesti.

TAULUKKO 12. Kaavassa 12 olevan kertoimen k_h arvoja
(SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 33)

h_0	k_h
100	1
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,7

Kaavan 14 kerroin $\beta_{ds}(t, t_s)$ saadaan kaavasta 15.

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t, t_s)}{(t, t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (15)$$

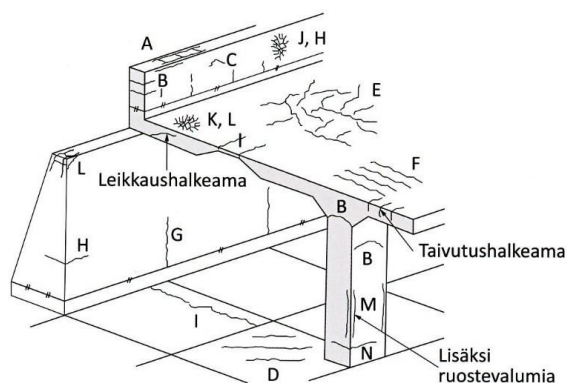
t	betonin ikä tarkasteluhetkenä vuorokausina
t_s	betonin ikä kuivumiskutistumisen alkamishetkellä. Tavallisesti tämä hetki on jälkihoidon päättymisen
h_0	poikkileikkauksen muunnettu paksuus (mm) = $2A_c/u$
A_c	betonin poikkileikkausala
u	kuivumiselle alttiin poikkileikkauksen osan piiri.

3.5 Betonin halkeilu

Betonin halkeilu johtuu sen vetolujuuden ylittymisestä, ja tähän on useita syitä. Betonin heikon vetolujuuden takia halkeilua on vaikea estää täysin, sen takia onkin tärkeää hallita halkeamien määrää, sijaintia ja halkeamaleveyttä. Halkeilun rajoittamisella on tarkoitus suojata betonin säilyvyysominaisuuksia, sillä halkeilun seurauksena betonille haitalliset aineet pääsevät helpommin tunkeutumaan betoniin ja betonin raudoituksen kannalta merkittävät fysikaalisesti ja kemiallisesti suojaavat vaikutukset heikkenevät. Betonin halkeilu aiheuttaa myös esteettisiä vaurioita, jotka ovat varsinkin sisätiloissa ulkonäön kannalta haitallisia. Rakenteen oikeanlaisella suunnittelulla, jälkihoidolla, työn suorituksella ja betonin oikealla koostumuksella betonin halkeilua voidaan rajoittaa ja sitä voidaan jopa hallita. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 102.)

Halkeaman ulkonäöstä voidaan monesti päätellä niiden alkuperä. Esimerkiksi poikittaiset halkeamat rakenteessa johtuvat usein betonin kuivumiskutistumasta

tai lämpötilaeroista. (BY 201 Betoniteknii-
kan oppikirja 2018, 104) Tyypillisiä be-
tonirakenteissa ilmenneitä halkeamia ja niiden sijainteja on esitetty kuvassa 2.



Halkeilutyyppi	
Plastinen painuma	A, B, C
Plastinen kutistuminen	D, E, F
Lämpöliike	G, H
Kuivumiskutistuma	I
Pintahalkeilu	J, K
Pakkasrapautuminen	L
Raudotteiden korrosio	M
Alkali-kiviainesreaktio	N

KUVA 2. Halkeilutyyppit ja niiden sijainti betonirakenteessa (BY 201 Betoniteknii-
kan oppikirja 2018, 103)

Betonin säilyvyyden kannalta on siis tärkeää estää leveiden halkeamien syntymi-
nen ja varmistaa, että suojabetonipeite on riittävän paksu ja tiivis. Ulkonäön kan-
nalta taas halkeamien leveyttä tulee rajoittaa niin, etteivät ne ole helposti havait-
tavissa. Eurokoodissa on asetettu halkeamaleveydelle rasisluokista riippuvat
raja-arvot, jotka on esitetty taulukossa 13.

TAULUKKO 13. Halkeamien raja-arvot w_{max} [mm] (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC
2015, 118)

Rasisluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila

3.6 Betonin säilyvyys

Betonirakenteiden suunnittelussa ja toteuttamisessa on otettava huomioon betonin säilyvyyteen vaikuttavat tekijät. Betonin säilyvyysominaisuuksilla tarkoitetaan sen kykyä säilyttää toiminnalliset ominaisuudet ulkoisia rasituksia vastaan läpi ennalta määritetyn suunnittelukäyttöiän. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 99.) Jotta saavutetaan riittävän hyvin säilyvä rakenne, tulee huomioida rakenteen käyttöikä, vaaditut mitoituskriteerit, materiaaliominaisuudet, ympäristöolosuhteet, maaperän ominaisuudet, rakenneosien muoto, rakennejärjestelmän valinta, työn suorituksen laatu ja valvonnan taso, erityiset suojaustoimenpiteet sekä tuleva ylläpito käyttöiän aikana (SFS-EN 1990 + A1 + AC 2006, 48–50).

Yksi yleisimmistä betonin säilyvyyteen vaikuttavista tekijöistä on sen pakkasrapautuminen. Pakkasrapautumisessa betonin kapillaarihuokosiin päätyvä vesi jäätyy ja laajentuessaan vaurioittaa betonia. Näkyvä halkeilu ja rapautuminen tapahtuu usein vasta toistuvan sulamis-jäätymissyklin seurauksena. Betonin pakkasenkestävyyttä voidaan parantaa säätelemällä sen huokosrakennetta. Huokosrakennetta muutetaan lisäämällä betoniin lisäaineita, joilla saadaan muodostettua betoniin kapillaarihuokosia suurempi suojahuokosia, joihin vesi ei pysty kapillaarisesti imeytymään. Kapillaarihuokosissa olevan veden jäätyessä jääkiteiden laajenemisesta aiheutuva paine pääsee purkautumaan näihin suojahuokosiin eikä pakkasrapauma pääse tapahtumaan. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 116–118.)

Toinen todella merkittävä teräsbetonirakenteiden säilyvyyttä heikentävä vaurioitumismuoto on raudoitteiden korroosio. Korroosio eli ruostuminen on sähkökemiallinen ilmiö, jonka seurauksena betonissa tapahtuu halkeilua ja lohkeilua, koska korroosiotuotteet vaativat alkuperäistä tilavuutta suuremman tilan. Korroosion seurauksena myös raudoitteiden poikkileikkausala pienenee, jolloin rakenteen kantavuus heikkenee. Korroosio voi tapahtua vain, jos betonissa tapahtuvat muutokset poistavat raudoitukselta betonin sille antamat fysikaaliset ja kemialliset suojat. Fysikaaliset muutokset voivat olla esimerkiksi halkeamia tai pakkasrapautumista. Kemiallinen suoja voi puolestaan hävitä, kun betoni karbonatisoituu ilman hiilidioksidin vaikutuksesta. Myöskin korroosiota aiheuttavien

aineiden erityisesti kloridien tunkeutuminen betoniin poistaa betonilta sen kemiallista suojaa. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 108–109.)

Eurokoodissa esitettävän standardin EN 206-1 mukaisten ympäristöolosuhteisiin liittyvien rasitusluokkien ja kantaville rakenteille määritetyn käyttöiän perusteella valitaan raudoitteiden suojabetonipaksuus ja mahdollisesti käytettävä pakkasenkestävä betoni. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 47–48). Talonrakennuspuolella pilareilla ei usein ole ankaria rasitusolosuhteita, koska pilarit ovat monesti kuivissa sisätiloissa. Uima- ja parkkihallit ovat poikkeustapauksia, joissa vallitsee klorideista johtuva kemiallinen rasitus. Parvekkeiden pilarit ovat poikkeuksia, joihin kohdistuu usein pakkasrasituksia ja ne ovat poikkileikkaukseltaan pieniä. Vaurioituneita pilareita on helppo korjata mantteloimalla kunhan varmistetaan siitä, että vaurioituneet kohdat poistetaan erityisesti raudoituksen ympäriltä ja korroosiovauriot saadaan korjatuksi.

4 TERÄSBETONIPILARI

Teräsbetonipilareiden pääasiallinen tehtävä on välittää rakenteissa pystykuormia. Pilareissa esiintyy kuitenkin aina mittaepätarkkuuksista johtuva normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus. Pilarin nurjahduspituus, joka on riippuvainen pilarin pituudesta ja tuentatavasta, on tärkeä yksittäinen tekijä pilarin mitoituksessa. Nurjahduspituus vaikuttaa pilarin hoikkeuteen ja toisen kertaluvun vaikutuksiin. Jos toisen kertaluvun vaikutukset ovat vähäiset tai pilarit ovat jäykkiä, ei toisen kertaluvun vaikutuksia tarvitse huomioida mitoituksessa. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 97, 118.)

4.1 Teräsbetonipilarin mitoitusmenetelmät

Eurokoodin mukaan teräsbetonipilari voidaan mitoittaa käyttämällä epälineaariseen analyysiin perustuvaa yleistä menetelmää, nimellisen jäykkyyden tai nimellisen kaarevuuden menetelmää. Nimellisen jäykkyyden ja nimellisen kaarevuuden menetelmät ovat yleisimmin käytössä niiden yksinkertaisuuden vuoksi. Menetelmissä huomioidaan muun muassa toisen kertaluvun vaikutukset eri tavoin, mikä johtaa laskennassa erilaisiin lopputuloksiin.

Yleisessä menetelmässä käytetään betonille ja teräkselle rakenteiden kokonaisuuskäsitteeseen sopivia jännitys-muodonmuutosyhteyksiä. Menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, jolloin toisen kertaluvun vaikutukset tulee huomioida. Yleisessä menetelmässä virumisen vaikutus tulee ottaa myös huomioon. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 68.)

Nimellisen jäykkyyden menetelmässä toisen kertaluvun tarkastelussa käytetään taiputusjäykkyyden nimellisarvoja, jolloin tulee huomioida myös halkeilun, materiaalin epälineaarisuuden ja virumisen vaikutukset rakenteen kokonaistoimintaan. Jos nimelliset jäykkyyssarvot arvioidaan tarkasti, voidaan nimellisen jäykkyyden menetelmää käyttää erillisille rakenneosille sekä koko rakenteille. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 69.)

Nimellisen kaarevuuden menetelmällä saadaan määritettyä taipumasta johtuva nimellinen lisämomentti, kun lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioitu kaarevuuden maksimiarvo. Tähän perustuen voidaan lukea yhteisvaikutusdiagrammista mekaaninen raudoitussuhde. Nimellisen kaarevuuden menetelmä sopii parhaiten erillispilareille, joiden nurjahduspituus tiedetään ja niihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 71.)

Poikkileikkauksen mitoittamisen kannalta riittävän suuren kokonaismomentin saavuttamiseksi edellä mainituissa yksinkertaistetuissa menetelmissä nimelliset toisen kertaluvun momentit ovat joskus suurempia kuin epästabiliutta vastaavat momentit. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 68.) Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan vain nimellisen kaarevuuden menetelmää.

4.2 Nurjahduspituus, hoikkuus ja epäkeskeisyys

4.2.1 Nurjahduspituus

Nurjahduspituus on puristetun sauvan taipumamuodon mukaan määritetty tehollinen mitoituspituus. Eurokoodissa leveät pilarit ja kapeat seinät erotetaan siten, että pilarin pidempi poikkileikkausmitta (h) on enintään $4b$, jossa (b) on lyhyempi poikkileikkausmitta. Nurjahduspituutta määritettäessä on tärkeää huomioida, onko pilari jäykistetty vai jäykistämätön. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 118; SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 159.)

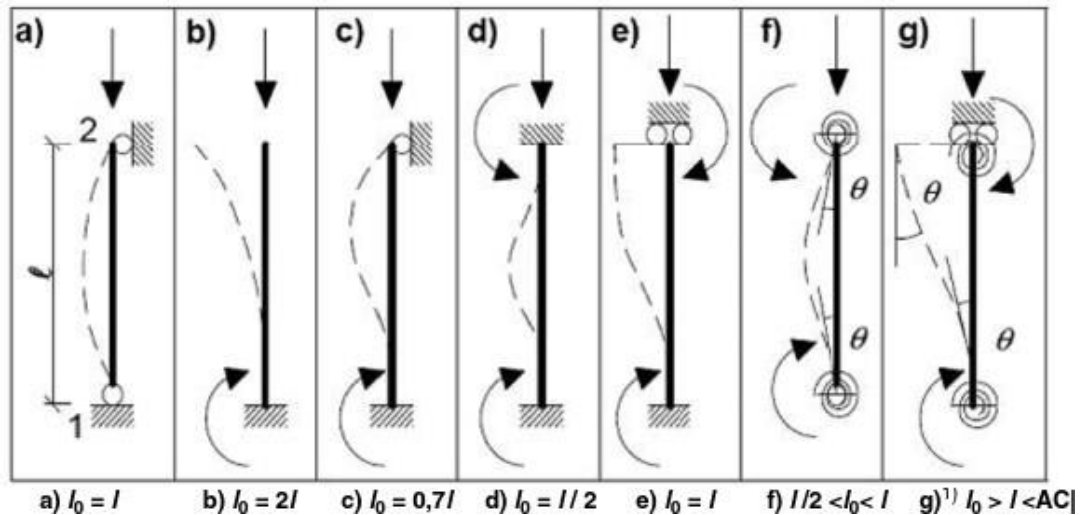
Puristettujen rakenteiden nurjahduspituudet l_0 voidaan laskea kaavalla 16.

$$l_0 = k_0 L \quad (16)$$

k_0 rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin

L rakenteen vapaa jänneväli.

Pilarin tuentatapa vaikuttaa siis oleellisesti nurjahduspituuteen. Kuvassa 3 on esimerkkejä erilaisten sauvojen nurjahdusmuodoista ja nurjahduspituuksista.



KUVA 3. Erilaisten sauvojen nurjahdusmuotoja ja nurjahduspituuksia (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 65)

Kuvassa 3 olevat arvot ovat vain teoreettisia, joten eurokoodissa suositeltavat arvot nurjahduspituudelle on esitetty taulukossa 14.

TAULUKKO 14. Nurjahduspituuksien suositeltavat arvot (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 120)

Nurjahdusmuoto	Teoreettinen	EC2:n suositusarvo
a	1,0 l	1,0 l
b	2,0 l	2,18 l
c	0,7 l	0,77 l
d	0,5 l	0,59 l
e	1,0 l	1,22 l

4.2.2 Hoikkuus

Pilarin hoikkuuden λ määrittelevät sen nurjahduspituus ja poikkileikkauksen koko. Hoikkuus kuvaa pilarin taipumisherkkyyttä. Hoikkuuden kasvaessa syntyy myös pilariin kuormituksessa herkemmin lisätaipumaa ja -momenttia. Hoikkuus on nurjahduspituuden l_0 ja jäyhyysäteen i suhde ja se saadaan lasketuksi kaavalla 17. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 122–123.)

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (17)$$

l_0 nurjahduspituus

i jäyhyyssäde.

Jäyhyyssäde puolestaan lasketaan kaavalla 18.

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (18)$$

I_c betonipoikkileikkauksen jäyhyys- eli hitausmomentti

A_c betonipoikkileikkauksen pinta-ala.

Betonipoikkileikkauksen jäyhyys- eli hitausmomentti lasketaan kaavalla 19.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (19)$$

b pilarin leveys

h pilarin korkeus.

Eurokoodin mukaan lisämomenttia ei tarvitse ottaa huomioon, jos sen vaikutus on alle 10 % alkuperäisestä momentista. Momentin vaikutuksen suuruus voidaan arvioida likimääräisesti hoikkuuden raja-arvon perusteella, joka lasketaan kaavalla 20. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014,123.)

$$\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}} \approx \frac{15,4C}{\sqrt{n}} \approx \frac{10}{\sqrt{n}} \quad (20)$$

A virumasta riippuva kerroin, likiarvo 0,7

B raudoitusmäärästä riippuva kerroin, likiarvo 1,1

C pilarin momenttijakaumasta riippuva kerroin, likiarvo 0,7

n suhteellinen normaalivoima.

