

KARELIA-AMMATTIKORKEAKOLU  
Rakennustekniikan koulutus

Telma Kaalimaa

VANHAN PALKKIRAKENTEN MANTTELOINTI

Opinnäytetyö  
Toukokuu 2021

 <b>Karelia</b> AMMATTIKORKEAKOULU	<b>OPINNÄYTETYÖ</b> <b>Toukokuu 2021</b> <b>Rakennustekniikan koulutus</b>  Tikkarinne 9 80200 JOENSUU +358 13 260 600
Tekijä(t) Telma Kaalimaa	
Nimeke Vanhan palkkirakenteen manttelointi  Toimeksiantaja Nodetec Oy	
Tiivistelmä  <p>Opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia yhtä korjausrakentamisessa käytettävää vahvistusmenetelmää ja sen yhteistoimintaa vanhan palkkirakenteen kanssa. Opinnäytetyössä käydään läpi erilaiset vaihtoehdot palkin vahvistamiseen, mutta työn pääpaino sekä laskentaosio koskee manttelointia.</p> <p>Opinnäytetyö toteutettiin pääsääntöisesti kirjallisuuden avulla. Tietoa kerättiin myös toimeksiantajan aiemmista projekteista sekä olemassa olevista laskentapohjista.</p> <p>Opinnäytetyön lopputuloksena syntyi valmis laskentapohja palkin vahvistamiseen manttelointimenetelmällä. Myös ohje laskentapohjan käyttöön luotiin, jotta toimeksiantaja voi hyödyntää laskentapohjaa tulevilla projekteillaan.</p> <p>Jatkotutkimuksena voitaisiin ottaa tarkemmin huomioon uuden betonin kutistuma ja viiruma laskelmissa. Vaikka opinnäytetyö käsittelee kummatkin asiat teoreettisesti, olisi ne hyvä todentaa myös laskelmin. Toinen jatkotutkimusidea voisi olla tapitusten tarpeellisuuden selvittäminen.</p>	
Kieli suomi	Sivuja 68 Liitteet 10 Liitesivumäärä 10
Asiasanat Korjausrakentaminen, manttelointi, vahventaminen, palkki	



**THESIS**  
**May 2021**  
**Degree Programme in Construction Engineering**

Tikkarinne 9  
80200 JOENSUU  
FINLAND  
+ 358 13 260 600

Author (s)  
Telma Kaalimaa

Title  
Concrete Jacketing of an Old Beam Structure

Commissioned by  
Nodetec Oy

**Abstract**

The aim of this thesis was to study a method used in renovation construction and its functioning with the old beam structure. The thesis examines various alternatives that can be used to strengthen the beam structure, but the main emphasis of the work and the calculation section concerns concrete jacketing.

The thesis is mainly based on literature. Information was also collected by client's previous projects and existing calculation modes.

The result of the thesis was a completed calculation model for strengthening the beam with concrete jacketing. Instructions for using calculation modes was also created so the client can utilize the calculation mode in their future projects.

As a further study, the shrinkage and creep of the new concrete could be taken into account in more detail in the calculations. Although the thesis deals with both issues theoretically, it would be good to verify them by calculations as well. Another idea for further research could be to determine the need for pegging.

Language  
Finnish

Pages 68  
Appendices 10  
Pages of Appendices 10

**Keywords**

Reconstruction, Concrete jacketing, reinforce, beam

# Sisältö

Merkinnot	6
Lyhenteet ja käsitteet	9
1 Johdanto	11
2 Korjausrakentaminen	11
2.1 Korjaushankkeen kulku	12
2.2 Rakennneosien vahvistaminen	13
2.3 Palkkirakenteiden eri vahvistusmenetelmät	14
2.3.1 Liimausmenetelmät hiilikuitu- ja teräslevyvahvistus	15
2.3.2 Palkin liittovalu	17
2.3.3 Vetotanko	17
2.3.4 Jälkijännittäminen	18
3 Palkkimanttelit	19
3.1 Betonointi	20
3.2 Raudoitus	22
3.3 Uuden manttelin ja vanhan palkkirakenteen yhteistoiminta	23
4 Esimerkkikohde	24
5 Nykyisten rakenteiden suunnitteluperusteet	25
6 Betonipalkin mitoitus EC2 mukaisesti	27
6.1 Betonin materiaaliominaisuudet	27
6.2 Teräksen materiaaliominaisuudet	30
6.3 Raudoitusmäärän mitoittaminen	30
6.4 Murtorajatila	31
6.4.1 Taivutusmitoitus	32
6.4.2 Leikkausmitoitus	36
6.4.3 Ankkurointimitoitus	38
6.5 Käyttörajatila	42
6.6 Kutistuma ja viruma	43
6.6.1 Kutistuma	44
6.6.2 Viruma	46
6.7 Eri-ikäisten betonien rajapinnat	48
7 Palkkimanttelin mitoittaminen	50
7.1 Vanhan palkin tarkastelu	51
7.1.1 Poikkileikkauksen mitat	51
7.1.2 Raudoitus	52
7.1.3 MRT- mitoitukset	54
7.2 Kuormien jakautuminen uuden ja vanhan rakenneosan välille	55
7.3 Vanhan ja uuden rakenteen yhteistoiminta	55
7.4 Manttelin mitoittaminen	57
8 Laskentapohjan käyttö	59
9 Tulokset	63
10 Ohjeistus työmaalle	64
11 Pohdinta	65
Lähteet	67

## Liitteet

Liite 1	Olemassa olevan rakenteen lähtötiedot 1
Liite 2	Olemassa olevan rakenteen lähtötiedot 2
Liite 3	Olemassa olevan rakenteen taivutus
Liite 4	Olemassa olevan rakenteen leikkaus
Liite 5	Olemassa olevan rakenteen ankkurointi
Liite 6	Yhteistoiminnan lähtötiedot 1
Liite 7	Yhteistoiminnan lähtötiedot 2
Liite 8	Uuden rakenteen taivutus
Liite 9	Uuden rakenteen leikkaus
Liite 10	Uuden rakenteen ankkurointi

## Merkinnät

$A_{\phi}$	[mm <sup>2</sup> ]	Hakojen pinta-ala
$A_c$	[mm <sup>2</sup> ]	Betonin poikkileikkausala
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	Raudoituksen poikkileikkausala
$A_{sb}$	[mm <sup>2</sup> ]	Tasapainorausoitus
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	Leikkausraudoituksen poikkileikkausala
$E_{cm}$	[MPa]	Betonin kimmokerroin
$E_s$	[MPa]	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
$F_{Ed}$	[kN]	Raudoitukseen kohdistuva voima
$L_b$	[mm]	Ankkuroinnin toteutuva pituus
$L_{b,rqd}$	[mm]	Ankkurointipituuden perusarvo
$L_{bd}$	[mm]	Ankkurointipituuden mitoitusarvo
$L_{palkki}$	[mm]	Palkin leveys
$L_T$	[mm]	Tukileveys
$M_{Ed}$	[kNm]	Taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{Rd}$	[kNm]	Murtorajatilán mukainen taivutuskestävyys
$V_{Ed}$	[kNm]	Leikkausvoiman mitoitusarvo
$V_{Edi}$	[kNm]	Rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys
$V_{Rd}$	[kN]	Leikkauskestävyys
$V_{Rdi}$	[kN]	Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo
$a$	[mm]	Raudoituksen keskiöetäisyys
$b_{palkki}$	[mm]	Olemassa olevan palkin leveys
$b_{uusi}$	[mm]	Vanhan ja uuden palkin kokonaiskorkeus
$b_1 \dots b_2$	[mm]	Uuden betonipalkin leveys
$c$	[mm]	Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin
$c_{nom}$	[mm]	Betonipeitteen paksuus
$c_{uusi}$	[mm]	Vanhan ja uuden palkin betonipeitteen paksuus
$d_{palkki}$	[mm]	Olemassa olevan palkin tehollinen korkeus
$d_{uusi}$	[mm]	Vanhan ja uuden palkin tehollinen korkeus
$f_{bd}$	[mm]	Tartuntalujuuden mitoitusarvo
$f_{cd}$	[MPa]	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$f_{ck}$	[MPa]	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{cka}$	[MPa]	Keskiarvo betonin lieriölujuuden ominaisarvosta
$f_{cm}$	[MPa]	Betonin lieriölujuuden keskiarvo
$f_{ctd}$	[MPa]	Betonin vetolujuuden laskenta-arvo
$f_{ctk.0.05}$	[MPa]	Betonin vetolujuuden ominaisarvo 5 %:n fraktiili
$f_{ctm}$	[MPa]	Betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{yd}$	[MPa]	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	[MPa]	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{yka}$	[MPa]	Keskiarvo teräksen myötölujuuden ominaisarvosta
$h_{palkki}$	[mm]	Olemassa olevan palkin korkeus
$h_{uusi}$	[mm]	Vanhan ja uuden palkin kokonaiskorkeus
$h_1 \dots h_2$	[mm]	Uuden betonipalkin korkeus ylä- ja alaosa
$n$	[kpl]	Lukumäärä
$s$	[mm]	Hakaväli
$t$	[vrk]	Betonin ikä
$z$	[mm]	Sisäinen momenttivarsi
$\alpha$	[ ° ]	Kulma; suhde
$\alpha_1 \dots \alpha_5$	[ - ]	Ankkurointipituuden pienennyskerroin
$\alpha_{cc}$	[ - ]	Betonin puristuslujuuskerroin
$\alpha_{ct}$	[ - ]	Betonin vetolujuuskerroin
$\alpha_{cw}$	[ - ]	Poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutuksen kerroin
$\beta$	[ - ]	Puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus
$\beta_{bd}$ ja $\mu_{bd}$	[mm]	Tasapainoraidoitusrajat
$\gamma_c$	[ - ]	Betonin materiaaliosavarmuuskerroin
$\gamma_s$	[ - ]	Raidoituksen materiaaliosavarmuuskerroin
$\epsilon_{cu}$	[ - ]	Betonin murtopuristuma
$\epsilon_{yk}$	[ - ]	Raidoituksen venymä
$\theta$	[ ° ]	Puristussauvan kaltevuus
$\lambda$	[ - ]	Hoikkuusluku
$\eta$	[ - ]	Tehollisen lujuuden kerroin
$\mu$	[ - ]	Suhteellinen momentti,
$\rho_w$	[ - ]	Leikkausraidoitussuhde

$\nu$	[ - ]	Betonin lujuuden pienennyskerroin
$\omega$	[mm]	Mekaaninen raudoitussuhde
$\sigma_{sd}$	[MPa]	Tangossa vaikuttava normaalijännitys
$\phi_a$	[mm]	Pääteräksen halkaisijoiden keskiarvo
$\phi_{haka}$	[mm]	Haan halkaisija
$\phi_{pääteräs}$	[mm]	Pääteräksen halkaisija



## Lyhenteet ja käsitteet

EC	Eurokoodi
Eurokoodi	Euroopan standardisoimisjärjestön CENin Eurocode-standardit (Leskelä 2008, 19).
Korjausrakentaminen	Yksi rakentamisen muoto, jossa olemassa olevaa rakennusta muutetaan tai parannetaan. Korjausrakentamisessa pyritään vaikuttamaan rakenteen käyttöikään, tekemään rakennuksesta/tilasta entistä parempi säilyttäen kuitenkin rakennuksen kulttuuriarvon. (Niskala 1988, 80.)
KRT	Käyttörajatila
Kuntoarvio	Rakenteen kunnon arvio tehdään seurannan perusteella. Arviota tehdessä ei rikota rakenteita vaan mahdolliset vauriot tulee nähdä silmämääräisesti. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 553.)
Kuntotutkimus	Rakenteen kuntoa kartoittava tutkimus, joka voidaan suorittaa esimerkiksi tekemällä rakenneavauksia. Kuntotutkimuksesta tulee tehdä raportti rakenteen kunnosta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 553–554.)
Leikkeisyys	Rauditusmitoituksessa oleva käsite, jolla saadaan selville kuinka monta hakatankoja poikkileikkauksessa on. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 56.)
Manttelointi	Betonirakenteen yksi vahvistamismenetelmä, jossa vanhan rakenteen päälle valetaan uusi raudoitettu betoni. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79.)
MRT	Murtorajatila
Tilaaja	Luonnollinen henkilö, jonka vaikutuksesta rakennushanke on lähtenyt liikkeelle. Arkikielessä tilaajaksi voidaan kutsua joko rakennushankkeen aloittajaa tai rakennuttajakonsulttia. (Sanastokeskus TSK ry 2021.)

Uusi rakenne	Rakenne, joka tulee olemaan joko vanhan rakenteen lisänä tai korvaamassa olemassa olevan rakenteen. (Arike 2017, 2).
Vanha rakenne	Tällä hetkellä olemassa oleva rakenne (Arike 2017, 2).
Yhteistoiminta	Vanhan ja uuden rakenteen välinen tartunta (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79).

## 1 Johdanto

Yhä suurempi osa Suomessa asuvista asuu pääkaupunkiseudulla töiden, palveluiden, perheiden tai jonkin muun syyn seurauksena. Tästä syystä rakentaminen siellä jatkuu elinvoimaisena. Uusia rakennuksia rakennetaan ja vanhoja korjataan niin, että ne vastaavat joko alkuperäistä tai uutta käyttötarkoitusta ja ovat turvalisia vielä useiden vuosikymmenten ajan. Korjausrakentamisessa tulee ottaa huomioon se, että vanhat rakennukset ovat rakennettu vanhojen sääntöjen ja ohjeiden perusteella, mitkä eivät välttämättä vastaa nykypäivää. Käyttötarkoituksen muuttamisen seurauksena alkuperäinen rakenne ei välttämättä kestä kyseisiä lisärasituksia.

Useat korjausrakentamista vaativat kohteet ovat betonirakenteisia. Siksi opinnäytetyössä käydään läpi betonipalkkien eri vahvistusmenetelmiä, mutta keskitytään erityisesti manttelointiin sekä sen vaikutukseen vanhan palkkirakenteen kanssa. Opinnäytetyön tavoitteena on toimeksiantajan toiveesta luoda työkaluja vanhojen rakenteiden arviointiin ja korjaamiseen tulevilla korjausrakennuskohteissa.

Opinnäytetyön toimeksiantajana toimii Nodetec Oy. Yrityksen palveluihin kuuluu rakennesuunnittelua niin korjausrakentamisen, kuin uudisrakentamisen puolella. Rakennesuunnittelu toteutetaan usein tietomallipohjaisesti. Yrityksellä on käytössään myös inventointimalleja sekä FEM-analyysseja ja -laskentamalleja. Lisäksi yritys tarjoaa erilaisia asiantuntijapalveluita, kuten rakenneteknisiä selvityksiä ja valvontaa. (Nodetec 2020.)

## 2 Korjausrakentaminen

Korjausrakentaminen on vaihtoehto purkamiselle, käyttämättömyydelle, rappeutumiselle ja uudisrakentamiselle. Korjausrakentamisen peruslähtökohdana on aina, että on olemassa rakennus, sen tila, osa tai sen ympäristö, jonka turvallisuutta, terveellisuutta, esteettisyyttä, käytettävyyttä tai taloudellisuutta halutaan muuttaa, korjata tai parantaa. (RIL 174-4-1988, 30.)

Korjausrakentaminen ei aina ole helpoin vaihtoehto rakentamiselle, mutta se voi olla taloudellisesti kannattavinta. Museoviraston mukaan osa rakennuksista on suojeltuja kohteita. Tämä tarkoittaa sitä, että rakennuksia voidaan korjata, mutta niitä ei voida purkaa kokonaan. Rakennusten suojelumääräykset vaihtelevat kohdekohtaisesti. (Museovirasto 2021.)

## **2.1 Korjaushankkeen kulku**

Korjaushanketta harkitaan, kun betonirakenteessa havaitaan vaurioita tai rakennuksen käyttötarkoitusta halutaan muuttaa (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11). Tässä luvussa käsitellään korjaushankkeen kulkua, joka näkyy myös kuvassa 1.