Suhteellinen normaalivoima lasketaan kaavasta 21. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 123)

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (21)$$

N_{Ed} mitoituskuorma
 A_c pilarin poikkileikkauspinta-ala.

4.2.3 Epäkeskeisyys

Teräsbetonipilareiden mitoituksessa on huomioitava kuorman epäkeskisyys e_0 , lisäepäkeskisyys e_i ja toisen kertaluvun taipumasta aiheutuva lisäepäkeskisyys e_2 , jos sen vaikutus ei ole hyvin pieni. Mitoitettava epäkeskisyys on näiden summa ja se lasketaan kaavalla 22.

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 \quad (22)$$

e_0 kuorman epäkeskisyys
 e_i lisäepäkeskisyys
 e_2 toisen kertaluvun taipuma.

Kuorman epäkeskisyys lasketaan kaavalla 23.

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (23)$$

Symmetrisesti raudoitetuissa puristetuissa poikkileikkauksissa vähimmäisepäkeskisyys oletetaan olevan $e_0 = h/30$, mutta vähintään 20 mm, missä h on poikkileikkauksen korkeus (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 82). Eurokoodissa ei oteta kantaa raudoittamattomien betonirakenteiden vähimmäisepäkeskisyyteen, mutta betonirakenteet ovat erittäin harvoin täysin raudoittamattomia.

Jäykistettyjen järjestelmien seinissä ja erillisissä pilareissa voidaan eurokoodin mukaan lisäepäkeskisyys esittää yksinkertaisesti kaavalla 24 (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 56).

$$e_i = \frac{l_0}{400} \quad (24)$$

l_0 rakenneosan tehollinen pituus.

4.2.4 Toisen kertaluvun taipuma, nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä

Nimelliseen kaarevuuteen perustuva menetelmä sopii raudoitukseltaan ja dimensioiltaan symmetrisille pilareille, joihin vaikuttaa vakiosuuruinen normaalivoima ja joiden nurjahduspituus l_0 tiedetään. Menetelmällä saadaan laskettua taipumaan perustuva lisämomentti M_2 , kun taipuma lasketaan nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla. Nimellisen kaarevuuden menetelmässä taipumasta aiheutuva epäkeskisyys lasketaan kaavasta 25. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 71–72.)

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{E_s} \frac{l_0^2}{4,5d} \quad (25)$$

- K_r korjauskerroin, joka riippuu normaalivoimasta ja mekaanisesta raudoitus-suhteesta poikkileikkauksessa.
- K_φ kerroin, jonka avulla otetaan huomioon viruminen
- f_{yd} teräksen laskentalujuus
- l_0 pilarin nurjahduspituus
- E_s teräksen kimmokerroin
- d tehollinen korkeus.

Normaalivoimasta ja mekaanisesta raudoitussuhteesta poikkileikkauksessa riippuva korjauskerroin voidaan laskea kaavasta 26, tai voidaan valita $K_r = 1$, joka johtaa varmalla puolella olevaan raudoitusmäärään.

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 \quad (26)$$

n_{bal} suhteellisen normaalivoiman arvo taivutuskestävyyden maksimiarvolla, jonka arvoksi voidaan valita 0,4.

n suhteellinen normaalivoima kaavalla 21.

Kerroin n_u lasketaan kaavalla 27.

$$n_u = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (27)$$

A_s raudoituksen kokonaisala

A_c betonipoikkileikkauksen ala

f_{yd} teräksen laskentalujuus

f_{cd} betonin laskentalujuus.

Virumisen huomioiva kerroin K_φ lasketaan kaavasta 28.

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150} \right) \varphi_{ef} \geq 1 \quad (28)$$

f_{ck} betonin lieriölujuuden ominaisarvo

λ kaavan 17 mukainen pilarin hoikkuus

φ_{ef} virumisaste kaavan 10 mukaisesti tai voidaan käyttää arvoa 1,5.

Tehollinen korkeus d lasketaan kaavalla 29.

$$d = \frac{H}{2} i_s \quad (29)$$

H rakenteen korkeus

i_s raudoituksen kokonaisalan jäyhyyssäde.

4.3 Teräsbetonipilarin mitoitus

Teräsbetonipilari mitoitetaan aina normaalivoimalle N_{Ed} ja momentille M_{Ed} . Työssä tarkasteltavan nimelliseen kaarevuuteen perustuvassa menetelmässä

mitoitettava momentti määräytyy kaavalla 30. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 126–134.)

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} + N_{Ed} * e_2 \quad (30)$$

$M_{0,Ed}$	ensimmäisen kertaluvun analyysistä saatu mitoitusmomentti, jossa epätarkkuuksien vaikutus on mukana (e_o+e_i)
N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
e_2	taipumasta aiheutuva epäkeskisyys.

4.3.1 Raudoituksen valinta ja sijoittaminen teräsbetonipilariin

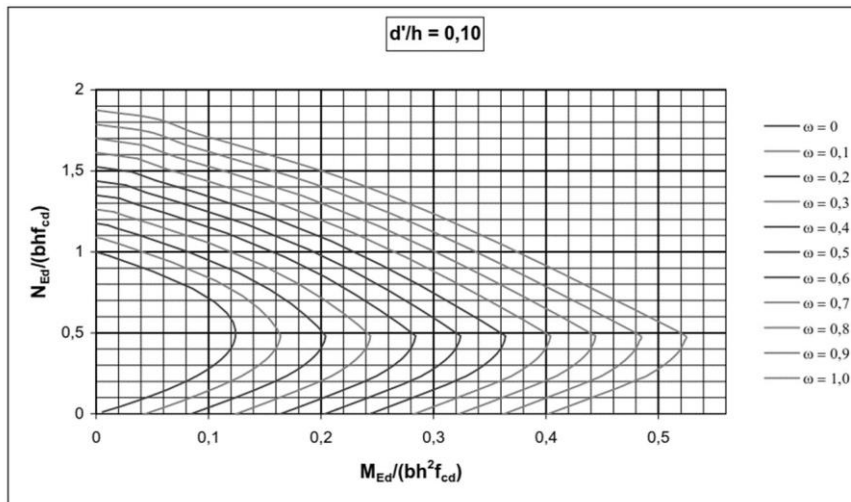
Raudoitus valitaan mekaanisen raudoitussuhteen perusteella yhteisvaikutusdiagrammista. Diagrammin pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima n ja vaakakselilla suhteellinen momentti μ . Nämä saadaan määriteltä kaavoilla 31 ja 32. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 108.)

$$n = \frac{N_{Ed}}{bh f_{cd}} \quad (31)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bh^2 f_{cd}} \quad (32)$$

N_{Ed}	normaalivoiman mitoitusarvo
M_{Ed}	momentin mitoitusarvo
b	pilarin lyhyempi sivumitta
h	pilarin pidempi sivumitta
f_{cd}	betonin laskentalujuus.

Diagrammi valitaan arvioimalla raudoituksen keskiöetäisyys d' , lasketaan suhde d'/h ja valitaan käyrästä. Esimerkki yhteisvaikutusdiagrammista kuviossa 2.



KUVIO 2. Esimerkki pilarin yhteisvaikutuskäyrästä (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 108)

Tarvittava teräsmäärä ratkaistaan mekaanisen raudoitussuhteen kaavasta. Suorakaidepilarille rauditusmäärä saadaan kaavoista 33 ja 34. Vastaavasti pyöreälle pilarille rauditusmäärä saadaan kaavoista 35 ja 36. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 109.)

Suorakaidepilari:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b h f_{cd}} \quad (33)$$

$$A_s = \frac{\omega b h f_{cd}}{f_{yd}} \quad (34)$$

Pyöreä pilari:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{\frac{\pi h^2}{4} f_{cd}} \quad (35)$$

$$A_s = \frac{\omega \pi h^2 f_{cd}}{4 * f_{yd}} \quad (36)$$

ω mekaaninen raudoitussuhde

f_{yd} teräksen laskentalujuus
 A_s poikkileikkauksen pystysuuntainen kokonaisraudoitus.

Pääraudoitukselle on Eurokoodin mukaan määritetty vähimmäishalkaisija \varnothing_{min} , vähimmäis- sekä enimmäisala A_s ja tankovälin enimmäisarvo. Päätankojen halkaisijan tulee olla vähintään $\varnothing_{min} = 8$ mm. Pilarin pääraudoituksen vähimmäisala saadaan kaavasta 37. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 135.)

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,10N_{Ed} \\ f_{yd} \\ 0,002A_c \end{array} \right. \quad (37)$$

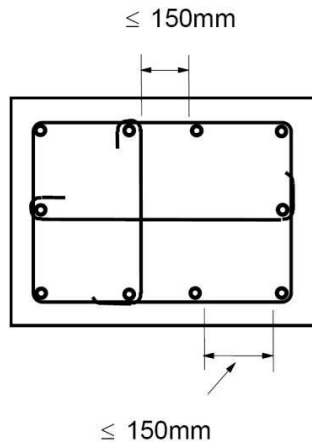
A_c betonin poikkileikkauspinta-ala.

Pilarin pääraudoituksen enimmäisala saadaan kaavasta 38.

$$A_{s,max} = 0,06A_c \quad (38)$$

Pääraudoitus tulee sijoittaa poikkileikkauksessa tietyllä tavalla. Suorakaide- ja monikulmiopilareissa tulee jokaiseen kulmaan asentaa ainakin yksi päätanko. Pyöreillä pilareilla puolestaan on suositeltavaa käyttää vähintään kuutta tankoa. Jotta raudoitus toimisi tehokkaasti tulisi päätangot sijoittaa suorakaidepilareissa mahdollisimman lähelle pilarin nurkkia. Tällöin tangot toimivat parhaiten kummankin pääakselin suuntaisille taivutusvoimille. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 136.)

Teräsbetonipilarin pääraudoitus pitää sitoa hakaraudoituksella. Hakaraudoituksen tehtävä on estää puristettuja tankoja nurjahtamasta ja ottaa vastaan pilariin syntyviä halkaisuvoimia. Haoilla sidotaan poikkileikkauksen jokainen nurkkaan sijoitettu päätanko. Poikkileikkauksen puristetussa osassa päätankojen minimi etäisyys sidotusta tangosta on 150 mm. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 136.) Kuvassa 4 on esitetty rajoitukset päätankojen sijoitukselle poikkileikkauksessa.



KUVA 4. Rajoitukset päätankojen sijoitteluun poikkileikkauksessa (Niemi Juha, 109)

Hakaraudoituksen vähimmäishalkaisija $\varnothing_{t,min}$ määräytyy alarajan tai paksuimman päätangon halkaisijan \varnothing_L perusteella kaavasta 39 (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 137).

$$\varnothing_{t,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25\varnothing_L \end{array} \right. \quad (39)$$

Hakaraudoituksen enimmäisjakoväli $S_{t,max}$ määräytyy ylärajan, ohuimman päätangon halkaisijan \varnothing_L ja pilarin pienimmän sivumitan perusteella kaavalla 40 (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 137).

$$S_{t,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15\varnothing_L \\ 400 \text{ mm} \\ \text{pilarin pienin sivumitta} \end{array} \right. \quad (40)$$

Hakaraudoituksen jakovälejä pienennetään pilarin poikkileikkauksen suuremman sivumitan etäisyydellä pilarin ylä- ja alapäässä käyttämällä kerrointa 0,6. Mahdolliset törmäyskuormat on myös huomioitava tarvittaessa hakaraudoituksen mitoituksessa. Pilarin päätankojen vapaanvälin tulee olla suurempi kuin päätangon halkaisija, kiviaineksen suurin raekoko + 3 mm tai 20 mm. (Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: Pilarit, 11.)

5 TERÄSBETONIPILARIN VAHVISTAMINEN

Rakenteen vahvistaminen on kantavuuden lisäämistä siltä tasolta, mikä rakenteella on alun perin ollut. Teräsbetonirakentamisessa rakenteen vahvistaminen on monella tapaa haastava tehtävä ja se vaatii aina tarkkaa suunnittelutyötä. Pilareilla rakenteen vahvistaminen tapahtuu yleensä joko poikkileikkausalaa kasvattamalla eli mantteloimalla tai liimaamalla lujaa materiaalia vedettyihin pintoihin. Tällaisia lujia materiaaleja ovat esimerkiksi hiilikuitu ja teräs. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79–80.)

5.1 Pilarin vahvistus mantteloimalla

5.1.1 Betonipinnan esikäsittely

Ennen pilarin vahvistusta betonipinta tulee käsitellä hyvän tartunnan saavuttamiseksi. Jotta betonimantteli ja vanhan pilari toimisivat monoliittisena rakenteena, tarvitaan niiden välille hyvä tartunta. Betonipinnan esikäsittelyyn on monia tapoja, mutta yksinkertaisimmillaan se tarkoittaa pinnan puhdistamista irtoaineksestä. Parempi tartunta kuitenkin saavutetaan karhentamalla vanhaa betonin pintaa poistamalla siitä sementtiliima ja mahdollinen maalipinta. Karkeasti betonipinnan esikäsittely voidaan jakaa betonin puhdistus- ja poistomenetelmiin. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 26.)

Betonipinnan puhdistamisen tavoite on poistaa vanha maalipinta, sementtiliima ja muu lika betonista. Käytettävä puhdistusmenetelmä riippuu pinnassa olevista epäpuhtauksista ja tavoitellusta puhdistetun pinnan laadusta sekä työteknisistä rajoituksista. Seuraavassa on käsitelty lyhyesti muutamaa puhdistusmenetelmää. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 29.)

Vesihiekkapuhalluksessa betonin pinta puhdistetaan paineilman avulla tehtävällä hiekkapuhalluksella. Pölyhaittojen estämiseksi puhallussuihkuun lisätään lähes aina vettä. Puhallusmateriaalina käytetään yleensä raekooltaan 0,5...2 mm:n

luonnon hiekkaa. Vesihiekkapuhallus vaatii aina ympäristön suojaamisen ja rakenneosan korkeapainepesun heti puhalluksen jälkeen, puhalluksessa syntyneen lietteen poistamiseksi. Vesihiekkapuhallus on menetelmänä tehokas ja sillä voidaan käsitellä nopeasti niin suuria kuin pieniäkin pintoja ja sillä saavutetaan tasalaatuinen lopputulos. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 29–30.)

Korkeapainepesu tarkoittaa pinnan puhdistamista korkeapaineisella vesisuihkulla, jossa tyypillisesti käytetään 10–20 MPa vedenpainetta. Korkeapainepesun teho ja tuloksena syntyvä pinta riippuu paljon työn suorituksesta ja se soveltuu vain heikosti kiinnittyneiden aineiden, kuten pölyn tai hiekkapuhalluslietteen poistamiseen. Korkeapainepesussa vedenkulutus on jatkuvassa käytössä satoja litroja tunnissa, joten sisätiloissa sen käyttöä on harkittava tarkoin. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 31.)

Hiilihappo- eli kuivajääpuhallusmenetelmässä betonipintaan suihkutetaan paineilman avulla hiilihappojääkiteitä. Menetelmän etu on, että puhallusaineena toimiva hiilihappojää sublimoituu eli sen olomuoto muuttuu suoraan kiinteästä kaasuksi, joten puhalluksesta ei aiheudu ylimääräistä jätettä. Tämän takia menetelmä sopii hyvin kosteudelle arkoihin kohteisiin. Hiilihappojääpuhallus on menetelmänä vielä uusi, vähän käytetty ja se on myös jonkin verran kalliimpi menetelmä kuin esimerkiksi hiekkapuhallus. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 32.)