Tilaaaja seuraa rakennuksen sekä rakenteiden kuntoa esimerkiksi kuntoarvioiden avulla. Kuntoarvioista saadut tiedot kirjataan muistiin, jotta tuloksia voidaan verrata aiempiin arvioihin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11.)

Kuntotutkimuksessa selvitetään vaurioiden laajuudet, syyt ja etenemiset sekä valitaan paras korjausperiaate kyseiseen kohteeseen. Kuntotutkimusta hyödynnetään hankesuunnittelun laatimisessa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 11–12.) Korjausperiaatteen suunnittelussa suunnittelijan ja tilaajan tulee ottaa huomioon niin tekniset, taloudelliset ja arvostetut seikat kuin yhteiskunnallisetkin asiat. Näitä ovat esimerkiksi rakenteiden korjaustarve, työn toteutettavuus ja korjaustyöstä aiheutuvat kustannukset. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 15.)

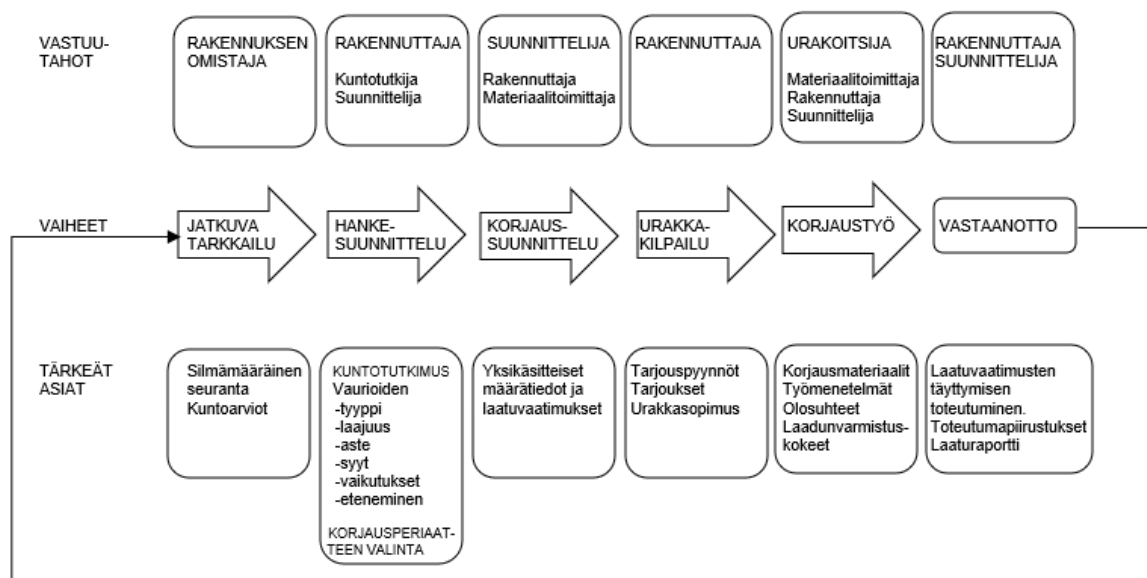
Korjaussuunnitteluvaiheessa suunnittelijan tehtävänä on laatia asiakirjat, piirustukset sekä selvittää materiaalien laatuvaatimukset ja määrätiedot. Tämän jälkeen korjaussuunnitteluehdotus siirtyy rakennuttajan/tilaajan hyväksyttäväksi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)

Rakennuttaja suorittaa urakkakilpailun, jotta työhön saadaan laadukas sekä ammattitaitoinen urakoitsija. Urakkakilpailun yhteydessä päätetään urakkamuoto, käsitellään tarjouspyynnöt ja tehdään urakkasopimus. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)

Korjaustyövaiheessa urakoitsija perehtyy sopimukseen ja asiakirjoihin sekä toteuttaa työn niiden mukaisesti. Urakoitsijan tulee olla tietoinen korjausmenetelmästä, työtavoista sekä varmistaa riittävät laadunvarmistukset ja työturvallisuudet kaikille osapuolille. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)

Vastaanottovaiheessa suoritetaan tekninen lopputarkastus. Lopputarkastuksessa tarkastetaan työn laatu, toteutumapiirustukset sekä laaturaportti. Tämän lisäksi rakennuttajan tulee huolehtia siitä, että jälki- ja takuutarkastukset suoritetaan ajallaan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)

Korjaushankkeen viimeinen vaihe on säännöllinen seuranta. Seuranta on hyvä suorittaa säännöllisesti esimerkiksi tekemällä kohteeseen kuntoarvioita. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)



Kuva 1. Korjaushankkeen kulku. (mukaillen Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 12.)

## 2.2 Rakenneosien vahvistaminen

Rakenneosia tulee vahvistaa, jotta rakennus on turvallinen ja vastaa nykypäivän normeja. Rakenneosien vahvistamisessa on tärkeää selvittää rakenteen kantokyky alkuperäisillä rakenteilla ja kuormilla, jotta päästään arvioimaan rakenteen kestävyyttä kuormituksen kasvaessa. (Arike 2017, 89.)

Vahventamisen tarkoituksena on joko lisätä rakenneosan kantavuutta tai saada rakennusosan kantavuus alkuperäiseen suunniteltuun kantokykyyn (Savolainen 2018, 445). Kantavuuden lisäksi rakenteiden vahvistamista arvioidaan rakenteen kunnon perusteella, mikä tarkoittaa taipuma-, halkeilu- ja muodonmuutostarkasteluja. Tämän lisäksi tulisi tarkastaa, ettei rakenteen käyttöaste ylity. (Airaksinen 2019, 12.)

Yleensä vahvistustarve johtuu siitä, että vaaka- tai pystyrakenteiden kestävyys ei ole riittävä. Vahventaminen voi myös ehkäistä rakenteen liiallista halkeilua ja taipumaa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79.) Rakenteen vaurioitumisen syynä voivat olla esimerkiksi lisääntynyt kuormitus, rakenteessa ja/tai materiaalissa oleva vaurio, rakennuksen käyttötarkoituksen muuttuminen sekä mahdolliset aikaisemmat virheet, jotka ovat sattuneet joko rakentamis- tai suunnitteluvaiheessa. (Vilonen 2018, 467.)

### **2.3 Palkkirakenteiden eri vahvistusmenetelmät**

Tässä työssä tarkastellaan pääasiassa palkin vahvistamista mantteloimalla, mikä tarkoittaa poikkileikkauksen kasvattamista uudella ja laadukkaammalla teräsbetonilla. Vahvistus voidaan suorittaa myös muilla vaihtoehdoilla. Vahvistusmenetelmän valinnassa kannattaa kiinnittää huomiota varattuun budjettiin, kohteen uuteen käyttötarkoitukseen sekä korjausvaiheen suunniteltuun aikatauluun. Tärkeimpinä kriteereinä ovat kuitenkin olemassa olevat laatuvaatimukset sekä vahvistusta tarvitsevan rakenteen sijainti ja alueen suuruus. (RIL 174-4-1988, 105–106.) Vahvistusmenetelmää suunniteltaessa vanhan ja uuden rakenteen yhteistoiminnan lisäksi on tärkeää miettiä, kuinka kuormat jakautuvat betonien välillä (RIL 174-4-1988, 80).

Erilaisia vahvistusvaihtoehtoja on useita, sillä kaikki vaihtoehdot eivät sovellu kaikenlaiseen vahvistamiseen. Tämän seurauksena vahvistusvaihtoehdon valinta ei ole helppoa, jos vahvistusta tarvitseva rakenneosa on piilossa esimerkiksi välipohjan sisällä. Jos rakennetta ei voi nähdä kokonaan ennen korjausvaiheen suunnittelua, voi työvaiheessa tulla yllätyksenä korjausta vaativan rakenneosan

laajuus. (RIL 174-4-1988, 106.) Joskus on myös mahdollista, että palkit eivät vastaa rakennuspiirustuksissa olevia rakenteita tai ylemmistä kerroksista tuleva kuorma on ajateltua suurempi kyseisille palkeille uusien aukotusten seurauksena.

Palkkirakenteiden yleisimpiä vahvistusvaihtoehtoja mantteloinnin lisäksi ovat liimausvahventaminen hiilikuitujen ja teräslevyjen avulla, jälkijännittäminen sekä lisärakenteet. (Airaksinen 2019, 13.) Seuraavissa alaluvuissa käsitellään erilaisia vahvistusmenetelmiä.

### **2.3.1 Liimausmenetelmät hiilikuitu- ja teräslevyvahvistus**

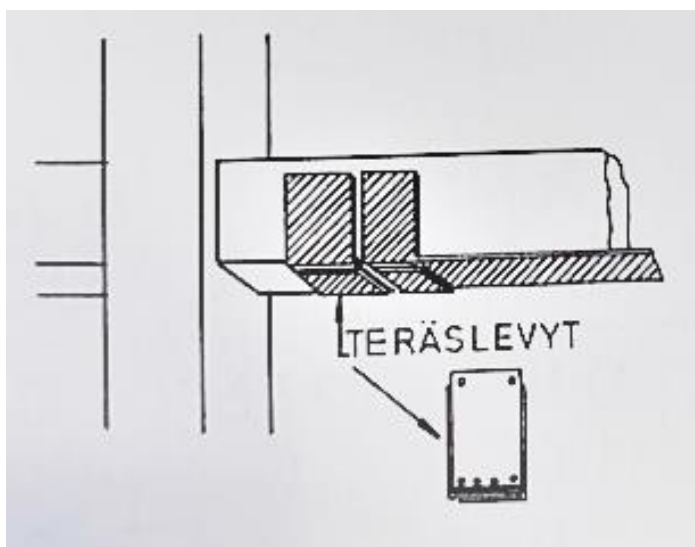
Yksi vaihtoehto rakenteen vahvistamiseen on tehdä joko hiilikuitu- tai teräslevy- vahvistus liimausmenetelmän avulla. Liimaustapa riippuu siitä, millaista materiaalia vahventamisessa käytetään. Erilaisia liimaustapoja on kolme, jotka käsitellään seuraavassa kappaleessa.

Ensimmäinen vaihtoehto on puristusliimaus, jossa hyödynnetään teräslevyjä sekä nauhamaisia komposiittituotteita. Puristusliimauksen ideana on, että kumpikin rakenneosaa on liimattu ja puristettu yhteen. Toisena vaihtoehtona käytetään injektio-liimausta. Tässä teräslevyä ei puristeta kiinni betoniin, vaan se tuetaan tietyn etäisyyden päähän, jonka jälkeen materiaalien välille muodostunut kolo ummistetaan injektioimalla. Viimeinen liimausmenetelmä on laminointiliimaus, jota käytetään komposiittituotteissa. (Tiehallinto 2007, 10.)

Liimausvahventamisessa täytyy varmistaa, ettei betonin tartuntavetolujuus ole liian vähäinen, rakennesuunnitelmissa ja toteutetussa rakenteessa ei ole eroavaisuuksia, eikä olemassa olevaan raudoitukseen ole päässyt muodostumaan korroosiota, joka voisi aiheuttaa pahoja vaurioita. Muita tärkeitä seikkoja liimausvahventamismenetelmiä käyttäessä on mm. huolehtia siitä, että mitoitus on suunniteltu huolellisesti, liimaus suoritetaan oikeissa olosuhteissa, pinnat esikäsitellään huolellisesti ja liimaustyöt tehdään oikeaoppisesti alusta loppuun. (Tiehallinto 2007, 11–12.)

Hiilikuituvahvistuksen etuihin kuuluvat sen helppo sekä nopea kiinnittäminen rakenteeseen. Kevyt komposiitti takaa helpon työskentelyn myös ahtaimmissakin paikoissa. Kestävyytensä puolesta hiilikuidun vahvuuksia on loistava vetolujuus ja ruostumattomuus. (Sto Finexter Oy 2020a.) Palkin hiilikuituvahventamisessa taivutuskestävyyttä saadaan parannettua liimaamalla komposiittimateriaali vetojännityksessä olevaan rakenneosaan. Käytettäviä komposiittimateriaaleja ovat hiilikuitunauha, -tanko tai näiden yhdistelmä. (Sto Finexter Oy 2020b.)

Teräslevyvahventamisessa käytetään kuumavalssattuja rakenneteräksiä, joiden lujuusluokka on S235-S355. Ruostumatonta terästä ei suositella, koska sen tartuntalujuus on normaalia terästä heikompi. Mitä korkeampi lujuusluokka on, sitä parempi murtokestävyyskin on. Tämä vaatii kuitenkin sen, että teräksellä on hyvä tartunta ja ankkurointi betoniin. Myös olemassa olevalla betonilla tulee olla hyvä tartuntavetolujuus, jotta se toimii teräksen kanssa. Lopuksi teräslevyt tulee suojata korroosiota vastaan, joko kuumasinkittämällä tai maalamalla teräksen pinta. Kyseisessä vahventamismenetelmässä tulee tehdä esitöitä ennen liimauksen aloittamista. Teräslevyissä olevat ruosteet, hilseet, pölyt ja muut liat tulee puhdistaa, jonka jälkeen tehdään korroosionsuojaus. (Tiehallinto 2007, 15–16.) Alla olevassa kuvassa 2 näkyvissä teräslevyvahvistuksen periaatekuva, jossa palkin sivuille sekä alapintaan on lisätty teräslevyjä vahvistamaan palkkia (RIL 174-4-1988,113).



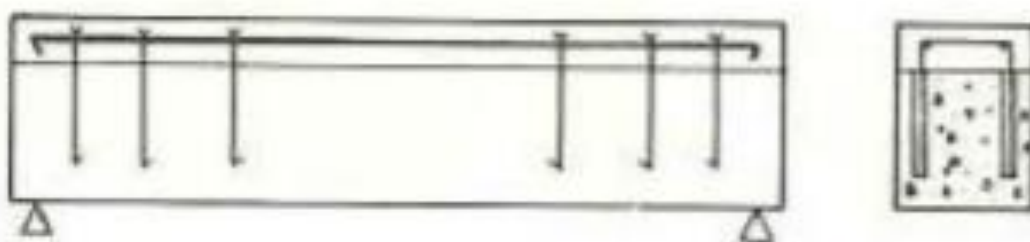
Kuva 2. Teräslevyvahvistuksen periaatekuva. (RIL 174-4-1988, 113.)



### 2.3.2 Palkin liittovalu

Palkin liittovaluvahvistus toimii kuten laattarakenteessa. Laattarakenteen päälle valetaan laatan taivutus- ja leikkauskestävyyttä kasvattava liittovalu. Liittovalua tehdessä tulee kuitenkin huomioida, että liittovalu kasvattaa rakenteen massaa ja rasituksia. Kyseisessä vahvistusmenetelmässä myös kutistuma aiheuttaa lisärasituksia. (Arike 2017, 89.) Olemassa olevan ja uuden laatan väliin aiheutuu leikkausjännitystä, jolloin rajapinnan tulee pystyä siirtämään siihen kohdistuva voima joko karhennuksen, vaarujen ja/tai tapitusten avulla. (Arike 2017, 91).

Liittovalun hyötyjä palkkien vahventamisessa on kuitenkin se, että betonipintojen välille syntyvä kitka voi riittää palkin keskialueella, sillä suurin leikkausvoima osuu palkkien päihin (Arike 2017, 98). Alla palkin liittovalun periaatekuva (kuva 3).