Betonirakenteiden korjaamiseen liittyy oleellisesti vaurioituneen betonipinnan poistaminen. Pilarimanttelin tapauksessa suuren betonimäärän poistaminen ei yleensä ole tarpeellista. Joskus kuitenkin poistetaan suurempia määriä betonia, esimerkiksi vanhoilla pilareilla on tarpeellista pyöristää nurkkia. Myös raudoitteiden korroosiovaurioiden korjaaminen vaatii monesti suurempien betonimäärien poistamista. Seuraavassa on käsitelty lyhyesti muutamaa betonipinnan poistomenetelmää.

Mekaaninen piikkaus on hyvinkin perinteinen betonin poistomenetelmä, jossa betonia irrotetaan piikkausvasaralla. Mantteloitavilla pilareilla piikkausta käytetään

heikkolaatuisen betonin poistamiseen ja pilarin nurkkien pyöristämiseen. Piikkaamalla voidaan myös karhentaa mantteloitavaa pintaa. Piikkauksen johdosta betoniin syntyy usein halkeamia ja tämän takia korkean tartuntalujuuden saavuttamiseksi betonipinta tulisi hiekkapuhaltaa piikkauksen jälkeen. Vähimmäisvaatimuksena on betonipinnan korkeapainepesu piikkauksen jälkeen. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 27–28.)

Vesipiikkauksessa betonia irrotetaan hyvin korkeapaineisen vesisuihkun avulla. Käytettävä vedenpaine on yleensä luokkaa 40–300 MPa. Vesipiikkaus perustuu veden tunkeutumiseen betonin huokosiin ja halkeamiin. Vesipiikkauksen etuna on, että se ei vaurioita raudoitusta ja samalla raudoitteet puhdistuvat ruosteesta. Huonona puolena vesipiikkauksessa on se, ettei sitä pysty käyttämään sisätiloissa eikä ulkoseinissä, koska piikkauksessa käytettävä vesi tunkeutuu eristeisiin. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 28.)

Hiomisella tarkoitetaan betonipinnan timanttihiontaa, jossa betonipinnasta poistetaan pintakäsittelyaineita, tasoitteita ja sementtiliimaa. Hionta on käytännössä enemmän betonipinnan puhdistusmenetelmä eikä se sovellu kovin hyvin suurille pinnoille sen työläyden takia. Hionnasta jää usein myös todella sileä pinta, eikä se näin ole hyvä betonipinnan karhentamistapa. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 29.) Hiomista voidaan kuitenkin pitää käyttökelpoisena menetelmänä, kunhan rajapinnan tartunta varmistetaan tartuntateräksillä. Taulukossa 15 on esitetty yhteenveto betonin poisto- ja puhdistusmenetelmistä.

TAULUKKO 15. Yhteenveto betonin poisto- ja puhdistusmenetelmistä (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 27)

Menetelmä	Betonin poistaminen	Betonipinnan puhdistaminen	Raudoituksen puhdistaminen	Irtoaineksen poistaminen	Vaikutussyvyys [mm]
Mekaaninen piikkaus	x				
Vesipiikkaus	x	x	x		> 5
Murtaminen	x				> 200
Jyrsintä käsin	x	x			1–3
Jyrsintä koneellisesti	x	x			3–8
Hiominen		x			1–3
Leikkaaminen	x				
Vesihiekkapuhallus	(x)	x	x		0–5
Korkeapainepesu		x		x	
Vesihiekkapesu	(x)	x			0–1
Suurpainepesu	x	x	x		0–5
Sinkopuhdistus	(x)	x			0–3
Hiilihappojääpuhallus		x		x	0–1
Imurointi				x	
Paineilmapuhallus				x	
(x) poistaa pinnasta vain rapautunutta betonia					

5.1.2 Rajapinnan vaikutus

Rajapinnan kestävyys vaikuttaa pinnan karhennus ja erilaiset leikkausliittimet sekä tartuntateräkset. Leikkausliittimet ja tartuntateräkset lisäävät nimensä mukaisesti rajapinnan leikkauskestävyyttä ja manttelin tartuntavetolujuutta pilariin. Jotta vahvistettu pilari saavuttaa mahdollisimman hyvän yhteistoiminnan ja monoliittisen rakenteen, on vahvistusrakenne kytkettävä mekaanisilla liittimillä vanhaan rakenteeseen. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79.)

Liittimet voivat olla harjaterästä, pyörötankoa tai kierretankoa. Joissakin tapauksissa voidaan joutua käyttämään myös ruostumatonta raudoitusta. Liittimet kiinnitetään pilariin porattuihin reikiin injektointimassalla. On myös mahdollista viedä liittimet kokonaan pilarin läpi, jolloin injektointimassaa ei tarvita, mutta reikien poraaminen lisääntyy. Tartunnan varmistamiseksi harjateräkset monesti taivutetaan L-muotoisiksi tai liittimien päihin voidaan hitsata tai pultata teräslevyt. (BY 41 Betonirakenteiden korjausohjeet 2016, 79.)

Eri tutkimuksissa on tutkittu teräsvaarujen kautta siirtyvän voiman suuruutta ilman esijännitystä, mikä on esitetty kaavassa 41 (RIL 174-4 1988, 115).

$$D_u = 1,1 \dots 1,3d^2 \sqrt{f_{cd}f_{yd}}, \quad \text{kun } l \geq 5d \quad (41)$$

d	vaarnan halkaisija
f_{cd}	betonin laskentalujuus
f_{yd}	teräksen laskentalujuus
l	vaarnan upotussyvyys betoniin.

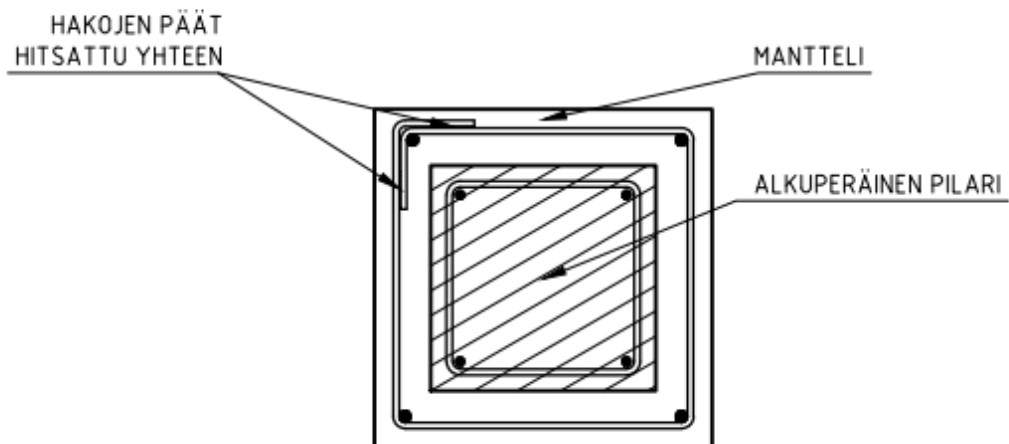
Tartunnan parantamiseksi voidaan jossain tapauksissa käyttää myös jännitetyjä liittimiä. Jännitetyt liittimet puristavat manttelia pilaria vasten, jolloin kitka manttelin ja vanhan pilarin rajapinnassa kasvaa ja näin liitoksen leikkauskestävyys paranee. Jännitteiden käyttöön liittyy kuitenkin aina erityishuomioita. Esimerkiksi jännitteiden tartunta mantteliin valun aikana tulee estää. Jännittäminen on myös itsessään erillinen työvaihe, joka tuo lisäkustannuksia. Manttelin tulee myös olla tarpeeksi paksu, jotta jännitettyjen liittimien lukituskappaleet mahtuvat manttelin sisään ja jotta puristusjännitys vaikuttaa koko pilarin pinnalle. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC 2015, 23–24, 91.)

Pilarin ja manttelin yhteistoimintaa voidaan parantaa myös piikkaamalla pilarin pääraudoitus osittain esiin, jolloin manttelin ja pilarin pääraudoitus voidaan hitsata hakojen avulla yhteen. Tällöin uusi ja vanha raudoitus saadaan osittain samaan betonivaluun, jolloin saavutetaan hyvä yhteistoiminta ilman muita liittimiä. Raudoitteiden esiin piikkaaminen on kuitenkin usein työlästä ja se aiheuttaa laajasti mikrohalkeilua vanhaan rakenteeseen. (RIL 174-4 1988, 115–116.) Useissa vanhoissa pilareissa on käytetty sellaisia teräslaatuja, joita ei voi hitsata, tai teräslaadusta ei ole tietoa lainkaan. Pääraudoitusten yhteen hitsaaminen on kannattavaa, jos pilari on jo ennestään vaurioitunut ja vaurioitunut betoni tulisi joka tapauksessa poistaa. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 276–277.)

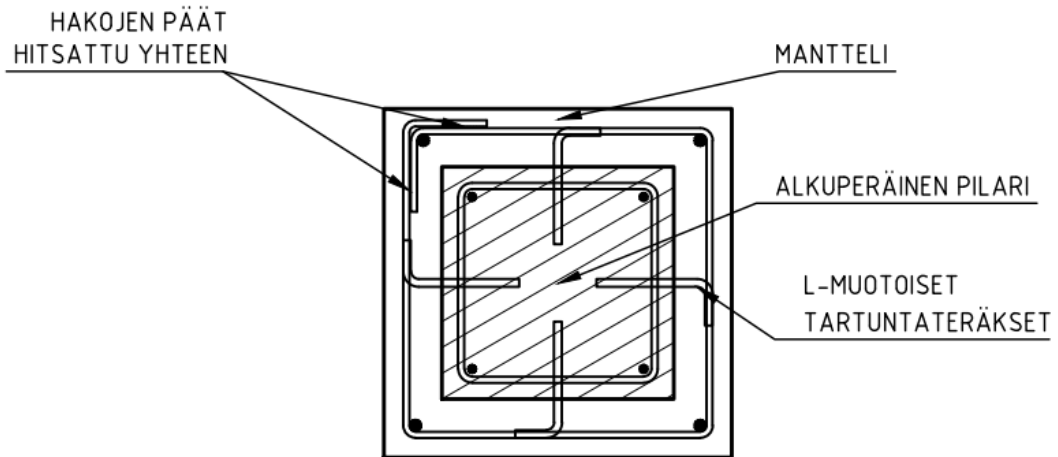
Simo Rautiaisen diplomityössä on tarkasteltu kolmea tutkimusta rajapinnan käsitteilyn vaikutuksesta pilarin toimintaan. Tutkimuksissa pilarien yläpään koh-

distettiin vakiona pysynyt normaalivoima sekä syklisesti suuntaa vaihtava ja kasvava vaakavoima. Betonipinnan käsittelyn vaikutuksesta pilarin toimintaan tutkimuksissa tutkittiin teräsharjausta, hiekkapuhallusta, pinnan osittaista karhentamista piikkaamalla sekä piikatun betonipinnan kostuttamisen vaikutusta. Näistä tutkimusten perusteella pinnan käsittelyistä hiekkapuhaltamalla saavutettiin sekä paras leikkaus- että tartuntavetolujuus. (Rautiainen 2020, 32–33.)

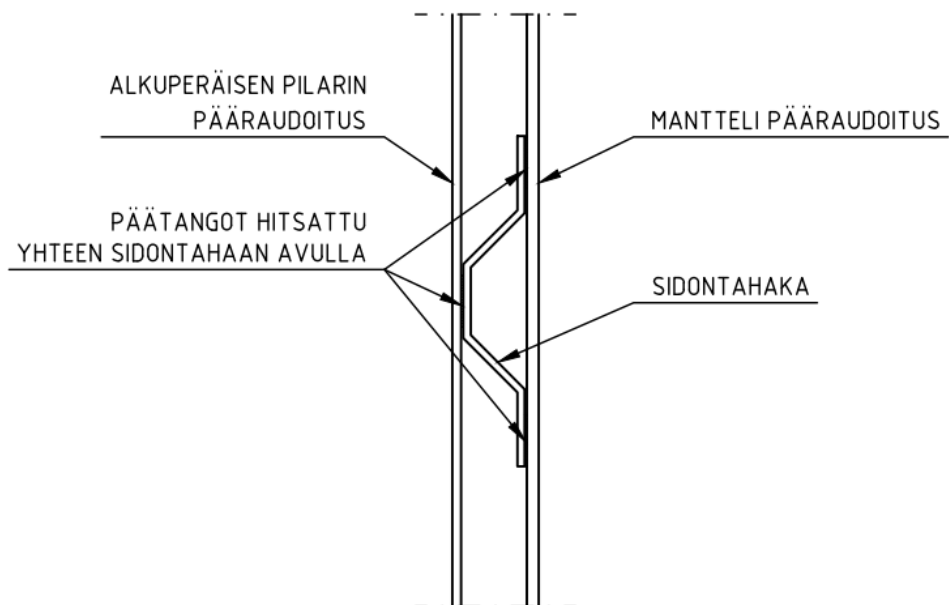
Tutkimuksissa tutkittiin myös tartuntaterästen lisäämisen ja hakaraudoituksen hitsaamisen vaikutusta mantteloidun pilarin kestävyyteen ja jäykkyyteen. Tutkimuksessa vertailtiin kolmea erilaista koekappaletta. Ensimmäisessä koekappaleessa manttelin hakojen päät hitsattiin yhteen estämään hakojen aukeaminen pääraudoituksen nurjahtamisen takia (kuva 5). Toisessa koekappaleessa manttelin hakojen päät olivat edelleen hitsattu yhteen, mutta lisäksi pilariin lisättiin L-muotoiset tartuntateräkset (kuva 6). Kolmannessa koekappaleessa käytettiin tavallisia umpihakoja, mutta pilarin ja manttelin pääraudoitus oli hitsattu yhteen sidontahakojen avulla (kuva 7). Tutkimusten perusteella kappaleiden vaakakuorman kesto oli keskenään samaa suuruusluokkaa, mutta kun siirtymää lisättiin ensimmäisen koekappaleen vaakakuorman kesto aleni nopeasti, kun taas toisella ja kolmannella koekappaleen rakenteet alkoivat jopa hieman lujittumaan ja säilyttivät taivutuskestävyyden hyvin. (Rautiainen 2020, 33–36.)



KUVA 5. Manttelin hakojen päät hitsattu yhteen



KUVA 6. Pilarin lisätty L-muotoiset tartuntateräkset



KUVA 7. Pilarin ja manttelin pääraudoitus hitsattu yhteen sidontahaan avulla

Viimeiseksi tutkimuksissa tutkittiin betonin pinnan käsittelyn vaikutusta vahvistetun pilarin kestävyteen ja jäykkyyteen niin, että tutkittiin kahta koekappaleetta. Ensimmäinen koekappale oli esikäsitelty karhentamalla betonipinta ja toisessa koekappaleessa oli sekä karhennus että tartuntateräkset. Näistä koekappaleella, joka oli sekä karhennettu että varustettu tartuntateräksillä, oli yllättäenkin kaikista huonoin kestävyys. Tämä voi johtua esimerkiksi siitä, että tartuntojen poraaminen

ja piikkaamalla karhentaminen on aiheuttanut huomattavan määrän mikrohalkeilua, jolloin rajapinnan käsittely on jopa ajoittain huonontanut tartuntaa. (Rautiainen 2020, 37–39.)

5.1.3 Kuormien siirtyminen

Mantteloitava pilari voi kuormittua kahdella eri tavalla. Uusi lisäkuorma voi kohdistua pelkästään mantteliin, jolloin alkuperäiselle pilarille kohdistuu lisäkuormia. Toinen vaihtoehto on, että lisäkuorma siirtyy manttelille epäsuorasti rajapinnan ja leikkausliittimien välityksellä. Todellisuudessa mantteli kuormittuu osin suoraan ja osin epäsuorasti. Epäsuora kuormitus tapahtuu vain, jos vanhassa pilarissa tapahtuu ensin muodonmuutoksia. Vanhan pilarin kapasiteettia lisäkuormalle on usein vaikea arvioida. Pilarin ja manttelin viruma ja kutistuma muuttaa kuorman siirtymistä pilarin ja manttelin välillä, mutta ajan myötä kuormat jakaantuvat kuitenkin aina jäykkyyksiensä suhteessa pilarille ja manttelille. (Rautiainen 2020, 47.)

Vahvistusrakenteesta saadaan paras hyöty, kun pyritään kuormansiirtymiseen suoraan manttelille, varmistetaan vanhan pilarin kestävyys ja pienennetään rajapinnan leikkauksen kautta välittyvää kuormaa. Kuormansiirto tulee suunnitella tapauskohtaisesti ja se riippuu suuresti vahvistustarpeesta ja rakennuksen rakenejärjestelmästä. Kuormitus on suositeltavaa poistaa tunkkaamalla mantteloinnin ajaksi, mikäli vahvistettavalla pilarilla on huomattava kuormitus, eikä lisäkuormaa voida muulla tavoin suoraan siirtää manttelille. Perinteisin tapa saada uusi rakenne kantamaan kuormitusta on siis nostaa yläpuolista rakennetta tunkeilla vahvistusrakenteen valun ajaksi. (RIL 174-4 1988, 115–116.)

Tunkkaamisen eli esijännittämisen jälkeen kuormat jakaantuvat vanhalle pilarille kaavan 42 mukaisesti ja manttelille kaavan 43 mukaisesti (RIL 174-4 1988, 115–116).

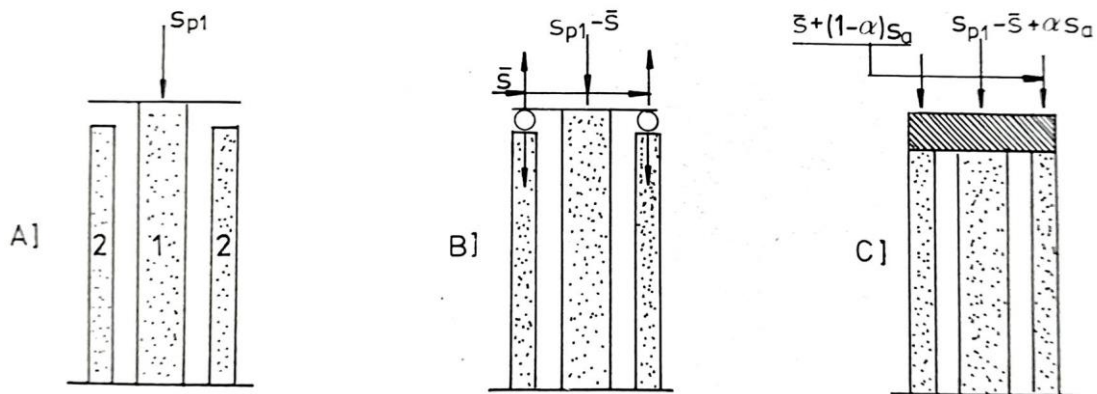
$$S_1 = S_{p1} - S + \alpha S_a \quad (42)$$

$$S_2 = S + (1 - \alpha)S_a \quad (43)$$

S_{p1}	olemassa oleva kuorma
S	esijännitysvoima
S_a	lisäkuorma
α	kerroin, joka huomioi vanhan pilarin ja manttelin poikkileikkausalat ja kimmokertoimet kaavan 44 mukaan.

$$\alpha = \frac{E_{c1}A_{c1}}{E_{c1}A_{c1} + E_{c2}A_{c2}} \quad (44)$$

Kuvassa 8 on havainnollistettu kuormien jakaantumista.



KUVA 8. Kuormien jakaantuminen esijännityksen avulla (RIL 174-4 1988, 117)

Pilarit liittyvät tyypillisesti anturaan joko suoraan tai erillisen pilarinoston välityksellä. Mantteli tulee tukea suoraan perustuksille ja monesti se tarkoittaa myös pilarinoston manttelointia. (Julio, E. S. Branco, F. A. B. Silva, V. D. 2003, 31.) Nivelpilareilla pystykuormien välitys perustuksille riittää vain joillain keinolla, mutta mastopilareilla manttelin raudoitus tulee ankkuroida perustuksiin. Pilarinoston manttelointi on kuitenkin usein kallis ja haastava toimenpide, sillä monesti sen tekemiseksi alapohjalaattaa on purettava laajalti maan kaivamisen takia. Kuitenkin jos koko rakennuksen kuormitus kasvaa se voi monesti tarkoittaa perustusten laajentamista, jolloin pilarirakenteen alaosan vahvistaminen ei enää ole ongelma.

Kuormansiirto perustuksille hankaloituu merkittävästi, jos pilari jatkuu anturaan asti tai pilarinosto ei ole pilaria suurempi, jos vertailukohtana on tilanne, jossa on

vanhaa pilaria selkeästi paksumpi pilarinosto, johon mantteli saadaan hyvin tuetua ja sidottua. Varsinkin rakennuksen keskialueilla kuorman siirtäminen alapohjatasosta perustuksille voi onnistua helpoiten porattavilla pienpaaluilla. Paalut voidaan ulottaa myös kallioon tai kovaan pohjaan saakka, jolloin paalut kannattaa mitoittaa kantamaan vahvistetun pilarin kaikki kuormat. Vanhan pilarin kuormien siirtyminen paaluille tulee tällöin varmistaa pilarin ja manttelin välisillä tartuntate-räksillä. (Rautiainen 2020, 52–53)

5.1.4 Materiaalit ja betonointi

Pilarimanttelin betonin materiaalivalintaan vaikuttaa erityisesti ohut valukerros, jonka täytyy tarttua vanhaan betonipintaan ja valutyötä haittaava tiheä raudoitus. Pilarimantteleiden ohuen ja korkean valun toteuttamiseen on kaksi vaihtoehtoa: valureikien kautta yläpuolisten rakenteiden läpi tai painevaluna alakautta.

Manttelin betonin lujuusluokaksi suositellaan vähintään 5 MPa suurempaa kuin alkuperäisellä pilarilla. (RIL 174-4 1988, 116.) Kun manttelissa käytetään vahvempaa betonia, suurempi osa kuormista välittyy manttelille, kun pilariin kohdistuu puristusrasitus. Betonin korkealla lujuudella on myös mahdollista pienentää manttelin kutistuman ja viruman vaikutuksia. (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 32–34.) Monesti pilarimantteleissa käytetään itsetiivistyvää betonia valun helpottamiseksi. IT-betonin lujuus vastaa monesti korkealujuusbetonia, mutta se saadaan aikaan suuremmalla sementin ja hienoaineksen määrällä mikä erottaa sen tavallisesta korkealujuusbetonista. Hyvä työstettävyys ja korkea lujuus ovat IT-betonin parhaat puolet ja ne saadaan hyödynnetyksi pilarimantteleissa. IT-betonin tartuntalujuus on myös vähintään yhtä hyvä kuin normaalilla betonilla. (ITB Itsetiivistävä betoni 2004, 7.)

Manttelin betonointiin vaikuttaa käytännössä samat asiat kuin sen materiaalivalintaan eli hankala, korkea ja ohut betonivalu sekä tiheä raudoitus. Betonointi voidaan toteuttaa ruiskubetonointina tai muottivaluna.

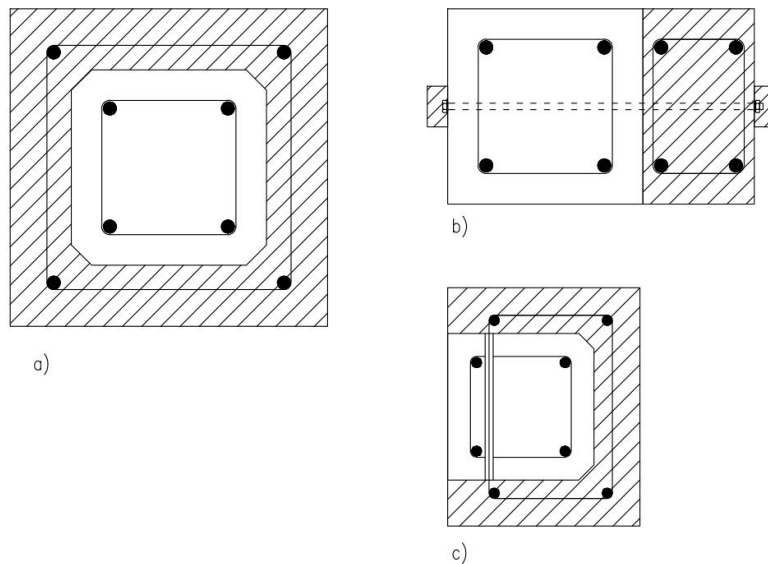
Ruiskubetonointi soveltuu parhaiten ohuiden ja pinta-alaltaan suurten valujen tekemiseen, jossa muottien käyttö olisi huomattava kuluerä. Ruiskubetonissa maksimiraekoko on pienempi ja sementtimäärä huomattavasti suurempi kuin tavanomaisella betonilla. Ruiskubetoni vaatii usein myös useiden lisäaineiden käytön samanaikaisesti, jotta betonin halutut ominaisuudet saavutetaan. Ruiskubetonointimenetelmiä on kaksi erilaista, jotka laitteiden ja teknisten ominaisuuksien osalta poikkeavat huomattavasti toisistaan. Kuivaseosmenetelmä on menetelmästä vanhempi ja se on edelleen käytössä korjausrakentamisessa. Märkäseosmenetelmä on uudempi keksintö, mutta siitä on kehittynyt valtateknikka erityisesti kallioperän lujitustöissä. (BY 201 Betonitekniikan oppikirja 2018, 352–353.)

Muottivalu sopii parhaiten tilanteisiin, joissa on tarvetta kasvattaa esimerkiksi pilarin kuormakapasiteettia, jolloin vaadittu rakennepaksuus saavutetaan helpoiten muottivalun avulla. Tiheä raudoitus kuitenkin häiritsee valua, mutta sitä voidaan helpottaa notkean betonimassan käytöllä. Pilarimanttelin valut joudutaan usein tekemään yläpuolisten rakenteiden läpi valureikien avulla tai painevaluna muotin liitinosan kautta. Muotteina voidaan käyttää erityyppisiä nopeasti koottavia ja uudelleenkäytettäviä järjestelmämuotteja, mutta monissa korjauskohteissa edellytetään perinteistä lautamuottipintaa. Pilarimantteleissa käytetään monesti itsetiivistyvää betonia, jolloin on huomioitava massan juoksevuus, jolloin muotista tulee tehdä vesitiivis ja muotin tulee kestää hydrostaattinen paine (BY71/RIL 149-2019, 94).

5.1.5 Erilaisia manttelointi menetelmiä

Pilarit tulisi mantteloida kaikilta neljältä sivultaan, jotta pilarin kapasiteettia saadaan kasvatettua mahdollisimman paljon. Neljän sivun mantteloinnissa pilarin poikkileikkauksesta saadaan symmetrinen, mikä on pilareilla suositeltavaa, neljän sivun mantteloinnissa muodostuu myös sulkemisvaikutus vanhalle pilarille. Pilarit kuitenkin sijaitsevat usein seinän vieressä, jolloin manttelointi onnistuu vain kolmelle sivulle. Kolmen sivun mantteloinnissa poikkileikkauksesta tulee hyvin epäkeskeinen toiseen suuntaan ja umpihakojen käytöstä tulee kallista ja haastavaa. Pilari voidaan myös mantteloida vain yhdeltä tai kahdelta sivulta, esimerkiksi

rakennusten laajentamisen vuoksi. Tällöin on kuitenkin loogisinta mallintaa manttelit uusina pilareina, koska pilarin mallintaminen monoliittisena ei tuo hyötyä normaalivoimakapasiteettiin. Tässä työssä käsitellään kuitenkin mitoituksen kannalta vain kaikilta sivuilta mantteloitua pilaria. Kuvassa 9 on esimerkkejä erilaisista manttelointi menetelmistä.



KUVA 9. Erilaisia tapoja mantteloida pilari (RIL 174-4 1988, 116)

5.2 Rajapinnan leikkausliitos

Betonimantteli ja vanha pilari muodostavat liittorakenteen, joiden välillä on leikkausliitos. Rajapinnassa vaikuttava leikkaus aiheutuu pääsääntöisesti ulkoisesta taivutuksesta, rakenneosien välisistä kutistuma- ja virumaeroista ja kuorman siirtymisestä epäsuorasti vanhalta pilarilta mantteliosalle.

Eurokoodissa esitettävän kahden eri aikaan valetun betoniosan rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen tulee täyttää kaavan 45 mukainen ehto (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 91). Tämä laskenta käy myös hyvin pilarin ja manttelin välisen rajapinnan kestävyuden määrittämiseen.

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (45)$$

V_{Edi} on rajapinnassa vaikuttavan leikkausjännityksen mitoitusarvo, joka lasketaan kaavalla 46.

$$V_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{zb_i} \quad (46)$$

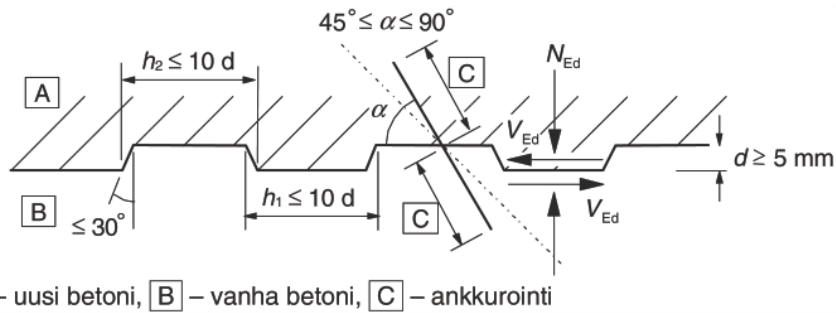
β	uuden betonin poikkileikkauksen ja koko poikkileikkauksen jännitysresultanttien suhde, joko veto tai puristusalueella.
V_{Ed}	rakenneosan leikkausvoima
z	koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi
b_i	rajapinnan leveys.

V_{Rdi} on rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo, joka lasketaan kaavalla 47.

$$V_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5vf_{cd} \quad (47)$$

c ja μ	kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta
f_{ctd}	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
σ_n	rajapintaan kohdistuva leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ sekä veto negatiivisena, jolloin $c f_{ctd} = 0$
ρ	$= A_s / A_i$ (=leikkausraudoitussuhde)
A_s	rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala (=leikkausraudoitus)
A_i	rajapinnan pinta-ala
f_{yd}	leikkausliittimen myötölujuuden mitoitusarvo
α	vaarnatapin kulma, rajoitetaan välille $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
v	lujuuden pienennyskerroin, suositus = $0,6 [1 - f_{ck} / 250]$.

Kuvassa 10 on esitetty periaate vaarnatusta työsaumasta.



KUVA 10. Vaarnattu työsauma (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 92)

Työsauma voidaan luokitella hyvin sileisiin ($c = 0,025 \dots 0,10$ ja $\mu = 0,5$), sileisiin ($c = 0,20$ ja $\mu = 0,6$), karheisiin ($c = 0,40$ ja $\mu = 0,7$) ja vaarnattuihin ($c = 0,5$ ja $\mu = 0,9$). Kaava 47 saadaan muutettua useimmissa tapauksissa yksinkertaisempiin muotoihin kaavoiksi 48 ja 49, jos liittimet eivät ole jännitetyjä, jolloin σ_n on nolla, kertoimen c arvo on myös nolla, mikäli sauma voi merkittävästi halkeilla ja vaarnatapid asennetaan pintaa nähden kohtisuoraan, jolloin kulma $\alpha = 90^\circ$. Vaarnatuilla pinnoilla halkeilu ei pienennä c :n arvoa, mutta niiden käytön työläydestä johtuen vanhaa betonipintaa ei useinkaan vaarnata. Pilarin pinnan karkeus on käsittelyn jälkeen usein sileä tai karkea. (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 92.)

$$V_{Rdi} = \min \begin{cases} 0,6 \frac{A_s}{A_i} f_{yd} \\ 0,3 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \end{cases} \quad (\text{sileä pinta}) \quad (48)$$

$$V_{Rdi} = \min \begin{cases} 0,7 \frac{A_s}{A_i} f_{yd} \\ 0,3 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \end{cases} \quad (\text{karkea pinta}) \quad (49)$$

Kutistuma aiheuttaa kahden eri aikaan valetun betonin rajapintaan leikkausjännityksiä, vaikka rakennetta ei kuormitettaisi ollenkaan. Samaan tapaan viruma aiheuttaa leikkausjännitystä eri aikaan valetun betonin rajapintaan. Vaikka kutistuma aiheuttaa manttelin teräksille ja leikkausliitokseen puristusvoiman, eurokoodin mukaan kutistuma ja viruma huomioidaan vaan käyttörajatiloja tarkasteltaessa ja murtorajatilassa vain silloin, kun niiden vaikutukset ovat merkittäviä esimerkiksi toisen kertaluvun vaikutuksille (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 24).