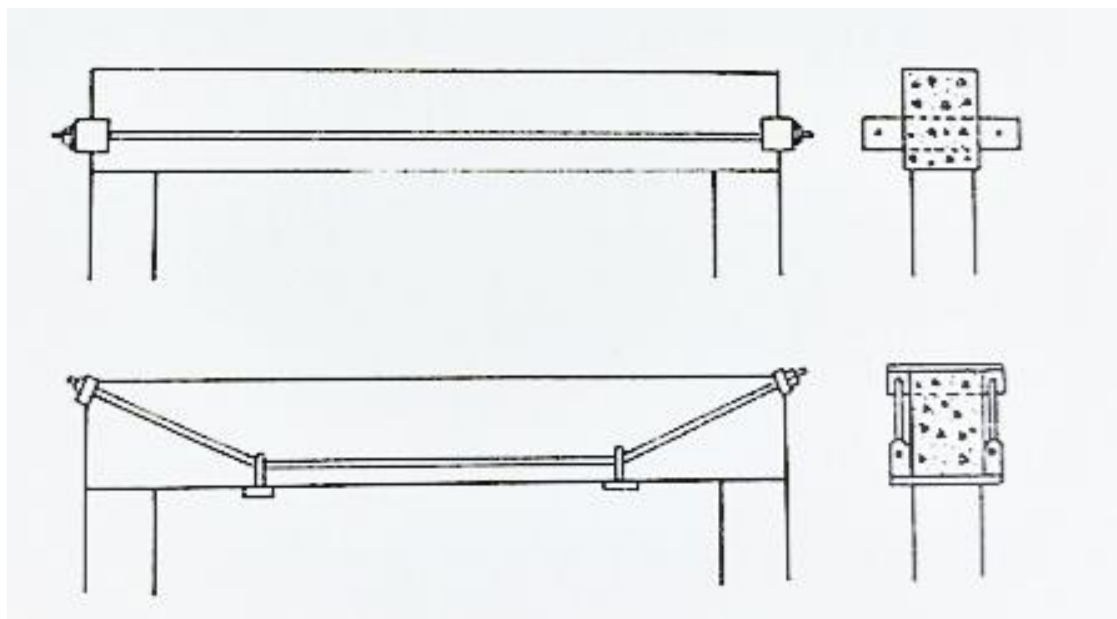


Kuva 3. Palkin liittovalun periaatekuva. (RIL 174-4-1988, 113.)

### 2.3.3 Vetotanko

Usein vetotankovahvistuksessa palkkirakenne on tehty joko teräksestä tai puusta. Kun vetotankovahvisteisesta palkkirakenteesta halutaan saada mahdollisimman hoikka, tulee rakenteessa olla vertikaalisauvat. Silloin rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset ja taipumat ovat huomattavasti pienempiä kuin tavanomaisessa palkissa. (Pitkänen 2018.) Kuvassa 4 on näkyvissä vetotankojen sauvageometria.

Betonirakenteisen palkin vetotankovahvistuksessa voi riittää, että vetotanko tuetaan vahvistettavan teräsbetonipalkin alareunan tasolle ja vetotangon päät käännetään tuella palkin yläreunan tasalle. Tällöin vertikaalisauvoja ei kyseisessä tilanteessa tarvita.



Kuva 4. Palkin vetotankovahvistuksen periaatekuva. (RIL 174-4-1988, 113.)

Vetotangoilla vahvistettuja palkkeja käytetään mm. suurissa rakennuksissa ja siltarakenteissa, sillä sen hyviin ominaisuuksiin kuuluvat pitkät jännevälit. Parhaimmillaan ansarakenteen jänneväli voi olla jopa 100 metriä. (Pitkänen 2018.)

### 2.3.4 Jälkijännittäminen

Jälkijännittämistä kannattaa käyttää vahvistusmenetelmänä silloin, kun rakenteelle on ominaista suuri taipuma (RIL 174-4-1988, 106). Jälkijännittämisen avulla saadaan parannettua kapasiteettia sekä suorituskykyä, pienennettyä rakennepaksuuksia ja kasvatettua jännevälejä. Rakenneteknisesti erikoisissa kohteissa jälkijännittäminen on taloudellisesti parhain vaihtoehto. Yksi mahdollinen syy valita jälkijännittäminen vahvistusmenetelmäksi on sen ekologisuus. Pitkän jännevälin ansiosta jälkijännittämistä käytetään mm. silloissa sekä erilaisissa yleisissä tiloissa, kuten kauppakeskuksissa tai toimistorakennuksissa. (Sweco 2020.)

Jälkijännittämisen avulla saadaan parannettua niin taivutusmomenttikestävyyttä kuin leikkaus- ja vääntömomenttikestävyyttäkin. Jälkijännittämisessä voidaan aiheuttaa ulkoisten kuormien rasituksille myös vastakkaissuuntaista rasitusta, jolloin jälkijännittämisen hyödyt tehostuvat. Yksi vaihtoehto jälkijännittämiseen on

tehdä lisävalu, johon lisätään injektoidut jänneteräukset. Tämän vaihtoehdon huonona puolena on kuitenkin lisävalusta aiheutuva lisäpaino. Hyvänä puolena taas on se, että paikallinen vetokapasiteetti paranee huomattavasti jänneteräksien avulla. (Vilonen 2018, 473.)

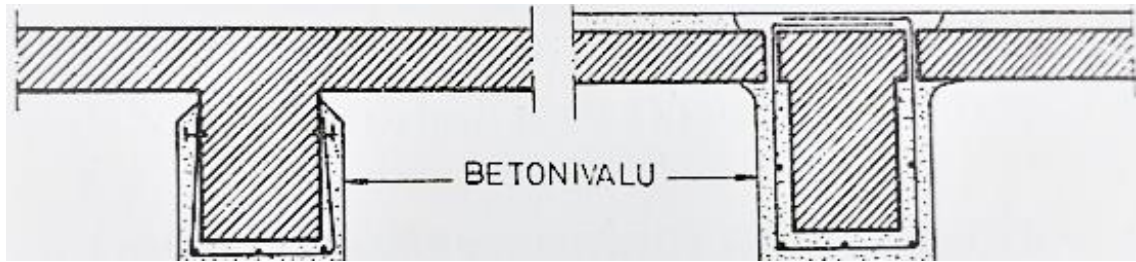
Jälkijännittämistä voidaan käyttää ainoastaan silloin, kun rakenteen poikkileikkauksen puristuskestävyys on riittävä verrattuna jälkijännityksessä tarvittavaan puristavaan voimaan. Menetelmä toimii niin, että rakenteeseen kohdistetaan sisäistä voimaa, jonka avulla kapasiteettia saadaan kasvatettua ja samalla rasitukset voivat pienentyä. Tämä toteutuu vain, jos jännittämisen seurauksena syntyneet voimat saadaan siirrettyä rakenteelle. (Vilonen 2018, 474.)

### **3 Palkkimanttelit**

Manttelointi tarkoittaa sitä, että olemassa olevaan rakenteeseen valetaan tai ruiskutetaan raudoitettu betoni. Yleensä manttelointi tehdään pystyrakenteisiin eli esimerkiksi pilareihin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79.) Palkkien kohdalla poikkileikkausta muutetaan valamalla lisävalu palkkien sivuille ja/tai palkin alareunaan. Uusi valettu betoni raudoitetaan, jotta se parantaa poikkileikkaukseen kohdistuvaa kapasiteettia. (Vilonen 2018, 468.)

Vaikka vahventaminen yleensä vähentää taipumaa, saattaa manttelointimenetelmässä uuden betonin kutistuma aiheuttaa taipumaa. Tämän seurauksena rakennetta voidaan joutua esikorrottamaan siihen saakka, kunnes valu on kovettunut. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79.) Manttelointi on paras vaihtoehto silloin, kun halutaan parantaa paikallista kestävyyttä (Vilonen 2018, 469).

Pilarimanttelin suunnitteluvaiheessa tulee kapasiteetiksi ottaa huomioon vain 60 % mantteloitavan betonin kapasiteetista (RIL 174-4-1988, 116). Opinnäytetyössä noudatetaan myös samaa kapasiteettia palkkien kohdalla. Kuvassa 5 mantteloinnin periaatekuva, jossa palkin ympärille on valettu uutta betonia.



Kuva 5. Mantteloinnin periaatekuva. (RIL 174-4-1988, 113.)

### 3.1 Betonointi

Vahvistuksessa käytettävä uusi betoni tulee olla olemassa olevaa rakennetta lujempaa betonia (RIL 174-4-1988, 105). Lisäksi betonin ominaisuuksien määrittämisessä tulee huomioida ulkoisen rasituksen sanelemat vaatimukset sekä mahdollisesti tiheän raudoituksen asettamat rajoitukset. Ulkoisen rasituksen sanelemia vaatimuksia ovat X0, XC, XD, XS, XF, XA, jotka esitetään tarkemmin taulukoissa 1 ja 2. Myös betonin tiivistettävyyteen ja erottumisherkkyyteen tulisi kiinnittää huomiota. (Leskelä 2008, 49.) Betonin ominaislujuuden muuttaminen onnistuu helposti suhteuttamalla sementtiä, vettä ja lisäaineita eri määriin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 9.)

Luokka	Olosuhteiden kuvaus	Tyypillisiä esimerkkejä esiintymisestä
1 Ei syöpymisvaaraa tai kemiallista rasitusta		
X0	Tarkoitettu raudoittamattomalle betonille tai metalliosia sisältämätömille rakenteille sekä teräsbetonille täysin kuivissa olosuhteissa	Betoni rakennuksien sisällä, kun ilman kosteus on hyvin alhainen
2 Karbonatisaation aiheuttama korroosio		
XC1	Kuivat tai pysyvästi märät olosuhteet	Rakennuksien sisällä oleva betoni tai täysin vedessä oleva betoni
XC2	Märät, harvoin kuivat olosuhteet	Betonipinnat pitkiä aikoja veden kanssa kosketuksissa, monet perustukset
XC3	Kohtalaisen kuivat olosuhteet	Rakennuksien sisällä olevat betonit kosteissa olosuhteissa. Katoksien alla oleva betoni ulkoilmassa
XC4	Jaksottain vaihtuvasti märät olosuhteet	Muut kuin luokkaan XC2 kuuluvat veden kanssa kosketuksissa olevat pinnat
3 Kloridien aiheuttama korroosio		
XD1	Kohtalaisen kosteat olosuhteet	Betonirakenteet, joihin kohdistuu ilman kautta leviäviä klorideja
XD2	Märät, harvoin kuivat olosuhteet	Uima-altaat. Klorideja sisältäville teollisuusvesille alttiina olevat betoniosat
XD3	Jaksottain vaihtuvasti märät ja kuivat olosuhteet	Klorideja sisältäville roiskeille alttiit siltojen osat. Tiepäälysteet. Parkkitalojen laatat
4 Meriveden aiheuttama korroosio		
XS1	Ilmaperäinen suolarasitus, ei suoraan kosketusta meriveteen	Rakenteet rannikolla tai sen lähellä
XS2	Pysyvästi merivedessä	Merirakenteiden osat
XS3	Vuorovesien vaikutus, roiskevyöhykeolosuhteet	Merirakenteiden osat

Taulukko 1. Standardin EN 206 ja Betoninormien by 50 mukaiset rasitusluokat X0-XS3. (mukaillen Leskelä 2008, 50–51.)

5 Jäätymis- sulamisrasitus		
XF1	Kohtalainen vettyminen, ei jäänpoistosuolan vaikutusta	Pystysuorat sateelta suojaamattomat ja jäätyvät betonipinnat
XF2	Kohtalainen vettyminen, altistus jäänpoistosuolalle	Pystysuorat jäätyvät ja ilman kautta leviävien suolojen rasittamat betonipinnat tierakenteissa
XF3	Runsas vettyminen, ei jäänpoistosuolan vaikutusta	Vaakatasossa olevat sateelta suojaamattomat ja jäätyvät betonipinnat
XF4	Runsas vettyminen, altistus jäänpoistosuolalle	Siltojen kannet, joissa käytetään jäänpoistosuolaa. Betonipinnat, joille levitetään jäänpoistoainetta tai jotka jäätyvät
6 Kemiallinen rasitus		
XA1	Lievästi aggressiivinen kemiallinen ympäristö EN 206 taulukon 2 mukaan	Maaperä ja pohjavesi
XA2	Kohtalaisen aggressiivinen kemiallinen ympäristö EN 206 taulukon 2 mukaan	Maaperä ja pohjavesi
XA3	Hyvin aggressiivinen kemiallinen ympäristö EN 206 taulukon 2 mukaan	Maaperä ja pohjavesi

Taulukko 2. Standardin EN 206 ja Betoninormien by 50 mukaiset rasitusluokat XF1-XA3. (mukaillen Leskelä 2008, 50–51.)

Mantteloinnin suunnittelussa tulee miettiä myös betonin kovettumisaikana rakenteessa ja materiaalissa tapahtuvia muutoksia ja niiden vaikutusten minimoimista. Rakenne pyritään suunnittelemaan siten, että tarvittaessa muodonmuutokset mahdollistetaan joko lisäämällä saumoja tai laakereita tai ottamalla muodonmuutoksista aiheutuvat rasitukset huomioon rakenteen mitoituksessa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 24.)

### 3.2 Raudoitus

Raudoitus tapahtuu rakenteessa yleensä sekä pituus- että poikittaissuuntaisesti. Pääraudoitukseksi kutsutaan pituussuuntaista raudoitusta, jonka tarkoituksena on estää liiallinen taipuma. Poikittaissuuntainen raudoitus tapahtuu hakojen avulla, joiden pääsääntöisenä tehtävänä on estää leikkauksesta johtuvien halkeamien aukeamista, mutta myös taata parempi leikkauskestävyys, toimia

hyvänä sidontakohtana ja tukea pääraudoitusta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 56.)

Raudoituksen yhteistoiminta betonin kanssa vaatii hyvän tartunnan näiden välillä. Teräs ja betoni toimivat yhdessä hyvin, sillä betonin avulla saadaan parannettua rakenteen puristuskestävyyttä sekä estettyä teräksen korroosioitumista. Teräs puolestaan takaa rakenteen hyvän veto- ja taivutuskestävyyden. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 56.)

Suunniteltaessa manttelin raudoitusta tulee huomioida jokaisen teräksen lujuus sekä sisäinen momenttivarsi. Tämän lisäksi myös vanhan palkin teräksistä tulisi tarkastaa, kuinka kaukana myötörajasta ollaan. Mantteloinnissa tulee huomioida se, että vanhoilla teräksillä on jo vetojännitystä. Vaihtoehtoisesti mitoitus voidaan suorittaa vain ottamalla huomioon rakenteen uudet teräkset, jolloin rauditus menee varman puolelle.

### **3.3 Uuden manttelin ja vanhan palkkirakenteen yhteistoiminta**

Jotta uusi mantteli ja vanha betonipalkki saavat hyvän yhteistoiminnan täytyy huolehtia, että kuormat siirtyvät oikein uudelle betonille. Tätä varten olemassa oleva betonipinta voidaan karhentaa sekä vaarnata tai rajapintaan voidaan asentaa terästappeja. Osa kuormasta voidaan poistaa vanhalta palkilta tunkkaamalla palkkia. (RIL 174-4-1988, 115–116.) Karhentamisen lisäksi tulee huolehtia myös olemassa olevan rakenteen puhtaudesta (Ariake 2017, 98).

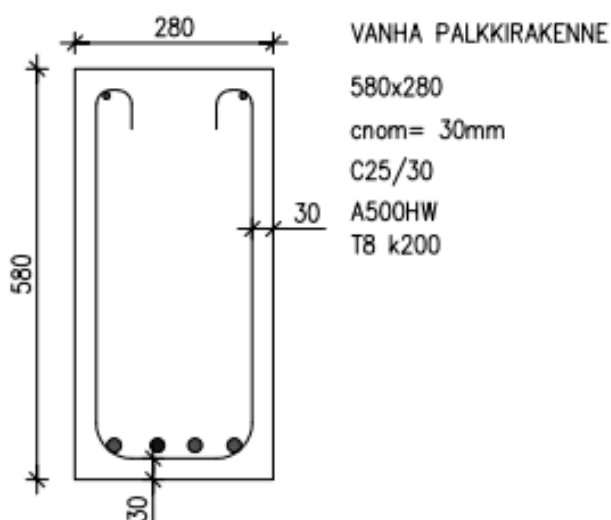
Uusi raudoitettu betoni tulee kiinnittää alkuperäiseen betoniin mekaanisten kiinnikkeiden avulla. Mekaanisilla kiinnikkeillä tarkoitetaan harjatankoja, jotka ovat juotettu olemassa olevaan palkkiin tai viety olemassa olevan betonin läpi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 79.) Yhteistoiminnan takaamiseksi on tärkeää muistaa myös uuden rakenteen kutistuma vuosien aikana ja se, että kuormat eivät kohdistu yhtäaikaaisesti uudelle ja vanhalle poikkileikkaukselle (Vilonen 2018, 468).