Kutistuman ja viruman lisäksi kuormien epäsuora siirtyminen manttelille rajapinnan kautta aiheuttaa betonin rajapintaan leikkausjännityksen. Tässä opinnäytetyössä kuormien siirtymistä on käsitelty kappaleessa 5.1.3.

Rajapintaan syntyvä leikkausjännitys on laskennallisesti haastava määrittää, koska se koostuu monesta eri asiasta, esimerkiksi taivutuksesta johtuvasta työntövoimasta ja edellä mainituista kutistumasta, virumasta ja kuormien siirtymisestä. Tässä opinnäytetyössä leikkausjännitystä ei ole tarkemmin käsitelty, vaan työssä esiteltävä laskenta on tehty yksinkertaisemmalla tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmällä, joka on esitelty kappaleessa 5.6.

5.3 Sulkemisvaikutus

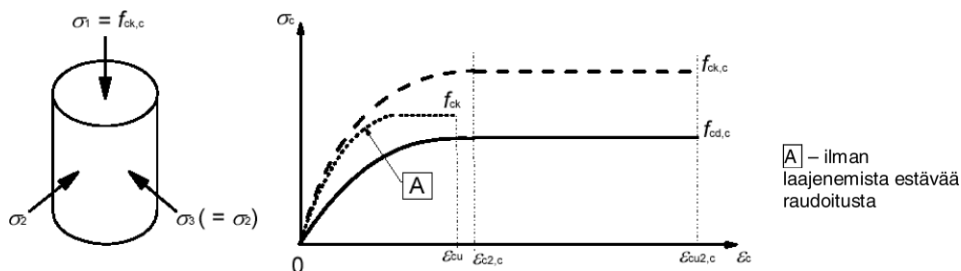
Pilarin ympärille valettava betoni sulkee vanhan pilarin sisäänsä, jolloin betonin poikittainen laajeneminen vähenee, kun sitä puristetaan pitkittäissuunnassa. Laajenemista estävä mantteli muuttaa betonin jännitys-venymäkäyrää ja betonin puristuskestävyys kasvaa. Laajenemista estävän raudoitettun betonin hyödyntäminen sallitaan eurokoodin mukaan betonin lujuuden ja kriittisten muodonmuutosten osalta. Suljetun betonin muiden materiaaliominaisuuksien oletetaan pysyvän muuttumattomina. (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 37.)

Pääasiassa sulkemisvaikutus muodostuu hyvin ankkuroidun hakaraudoituksen ansiosta, jonka tulee olla tarpeeksi tiheä, jotta riittävä poikittaistuenta saavutetaan (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 37). Sulkemisvaikutusta muodostavat sekä manttelin että pilarin haat, mutta suurin vaikutus on uloimmilla haoilla. Pilarin hakojen hyödyntäminen voi joskus olla haastavaa, koska vanhasta raudoituksesta ei välttämättä ole tietoa. Umpihakojen päät olisi hyvä hitsata yhteen parhaan sulkemisvaikutuksen saavuttamiseksi, mutta näin ei usein tehdä hitsauksen työläyden takia.

Sulkemisvaikutuksen ansiosta betonin puristuslujuus siis paranee. Sulkemisvaikutuksen suuruus riippuu paljon pilarin muodosta, manttelin paksuudesta ja hakaraudoituksesta. Paksuilla mantteleilla sulkemisvaikutus kohdistuu koko van-

haan pilariin ja se voi kohdistua osittain myös mantteliin. Ohuella manttelilla sulkemisvaikutus puolestaan kohdistuu vain osittain vanhaan pilariin. Sulkemisvaikutuksella on suhteessa kuitenkin suurempi hyöty ohuilla mantteleilla, koska rakenteen poikkileikkausala kasvaa vain vähän.

Rautiaisen diplomityön vertailulaskelmista voidaan tulkita sulkemisvaikutuksen aiheuttavan suurimman hyödyn puristuskapasiteettiin niin sanotun tasapainopisteen yläpuolella. Tällöin puristusvoima on niin suuri, että se rajoittaa pilarin taivutuskestävyyttä. Sulkemisvaikutus parantaa pilarin puristuslujuutta, eikä sillä ole niinkään vaikutusta taivutuskestävyyteen, joten vertailulaskelmien tulokset ovat hyvinkin ennalta-arvattavia. (Rautiainen 2020, 102.) Kuvassa 11 on esitetty vanhan pilarin laajenemista estävän raudoitettun betonin jännitys-muodonmuutosyhteys.



KUVA 11. Laajenemista estävän raudoitettun betonin jännitys-muodonmuutosyhteys (SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC 2015, 37)

Sulkemisvaikutuksen laskentaan löytyy monista eri lähteistä erilaisia kaavoja, joita on esitelty muun muassa Rautiaisen diplomityössä. Tässä opinnäytetyön laskentaesimerkissä sulkemisvaikutusta ei huomioida, koska siitä saatava hyöty on monesti kuitenkin niin vähäinen.

5.4 Puristettu raudoitus

Puristettujen pääterästen nurjahtaminen voi rajoittaa teräsbetonipilareiden kestävyttä varsinkin suuren raudoitussuhteen tapauksissa, jossa pääteräkset ovat merkittävä osa pilarin puristuskestävyyttä. Pilareille on eurokoodissa määritetty maksimiraudoitusmäärä, joka ehkäisee osaltaan teräsiä ottamasta liian suurta osaa koko pilarin puristuskestävyydestä. Pääraudoituksen maksimi poikkipinta-

ala on esitetty kaavassa 38. Manttelin maksimiraudoitus on tärkeää tarkistaa, koska siinä on tavallista enemmän raudoitusta poikkipinta-alaan nähden. Manttelin pääraudoitukselle pätee samat ohjeistukset kuin tavallisella pilarillakin, eli manttelin jokaisessa kulmassa tulee olla vähintään yksi harjateräs (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 136).

Puristetun pääraudoituksen jännitys-venymäkäyrään vaikuttaa oleellisesti sen kriittinen nurjahduspituus. Hakaraudoitus muodostaa pääteräksille poikittaiset jousituet, samaan tapaan kuin suljettu betonikin. Tässä yhteydessä käsitellään vain tavanomaisia umpihakoja. Hakojen jousivakiot tulee määrittää erikseen manttelin ja vanhan pilarin haoille. Hakojen jousivakio uloimmille haoille saadaan kaavalla 50. (Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014, 1721.)

$$a_{sj} = \frac{2E_s\pi d_{sj}^2}{4(B - \delta)} \quad (50)$$

E_s	teräksen kimmokerroin
d_{sj}	haan halkaisija
B	yhdistetyn rakenteen leveys
δ	manttelin paksuus.

Hakojen jousivakio sisemmille haoille saadaan kaavalla 51 (Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014, 1721).

$$a_{sc} = \frac{2E_s\pi d_{sc}^2}{4(b - c_c)} \quad (51)$$

d_{sc}	haan halkaisija
b	vanhan pilarin leveys
c_c	vanhan pilarin suojabetonipaksuus.

Hakojen jousivakiot voidaan ilmaista fiktiivisinä kertoimina, jotka kertovat hakojen jäykkyuden pituusyksikköä kohti. Uloimpien hakojen kerroin on esitetty kaavassa 52 ja sisempien hakojen kerroin kaavassa 53. (Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014, 1722.)

$$k_{sj} = \frac{a_{sj}}{s_j} \quad (52)$$

s_j hakojen jakoväli.

$$k_{sc} = \frac{a_{sc}}{s_c} \quad (53)$$

s_c hakojen jakoväli.

Manttelin päätankojen kriittinen nurjahduspituus saadaan kaavalla 54 (Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014, 1722).

$$L_j = 2\pi \left(\frac{E_{rj} I_j}{3k_{sj}} \right)^{0,25} \quad (54)$$

Manttelin pääteräksen neliömomentti I_j saadaan kaavalla 55.

$$I_j = \frac{\pi d_{bj}^4}{64} \quad (55)$$

Redusoituneen nurjahtaneen teräksen kimmokerroin E_{rj} saadaan kaavalla 56.

$$E_{rj} = E_s \left[2,13 \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^{0,89} - 4,11 \left(\frac{E_h}{E_s} \right)^2 \right] \quad (56)$$

E_h teräksen kimmokerroin myötölujittumisvaiheessa, joka voidaan yksinkertaistaa olevan $0,03E_s$.

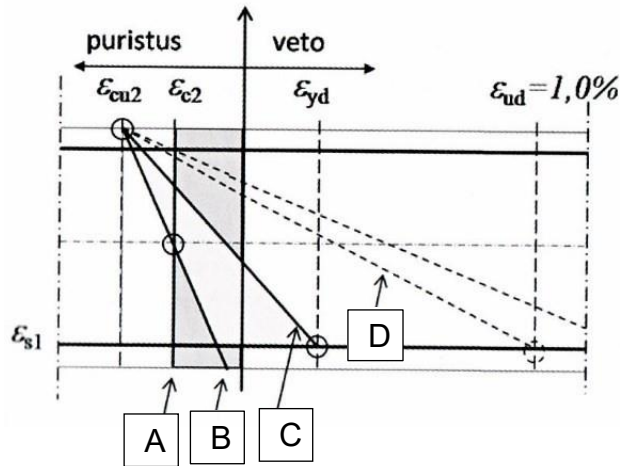
Terästen nurjahduspituudella on suuri merkitys sen puristuslujuuteen, koska puristuslujuus riippuu lineaarisesti nurjahduspituudesta. (Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014, 1721). Terästen nurjahduspituuden kasvattaminen muuttaa siis oleellisesti tangon puristuskestävyyttä, mutta eurokoodissa ei ole esitetty kriittistä rajaa terästen nurjahtamisesta, mikä johtaisiin rakenteen kan-

tavuuden menettämiseen tai vähintään manttelin lohkeamiseen. Terästen nurjahduspituutta rajoitetaan tiheällä hakarautoituksella, joka määritetään eurokoodin ohjeiden mukaan. Tässä työssä minimihakarautoitusta käsitellään kappaleessa 4.3.1.

Käytännössä kriittinen nurjahduspituus johtaa paksuilla tangoilla alle 250 mm:n ja pienillä tangoilla alle 150 mm:n hakarautoitukseen, jolloin tangon nurjahtaminen tarkoittaisi sen taipumista tiheään s-muotoon. Tämän opinnäytetyön laskennassa päätankojen nurjahtaminen huomioidaan tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmän mukaan manttelin pinta-alan pienennyksellä, joka huomioi erilaiset häviöt, ja rautoitushjeiden mukaisella tarvittavan tiheällä hakarautoituksella.

5.5 Poikkileikkauksen jännitys jakauma

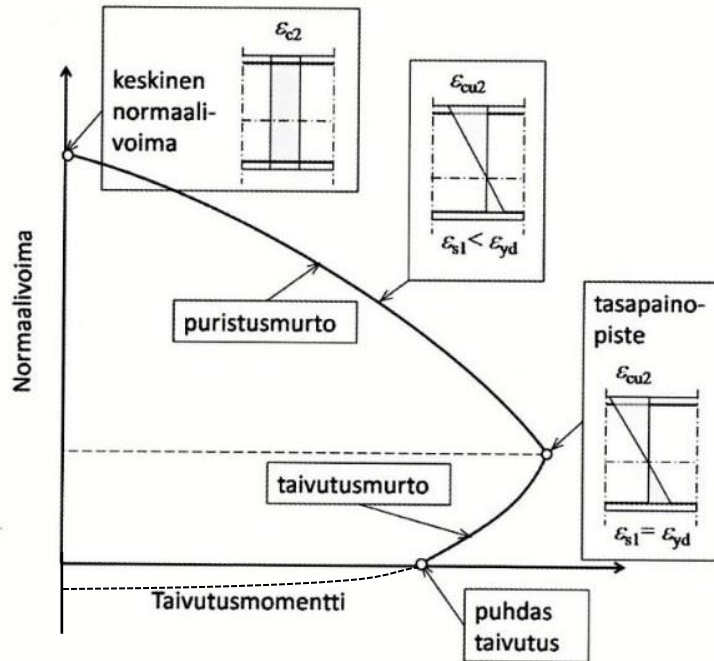
Pilarit ovat pääasiassa aksiaalisesti kuormitettuja rakenteita, jolloin koko pilarin poikkileikkauksessa vallitsee puristusjännitys. Pilariin syntyy kuitenkin vähintään normaalivoiman epäkeskisyydestä aiheutuva taivutusmomentti. Pilarin poikkileikkauksen jännitys jakauma riippuukin pitkälti normaalivoiman ja taivutusmomentin suhteesta. Taivutusmomentti lisää pilarin toisen reunan puristusta ja vastaavasti vähentää toisen puolen puristusta. Taivutuksen kasvaessa tarpeeksi voidaan poikkileikkauksessa saavuttaa tilanne, jossa taivutuksen vetopuoli kumoaa normaalivoiman aiheuttaman puristuksen kokonaan ja pilarin jännitys jakaumaan muodostuu palkkirakenteen tapaan veto- ja puristuspuoli. Kuvassa 12 on esitetty pilarin poikkileikkauksen venymäjakaumat. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 102–107.)



KUVA 12. Pilarin venymäjakaumat (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 103)

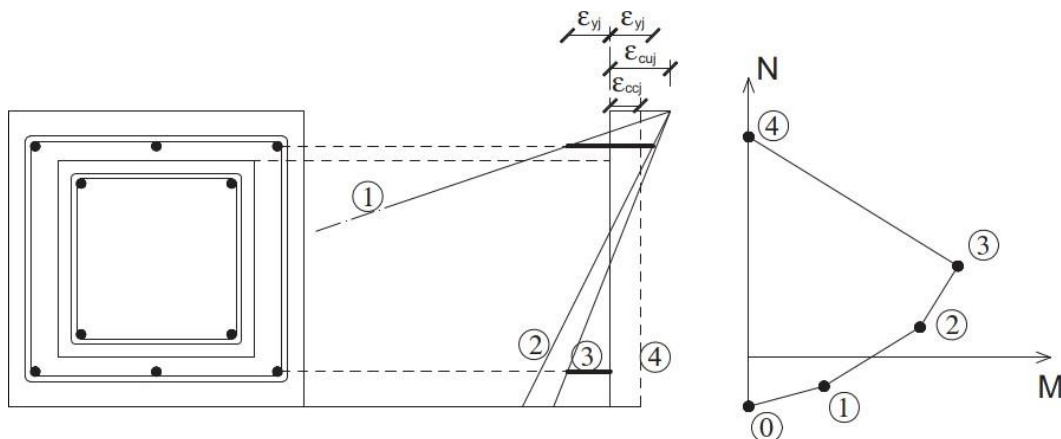
Kuvan 12 tapaus A vastaa keskeisesti puristettua pilaria, jolloin poikkileikkaus murtuu, kun betoni saavuttaa puristuman arvon ϵ_{c2} . Tapauksessa B taivutusta lisäämällä poikkileikkaus murtuu, kun betonin reunapuristuma saavuttaa arvon ϵ_{cu2} . Tapauksessa C poikkileikkaus saavuttaa suurimman taivutuskapasiteettinsa eli niin sanotun tasapaino venymän. Tapauksessa D vetoteräksiin aiheutuu murtovenymä ϵ_{ud} suuren taivutusrasituksen seurauksena. (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 102–103.)

Kuten kappaleessa 4.3 kerrotaan, pilarin mitoituksessa monesti hyödynnetään niin sanottua yhteisvaikutuskäyrää, jolla huomioidaan normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutus. Yhteisvaikutuskäyrän piirtämiseksi voidaan määrittää kuvan 12 mukaisia poikkileikkauksen venymäraja-arvoja ja laskea normaali- ja taivutusmomenttikestävyys kyseisten jännitysjakautumien tapauksissa. Yhteisvaikutuskäyrän akseleilla käytetään suhteellisia arvoja, jolloin samaa käyrää voidaan käyttää kaikille pilareille, joilla on sama mekaaninen raudoitussuhde ω ja raudoituksen suhteellinen sijainti d'/h . Normaalivoiman ja taivutusmomentin suhteellisten arvojen laskenta on esitetty kappaleessa 4.3. Kuvassa 13 on esitetty malli yhteisvaikutuskäyrän muodostumisesta.



KUVA 13. Pilarin yhteisvaikutuskäyrä (BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2 2014, 106)

Myös mantteloidulle pilarille voidaan laskea jännitysjaakauma ja edelleen sille voidaan määrittää yhteisvaikutuskäyrästä. Kuvassa 14 on esitetty mantteloidun pilarin jännitystapaukset, joille voidaan määrittää normaalivoima- ja taivutuskestävyys. (Minafo, G. 2015, 167.)

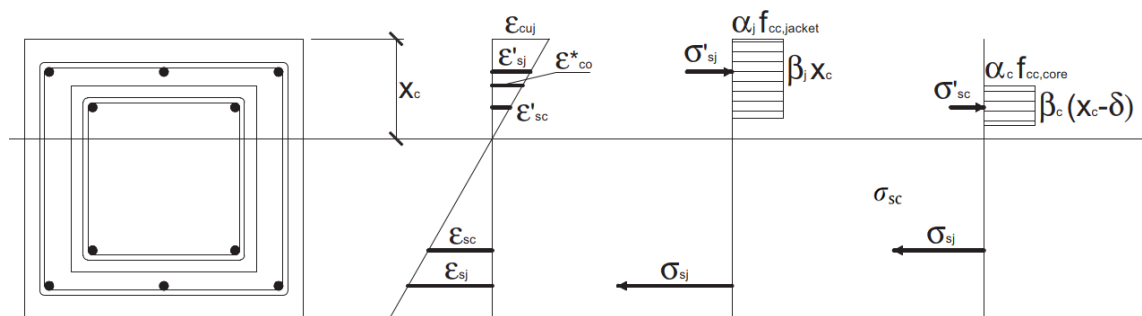


KUVA 14. Pilarin yhteisvaikutuskäyrän laskentapisteet (Minafo, G. 2015, 167)

Kuvan 14 kohdassa 0 koko poikkileikkaus on vedetty. Kohdassa 1 vedetyssä sauvassa on yhdistettynä taivutus siten, että teräksissä on saavutettu vähintään

myötövenymä ja manttelin betonissa reunapuristuma. Kohdassa 2 vetopuolen teräksissä on murtovenymä ja manttelin betonissa on reunapuristuma. Kohdassa 3 vetoteräksissä on myötövenymä ja manttelissa on reunapuristuma eli poikkileikkauksessa on tasapainotilanne. Kohdassa 4 koko poikkileikkaus on puristettu. (Minafo, G. 2015, 167.)

Jännitysjaumakuvasta voidaan geometrisesti määrittää myöskin jännitysjauman neutraaliakselin sijainti sekä terästen ja betonin jännitykset. G. Minafon artikkelissa on esitetty tarkemmin kaavat näiden määrittämiseen. Yksi tapa on muodostaa kertoimien α ja β avulla puristusvyöhykkeen jännitysjaumasta suorakaidejännitysjauma, mistä voidaan puristusjännitykset ja neutraaliakselin paikka määrittää geometrisesti. Kuvassa 15 on esitetty esimerkki suorakaidejännitysjauman määrittämisestä. (Minafo, G. 2015, 165.)



KUVA 15. Teräksen ja betonin jännitykset ja venymät poikkileikkauksessa (Minafo, G. 2015, 165)

Tässä opinnäytetyössä mantteloitu pilari oletetaan täysin homogeeniseksi rakenteeksi, jolloin voidaan käyttää normaalin pilarin yhteisvaikutusdiagrammeja mitoituksen apuna. Laskentaesimerkissä pilarin ja manttelin eri lujuuden betonit muutetaan yhdeksi lujuudeksi laskemalla pilarin ja manttelin poikkileikkauksien pinta-alalla painotettu keskiarvo betonin lujuus.

5.6 Tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmä

Mantteloitu pilari voidaan mitoittaa niin sanotulla tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmällä, joka on esitetty RIL:n kirjallisuudessa. Laskentamenetelmä on hyvinkin yksinkertainen, mutta se on varsinkin taivutusmitoituksen osalta varsin puutteellinen. Menetelmässä manttelin mitoituksessa huomioidaan vain 60 %

manttelin poikkipinta-alasta rakenteen teholliseen poikkileikkaukseen. Mantteloidun pilarin poikkileikkausmitat ovat siten kaavojen 57 ja 58 mukaiset. (RIL 174-4 1988, 115–116.)

$$H = h + \frac{\delta_{yht}}{0,6} \quad (57)$$

H poikkileikkauksen toimiva mitta tarkasteltavassa suunnassa
 h vanhan pilarin poikkileikkausmitta tarkasteltavassa suunnassa
 δ_{yht} manttelin laskennallinen paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa.

$$B = b + \frac{\delta_{yht}}{0,6} \quad (58)$$

B poikkileikkauksen toimiva mitta tarkasteltavassa suunnassa
 b vanhan pilarin poikkileikkausmitta tarkasteltavassa suunnassa
 δ_{yht} manttelin laskennallinen paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa.

Pienennetyillä mitoilla voidaan pilarin mitoitus tehdä tavalliseen tapaan teräsbetonipilarin mitoituksen ohjeilla. Tehollisen poikkileikkauksen käytöllä huomioidaan erilaisia häviöitä ja manttelin ja pilarin välistä epätäydellistä yhteistoimintaa, kuten erisuuruista virumaa ja kutistumaa. Vanhaan pilariin suositellaan kuitenkin tapitusta ja pinnan karhennusta sekä yläpuolisen rakenteen tunkkaamista, mitkä osaltaan pienentävät epätäydellistä yhteistoimintaa. Tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmää voidaan käyttää, kun vanha pilari on mantteloitu jokaiselta sivulta, mantteloitava pilari on suorakulmainen, olemassa olevat kuormat tunkaetaan ennen manttelin valamista ja mantteloitava pilari on määritelty lyhyeksi pilariksi. Laskennassa käytettävät mantteloidun pilarin teholliset mitat voidaan laskea siten kaavoilla 59 ja 60.

$$H = h + \delta_{yht} \quad (59)$$

h vanhan pilarin poikkileikkausmitta tarkasteltavassa suunnassa

δ_{yht} manttelin laskennallinen paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa.

$$B = b + \delta_{yht} \quad (60)$$

b vanhan pilarin poikkileikkausmitta tarkasteltavassa suunnassa
 δ_{yht} manttelin laskennallinen paksuus yhteensä tarkasteltavassa suunnassa.

Pilarimanttelissa on kahta eri lujuuksista betonia ja tämän työn laskentaesimerkissä se huomioidaan käsittelemällä betonia yhtenä massana. Tämä tapahtuu laskemalla pilarin ja manttelin poikkileikkauksien pinta-alalla painotettu keskiarvo betonin lujuus. Yhdistetty betonin lujuus lasketaan kaavalla 61.

$$f_{ck} = \frac{f_{ck.p}A_p + f_{ck.m}A_m}{A_p + A_m} \quad (61)$$

$f_{ck.p}$ vanhan pilarin betonin lieriölujuuden ominaisarvo
 A_p vanhan pilarin poikkileikkauspinta-ala
 $f_{ck.m}$ manttelin betonin lieriölujuuden ominaisarvo
 A_m manttelin poikkileikkauspinta-ala.

Mitoituksessa on hyvä huomioida myös terästen mahdollinen erilainen lujuus. Teräksille voidaan laskea pinta-alalla painotettu keskiarvolujuus kaavan 62 mukaisesti.

$$f_{yk} = \frac{f_{yk.p}n_p\phi_p + f_{yk.m}n_m\phi_m}{\phi_p n_p + \phi_m n_m} \quad (62)$$

$f_{yk.p}$ vanhan pilarin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
 n_p vanhan pilarin pääterästen lukumäärä
 ϕ_p vanhan pilarin pääterästen halkaisija
 $f_{yk.m}$ manttelin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
 n_m manttelin pääterästen lukumäärä
 ϕ_m manttelin pääterästen halkaisija.

Monissa tapauksissa mitoitus alkaa arvaamalla rakenteen raudoitusmäärä. Mantteloidun pilarin mitoituksessa on hyvä huomioida myös vanhan pilarin raudoitus, jolloin koko rakenteen pääterästen halkaisijalle voidaan laskea lujuudella painotettu keskiarvo. Keskiarvohalkaisija saadaan kaavalla 63.

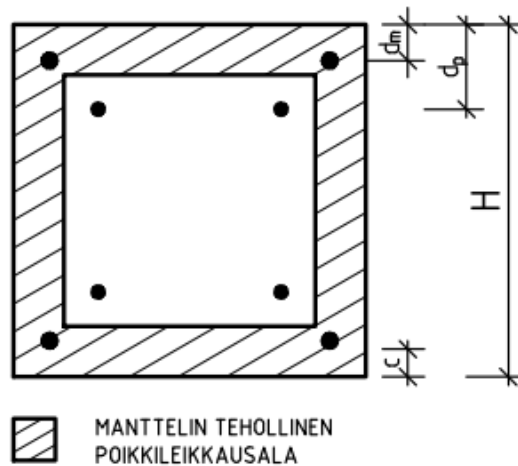
$$\phi = \frac{f_{yk.p}n_p\phi_p + f_{yk.m}n_m\phi_m}{f_{yk.p}n_p + f_{yk.m}n_m} \quad (63)$$

$f_{yk.p}$	vanhan pilarin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
n_p	vanhan pilarin pääterästen lukumäärä
ϕ_p	vanhan pilarin pääterästen halkaisija
$f_{yk.m}$	manttelin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
n_m	manttelin pääterästen lukumäärä
ϕ_m	manttelin pääterästen halkaisija.

Pilarimanttelin keskiöetäisyys d' on pilarin ja manttelin pääterästen keskiarvo painotettuna niiden poikkileikkausalalla ja lujuudella. Painotettua keskiöetäisyyttä määritettäessä täytyy muistaa käyttää kaavoista 59 ja 60 saatavia pilarimanttelin tehollisia mittoja, jotta pääraudoitus tulee laskennallisesti sijoitettua manttelin teholliseen osaan. Raudoituksen sijoittumista mantteloituun pilariin on havainnollistettu kuvassa 16. Pääterästen painotettu keskiöetäisyys lasketaan puolestaan kaavalla 64.

$$d' = \frac{f_{yk.p}n_p\phi_p d_p + f_{yk.m}n_m\phi_m d_m}{f_{yk.p}n_p\phi_p + f_{yk.m}n_m\phi_m} \quad (64)$$

$f_{yk.p}$	vanhan pilarin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
n_p	vanhan pilarin pääterästen lukumäärä
ϕ_p	vanhan pilarin pääterästen halkaisija
d_p	vanhan pilarin pääterästen sijainti poikkileikkauksessa
$f_{yk.m}$	manttelin pääterästen myötölujuuden ominaisarvo
n_m	manttelin pääterästen lukumäärä
ϕ_m	manttelin pääterästen halkaisija
d_m	manttelin pääterästen sijainti poikkileikkauksessa.



KUVA 16. Mittojen d_m ja d_p havainnollistaminen

Pilarimanttelin raudoituksen tehollinen korkeus voidaan määrittää painotetun pääterästen keskiöetäisyyden avulla kaavalla 65, kun käytetään pilarimanttelin tehollisia mittoja.

$$d = H - d' \quad (65)$$

H poikkileikkauksen toimiva mitta tarkasteltavassa suunnassa
 d' painotettu pääterästen keskiöetäisyys.

Mitoituksessa tarvitaan myös betonipeitteen nimellisarvoa c , joka määrittää pääterästen sijainnin poikkileikkauksessa. Pilarimanttelissa pääteräkset ovat kahdessa rivissä, joten betonipeitteen määrittämisen apuna käytetään painotettua pääterästen keskiöetäisyyttä. Laskennallinen betonipeite saadaan kaavasta 66.

$$c = d' - \frac{\phi}{2} \quad (66)$$

d' painotettu pääterästen keskiöetäisyys
 ϕ raudoituksen keskiarvohalkaisija kaavan 66 mukaan.

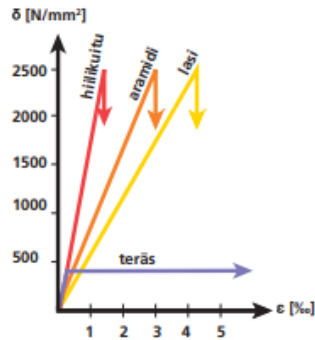
Edellä mainitulla tavalla manttelin pääteräkset sijoitetaan siis laskennassa manttelin teholliseen osaan, mutta todellisuudessa pääteräkset suunnitellaan sijoitettavaksi eurokoodin raudoitusohjeiden mukaan, joita on tässä työssä käsitelty luvussa 4.3.1. Olisi myös mahdollista mitoittaa mantteloitu pilari niin, että vanhan pilarin raudoitusta ei huomioitaisi ollenkaan ja suunniteltaisiin pilarin kaikki raudoitus sijoitettavaksi mantteliosaan.

Tämän opinnäytetyön laskentaesimerkissä ja yrityksen käyttöön tehtävässä excel-laskentapohjassa käytetään tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmää, sen yksinkertaisuuden ja yrityksen toiveen takia. Menetelmä on nopea ja se sopii hyvin esimerkiksi kantavuuden tarkistamiseen. Menetelmän käyttäminen taivutusrasitetuilla pilareilla ei ole suotavaa, mutta pilareilla, joihin kohdistuu vain pieni epäkeskisyydestä johtuva taivutusrasitus, on menetelmä varsin käyttökelpoinen.

5.7 Muita vahvistus menetelmiä

5.7.1 Pilarin vahvistus hiilikuidulla

Hiilikuitu vahventamisessa eniten käytetyt tuotteet ovat hiilikuitunauhat, joissa yhdensuuntaiset kuidut on sidottu toisiinsa epoksipohjaisella matriisilla, ja hiilikuitukankaat, joissa kuidut on kudottu kahteen suuntaan 90° :n kulmassa toisiinsa. Käytössä olevien hiilikuitutuotteiden kimmomoduuli vaihtelee välillä 150 000–300 000 N/mm². Hiilikuidun murtolujuus on tyypillisesti korkeampi kuin teräksellä, yleisimmillä tuotteilla se on välillä 1000–3000 N/mm². Suurin ero hiilikuidulla teräkseen nähden on sen plastisen alueen puuttuminen, eli sen jännitys-venymä-kuvaaja on lineaarinen murtolujuuteen saakka. (Tiehallinto 2017, 16–17.) Kuviossa 3 on esitetty hiilikuitujen jännitys-venymä-kuvaaja.



kuitutyyppi	E-moduuli [kN/mm ²]	vetolujuus [Mpa]
C (hiilikuitu)	240-650	2500-4000
A (aramidi)	125	3000-4000
G (lasi)	65-70	1700-3000
polyesteri	12-15	2000-3000
verrattuna betoniteräs	210	550

KUVIO 3. Hiilikuitujen jännitys-venymä-kuvaaja (Sto Finexter Oy)

Tyypillisimmät käytössä olevat hiilikuitunauhat ovat leveydeltään 50–150 mm ja paksuudeltaan 1,0–1,5 mm. Hiilikuitutuotteita on saatavilla myös paksumpia. Hiilikuitukankaat ovat monesti hyvin ohuita, mutta niitä voidaan asentaa myös päällekkäin. Hiilikuituvahvisteita käytettäessä on kuitenkin muistettava, että tuotteilla on korkea lujuus vain kuitujen suunnassa. Hiilikuituvahvisteiden suurin etu on niiden korkea vetolujuus ja jäykkyys suhteessa niiden painoon. (Tiehallinto 2017, 17.)