## 4 Esimerkkikohde

Yleensä korjaussuunnittelua tarvitaan, kun käyttötarkoitusta tai tilajakoa halutaan muuttaa rakennuksen alkuperäisestä käyttötarkoituksesta toiseen. Tämän seurauksena myös palkkeihin kohdistuvat kuormat voivat muuttua välipohjan uusien pintarakenteiden tai väliseinien takia, jonka seurauksesta palkin kestävyys voi olla koetuksella.

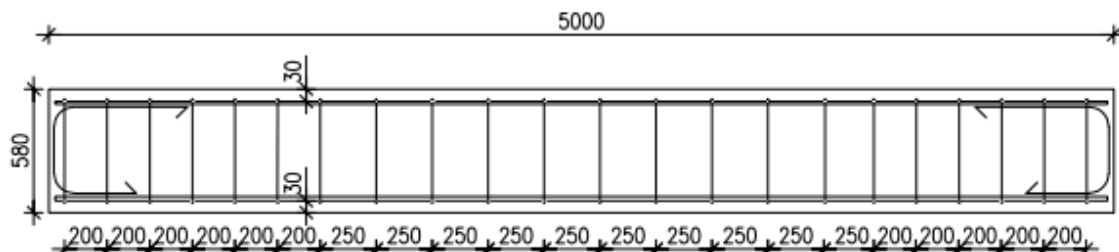
Korjausrakentamisessa tulee tietää kyseisen aikakauden rakentamistavan lisäksi myös rakennusaikana olleet olosuhteet kuten materiaalipula, jolloin korjausrakentamisessa käytetty materiaali on voinut olla heikompaa laatuluokkaa. Tämän lisäksi suunnittelijan olisi hyvä tietää myös vanhat työmenetelmät, jotta ymmärretään, kuinka rakennus on rakennettu. (RIL 174-4-1988/1988, 56.)

Aluksi esimerkkikohteena oli 1900-luvulla rakennettu toimistorakennus, jota peruskorjattiin. Esimerkkikohteessa oli tarkoitus käyttää palkin vahvistusmenetelmänä manttelointia, mutta korjaussuunnittelun edetessä vahvistusvaihtoehto muuttui. Tämän seurauksena opinnäytetyön esimerkkikohteena on kuvitteellinen tilanne, jossa olemassa olevan rakenteen dimensiot ovat kuvien 6 ja 7 mukaiset. Pääraudoituksena on  $4\phi 20$  ja hakajakona palkin reunoissa T8k200. Betonipeitteen paksuus ( $C_{nom}$ ) on 30 mm.



Kuva 6. Esimerkkikohteen palkin dimensioid.





Kuva 7. Esimerkkikohteen palkin dimensiot.

Vaikka kohteesta olisi saatavilla lähtötietoaineistoa, tulee niihin suhtautua hieman kriittisesti. Esimerkiksi rakennusvaiheessa suunnitelmia on voitu soveltaa työmaalla sekä yksityiskohdat on voitu tehdä työmaan näkökulman mukaisesti. (RIL 174-4-1988 1988, 56.)

## 5 Nykyisten rakenteiden suunnitteluperusteet

Rakennesuunnittelijan tulee suunnitella rakenteet voimassa olevan normin mukaisesti. Aiemmat normit ja ohjeet poikkeavat huomattavasti nykyisistä normeista ja ohjeista. Yhtenä esimerkkinä on materiaalien varmuuskertoimet.

Vaikka mitoitus tehdään käyttörajoituksen ja murtorajoituksen mukaan, tulee mitoituksessa miettiä myös rakentamisen aikana vallitsevia olosuhteita ja onnettomuuden aikana syntyviä tilanteita. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 21.) Esimerkiksi tulipalon aikana rakenteen poikkileikkaus voi pienentyä ja rakenteen kestävyys voi pettää. Tämän takia mitoitus tilanteissa tulisi tehdä myös palomitoitus. Opinäytetyö ei kuitenkaan ota kantaa paloteknisiin tilanteisiin, vaan suunnittelijan tulee miettiä tilanteet tapauskohtaisesti.

Suunnittelussa tulee huomioida seuraamusluokat, jotka määritetään sen mukaan, kuinka suuren seuraamuksen mahdollinen vaurio voi aiheuttaa. Seuraamusluokkia on kolme: CC1, CC2 ja CC3. Jos vaurion aiheuttamat seuraamukset ovat vähäiset on seuraamusluokka CC1, mutta kun seuraamus suurenee niin seuraamusluokkakin kasvaa. Taulukossa 3 on näkyvillä seuraamusluokat seuraamusten mukaan valittuna ja niiden perusteella suunnittelussa käytettävä kuorakerroin  $K_{FI}$ . (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 23.)

Seuraamusluokka (CC)	Seuraamus	Kuormakerroin $K_{FI}$
CC3	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	$K_{FI}=1,1$
CC2	Keskisuuret seuraamukset	$K_{FI}=1,0$
CC1	Vähäiset seuraamukset	$K_{FI}=0,9$

Taulukko 3. Seuraamusluokat ja kuormakertoimet. (mukaillen Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 23.)

Seuraamusluokan avulla valitaan toteutusluokat 1–3. Ensimmäistä toteutusluokkaa käytetään, kun betonin lujuusluokka on enintään C20/25 ja vaurio aiheuttaa vähäiset seuraamukset eli CC-luokka on 1. CC-luokissa 1 ja 2, voidaan käyttää toteutusluokkaa 2, jos betonin lujuusluokka ei ole korkeampi kuin C50/60. Viimeinen toteutusluokka on käytössä vain, kun CC-luokka on 3, betonin lujuusluokka on välillä C55/67 - C90/105 tai rakennuksen sortumiselle on suuri riski. Tällöin rakenne on erityisen vaativa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 24.) Taulukossa 4 on näkyvissä toteutusluokan valintaan vaikuttavat tiedot, joiden avulla saadaan selville myös rakenteen toleranssiluokka.

Seuraamusluokka (CC)	Toleranssiluokka	Materiaaliosavarmuus	Toteutusluokka	Betoni-luokat
CC1	1	perus	1	$\leq C20/25$
	1	perus	2	$\leq C50/60$
	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC2	1	perus	2	$\leq C50/60$
	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$
CC3	1	perus	3	$\leq C90/105$
	2	pienennetty	3	$\leq C90/105$

Taulukko 4. Toteutusluokan valinta. (mukaillen Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 25.)

Suunnittelussa tulee ottaa huomioon toteutusstandardissa olevat toleranssiluokat, joita on kaksi kappaletta. Ensimmäisessä toleranssiluokassa noudatetaan normaalin mukaista mittatarkkuustasoa sekä osavarmuusluvut ovat perusarvoja. Toisessa toleranssiluokassa mittatarkkuustaso on tiukempi ja osavarmuusluvut voivat olla joko perusarvoja tai pienennettyjä arvoja. Jos arvot ovat pienennettyjä käytetään suunnittelussa toteutusluokkaa kolme. Yllä olevaa taulukkoa 4 tarkasteltaessa havaitaan otsikko ”Materiaaliosavarmuus”, jos tämän alla lukee sana ”perus” tarkoittaa se, että betonin osavarmuusluku ( $\gamma_c$ ) on 1,50 ja teräksen osavarmuusluku ( $\gamma_s$ ) on 1,15. Jos taas otsikon alla lukee sana ”pienennetty” on betonin osavarmuusluku ( $\gamma_c$ ) 1,35 ja teräksen osavarmuusluku ( $\gamma_s$ ) 1,10. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 24–25.)

## 6 Betonipalkin mitoitus EC2 mukaisesti

Seuraavissa alaluvuissa käydään läpi yleisesti EC2 normin mukaisia mitoitusohjeita. EC2 normi tarkoittaa standardia EN 1992-1-1, joka käsittelee betonirakenteiden suunnittelua (Leskelä 2008, 19). Alaluvuissa kerrotaan myös tarkemmin, mitä tarkoittavat materiaaliominaisuudet, taivutus-, leikkaus-, ja ankkurointimitoitukset, murtoraja- ja käyttöraja-tila sekä viruma ja kutistuma.

Kohdissa 6.1–6.7 tarkastellaan kaikki opinnäytetyössä käytettävät kaavat palkin mitoituksessa. Kaavat ovat EC2:n mukaisia. Yhteistoimintaan liittyvät kaavat kerrotaan vasta luvussa 7.

### 6.1 Betonin materiaaliominaisuudet

Betonin materiaaliominaisuudet voidaan määrittää alla olevasta taulukosta 5 tai analyttisten kaavojen avulla. Betonin puristuslujuuden arvo voidaan ilmoittaa lieeriökoekappaleesta ( $F_{ck}$ ) ja kuutiokoekappaleesta ( $F_{ck,cube}$ ). Näin ollen analyttistä kaavaa niille ei ole. Standardin EC2 1-1 taulukon 3.1 kaavoissa muut materiaaliominaisuudet on ilmoitettu lieeriökoekappaleesta määritetyn puristuslujuuden

mukaisesti, vanhat suunnitelmat on kuitenkin usein merkattu kuutiokoekappaleen mukaisina lujuuksina. Mikäli olemassa olevan rakenteen puristuslujuutta tai muita ominaisuuksia ei ole varmuudella tiedossa, tulisi ne selvittää laboratoriokokeiden avulla.

Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
$f_{ck}$ (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	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)}$
$f_{ctm}$ (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	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (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	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0.95}$ (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	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	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	ks. kuvaa 3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50 \text{ Mpa}$ $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Taulukko 5. Betonin materiaaliominaisuudet. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 30.)

Betonin keskimääräinen puristuslujuus lasketaan kaavalla 1.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (1)$$

missä  $f_{ck}$  = betonin ominaislieriölujuus

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 2.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2)$$

missä  $\alpha_{cc}$  = betonin puristuslujuuskerroin

$\gamma_c$  = betonin osavarmuuskerroin

Betonin keskimääräinen vetolujuus lasketaan kaavalla 3.

$$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60 \quad \text{tai} \quad (3)$$

$$f_{ctm} = 2.12 \times \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$$

missä  $f_{ck}$  = betonin ominaislieriölujuus

$f_{cm}$  = betonin keskimääräinen puristuslujuus (kts. kaava 1)

Betonin vetolujuuden fraktiili lasketaan kaavalla 4.

$$f_{ctk.0.05} = 0.7 \times f_{ctm} \quad (4)$$

missä  $f_{ctm}$  = keskimääräinen vetolujuus (kts. kaava 3)

Betonin vetolujuuden laskenta-arvo lasketaan kaavalla 5.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} \quad (5)$$

missä  $\alpha_{ct}$  = vetolujuuteen vaikuttava kerroin

$f_{ctk.0.05}$  = vetolujuuden fraktiili (kts. kaava 4)

$\gamma_c$  = betonin osavarmuuskerroin

Betonin kimmokerroin lasketaan kaavalla 6.

$$E_{cm} = 22 \times (f_{cm}/10)^{0.3} \quad (6)$$

missä  $f_{cm}$  = betonin keskimääräinen puristuslujuus (kts. kaava 1)

Betonin puristusrumautumisen vakio  $\epsilon_{cu}$  on 0,0035, kun betonin lujuusluokka on vähemmän tai yhtä paljon kuin C50. (Suomen betoniyhdistys 2013, 99.)

Betonin lujuuden pienennyskerroin lasketaan kaavalla 7.

$$\nu = 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad (7)$$

missä  $f_{ck}$  = betonin ominaislieriölujuus

## 6.2 Teräksen materiaaliominaisuudet

Rakentamisessa käytetään terästuotteita erityisesti sen lujuuden ja muokattavuuden ansiosta. Yksi teräksen ominaisuuksista on myös pitkäikäisyys, sillä teräksellä on hyvä korroosionkestävyys. Kuten betonilla, myös teräksen ominaislujuuteen voidaan vaikuttaa suhteuttamalla seosaineita ja valitsemalla haluttu lämpökäsittely. (Totalmateria 2021.)

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 8.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (8)$$

missä  $f_{yk}$  = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo  
 $\gamma_s$  = teräksen osavarmuuskerroin

## 6.3 Raudoitusmäärän mitoittaminen

Rakenteen raudoitusta mitoittaessa olisi hyvä tietää ainakin vaadittu vähimmäisraudoitus ja tasapainorausoitusmäärä. Tällöin saadaan selville millä välillä raudoituksen tulisi olla. Pääraudoitusta mitoittaessa on tärkeää tietää oikeat rasitukset.

Vähimmäisraudoituksella (minimiraudoituksella) pyritään varmistamaan se, että palkkirakenne ei katkea, kun betoniin muodostuu ensimmäinen halkeama. Tarkoituksena on estää hauraan, äkillisen murron mahdollisuus. (Suomen

betoniyhdistys 2013, 90.) Jos raudoitusta on liian vähän, rakenteen murtuminen tapahtuu nopeasti eikä sitä pystytä ennakoimaan, kun taas vähimmäisraudoituksessa rakenteessa äkillistä murtumista pyritään estämään. (Saarinen 1986, 113; Suomen betoniyhdistys 2013, 90.)

Normaaliraudoitus on nimensä mukaisesti yleisesti käytetty raudoitusmäärä, jolloin murtuminen on vähimmäisraudoitusta hitaampi ja rakenteeseen tulee enemmän suuria muodonmuutoksia eli halkeamia. Tällöin ei myöskään haittaa, vaikka rakenne olisi ylikuormitettu, sillä muodonmuutosten avulla tiedetään rakenteen olevan korjaustarpeessa. Jotta muodonmuutokset ovat näkyviä, tulee normaaliraudoituksen olla tasapainoraudoitusta pienempi. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 90.)

Viimeisin tärkeä raudoitusmäärä on tasapainoraudoitus. Silloin rakenteen raudoitus ja betoni murtuu samanaikaisesti. Tasapainoraudoitettu rakenteessa myöskään muodonmuutokset eivät ole yhtä suuria kuin normaaliraudoitettu. Tämän takia mitoituksessa onkin syytä laskea tasapainoraudoituksen määrä, jolloin tiedetään, mikä on raudoituksen yläraja. Mitoitustilanteessa normaaliraudoitus voidaan laskea olevan noin 70...80 % tasapainoraudoituksen määrästä. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 90.)

Näiden raudoitusmäärien lisäksi on olemassa myös yliraudoitettu rakenne. Yliraudoitettu betoni murtuu äkillisesti ennen raudoituksen myötäämistä. Nykyisen Eurokoodin mukaan yliraudoituksen käyttöä ei ole kielletty, mutta rakenteet tulisi suunnitella sitkeästi, eikä yliraudoitettu rakenne ole tällainen. Kyseistä käsitystä tukee jo Saarinen kirjassa RIL 125 Teräsbetonirakenteet vuonna 1986, kertomalla, ettei se ole taloudellisesti kannattavaa eikä helppoa. (Saarinen 1986, 114; Suomen betoniyhdistys ry 2013, 90.)

## **6.4 Murtorajatila**

Murtorajatila on yksi rakenteiden rajatilamitoituksesta. Toinen rajatila käsitellään erikseen kohdassa 6.5. Rajatilamitoitus tarkoittaa rakenteen tarkastelua eri

toimintamalleja hyödyntämällä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 20). Myös palomitoitukselle ja onnettomuuksille on olemassa rajatilamitoitukset, mutta opinnäytetyössä ei perehdytä niihin tarkemmin.

Murtorajatila on näistä kahdesta rajatilamitoituksesta tärkeämpi, sillä siinä käydään läpi tilanteet, jotka voivat olla vaarallisia ihmisille sekä omaisuudelle, jos rakenne pääsee sortumaan (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 20).

Palkkien murtorajatilatarkastelussa käydään läpi taivutusmurto sekä leikkausmurto. Pilareita tarkasteltaessa tulee katsoa myös nurjahdusmurto. Erilaiset murrot voivat tapahtua esimerkiksi, kun rakenne siirtyy, väsyä tai menettää tasapainon. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 20.) Taulukosta 6 näkee betonin, betoniteräksen sekä jänneteräksen materiaaliosavarmuusluvut murtorajatilassa. Alemmasta taulukosta 7 saadaan selville millä kertoimilla kuormat tulisi laskea.

Mitoitustilanteet	betonin $\gamma_c$	betoniteräksen $\gamma_s$	jänneteräksen $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Taulukko 6. Osavarmuusluvut murtorajatiloissa. (mukaillen SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 26.)

Kuormitusyhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
EQU	1,10 $K_{FI}$ tai 0,90	1,5 $K_{FI}$	1,5 $K_{FI} \psi_0$
STR 1	1,15 $K_{FI}$ tai 0,90	1,5 $K_{FI}$	1,5 $K_{FI} \psi_0$
STR 2	1,35 $K_{FI}$	0	0

Taulukko 7. Kuormien yhdistely murtorajatiloissa. (mukaillen Suomen betoniyhdistys ry 2013, 27.)

#### 6.4.1 Taivutusmitoitus

Kun rakennetta mitoitetaan murtorajatilassa, tarkastellaan taivutuskestävyyttä. Betonipalkin taivutuskestävyys muodostuu puristetun betonin ja vedetyn raudoitteen voimaparin kautta. Murtoon vaikuttava tekijä on poikkileikkauksen raudoitus. (Saarinen 1986, 113.)



Palkin poikkileikkauksen tehollinen korkeus lasketaan kaavalla 9.

$$d = h - c_{nom} - 1.1\phi_h - \frac{1.1\phi}{2} \quad (9)$$

missä  $h$  = palkin korkeus  
 $c_{nom}$  = betonipeite  
 $\phi_h$  = haan tankopaksuus  
 $\phi$  = pääterästen tankopaksuus

Vaadittu vetorautoituksen pinta-ala lasketaan kaavalla 10.

$$A_{s,vaadittu} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} \quad (10)$$

missä  $M_{Ed}$  = tunnettu rasitus  
 $z$  = sisäinen momenttivarsi (kts. kaava 15)  
 $f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 8)

Valittujen tankomäärien pinta-ala lasketaan kaavalla 11.

$$A_{s,prov} = n \frac{\phi^2}{4} \pi \quad (11)$$

missä  $n$  = tankomäärä  
 $\phi$  = tangon halkaisijan paksuus

Puristuspinnan poikkileikkauksen suhteellinen korkeus lasketaan kaavalla 12.

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \quad (12)$$

missä  $\mu$  = suhteellinen momentti (kts. kaava 13)

Suhteellinen momentti lasketaan kaavalla 13.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} \quad (13)$$

missä  $M_{Ed}$  = tunnettu rasitus  
 $\eta$  = tehollisen lujuuden kerroin  
 $f_{cd}$  = betonin lujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 2)  
 $b$  ja  $d$  = poikkileikkauksen mitat

Mekaaninen raudoitussuhde lasketaan kaavalla 14.

$$\omega = \beta \quad (14)$$

missä  $\beta$  = tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus (kts. kaava 12)

Taulukossa 8 näkyvissä  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$ , joita verrataan suhteelliseen momenttiin sekä suhteelliseen korkeuteen, jotta saadaan selville, myötääkö rakenne murtorajatilassa. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 104.) Näiden arvojen avulla voidaan laskea myös enimmäisraudoituksen määrä, jolloin palkkiin muodostuu näkyviä halkeamia ja suuri taipuma. Enimmäisraudoitus lasketaan kaavalla 15.

$$A_{smax} = 0.7 A_{sb} \quad (15)$$

missä  $A_{sb} = \omega_{bd} b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$   
 $\omega_{bd} = \beta_{bd}$  (kts. taulukko 8)  
 $b$  ja  $d$  = poikkileikkauksen mitat  
 $f_{cd}$  = betonin lujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 2)  
 $f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 8)

Osa-varmuus	$f_{yk}=500 \text{ MPa}$		$f_{yk}=600 \text{ MPa}$		$f_{yk}=700 \text{ MPa}$	
	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$	$\beta_{bd}$	$\mu_{bd}$
$\gamma_s = 1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s = 1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

Taulukko 8.  $\beta_{bd}$  ja  $\mu_{bd}$  arvot. (mukaillen Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 99.)

Vähimmäisraudoitus lasketaan kaavalla 16.

$$A_{smin} = \max \left( 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd; 0,0013bd \right)$$

missä  $f_{ctm}$  = keskimääräinen vetolujuus (kts. kaava 3)  
 $f_{yk}$  = betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo  
 $b$  ja  $d$  = poikkileikkauksen mitat

Sisäinen momenttivarsi lasketaan kaavalla 17.

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (17)$$

missä  $d$  = poikkileikkauksen tehollinen korkeus (kts. kaava 9)  
 $\beta$  = tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus (kts. kaava 12)

Taivutuskestävyys voidaan määrittää joko raudoituksen tai betonin puristuksen kautta. Kestävyyden määrittäminen betonin puristuksen kautta tapahtuu kaavalla 18 ja raudoituksen kautta kaavalla 19.

$$M_{Rd} = \mu bd^2 \eta f_{cd} \quad (18)$$

missä  $\mu$  = suhteellinen momentti (kts. kaava 13)  
 $\eta$  = tehollisen lujuuden kerroin

$f_{cd}$  = betonin lujuuden mitoitusarvo (kts kaava 2)

$b$  ja  $d$  = poikkileikkauksen mitat

tai

$$M_{Rd} = A_s z f_{yd} \quad (19)$$

missä  $A_s$  = Raudoituksen poikkileikkausala

$z$  = Sisäinen momenttivarsi (kts. kaava 17)

$f_{yd}$  = Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 8)

Käyttöaste prosentteina saadaan kaavalla 20.

$$\text{Käyttöaste} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} 100\% \quad (20)$$

missä  $M_{Ed}$  = taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{Rd}$  = momenttikestävyys (kts. kaavat 18 ja 19)

#### 6.4.2 Leikkausmitoitus

Leikkausvoiman ollessa suuri rakenteen taipuma kasvaa. Rakenteeseen leikkaurasitus kohdistuu voimakkaimmin tukien kohdalla sekä pistekuormien ympärillä. Rakenteen poikkileikkauksesta havaitaan, että suurin leikkausjännitys on palkin neutraaliakselilla, mutta jännitys pienenee reunoihin mentäessä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 131.)

Halkeilut voivat johtua taivutushalkeamasta tai kohdasta, jossa leikkausjännitys on suurimmillaan. Myös rakenteen poikkileikkaus vaikuttaa merkittävästi siihen millaisia halkeamia rakenteeseen syntyy ja miksi murto tapahtuu. Rakenteen halkeilun jälkeen toimintamalli on muuttunut merkittävästi. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 132.)

Mitä enemmän raudoitusta on, sitä pystymässä ja tiheämmässä halkeamat kulkevat rakenteessa. Murtuminen tiheästi raudoitetussa betonissa johtuu todennäköisesti puristuksen takia. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 134.)

Ohuemmissa palkeissa halkeamat alkavat yleensä uumasta. Ohuilla palkeilla tarkoitetaan I-palkkeja. Erilaisilla palkeilla halkeamat etenevät eri tavoin, joten halkeamien vakavuuteen tulee suhtautua tilannekohtaisesti. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 134.)

Leikkausraudoitusta käytetään vetosauvoina uumassa ja paarteessa. Suunnittelijalla on vapaus valita puristussauvojen kaltevuuskulma ( $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ), joka vaikuttaa leikkausraudoituksen lisäksi myös pääraudoituksen ankkurointiin sekä puristusrumtokestävyyteen. Mitoitustilanteessa kaikkien laskelmien on käytävä samaa  $\theta$  arvoa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 135–136.)

Leikkausraudoituksen poikkipinta-ala lasketaan kaavalla 21.

$$A_{sw} = sA\phi \quad (21)$$

missä  $s$  = hakaväli

$A\phi$  = hakojen pinta-ala

Leikkauskestävyyden yläraja lasketaan kaavalla 22.

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot\theta^2} \quad (22)$$

missä  $v$  = betonin lujuuden pienennyskerroin (kts kaava 7)

$f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (kts kaava 2)

$b_w$  = poikkileikkauksen leveys

$z$  = sisäinen momenttivarsi (kts. kaava 17)

$\cot\theta$  = puristussauvan kaltevuus

$\cot\alpha$  = hakojen kaltevuus

Leikkausraudoituksen antama leikkauskestävyys lasketaan kaavalla 23.

$$V_{Rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (23)$$

missä  $f_{ywd}$  = leikkausraudoituksen myötölujuus  
 $A_{sw}$  = leikkausraudoituksen poikkipinta-ala (kts. kaava 21)  
 $s$  = hakaväli  
 $z$  = sisäinen momenttivarsi (kts kaava 17)  
 $\cot\theta$  = puristussauvan kaltevuus  
 $\cot\alpha$  = hakojen kaltevuus  
 $\sin\alpha$  = hakojen kaltevuus

Lopullinen leikkauskestävyys ( $V_{Rd}$ ) saadaan, kun verrataan leikkauskestävyyden ylärajaa ( $V_{Rd,max}$ ) ja leikkausraudoituksen antamaa leikkauskestävyyttä ( $V_{Rd,s}$ ). Arvoista valitaan pienempi.

Käyttöaste prosentteina saadaan kaavalla 24.

$$\text{Käyttöaste} = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} 100\% \quad (24)$$

missä  $V_{Ed}$  = tunnettu rasitus  
 $V_{Rd}$  = leikkauskestävyys

#### 6.4.3 Ankkurointimitoitus

Ankkuroinnin avulla pyritään siirtämään voimia rakenteessa olevan halkeaman yli. Ankkurointi voidaan suorittaa joko rakenteiden keskialueella tai tukialueella. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 59.)

Ankkurointimitoituksen tarkoituksena on varmistaa, ettei pääraudoitus pääse irtomaan tuelta. Mitoitus toteutetaan palkkirakenteissa yleensä tukialueella, kun

rakenteeseen kohdistuu taivutuksesta johtuvaa rasitusta. Vaikka maksimimomentin kohdalla raudoitukseen tuleva voima on suurimmillaan, voima kuitenkin pienenee verrannollisesti, kun momentti pienenee. Myös tartunta betonin ja raudoituksen välillä vaikuttaa momentin pienenemiseen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 154.)

Rakenteen halkeilu vaikuttaa myös ankkurointia mitoittaessa. Raudoituksessa suurin voima kohdistuu tuen reunaan. Jos halkeama on edennyt loivasti, aiheutuu silloin tuen reunalle suurempi voima kuin silloin, jos halkeama on jyrkästi ylöspäin. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 154.)

Ankkurointi tapahtuu joko suorien tankojen avulla tai käyttämällä ankkurointieliimiä. Suoria tankoja käytettäessä ankkurointi tapahtuu tartunnan eli leikkausjännityksen avulla. Tartunnan voidaan ajatella jakautuvan tasaisesti kokonaan ankkuroitavalle matkalle. Tartunnan lujuuteen vaikuttavat useat eri tekijät kuten esimerkiksi tankojen paksuudet ja sijainnit rakenneosassa, betonin valittu lujuus sekä betonipeitteen paksuus. Ankkurointia laskettaessa voidaan ottaa huomioon myös pienennyskertoimet  $\alpha_2$  ja  $\alpha_5$ , joiden arvot käsitellään tarkemmin alla olevassa taulukossa 8. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 155–156.)

Jotta raudoituksesta saadaan riittävä, voidaan mitoituksessa vaikuttaa uuden rakenteen puristussauvan kaltevuuteen, terästen laatuun ja määrään, hakojen etäisyyteen toisista hakoista sekä tukileveyteen. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 161–162.)

Helpoin tapa ankkuroinnin mitoituksessa on käyttää suoria tankoja. Kuitenkin jos tilanne vaatii, voidaan mitoitus suorittaa muilla vaihtoehdoilla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 162.) Opinnäytetyön mitoitus esimerkissä ankkurointi suoritetaan käyttäen suoria tankoja.

Raudoitukseen kohdistuva voima lasketaan kaavalla 25.

$$F_{Ed} = 0.5V_{Ed}(\cot\theta - \cot\alpha) \quad (25)$$

missä  $V_{Ed}$  = tunnettu rasitus  
 $\cot\theta$  = puristussauvan kaltevuus  
 $\cot\alpha$  = hakojen kaltevuus

Tartuntalujuuden mitoitusarvo harjatangoille lasketaan kaavalla 26.

$$f_{bd} = 2.25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (26)$$

missä  $\eta_1$  = tartuntaolosuhteista riippuva kerroin  
 $\eta_2$  = tankopaksuudesta riippuva kerroin  
 $f_{ctd}$  = betonin vetolujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 5)

Ankkurointipituuden perusarvo lasketaan kaavalla 27.

$$l_{b.rqd} = \frac{\emptyset \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (27)$$

missä  $\emptyset$  = tankopaksuus  
 $\sigma_{sd}$  = tangossa vaikuttava normaalijännitys  

$$= \frac{F_{Ed}}{A_s}$$
  
 $f_{bd}$  = tartuntalujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 26)

Taulukossa 9 näkyvissä ankkurointipituuden mitoitusarvossa käytettävien kertoimien määrittely. Kertoimia käyttäessä on huomioitava, että  $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$  eivät saa olla alle 0,7 (Suomen betoniyhdistys 2013,158). Siksi opinnäytetyön laskentapohjassa on annettu kertoimille arvot 0,7...1,0. Tarkat arvot saa kuitenkin laskettua taulukossa olevien kaavojen avulla. Arvoihin vaikuttavat, onko teräs puristuste-rästä vai vetoterästä sekä minkä tyyppinen ankkurointi on.

Ankkurointipituuden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 28.

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5l_{b.rqd} \quad (28)$$



missä  $\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5$  = ankkurointipituuden pienennyskertoimet  
 $l_{b.rqd}$  = Ankkurointipituuden perusarvo (kts kaava 27)

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estoraidoitus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K \lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estoraidoitus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ $\Sigma A_{st}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausalan vähimmäisarvo $= 0,25 A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla $A_s$ yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala $K$ kuvan 8.4 arvot $p$ poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ . * Ks. myös kohtaa 8.6: Välttämällä tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona $l_{bd}$ voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			

Taulukko 9. Kertoimien  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  määrittely. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 135.)

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo lasketaan kaavalla 29.

vetoraidoitukselle

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3l_{b.rqd} \\ 10\phi \\ 100mm \end{cases} \quad (29)$$

tai

puristusraudoitukselle kaavalla 30.

$$l_{bd} \geq l_{b,min} = \max \begin{cases} 0.6l_{b,rqd} \\ 10\emptyset \\ 100mm \end{cases} \quad (30)$$

missä  $l_{b,rqd}$  = ankkurointipituuden perusarvo (kts kaava 27)  
 $\emptyset$  = tangon paksuus

Ankkuroinnin toteutuva pituus lasketaan kaavalla 31.

$$l_b = L_T - c_{nom} \quad (31)$$

missä  $L_T$  = tukileveys  
 $c_{nom}$  = betonipeitteen paksuus

Mitoitusyhtälö tarkastetaan kaavalla 32.

$$l_b \geq l_{bd} \quad (32)$$

missä  $l_b$  = ankkuroinnin toteutuva pituus (kts kaava 31)  
 $l_{bd}$  = ankkurointipituuden mitoitusarvo (kts. kaavat 29 ja 30)

## 6.5 Käyttörajatila

Toinen rajatilamitoituksen vaihtoehto on käyttörajatila. Tässä rajatilassa tarkastellaan halkeamaleveyttä, taipumaa sekä raudoituksen ja betonin jännitystä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 92). Myös siirtymät, värähtelyt ja vauriot ovat tarkastelun kohteena. Nämä ovat tilanteita, jotka vaikuttavat negatiivisesti käyttökelppisuuteen, ulkonäköön, toimivuuteen tai säilyvyyteen. Kyseiset tilanteet eivät kuitenkaan aiheuta välitöntä vaaraa turvallisuuden kannalta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 20.)