Kankaita käytettäessä on muistettava huomioida kosteuden ulospääsy rakenteesta, joka edellyttää korkeintaan 1/3 pinnan peittämistä. Hiilikuitu on herkkä mekaanisille vaurioille ja sitä voidaankin suojata laastikerroksella tai törmäyssuojalla. Hiilikuituvahvisteet on myös suojattava UV-säteilyltä, jos niihin kohdistuu suora auringonvalo. Palotilanteessa hiilikuituvahvistus tuottaa jonkin verran ongelmia, koska epoksiliima lasittuu 60 asteen lämpötilassa ja tällöin hiilikuitu irtaantuu. (Tiehallinto 2017, 17.)

5.7.2 Pilarin vahvistus teräksellä

Pilarien vahvistaminen teräksellä tapahtuu yleensä liimaamalla teräslevyjä pilarin sivuihin. Liimausmenetelmiä on kaksi: puristusliimaus ja injektointiliimaus. Vahvistusmateriaalina voidaan käyttää yleisiä kuumavalssattuja rakenneteräksiä,

joiden yleisimpinä lujuusluokkina on S235, S275 ja S355. Korkeammalla teräsluudella saavutetaan paras rakenteen murtolujuus, mutta usein mitoittavaksi tekijäksi tulee teräslevyn ankkurointi, tartunta ja betonipinnan tartuntavetolujuus. Tämän takia varsinkin, jos halutaan nimenomaan jäykistää rakennetta voi alhainen teräslujuus olla edullisempi vaihtoehto suuremman teräksen poikkileikkausalan takia. (Tiehallinto 2017, 15.)

Puristusliimauksessa käytetään tiksotrooppista, kaksikomponenttista epoksiliimaa, joka sisältää epoksia ja kovetinta. Liimaan lisätään usein täyteaineita parantamaan sen lämpötilamuodonmuutosominaisuuksia. Kuormat siirtyvät liiman välityksellä teräsosille, joten sillä tulee olla riittävä tartunta- ja leikkauslujuus. Liiman käytössä on huomioitava valmistajan ohjeet vahventamismateriaalin esikäsitteilyistä, kuten teräslevyn korroosionestokäsittelystä. Injektioliimauksessa käytetään samantyyppisiä injektioepokseja kuin betonirakenteiden halkeamien injektoinnissa. Ne ovat kaksikomponenttisia ja sisältävät puhdasta epoksia ja kovetinta. Injektointiepoksi suojaa teräksen pinnan korroosiovaurioilta sen tiiviynen takia. (Tiehallinto 2017, 16.)

6 ESIMERKKILASKELMA

6.1 Lähtötiedot

Tämän opinnäytetyön esimerkkilaskelma pilarimanttelin mitoituksesta tehdään kuvitteellisesta tilanteesta. Tarkasteltavana on suorakaiteen muotoinen teräsbetonipilari, joka mantteloidaan kaikilta neljältä sivultaan. Mantteloitava pilari kuuluu seuraamusluokkaan CC2 ja rasisusluokkaan XC4. Toteutusluokka on 2 ja toleranssiluokka 1.

Vanhan pilarin pääraudoituksen arvellaan olevan 4 kappaletta 16 millisiä tankoja pilarin nurkissa. Vahvistetulle pilarille kohdistuu keskeisesti 3000 kN:n normaali-voima. Jotta kuormat saadaan siirrettyä vahvistetulle rakenteelle, tulee kuormitus poistaa tunkkaamalla mantteloinnin ajaksi.

6.1.1 Alkuperäinen pilari

Poikkileikkaus:

Poikkileikkauksen leveys	$b = 300 \text{ mm}$
Poikkileikkauksen korkeus	$h = 300 \text{ mm}$
Pilarin pituus	$L = 4000 \text{ mm}$
Varmuuskerroin	$a_{cc} = 0,85$

Betoni:

Betoni lujuusluokka	C25/30
Materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_c = 1,5$
Betonin lieriölujuuden ominaisarvo	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Raudoitus:

Raudoitus	B500B
Materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_s = 1,15$
Teräksen lujuuden ominaisarvo	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Teräsmäärä	4T16 (804mm ²)

6.1.2 Mantteli

Poikkileikkaus:

Manttelin leveys	$b = 100 \text{ mm}$
Manttelin korkeus	$h = 100 \text{ mm}$
Manttelin pituus	$L = 4000 \text{ mm}$

Betoni:

Betoni lujuusluokka	C30/37
Materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_c = 1,5$
Betonin lieriölujuuden ominaisarvo	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Rauditus:

Rauditus	B500B
Materiaaliosavarmuusluku	$\gamma_s = 1,15$
Teräksen lujuuden ominaisarvo	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
Teräsmäärä	4T20 (1256mm ²) (arvattu teräsmäärä)

6.2 Poikkileikkauksen mitat

Mantteliosan tehollinen korkeus saadaan soveltamalla kaavaa 57 ja mantteliosan tehollinen leveys saadaan soveltamalla kaavaa 58.

$$\delta_{yht} = 0,6H - 0,6h = 0,6 * (300 + 100 + 100)\text{mm} - 0,6 * 300\text{mm} = 120\text{mm}$$

$$\delta_{yht} = 0,6B - 0,6b = 0,6 * (300 + 100 + 100)\text{mm} - 0,6 * 300\text{mm} = 120\text{mm}$$

Pilarin teholliset poikkileikkausmitat saadaan kaavoilla 59 ja 60.

$$H = h + \delta_{yht} = 300\text{mm} + 120\text{mm} = 420\text{mm}$$

$$B = b + \delta_{yht} = 300\text{mm} + 120\text{mm} = 420\text{mm}$$

Pääterästen keskiarvohalkaisija saadaan kaavalla 63.

$$\phi = \frac{f_{yk.p} n_p \phi_p + f_{yk.m} n_m \phi_m}{f_{yk.p} n_p + f_{yk.m} n_m} = \frac{500MPa * 4 * 16mm + 500MPa * 4 * 20mm}{500MPa * 4 + 500MPa * 4} = 18mm$$

Pääterästen painotettu keskiöetäisyys lasketaan puolestaan kaavalla 64.

$$d' = \frac{f_{yk.p} n_p \phi_p d_p + f_{yk.m} n_m \phi_m d_m}{f_{yk.p} n_p \phi_p + f_{yk.m} n_m \phi_m}$$

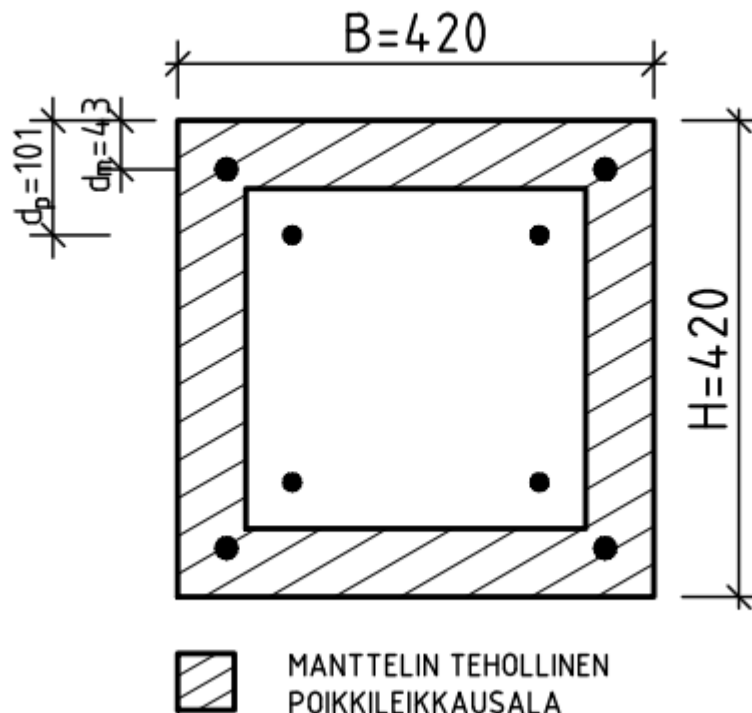
$$= \frac{500MPa * 4 * 16mm * 101mm + 500MPa * 4 * 20mm * 43mm}{500MPa * 4 * 16mm + 500MPa * 4 * 20mm} = 68,8mm$$

Pilarimanttelin tehollinen korkeus saadaan kaavalla 65, kun käytetään pilarimanttelin tehollisia mittoja.

$$d = H - d' = 420mm - 68,8mm = 351,2mm$$

Laskennallinen betonipeite saadaan kaavasta 66.

$$c = d' - \frac{\phi}{2} = 68,8mm - \frac{18mm}{2} = 59,8mm$$



6.3 Yhdistetyn rakenteen lujuusarvot

Pilarin ja manttelin poikkileikkauksien pinta-alalla painotettu keskiarvo betonin lujuus saadaan kaavalla 61. Tämän esimerkin terästen lujuudet ovat samat, joten niille ei tarvitse laskea pinta-alalla painotettua keskiarvo lujuutta. Betonin keskiarvolujuuden määrittämiseen tarvitaan vanhan pilarin ja manttelin pinta-alat A_p ja A_m .

$$A_p = bh = 300\text{mm} * 300\text{mm} = 90000\text{mm}^2$$

$$A_m = BH - bh = 420\text{mm} * 420\text{mm} - 300\text{mm} * 300\text{mm} = 86400\text{mm}^2$$

$$f_{ck} = \frac{f_{ck.p}A_p + f_{ck.m}A_m}{A_p + A_m} = \frac{25\text{MPa} * 90000\text{mm}^2 + 30\text{MPa} * 86400\text{mm}^2}{90000\text{mm}^2 + 86400\text{mm}^2} = 27,4\text{MPa}$$

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 5.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{27,4\text{MPa}}{1,5} = 15,6\text{MPa}$$

Teräksen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 7.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500\text{MPa}}{1,15} = 434,8\text{MPa}$$

6.4 Ratkaisu

Nurjahduspituus l_0 lasketaan kaavalla 16. Rakenteen tuentatavasta riippuva kerroin k_0 saadaan kuvan 3 mukaan taulukosta 14.

$$l_0 = k_0L = 0,77 * 4000\text{mm} = 3080\text{mm}$$

Pilarin hitausmomentti saadaan kaavalla 19, jäyhyysäde kaavalla 18 ja näiden avulla edelleen pilarin hoikkuus kaavalla 17.

$$I_c = \frac{BH^3}{12} = \frac{420\text{mm} * 420\text{mm}^3}{12} = 2593080000\text{mm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{2593080000\text{mm}^4}{420\text{mm} * 420\text{mm}}} = 121,2\text{mm}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{3080\text{mm}}{121,2\text{mm}} = 25,4$$

Eurokoodin mukaan lisämomenttia ei tarvitse ottaa huomioon, jos sen vaikutus on alle 10 % alkuperäisestä momentista. Momentin vaikutuksen suuruus voidaan arvioida likimääräisesti hoikkuuden raja-arvon perusteella, joka lasketaan kaavalla 20. Hoikkuuden raja-arvon laskennassa tarvitaan suhteellisen normaalivoiman arvoa, joka lasketaan kaavalla 21.

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{3000\text{kN}}{(420\text{mm} * 420\text{mm}) * 15,6\text{MPa}} = 1,09$$

$$\lambda_{lim} = 20ABC \frac{1}{\sqrt{n}} = 20 * 0,7 * 1,1 * 0,7 * \frac{1}{\sqrt{1,09}} = 10,3$$

Hoikkuusluku $\lambda = 25,4 >$ hoikkuuden raja-arvo $\lambda_{lim} = 10,3$, taipumasta johtuva lisämomentti pitää ottaa huomioon.

Kuorman epäkeskisyys lasketaan kaavalla 23.

$$e_0 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{0\text{kNm}}{3000\text{kN}} = 0\text{m}$$

Symmetrisesti raudoitetuissa puristetuissa poikkileikkauksissa kuorman vähimmäisepäkeskisyys on kuitenkin vähintään,

$$e_0 = \max \left\{ \frac{H}{30} = \frac{420\text{mm}}{30} = 14\text{mm}, 20\text{mm} \right.$$

Jäykistettyjen järjestelmien seinissä ja erillisissä pilareissa lisäepäkeskisyyys lasketaan yksinkertaisesti kaavalla 24.

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{3080\text{mm}}{400} = 7,7\text{mm}$$

Taipumasta aiheutuva epäkeskisyyys e_2 lasketaan kaavasta 25. Virumisen huomioiva kerroin K_φ saadaan kaavalla 28.

$$K_\varphi = 1 + \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \varphi_{ef} = 1 + \left(0,35 + \frac{27,4\text{MPa}}{200} - \frac{25,4}{150}\right) * 1,5 = 1,5 \geq 1 \text{ OK}$$

$$e_2 = K_r K_\varphi \frac{f_{yd}}{E_s} l_0^2 = 1,0 * 1,5 * \frac{434,8\text{MPa}}{200000\text{MPa}} * (3080\text{mm})^2 = 19,3\text{mm}$$

Mitoittava epäkeskisyyys on näiden kolmen edellä mainitun epäkeskisyyden summa kaavan 22 mukaan.

$$e_d = e_0 + e_i + e_2 = 20\text{mm} + 7,7\text{mm} + 19,3\text{mm} = 47\text{mm}$$

Mitoittava momentti määräytyy kaavan 30 perusteella.