Aina kummankin käyttörajoituksen tarkastelu ei ole välttämätöntä (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 20). EC2-1-1 luvussa on esitelty taulukkommenetelmät käyttörajoituksen tarkastamiselle. Samoin myös RakMK:ssa on tehty tähän kansalliset valinnat. Näiden avulla pystytään toteamaan tarvitseeko käyttörajoitukselle tehdä tarkempaa laskentaa.

Käyttörajoitusmäärityksessä on käytössä kolme erilaista kuormitusyhdistelmää, jotka näkyvät taulukossa 10. Taulukon avulla saadaan selville valitun kuormitusyhdistelmän kuormien kerroin.

Kuormitusyhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
Ominaisyhdistelmä	1,0	1,0	$\psi_0$
Tavallinen yhdistelmä	1,0	$\psi_1$	$\psi_2$
Pitkäaikainen yhdistelmä	1,0	$\psi_2$	$\psi_2$

Taulukko 10. Kuormien yhdistely käyttörajoituksessa. (mukaillen Suomen betoniyhdistys ry 2013, 31.)

## 6.6 Kutistuma ja viruma

Betonirakenne kutistuu ja viruu ajan saatossa. Alaluvuissa käsitellään kutistuma ja viruma tarkemmin sekä kerrotaan, miksi kutistumaa ja virumista tapahtuu.

Betonin kokonaismuodonmuutosta kuvataan arvolla ( $\epsilon_c(t)$ ), jossa  $t$  tarkoittaa haluttua ajanhetkeä. Kokonaismuodonmuutos lasketaan kaavalla 33.

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_{ce}(t_0) + \epsilon_{cc}(t) + \epsilon_{cs}(t) + \epsilon_{cT}(t, \Delta T) \quad (33)$$

missä  $\epsilon_{ce}(t_0)$  on betonin välitön muodonmuutos ajan hetkellä  $t_0$  alkaneesta jännityksestä,  
 $\epsilon_{cc}(t)$  on virumamuodonmuutos ajan hetkellä  $t \geq t_0$ ,  
 $\epsilon_{cs}(t)$  on kutistumamuodonmuutos ajan hetkellä  $t$ ,

$\varepsilon_{cT}(t, \Delta T)$  on lämpötilan muutoksen  $\Delta T$  aiheuttama muodonmuutos ajan hetkellä  $t$ .

### 6.6.1 Kutistuma

Kutistumaa tapahtuu kahdella eri tavalla kuivumiskutistumana ja sisäisenä kutistumana. Kuivumiskutistumassa vesi poistuu betonin huokosista ja kivimateriaalit pakkautuvat yhteen, jonka seurauksena betonin tilavuus muuttuu. Jos kutistumaa halutaan pitää mahdollisimman minimaalisena, kannattaa vesisementtisuhteen olla mahdollisimman pieni. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Betonille ominaista on kuivua ja kutistua nopeammin kuivassa ympäristössä kuin kosteassa. Tämän seurauksena ohuemmat rakenteet kuivuvat paksuja rakenteita nopeammin. Poikkileikkaukseltaan paksumman rakenteen keskiosa pysyy kosteampana pidempään kuin ohuen rakenteen keskiosa, jonka seurauksena kuivumiskutistumasta aiheutuva kutistuma pienenee. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Sisäisessä kutistumassa betonin valmistusmateriaalien tilavuus on suurempi kuin sementissä olevien hydrataatiotuotteiden tilavuus. Sisäisen kutistuman muutokset alkavat tapahtua jo lähipäivien aikana valamisesta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 49.)

Kuten jo aiemmissa luvuissa on kerrottu kutistuman aiheuttavan rakenteen halkeilua. Halkeilua pyritään välttämään suunnittelemalla rakenne tarkasti ja huolehtimalla oikeanlaisesta jälkihoidosta. Tarvittaessa myös liikuntasauvoja voidaan käyttää muodonmuutoksien vastaanottajana. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 49–50.)

Kokonaiskutistuma lasketaan seuraavalla kaavalla 34.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (34)$$

missä  $\varepsilon_{ca}$  = sisäinen kutistuma  
 $\varepsilon_{cd}$  = kuivumiskutistuma

Kuivumiskutistuma lasketaan kaavalla 35.

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \varepsilon_{cd,\infty} \beta_{ds}(t - t_s) \quad (35)$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \varepsilon_{cd0}(f_{cm}) \beta_{RH}(RH)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \sqrt{\frac{t - t_s}{0.035 h_0^2 + t - t_s}}$$

$$\varepsilon_{cd0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \alpha_{ds1}) e^{-\alpha_{ds2} f_{cm}/10}] \times 10^{-6}$$

$$\beta_{RH}(RH) = -1.55x \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right], \text{ kun } RH < \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.1} \times 99\%$$

$$\beta_{RH}(RH) = 0.25, \text{ kun } RH \geq \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.1} \times 99\%$$

$$\varepsilon_{ca}(t) = \varepsilon_{ca0}(f_{cm}) \beta_{as}(t)$$

$$\varepsilon_{ca0}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left( \frac{f_{cm}/10}{6 + f_{cm}/10} \right)^{2.5} \times 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2\sqrt{t}}$$

missä  $\alpha_{as}, \alpha_{ds1}$  ja  $\alpha_{ds2}$  = sementtilajista riippuvia lukuja (taulukko 11.)

$RH$  = ympäristön suhteellinen kosteus (%)

$t$  = betonin ikä, vrk

$t_s$  = betonin ikä kuivumisen alkaessa (vrk)

$h_0 = 2A_c/u$  joka on betonin muunnettu paksuus

$A_c$  = poikkileikkausala

$u$  = poikkileikkausalan kosteutta haihduttavan piirin pituus

Sementti-laatu	Hitaasti kovettuva (S)	Normaalisti kovettuva (N)	Rapid erikoisluja (R)
$\alpha_{as}$	800	700	600
$\alpha_{ds1}$	3	4	6
$\alpha_{ds2}$	0,13	0,11	0,12

Taulukko 11. kutistumisyhtälöissä sementtilaatujen arvot. (mukaillen Leskelä 2008, 42.)

## 6.6.2 Viruma

Viruman seurauksena rakenne taipuu vuosien saatossa. Vaikka viruma käsitteenä ei vaikuta hyvältä asialta, voi sen avulla rakenteen kestävyys parantua ja halkeilun määrä vähentyä. Suurimmat tekijät, jotka vaikuttavat virumaan ovat betonin hydrataatioaste sekä lujuusluokka, ympäristössä oleva kosteus, rakenteeseen kohdistuva kuormitus sekä poikkileikkaus ja pituus. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 45.)

Virumista tapahtuu niin puristus, taivutus ja leikkaustapauksissa. Se koskee kaikkia mitoitusilanteita ja sen vaikutus palkkirakenteen muodonmuutokseen on suuri. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 95.) Viruman suuruuteen vaikuttava muuttuja on suhteellinen kosteus (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 32).

Virumisen ajatellaan jatkuvan rakenteessa 70 vuotta, jonka jälkeen se on lähellä asymptootista nollaa (Leskelä 2008, 45). Tämä tulee ottaa huomioon vahvistusmenetelmää mitoittaessa. Suunnittelussa tärkeää on miettiä millainen vesi/sementtisuhde betonilla on. Sen tulisi olla riittävän kestävä, mutta kuitenkin sellainen, ettei viruma ole liian suuri ja samalla yhteistoiminta vanhan betonirakenteen kanssa toimii.

Virumamuodonmuutos lasketaan kaavalla 36.

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (36)$$

missä  $t_0$  = betonin ikä kuormitushetkellä  
 $t$  = ajankohta, jolloin betonin viruma lasketaan  
 $\sigma_c(t_0)$  = betonin jännitys, joka syntyy ajanhetkellä  $t_0$   
 $E_c$  = tangentialkimmokertoimen arvon 28 vuorokauden iässä  
 $\varphi(t, t_0)$  = virumaluvun suuruus (kts. kaava 35)

Virumaluvun suuruus lasketaan kaavalla 37.

$$\begin{aligned}\varphi(t, t_0) &= \varphi_0 \beta_c(t - t_0) \\ \varphi_0 &= \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)\end{aligned}\quad (37)$$

missä  $\varphi_0$  = virumaluvun perusarvo  
 $\beta_c$  = viruman aikafunktio  
 $t_0$  = betonin ikä kuormittumisen alkaessa (vrk)

Virumaluvun perusarvon tekijät saadaan selville kaavalla 38.

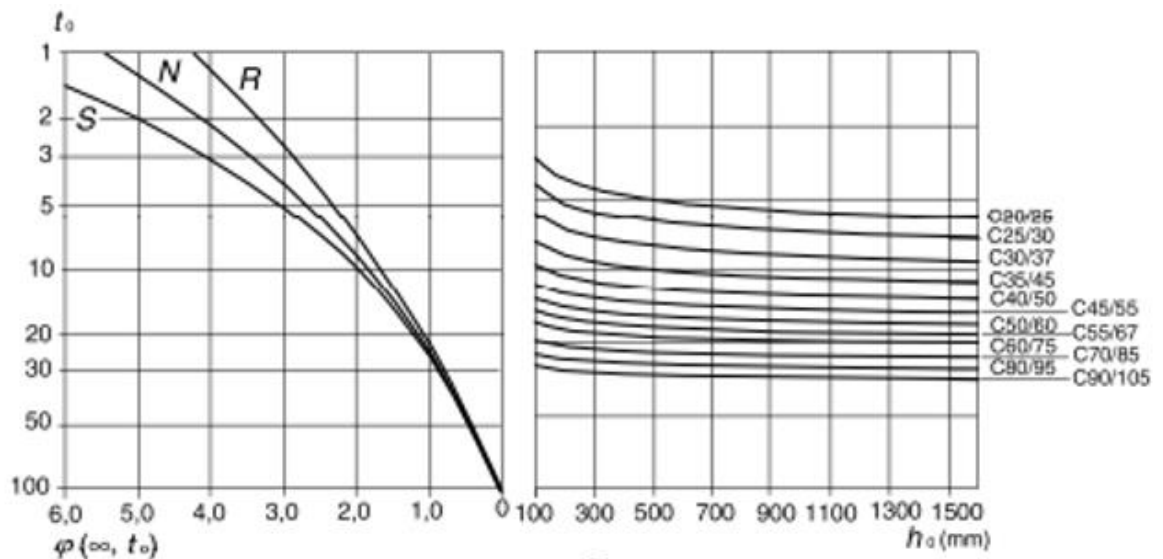
$$\begin{aligned}\varphi_{RH} &= 1 + \frac{1-RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \quad , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \varphi_{RH} &= \alpha_2 \left[ 1 + \alpha_1 \frac{1-RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \right] \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ h_0 &= \frac{2A_c}{u}; \quad \alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7}; \quad \alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \\ \beta(f_{cm}) &= \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}; \quad \beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}}\end{aligned}\quad (38)$$

Virumaluvun aikafunktio lasketaan kaavalla 39.

$$\begin{aligned}\beta_c(t - t_0) &= \left[ \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \\ \beta_H &= 1.5(1 + (0.012RH)^{18})h_0 + 250 \leq 1500 \quad , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \beta_H &= 1.5(1 + (0.012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500 \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ \alpha_3 &= \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}\end{aligned}\quad (39)$$

Viruman loppuarvo voidaan määrittää myös alla olevan kuvan 8 avulla. Kuvan käyrästöjä tulkittaessa tiedossa tulee olla betonin kuormitusikä ( $t_0$ ), sementtilaatu (S, N tai R), muunnettu paksuus ( $h_0$ ) sekä betonin lujuusluokka (esim. C30/37). Ensimmäinen vaihe on piirtää viiva tiedetyn kuormitusiän kohdalta valittuun sementtilaatuun saakka. Risteyskohdasta vedetään toinen viiva origoon eli

nollapisteesen. Seuraavaksi siirrytään toiseen käyrästöön ja piirretään viiva tiedyn muunnetun paksuuden kohdalta valittuun lujuusluokkaan saakka. Tämän jälkeen oikeanpuoleisen käyrästön viiva piirretään kohtisuorasti valitun sementtilaadun kohdalle. Kohta, jossa käyrästöjen viivat kohtaavat on virumaluku kuormitustiän mukaisesti katsottuna. (Suomen betoniyhdistys ry 2013, 48.)



Kuva 8. Virumaluvun määrittäminen sisätiloissa. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 32).

## 6.7 Eri-ikäisten betonien rajapinnat

Eri-ikäisten betonien rajapinnoissa leikkausjännitykselle on oma ehto, jonka tulee täyttyä (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 91). Jokaiselle pintaluokitukselle on annettu omat  $c$  ja  $\mu$  arvot (taulukko 12).

Rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys lasketaan kaavalla 40.

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (40)$$

missä  $\beta$  = uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuina samassa kohdassa

$V_{Ed}$  = Rakenneosan leikkausvoima



- $z$  = koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi (kts. kaava 17)
- $b_i$  = rajapinnan leveys

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo lasketaan kaavalla 41.

$$V_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0.5vf_{cd} \quad (41)$$

- missä  $c$  ja  $\mu$  = kertoimia, jotka riippuvat rajapinnan karheudesta (kts. taulukko 12)
- $f_{ctd}$  = Betonin vetolujuuden laskenta-arvo (kts. kaava 5)
- $\sigma_n$  = rajapintaan kohdistuva, sen leikkausvoiman kanssa samanaikaisesta ulkoisesta normaalivoimasta aiheutuva pienin mahdollinen normaalijännitys, puristus positiivisena ja  $\sigma_n < 0.6f_{cd}$  sekä veto negatiivisena. Kun  $\sigma_n$  on vetoa, tulolle  $cf_{ctd}$  käytetään arvoa 0.
- $\rho$  =  $A_s/A_i$
- $A_s$  = rajapinnan läpi kulkevan raudoituksen poikkileikkausala, johon kuuluu mahdollinen tavallinen leikkausraudoitus, joka on ankkuroitu riittävästi rajapinnan kummallekin puolelle.
- $A_i$  = rajapinnan pinta-ala
- $\alpha$  =  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- $v$  = lujuuden pienennyskerroin (kts. kaava 7)
- $f_{yd}$  = betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 8)
- $f_{cd}$  = betonin puristuslujuuden mitoitusarvo (kts. kaava 2)
- $\alpha$  = kulma/suhde

Pintojen luokitus	c	$\mu$
Hyvin sileä	0,025...0,10	0,5
Sileä	0,20	0,6
Karhea	0,40	0,7
Vaarnattu	0,50	0,9

Taulukko 12. Betonin pintojen luokitus. (mukaillen SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 92.)

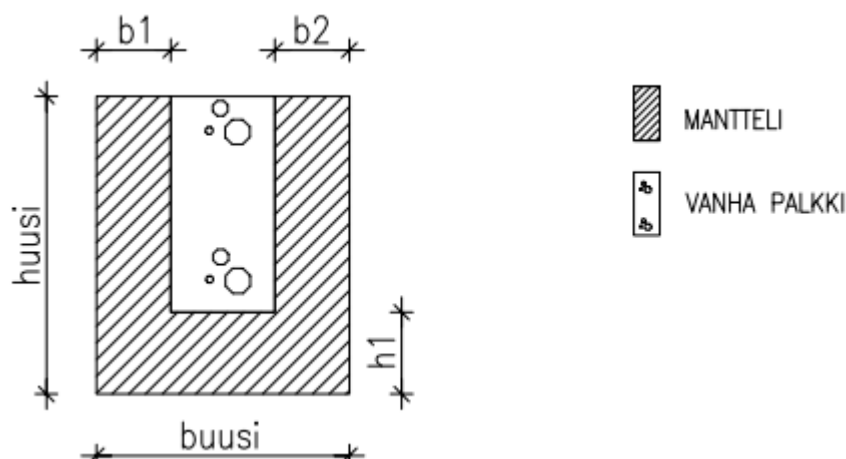
## 7 Palkkimanttelin mitoittaminen

Mitoituksen periaatteena on suunnitella rakenne, joka täyttää asetetut vaatimukset niin arkkitehtonisesti, teknisesti kuin taloudellisestikin. Palkin suunnittelu alkaa lähtötietojen selvittämisellä ja kuormitusyhdistelmien määrittelyllä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 92.)

Lähtötietojen jälkeen suunnitellaan poikkileikkaukset (kuva 9). Nämä ovat kuitenkin vasta alustavia, joten jos rakenne ei tule kestäämään, voidaan kyseisiä tietoja muuttaa. Suunnittelussa tulee tietää myös rakenteeseen kohdistuva voima. Tämän jälkeen päätetään, minkä lujuisella betonilla manttelointi suoritetaan ja kuinka paljon raudoitusta rakenteeseen laitetaan. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 92.) Korjausrakentamisessa alkuperäisen rakenteen tarkkoja lujuusluokkia, ja raudoituksia voi olla melko mahdoton saada selville, sillä nämä ovat alkuperäisen suunnittelijan itse valitsemissa arvoissa.

Murtorajatilassa selvitetään palkin taivutus- ja leikkauskestävyys sekä kuinka palkin uusi raudoitus ankkuroidaan. Käyttöraajatilassa tarkastellaan taipumia, jännityksiä ja halkeamaleveyksiä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 92.)

Alla olevassa kuvassa 9 on näkyvissä palkkimanttelin mitoituksessa käytettävä poikkileikkaus. Mitat  $b_1$  ja  $b_2$  tarkoittavat manttelin leveyttä ja mitta  $h_1$  puolestaan rakenteen korkeutta.  $h_{uusi}$  ja  $b_{uusi}$  mitat kuvaavat palkkirakenteen kokonaiskorkeutta ja -leveyttä.



Kuva 9. Palkkimanttelin poikkileikkaus.

## 7.1 Vanhan palkin tarkastelu

Jotta olemassa olevan palkin kestävyys voidaan selvittää varmasti, olisi hyvä käyttää vanhoja normeja laskennassa, sillä niiden raja-arvot ja varmuuskertoimet ovat muuttuneet vuosien saatossa. Rakenne voi olla mitoitettu vanhojen normien mukaisesti täysin oikein, mutta nykyisillä normeilla samoihin tuloksiin ei päästä vaan käyttöasteet voivat ylittyä. Opinnäytetyössä kuitenkin lasketaan olemassa olevan palkin kestävyys nykyisen EC SFS-EN 1992-1-1 mukaisesti.

Vaikka vanhan palkin kestävyys voidaan selvittää mitoituksen mukaan, olisi hyvä rakennetta tarkastella myös ulkoisten vaurioiden avulla. Ulkoisia vaurioita voivat olla mm. halkeamat ja taipumat. Ulkoiset vauriot voivat johtua myös ympäristöolosuhteista. Näistä varsinkin jäätymis-sulamisrasitus aiheuttaa betonipalkin rapautumista. Kun betonipalkki karbonatisoituu eli betonin pH arvo laskee neutraloitumisreaktion myötä, mahdollistuu korroosion syntyminen. Tämän seurauksena palkissa olevat raudoitukset ruostuvat, sillä betonin tuoma suoja teräksille katoaa. (Leskelä 2008, 49–51.)

### 7.1.1 Poikkileikkauksen mitat

Vanhan palkin tarkastelussa poikkileikkauksen mitat saadaan selville usein tutkimalla vanhoja rakennepiirustuksia. Jos vanhoja piirustuksia ei ole saatavilla

kyseisestä kohteesta tai piirustuksista ei saa selvää, tulee rakenteeseen tehdä rakenneavauksia, jonka avulla poikkileikkauksien mitat, raudoitukset, betonipeitteet ja muut tarvittavat tiedot saadaan selville.

Poikkileikkausten mittojen valintaan vaikuttavat rakennuskustannukset sekä mekaaninen toiminta. Rakenne pyritään mitoittamaan niin, että rakenteen kustannukset pysyvät mahdollisimman alhaisina, mutta kuitenkin niin, että rakenteen sitkeys ja käyttömukavuus olisi sallituissa rajoissa, eikä halkeamat aiheuttaisi vaaratilanteita. (Leskelä 2008, 376.)

Yksiaukkoisten palkkien ja jatkuvien palkkien mitoittamiseen on olemassa suositeltuja mittoja palkin korkeudelle. Yksiaukkoisen palkin korkeus olisi hyvä olla minimissään  $L/16$ . Jatkuvan palkin korkeuteen vaikuttaa kuormitus. Tällöin kuormituksesta riippuen palkin korkeus voi olla välillä  $L/10 \dots L/18$ . Yksiaukkoisen palkin suositeltu leveys on  $0,4 \dots 0,5 \times$  hyötykorkeus ( $d$ ). Jatkuviissa palkeissa hyötykorkeus saa olla minimissään  $L/20$ . (Leskelä 2008, 376–377.) Toisaalta palkin mitoitukselle on annettu toisetkin ohjeet, jossa palkin leveys ( $b$ ) tulisi olla pienempi kuin  $5 \times h$  eli palkin korkeus. Muuten palkki luokitellaan laataksi. Palkin korkeus ei myöskään saisi olla suurempi kuin  $3 \times L$  tai muuten kyseessä on seinämäinen palkki. (Suomen Betoniyhdistys ry 2013, 80.)

### **7.1.2 Raudoitus**

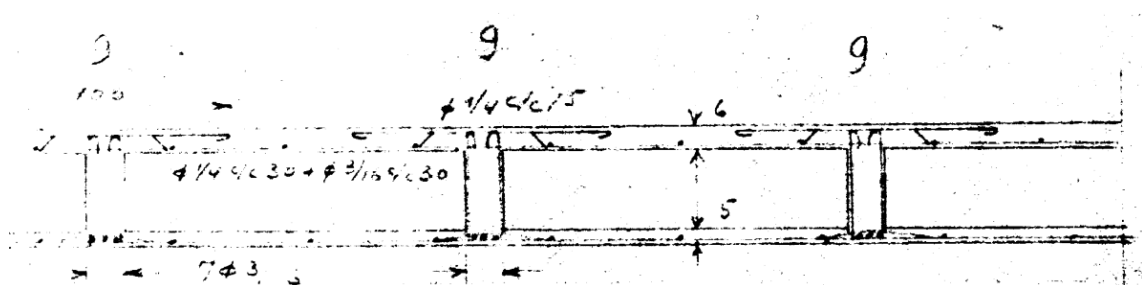
Raudoitukset määritetään vanhojen rakennekuvien perusteella. Alkuperäisessä esimerkkikohteessa raudoitus on noudattanut kuvan 10 palkkia 9. Raudoituksessa on käytetty kolmea kappaletta  $7/8$  tuumaista terästä, jolloin halkaisija on ollut 22 millimetriä. Alemman kuvan 11 perusteella voidaan havaita laatan teräksien olevan jaolla 150 millimetriä.

Muutetun esimerkkikohteen raudoituksena käytetään 20 mm teräksiä, joita on neljä kappaletta. Hakaraudoituksena on 8 mm teräksiä ja hakajako palkin reunassa on 200 mm. Alkuperäisen esimerkkikohteen piirustukset ovat näkyvissä

koska niistä huomataan, ettei vanhat rakennekuvat aina ole selkeitä ja helppolukuisia.

Palkki nro	kpl.	H	B	raudoitus	Palkki nro
6	6	45	14	3 $\phi$ 3/4	9
7	1	"	13	1 $\phi$ 3/4 + 2 $\phi$ 5/8	"
8	6	"	17	3 $\phi$ 7/8	10
9	26	"	14	3 $\phi$ 3/4	"
13	1	"	18	2 $\phi$ 5/8	11
14	4	25	25	2 $\phi$ 3/4 / 4 $\phi$ 3/4	"
17	2	30	15	1 $\phi$ 1/2 + 1 $\phi$ 3/8	"
18	26	60	27	1 $\phi$ 5/8 + 2 $\phi$ 1/2	"
18a	6	60	27	2 $\phi$ 5/8 + 2 $\phi$ 1/2	"
20	5	45	16	2 $\phi$ 7/8 + 1 $\phi$ 3/4	12
22	2	"	17	3 $\phi$ 7/8	"
25	2	"	20	2 $\phi$ 7/8 + 2 $\phi$ 1/2	14
32	1	60	20	4 $\phi$ 7/8	22
33	1	"	"	2 $\phi$ 7/8 + 1 $\phi$ 3/4	"
34	1	45	16-25	2 $\phi$ 1 + 1 $\phi$ 7/8	"
35	1	"	14	3 $\phi$ 3/4	"
36	1	"	20	2 $\phi$ 7/8 + 2 $\phi$ 3/4	23
37	1	"	17	3 $\phi$ 7/8	"
38	14	"	20	2 $\phi$ 7/8 + 1 $\phi$ 3/4	"
39	1	"	20	2 $\phi$ 7/8 + 2 $\phi$ 3/4	"
40	2	"	60	6 $\phi$ 1	"

Kuva 10. Alkuperäisen esimerkkikohteen palkkien raudoitustiedot. (Nodetec Oy 2020.)



Kuva 11. Alkuperäisen esimerkkikohteen vahvistettava palkki. (Nodetec Oy 2020.)

Vaikka opinnäytetyössä raudoitus on saatu päättää itse, tulee laskentapohjaa käyttävän suunnittelijan projektikohtaisesti tutkia vanhoja rakennekuvia, jotta tiedetään millainen raudoitus kyseisessä kohteessa on. Raudoituksen määrä vaikuttaa huomattavasti rakenteen kantavuuteen.

### 7.1.3 MRT- mitoitukset

Vanhan palkin tarkastelussa tehdään taivutus-, leikkaus- ja ankkurointimitoitus. Opinnäytetyössä mitoitukset tehdään kohdan 6.4 mukaan, joten myös laskentapohja noudattaa EC2 mukaisia kaavoja vanhan palkin tarkastelussa. Projektikohdasta tulee miettiä, tarkastellaanko vanhaa palkkia rakennusaikaisten normien mukaisesti vai nykyisten normien mukaan.

Suunnittelu ja mitoitus aloitetaan lähtötietojen selvittämällä. Olemassa olevasta palkista tulee tietää sen pituus, korkeus ja leveys. Lisäksi raudoituksesta tulee olla selvillä kaikkien raudoituksen määrä ja pinta-ala sekä terästen halkaisijat. Myös betonista tulisi tietää sen lujuusluokka, kuormitusikä ja vaadittu suojabetonipaksuus. Lähtötietojen jälkeen suunnittelijan tulee määrittää rakenteelle tulevat osavarmuusluvut. (Syvänen 2019, 46.)

Taivutuskestävyyttä mitoittaessa tulee tietää yllä mainittujen asioiden lisäksi betonin lieriölujuuden ominaisarvo ( $f_{ck}$ ), teräksen myötölujuuden ominaisarvo ( $f_{yk}$ ), ja taivutusmomentti ( $M_{Ed}$ ). Loput tarvittavat kaavat ja tiedot löytyy laskentapohjasta valmiina.

Leikkauskestävyyttä mitoitettaessa tulee tietää yllä mainittujen asioiden lisäksi hakaterästen leikkeiden määrä, hakajako ( $s$ ), hakojen kaltevuus ( $\alpha$ ), puristussauvan kaltevuus ( $\theta$ ) sekä Leikkausvoiman mitoitusarvo ( $V_{Ed}$ ). Näiden tietojen jälkeen laskentapohja laskee käyttöasteet valmiiksi EC2 ohjeiden mukaisesti. Vanhoissa rakenteissa on voitu käyttää leikkausraudoituksena ylöskäännettyjä teräksiä.

Ankkurointimitoituksessa selvitetään ankkuroinnille tuleva voima ( $F_{Ed}$ ), joka saadaan selville leikkauskestävyyden avulla. Kun rakenteen mitoituksen tekee laskentapohjan avulla oikeassa järjestyksessä, tulee ankkurointimitoitus valmiina, sillä kaikki tarvittavat lähtötiedot on jo mainittu.

## 7.2 Kuormien jakautuminen uuden ja vanhan rakenneosan välille

Kuormat eivät jakaudu heti tasaisesti vanhalle ja uudelle rakenneosalle vaan ensimmäisenä olemassa oleva palkki ottaa vastaan kaiken rakenteeseen kohdistuvan kuorman, sillä manttelissa oleva betoni kokee muodonmuutoksia. Pikkuhiljaa myös uusi betoni alkaa ottaa vastaan kuormitusta betonin kovettuessa ja sitkeytyessä. (RIL 174-4-1988, 114.)

Kuormien jakautumiseen ei riitä pelkästään uuden betonin muodonmuutokset, vaan rakenneosien yhteistoimintaa täytyy parantaa esimerkiksi vaarnoin ja tunkkaamalla palkkia (RIL 174-4-1988, 114). Suunnittelijan tehtävänä on miettiä projektikohtaisesti paras vaihtoehto jakaa kuormia rakenneosien välillä.

## 7.3 Vanhan ja uuden rakenteen yhteistoiminta

Kun vanha rakenne mantteloidaan, tulee uuden manttelin olla lujempaa kuin jo olemassa olevassa rakenteessa on. Erään lähteen mukaan yhteistoiminta voitaisiin varmistaa laskemalla olemassa olevan sekä uuden rakenteen betonin ja terästen keskiarvoja, jonka jälkeen voitaisiin suorittaa taivutus-, leikkaus- ja ankkurointimitoitus.

Parkkosen mukaan betonin keskiarvolujuus lasketaan kaavalla 42.

$$f_{ck_a} = \frac{f_{ck_m}A_m + f_{ck_p}A_p}{A_m + A_p} \quad (42) \text{ (Parkkonen 2019, 29)}$$

missä  $f_{ck_a}$  = pinta-alan betonin keskiarvolujuus

$f_{ck_m}$  = manttelin betonin lujuus

$f_{ck_p}$  = olemassa olevassa palkin betonin lujuus

$A_m$  = manttelin poikkileikkauksen pinta-ala

$A_p$  = olemassa olevassa palkin poikkileikkauksen pinta-ala

Parkkonen määrittää työssään myös betonien keskiarvon lisäksi pääterästen halkaisijoille keskiarvon. Keskiarvo lasketaan kaavalla 43. (Parkkonen 2019, 30.)

$$\phi_a = \frac{f_{yk_m} n_m \phi_m + f_{yk_p} n_p \phi_p}{f_{yk_m} n_m + f_{yk_p} n_p} \quad (43) \text{ (Parkkonen 2019, 30)}$$

missä  $\phi_a$  = pääterästen halkaisijan keskiarvo  
 $f_{yk_m}$  = manttelin teräksen myötölujuus  
 $f_{yk_p}$  = olemassa olevassa palkin teräksen myötölujuus  
 $n_m$  = manttelin pääterästen lukumäärä  
 $n_p$  = olemassa olevassa palkin pääterästen lukumäärä  
 $\phi_m$  = manttelin pääteräksen halkaisija  
 $\phi_p$  = olemassa olevassa palkin pääteräksen halkaisija

Parkkonen toteaa vielä, että myös uuden ja vanhan rakenteen teräksien keskiarvolujuus tulisi määrittää. Terästen lujuuden keskiarvo lasketaan kaavalla 44. (Parkkonen 2019, 30.)

$$f_{yk_a} = \frac{f_{yk_m} n_m \phi_m + f_{yk_p} n_p \phi_p}{\phi_m n_m + \phi_p n_p} \quad (44) \text{ (Parkkonen 2019, 30)}$$

missä  $f_{yk_a}$  = terästen lujuuden keskiarvo  
 $f_{yk_m}$  = manttelin teräksen myötölujuus  
 $f_{yk_p}$  = olemassa olevassa palkin teräksen myötölujuus  
 $n_m$  = manttelin pääterästen lukumäärä  
 $n_p$  = olemassa olevassa palkin pääterästen lukumäärä  
 $\phi_m$  = manttelin pääteräksen halkaisija  
 $\phi_p$  = olemassa olevassa palkin pääteräksen halkaisija

Normaalia palkkirakennetta mitoittaessa tulee tietää rakenteen tehollinen korkeus. Kun palkkimanttelin mitoituksessa on käytetty yllä olevia laskentakaavoja betonien ja terästen lujuuksien ja halkaisijoiden keskiarvoihin, olisi syytä



määrittää pääterästen keskiöetäisyys. Määrittäminen tapahtuu kaavalla 45. (Parkkonen 2019, 31.)