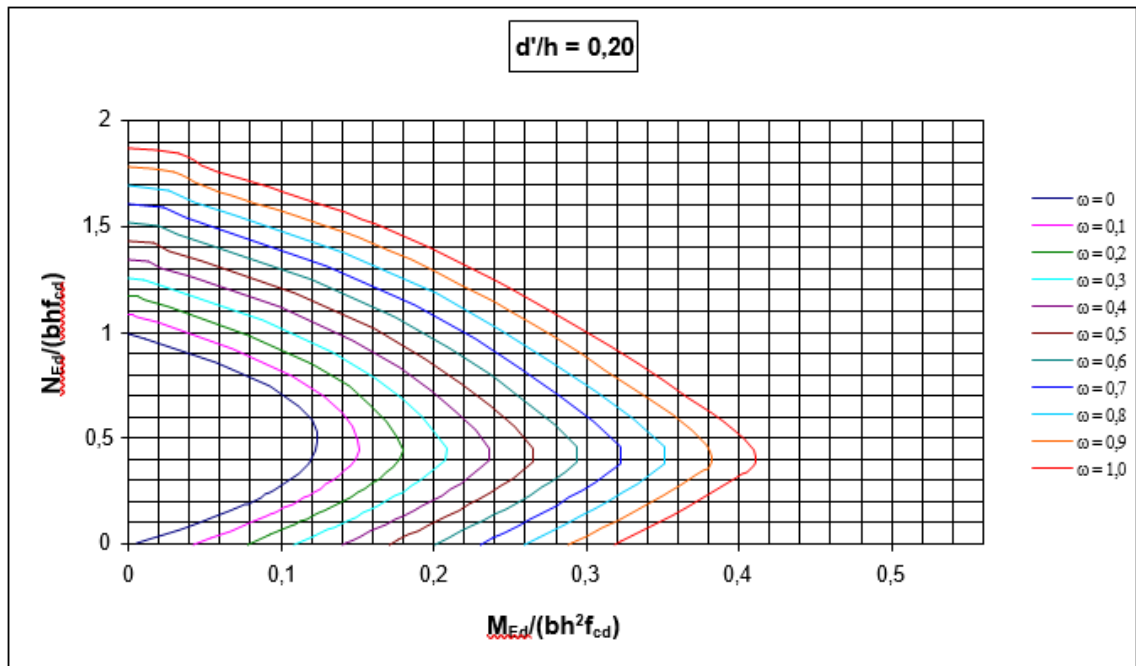
$$M_{Ed} = N_{Ed} * e_d = 3000\text{kN} * 47\text{mm} = 140,9\text{kNm}$$

Rauditus valitaan mekaanisen raudoitussuhteen perusteella yhteisvaikutusdiagrammista. Diagrammin pystyakselilla on suhteellinen normaalivoima n ja vaakakselilla suhteellinen momentti μ . Nämä saadaan määriteltyä kaavoilla 31 ja 32.

$$n = \frac{N_{Ed}}{BHf_{cd}} = \frac{3000\text{kN}}{420\text{mm} * 420\text{mm} * 15,6\text{MPa}} = 1,09$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{BH^2 f_{cd}} = \frac{140,9\text{kNm}}{420\text{mm} * (420\text{mm})^2 * 15,6\text{MPa}} = 0,122$$

Suhteellisen normaalivoiman ja suhteellisen momentin avulla katsotaan yhteisvaikutusdiagrammista mekaaninen raudoitussuhde ω . Diagrammi valitaan laske-
malla suhde $d'/H = 68,8 \text{ mm} / 420 \text{ mm} = 0,164$. Tämän perusteella valitaan yh-
teisvaikutusdiagrammiksi $d'/H = 0,20$.



Diagrammista luetaan mekaaninen raudoitussuhde $\omega = 0,44$. Tarvittava teräs-
määrä ratkaistaan mekaanisen raudoitussuhteen kaavasta 34.

$$A_s = \frac{\omega B H f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,44 * 420 \text{ mm} * 420 \text{ mm} * 15,6 \text{ MPa}}{434,8 \text{ MPa}} = 2776,7 \text{ mm}^2$$

Pilarimanttelin mitoituksessa tässä vaiheessa saadusta rauditusmäärästä tulee
vähentää vanhan pilarin pääterästen poikkileikkausala.

$$A_{s,\text{mantteli}} = A_s - 804 \text{ mm}^2 = 1972,7 \text{ mm}^2$$

Vaadittu teräsmäärä mantteliosalle on siis $1972,7 \text{ mm}^2$.

Valitaan raudoitukseksi 8 T20. $A_{s,\text{tot}} = 2512 \text{ mm}^2$.

Pilarin pääraudoituksen vähimmäisala saadaan kaavasta 37.

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,10 * 3000kN}{434,8MPa} = 690mm^2 \\ 0,002A_m = 0,002 * 86400mm^2 = 172,8mm^2 \end{array} \right.$$

Pilarin pääraudoituksen enimmäisala saadaan kaavasta 38.

$$A_{s,max} = 0,06A_m = 0,06 * 86400mm^2 = 5184mm^2$$

Hakaraudoituksen vähimmäishalkaisija $\varnothing_{t,min}$ määräytyy alarajan tai paksuimman päätangon halkaisijan \varnothing_L perusteella kaavalla 39.

$$\varnothing_{t,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ 0,25\varnothing_L = 0,25 * 20mm = 5mm \end{array} \right.$$

Hakaraudoituksen enimmäisjakoväli $S_{t,max}$ määräytyy ylärajan, ohuimman päätangon halkaisijan \varnothing_L ja pilarin pienimmän sivumitan perusteella kaavalla 40.

$$S_{t,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 15\varnothing_L = 15 * 20mm = 300mm \\ 400 \text{ mm} \\ \text{pilarin pienin sivumitta} = 420mm \end{array} \right.$$

Valitaan hakaraudoitukseksi UHT8 k300. Pilarin ylä- ja alapäähän 420 mm:n matkalle hakaraudoitus on $0,6 * 300 = 180$. Eli UHT8 k180.

POHDINTA

Opinnäytetyössä tutkittiin teräsbetonipilarin ja betonimanttelin suunnitteluun ja mitoitukseen vaikuttavia asioita ja erityishuomioita vaativia kohtia. Työ suoritettiin kirjallisuustutkimuksena perustuen standardeihin ja käsikirjoihin. Tavoitteena oli luoda Excel-pohjainen mitoitusohjelma neljältä sivulta mantteloidun suorakaidepilarin manttelin mitoitukseen.

Mantteloinnin suunnittelun ja oikeanlaisen toiminnan kannalta tärkeimpiä tekijöitä ovat vanhan pilarin betonipinnan esikäsittely hyvän yhteistoiminnan saavuttamiseksi, manttelin ohuen valun onnistuminen, manttelin kutistuman hallinta ja manttelin kuormittuminen suoraan eikä vain leikkauspinnan välityksellä. Teoriaosuutta laadittaessa ja lähdekirjallisuuteen tutustuesssa selvisi, että pilarimanttelin tarkassa mitoituksessa tulee huomioida useita laskennallisesti monimutkaisia asioita, ja monesti mitoitukseen liittyy monia epävarmuuksia.

Vanhan pilarin ja manttelin välisen yhteistoiminnan saavuttamiseksi pilarin betonipinta tulee esikäsitellä ja siihen tulee lisätä tartuntateräksiset. Työssä käsiteltiin erilaisia betonipinnan puhdistus- ja poistomenetelmiä. Yksinkertaisimmillaan betonipinnan esikäsittely tarkoittaa hienoaineen poistamista betonin pinnalta. Esikäsitteilyn valintaan vaikuttaa rajoitukset esimerkiksi vedenkäyttö mahdollisuuksista, menetelmän työläydestä ja hinnasta. Lähdeaineiston koekuormituksiin perustuen voitiin todeta hiekkapuhaltamalla saavutettavan suurin tartunta- ja leikkauslujuus, mutta näiden tutkimusten otanta on varsin pieni ja esikäsitteily tulee kin valita aina tapauskohtaisesti. Lähdeaineiston perusteella voidaan myös päätellä, että järeämmillä menetelmillä esimerkiksi piikkaamalla betoniin voi syntyä paljon mikrohalkeilua, joka jopa heikentää tartuntalujuutta.

Kuormat voivat siirtyä manttelille suoraan tai epäsuorasti leikkauspinnan välityksellä. Vahvistusrakenteesta saadaan paras hyöty, kun pyritään kuorman siirtymiseen suoraan manttelille, mutta todellisuudessa kuorma siirtyy osin suoraan ja osin epäsuorasti. Kuorman suoraa siirtymistä manttelille voidaan edesauttaa

tunkkaamalla kuormat vahvistamisen ajaksi ja käyttämällä vähän kutistuvaa betonilaatua. Betonin vähäinen kutistuma pienentää myös manttelin ja pilarin välisen rajapinnan leikkausjännitystä sekä pienentää betonin halkeiluriskiä.

Manttelin betonin kutistuma voi joissain tapauksissa aiheuttaa pilariin lisäkaarevuutta, mikä lisää pilarille tulevaa taivutusjännitystä. Tällaisia tilanteita on monesti hallimaisissa rakennuksissa, joissa pilari päästään mantteloimaan vaan kolmelta sivulta. Pitkillä ja hoidilla mantteloitavilla pilareilla ongelma on suurin ja manttelin kutistuma tulisi tällöin minimoida esimerkiksi suuremmalla raudoitusmäärällä. Neljältä sivulta mantteloitavilla pilareilla tällaista ongelmaa ei pääse syntymään, koska mantteli kutistuu tasaisesti kaikilta neljältä sivulta.

Pilarimanttelin valutyötä ja tiivistämistä vaikeuttaa tiheä raudoitus ja manttelin kapeus. Valu joudutaan tekemään yläpuolisten rakenteiden kautta tai alakautta painealuna. Valun helpottamiseksi voidaan käyttää itsetiivistyvää betonia, mutta sen käyttö voi aiheuttaa ongelmia esimerkiksi kutistuman hallinnassa ja betonin huokostuksessa, mikäli rasitusluokka sellaista vaatii. Kapean ja korkean tiheästi raudoitetun valun toteuttamisessa on monesti paljonkin haasteita, koska betonin tiivistymistä ja leviämistä koko muottiin on lähes mahdoton seurata.

Manttelin valu tehdään siis usein muottivaluna, joko yläpuolisten rakenteiden läpi tai alakautta painevaluna, mutta toinen hyvä vaihtoehto on käyttää ruisku-betonointia. Ruiskubetonoinnin potentiaalia manttelivaluissa ei ole täysin hyödynnetty, ja aihetta voisikin tutkia vielä laajemmin. Ruiskubetonoinnin monet hyödyt soveltuvat loistavasti manttelointiin, kuten luja tartunta, pieni vesimäärä betonissa, joka mahdollistaa suuren lujuuden ja pienen kutistuman, eikä manttelin raudoitus häiritse betonointia.

Manttelin betonin lujuusluokan suositellaan olevan suurempi kuin alkuperäisellä pilarilla, jolloin pilarin puristuessa manttelille välittyy yhä enemmän kuormia, kun rakenneosat kantavat jäykkyyksiensä suhteessa. Elementtirakentamisessa käytetään nykyään jo valmiiksi suuria betonin lujuusluokkia, jolloin niiden vahvistaminen voi aiheuttaa vaikeuksia, koska esimerkiksi mantteloinnissa tulisi silloin käyttää korkealujuusbetoneja. Voi kuitenkin olla, että vahvistamistarve vähentyy

tulevaisuudessa, koska rakennuksista suunnitellaan enemmän muuntojoustavia ja varaudutaan jo valmiiksi mahdolliseen lisärakentamiseen.

Työssä esiteltiin manttelin mitoitusta poikkileikkauskestävyyden näkökulmasta, jossa tarkasteltiin rajapinnan leikkausvoimakestävyyttä, manttelin muodostamaa sulkemisvaikutusta ja puristettujen terästen kantavuuden heikentymistä nurjahduksen seurauksena. Poikkileikkauksen kestävyys esitettiin venymäraja tilanteissa, joista voidaan muodostaa pilarin mitoituksessa käytettävä yhteisvaikutuskäyrä. Tämä tapa on kuitenkin monimutkainen eikä sen pohjalta lähdetty tässä työssä tekemään laskentaa.

Tiheä hakarautoitus muodostaa mantteloituun pilariin sulkemisvaikutusta, ja samalla ne estävät pääteräksiä nurjahtamasta suuren puristusjännityksen seurauksena. Sulkemisvaikutuksen hyöty on usein varsin pieni ja se riippuu paljon pilarin muodosta ja manttelin paksuudesta. Työssä todettiin sulkemisvaikutuksen olevan suurin täysin puristetuilla pilareilla, mutta pilarin taivutuksen kasvaessa sulkemisvaikutus heikkenee.

Tämän opinnäytetyön laskenta perustuu RIL:n kirjallisuudessa esitettyyn yksinkertaiseen tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmään. Menetelmässä manttelin mitoituksessa huomioidaan vain 60 % manttelin poikkipinta-alasta. Poikkipinta-alan vähennyksellä kompensoidaan esimerkiksi manttelin kutistumasta, virumasta, rajapinnan liitossiirtymästä ja kuorman siirtymisestä johtuvat häviöt. Rakenteen mitoitus tässä menetelmässä tehdään tavallisen pilarin mitoituksen mukaan, mutta pienennetyillä poikkileikkausmitoilla. Menetelmässä on kuitenkin huonojakin puolia, koska se ei huomioi raudoitusta ollenkaan, jolloin se ei sovellu taivutusmitoitukseen. Menetelmä sopii kuitenkin erinomaisesti esimerkiksi kantavuuden tarkastamiseen.

Työssä käsiteltiin vain suorakaiteen muotoisia pilareita, mutta esimerkiksi pyöreille pilareille voitaisiin yhtä hyvin käyttää tehollisen poikkileikkauksen laskentamenetelmää. Pyöreiden pilareiden mantteloinnista löytyy tutkimuksia paljon vähemmän kuin suorakaidepilareista. Pyöreät pilarit eroavat erityisesti taivutuksen

osalta suorakaidepilareista, koska pyöreiden pilareiden rauditus on epäedullisemmassa paikassa taivutukseen nähden kuin suorakaidepilareilla. Normaali-voimakestävyyteen pilarin muodolla ei ole niin suurta merkitystä, koska se riippuu pääasiassa poikkileikkausalasta.

Mantteloinnille on olemassa erilaisia menetelmiä, joista pilarin kapasiteettia kasvatettaessa kaikista paras keino on pilarin manttelointi sen kaikilta sivuilta.

Manttelointi onnistuu myös vain pilarin kolmelta, kahdelta tai jopa yhdeltä sivulta. Pilaria voidaan myös vahvistaa hiilikuidulla tai teräksellä liimaamalla niitä teräsbetonipilarin pintaan. Hiilikuitu vahvistamisessa on pilarien osalta varsinkin monesti ongelmia, koska hiilikuitu hajoaa törmäyksessä helposti ja kiinnittämiin käytettävä liima ei kestä suuria lämpötiloja, jolloin ne täytyy palosuojata erikseen.

Pilarimanttelin laskentamenetelmät ovat monimutkaisia ja niitä on vaikea kehittää tarkoiksi, koska manttelointi tapauksia on pilarin muodon ja manttelointi tapojen takia lukematon määrä. Mitoitukseen liittyy myös paljon epävarmuuksia esimerkiksi tiedon puutteesta vahvennettavan pilarin raudoituksesta ja käytetystä betonin lujuudesta.

LÄHTEET

Betonirakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan: Pilarit. Luettu 6.4.2022
<https://www.elementtisuunnittelu.fi/runkorakenteet/pilarit>

BY201. Betonitekniiikan oppikirja. 2018. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry.

BY211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. 2013. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry.

BY211. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. 2014. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry.

BY41. Betonirakenteiden korjausohjeet. 2016. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry.

BY71/RIL 149-2019. 2019. Betonirakenteiden työmaatoteutus. Helsinki. Suomen Betoniyhdistys ry. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Campione, G. Fossetti, M. Giacchino, C. Minafo, G. 2014. RC columns externally strengthened with RC jackets. *Material and Structures*. Vol. 47. pp. 1715-1728.

ITB. Itsetiivistyvä betoni. 2004. Helsinki. Betonikeskus ry.

Julio, E. S. Branco, F. A. B. Silva, V. D. 2003. Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing. *Progress in Structural Engineering and Materials*. Vol. 5. pp. 29-37.

Minafo, G. 2015. A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets. *Engineering Structures*. Vol. 85. pp. 162-169.

Niemi, J. n.d. Teräsbetonirakenteiden mitoitus eurokoodin mukaan, opetusmateriaali.

Rautiainen, S. 2020. Teräsbetonipilarin vahvistaminen betonimanttelilla. Rakennetun ympäristön tiedekunta. Tampereen yliopisto. Diplomityö.

RIL 174-4. 1988. Korjausrakentaminen 4 Runkorakenteet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

RIL 201-1-2017. 2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. 2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-7 + A1 + AC. 2014. Eurokoodi 1. Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. 2014. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1: Yleiset säännöt. Helsinki. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Sto Finexter Oy. 2014. Kantavien rakenteiden vahventaminen StoFRP järjestelmien avulla. Luettu 10.2.2022. https://stoprod.e-spirit.cloud/cepcom/fi/documents/Esitteet/Kantavien_rakenteiden_vahventaminen_StoFRP.pdf

Tiehallinto. 2007. Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet. Luettu 10.2.2022. https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet_liimaus.pdf