$$d'_a = \frac{f_{yk_m} n_m \phi_m d_m + f_{yk_p} n_p \phi_p d_p}{f_{yk_m} \phi_m n_m + f_{yk_p} \phi_p n_p} \quad (45) \text{ (Parkkonen 2019, 31)}$$

missä  $d'_a$  = terästen painotettu keskiöetäisyys  
 $d_m$  = terästen sijainti manttelissa  
 $d_p$  = terästen sijainti olemassa olevassa palkissa  
 $f_{yk_m}$  = manttelin teräksen myötölujuus  
 $f_{yk_p}$  = olemassa olevassa palkin teräksen myötölujuus  
 $n_m$  = manttelin pääterästen lukumäärä  
 $n_p$  = olemassa olevassa palkin pääterästen lukumäärä  
 $\phi_m$  = manttelin pääteräksen halkaisija  
 $\phi_p$  = olemassa olevassa palkin pääteräksen halkaisija

Mantteloidussa palkkirakenteessa pääteräkset eivät voi olla yhdessä rivissä, sillä olemassa olevassa rakenteessa olevat teräkset jäävät huomattavasti uusia teräksiä alemmaksi. Tämän seurauksena Parkkonen toteaa, että betonipeitteen paksuuden keskiarvo tulisi myös selvittää hyödyntäen aiemmin esitettyjä laskelmia. Betonipeite lasketaan kaavalla 46. (Parkkonen 2019, 32.)

$$c_a = d'_a - \frac{\phi_a}{2} \quad (46) \text{ (Parkkonen 2019, 32)}$$

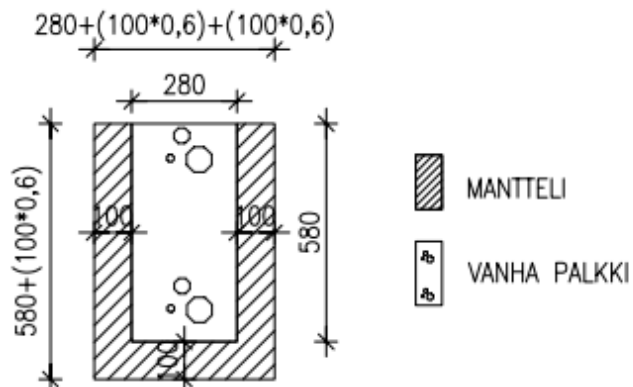
missä  $c_a$  = laskennallinen betonipeite  
 $d'_a$  = terästen painotettu keskiöetäisyys (kts. kaava 43)  
 $\phi_a$  = pääteräksien halkaisijan keskiarvo (kts. kaava 41)

## 7.4 Manttelin mitoittaminen

Seuraavat kappaleet käsittelevät kolme erilaista vaihtoehtoa, kuinka manttelointi voidaan suorittaa. Opinnäytetyön laskentapohja on suoritettu vaihtoehdon 1

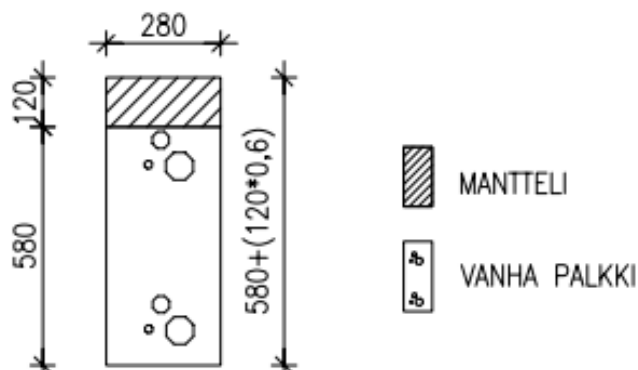
mukaisesti, jolloin laskentapohja ei sovi suoraan vaihtoehtoilte 2 ja 3. Kaikissa mitoitustilanteissa laskenta suoritetaan EC2 mukaisesti.

Ensimmäinen vaihtoehto on suorittaa laskenta siten, että valu tehdään U-mallisesti vanhan palkin pintaan niin, ettei palkin yläosaan tule uutta betonia tai raudoitusta. Kuvassa 12 on näkyvissä ensimmäisen vaihtoehdon poikkileikkaus.



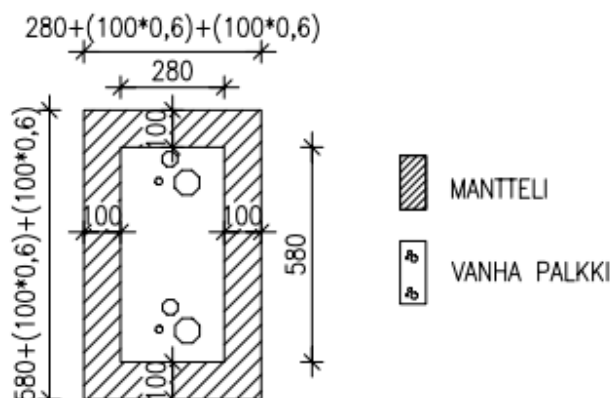
Kuva 12. Manttelin poikkileikkaus vaihtoehto 1.

Jos palkkia tunkataan, voidaan manttelointi tehdä pelkästään rakenteen yläosaan. Tällöin tunkattu palkki esikorotetaan ja tuetaan, kunnes uusi betoni on saavuttanut riittävän lujuuden. Kuvassa 13 näkyvissä kolmannen vaihtoehdon poikkileikkaus.



Kuva 13. Manttelin poikkileikkaus vaihtoehto 2.

Kolmas vaihtoehto voidaan suorittaa niin, että yläpohjaa ei tunkata ylöspäin, jolloin vanha rakenne mantteloidaan ympäriinsä aivan kuten pilari. Tällöin vanhaa rakennetta ei tarvitse edes huomioida laskennassa. Hyötykuorman ja muotin tuentaan ei oteta kantaa. Kuvassa 14 on näkyvissä toisen vaihtoehdon poikkileikkaus.



Kuva 14. Manttelin poikkileikkaus vaihtoehto 3.

## 8 Laskentapohjan käyttö

Tässä luvussa käydään läpi opinnäytetyön laskentapohjan käyttöä. Tarkemmat laskentapohjasta tulleet tulokset näkyvät liitteistä 1–10 pelkistettynä. Tässä luvussa ohjeistetaan, kuinka laskentapohja toimii.

Laskentapohjasta on pyritty tekemään mahdollisimman yksinkertainen suunnittelijan käyttöön. Laskentapohjassa on merkattu harmaalla värillä kohdat, jotka suunnittelija itse täyttää projektikohtaisten tietojensa perusteella (taulukko 13). Valkealla olevat kohdat ovat valmiiksi tehtyjä kaavoja, joita ei tule muokata, jollei rakennetta tutkita vanhojen normien mukaisesti tai eurokoodissa tapahdu muutoksia.

Betoni								
	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$f_{cd}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctd}$	$E_{cm}$	$\epsilon_{cu}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	-
	25	33	14,2	2,56	1,80	1,20	31476	0,0035

Taulukko 13. Esimerkkikuva laskentapohjasta.

Ensimmäisillä riveillä näkyvissä on lähtötiedot niin betonille, teräkselle kuin palkillekin. Myös betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet on koottu nykyisen EC2 mukaan. Nämä lähtötiedot vaikuttavat automaattisesti kaikkiin muihin nykyisen rakenteen mitoituksiin.

Lähtötietojen jälkeen tarkastetaan taivutuksen käyttöaste. Taivutusta varten tulee tietää terästen määrä, halkaisija sekä rakenteeseen kohdistuva kuormitus. Taivutusmomentin mitoitusarvo tulee jokaisen suunnittelijan laskea itse. Rakenteen sallittu taivutus näkyy laskentakaaviossa vihreällä värillä ja käyttöaste prosentti on alle 100 (kuva 15). Jos taivutus on liian suuri, tulee käyttöastelaatikkoon punainen väri (kuva 16) ja prosentiksi tulee yli 100.

Käyttöaste
[%]
96,8

Kuva 15. Hyväksyttävä laskentatuloks, kun käyttöaste alle 100 %.

Käyttöaste
[%]
193,6

Kuva 16. Hylätty laskentatuloks, kun käyttöaste yli 100 %.

Kun taivutuksen käyttöaste on saatu selville, tarkastellaan leikkauksen käyttöastetta. Leikkauskestävyyttä tarkastaessa tulee tietää leikkausvoima, hakojen koot, leikkeet ja hakavälit. Tärkeää on tietää myös, missä kulmassa teräkset ovat. Laskentakaaviossa on kolme eri vaihtoehtoa kulmien määrittämiselle. Ohjeiden antamat minimi- ja maksimiarvot sekä itsemääriteltävät arvot. Kaavio valitsee kulmien perusteella saadun suurimman  $V_{Rd}$  luvun, jota verrataan  $V_{Ed}$ -arvoon. Leikkauksen käyttöasteet näkyvät laskentapohjassa samalla tavalla kuin taivutuksenkin.

Viimeisenä tarkastetaan, että vanhan rakenteen ankkurointimitoitus on riittävä. Jos ankkurointimitoitus on riittävä, tulee laskentapohjaan teksti "TOTEUTUU" (kuva 17). Jos taas ankkurointimitoitus ei riitä tulee näkyviin teksti "EI TOTEUDU" (kuva 18).

$L_b > L_{b.rqd}$
<b>TOTEUTUU</b>

Kuva 17. Riittävä ankkurointi.

$L_b > L_{b.rqd}$
<b>EI TOTEUDU</b>

Kuva 18. Ankkurointi ei riitä.

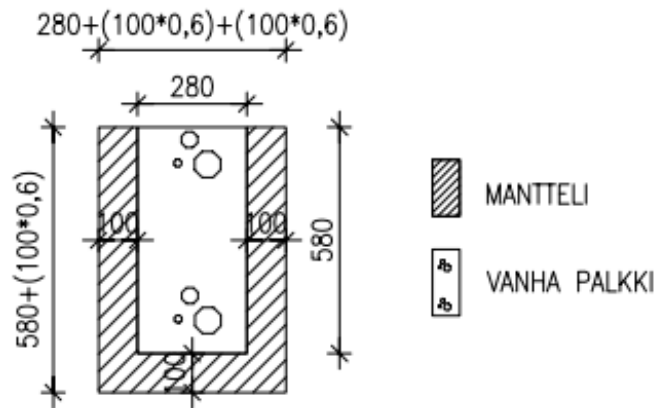
Tämän jälkeen voidaan siirtyä mantteloinnin suunnitteluun ja mitoituseseen. Manttelointimitoitus aloitetaan uuden poikkileikkauksen määrittämisellä. Tässä vaiheessa poikkileikkauksen suuruus on vielä arvio, eikä vaadittavaa poikkileikkauksen mittoja voida tietää. Myös uudet kuormitukset tulisi laskea sekä päättää betonin ja teräksen materiaaliominaisuudet.

Laskentapohja toimii mantteloinnin osalta aivan samalla tavalla kuin olemassa olevan palkin kohdalla. Harmaalla merkatut kohdat tulee suunnittelijan itse täyttää, muissa kaavat ovat jo valmiina. Erot manttelissa ja olemassa olevassa palkissa on siinä, että manttelissa tulee ottaa huomioon vain 60 % uuden betonin kapasiteetista ja huomioida myös vanhan betonin kapasiteetti. Tällöin laskentapohjaan on tehty keskiarvolaskelmat uudesta ja vanhasta betonista. Näitä ei kuitenkaan suunnittelijan tarvitse enää erikseen huomioida.

Lähtötiedoissa näkyvät merkinnät  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $h_1$  ja  $h_2$  (taulukko 14). Nämä tarkoittavat manttelin poikkileikkauksen mittoja. Esimerkkikohteessa on aluksi valittu, että olemassa olevaa betonipalkkia kasvatetaan 100 mm kummaltakin sivulta ja palkin alapinnasta (kuva 19).  $h_{uusi}$  ja  $b_{uusi}$  tarkoittavat palkin tulevaa korkeutta ja leveyttä, kun olemassa olevan palkin tiedot ja  $h_1$  sekä  $h_2$  on laskettu yhteen niin, että uudesta betonista on otettu huomioon vain 60 %.

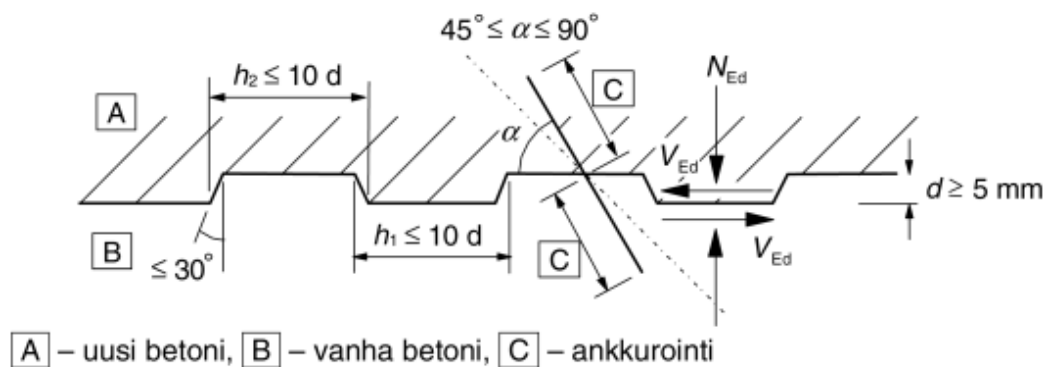
$h_1$	$h_2$	$h_{uusi}$	$b_1$	$b_2$	$b_{uusi}$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
100	0	640	100	100	400

Taulukko 14. Mantteloinnin poikkileikkauksen lähtötiedot.



Kuva 19. Ylempää taulukkoa 13 vastaava poikkileikkaus.

Mantteloinnin leikkausmitoituksessa tulee tietää millainen eri betonipintojen luokitus on. Laskentapohjassa on kohta, jossa valitaan pinnan luokka. Vaihtoehtoina ovat hyvin sileä (taulukko 15), sileä (taulukko 16), karhea (taulukko 17) tai vaarnattu (taulukko 18). Näiden perusteella saadaan selvitettyä karheuteen vaikuttavat kertoimet. Hyvin sileä luokitus valitaan silloin, kun betoni on valettu esimerkiksi teräsmuottia vasten. Tällöin pinta vastaa muottia ja siitä tulee tasainen. Sileä pinta saadaan esimerkiksi tekemällä liukuvalettu pinta ja karhea puolestaan urittamalla rakennetta. Karhea pinta voidaan saada myös muilla keinoin. Pintaluokitus vaarnattu on käytössä silloin, kun pinta on EC2-1-1 kuvan 6.9 mukainen (kuva 20). (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 92.)



Kuva 20. Vaarnatun työsauman muotoilu. (SFS-EN 1992-1-1+A1+AC 2015, 92.)

Betonin pinnan luokitus		
Pinta	c	$\mu$
-	-	-
Hyvin sileä	0,025	0,50

Taulukko 15. Betonin pinta hyvin sileä.

Betonin pinnan luokitus		
Pinta	c	$\mu$
-	-	-
Sileä	0,20	0,60

Taulukko 16. Betonin pinta sileä.

Betonin pinnan luokitus		
Pinta	c	$\mu$
-	-	-
Karhea	0,40	0,70

Taulukko 17. Betonin pinta karhea.

Betonin pinnan luokitus		
Pinta	c	$\mu$
-	-	-
Vaarnattu	0,50	0,90

Taulukko 18. Betonin pinta vaarnattu.

Lopuksi vielä tulisi tarkastaa rakenteen viruma ja kutistuma. Opinnäytetyössä viruman ja kutistuman vaikutus rajattiin pois Excel-laskentapohjasta. Opinnäytetyöhön on kuitenkin merkattu käytettävät kaavat, joilla virumat ja kutistumat voidaan tarvittaessa laskea.

Kun virumaa ja kutistumaa ei huomioida on suotavaa tehdä tartunnan varmistamiseksi tapitus esimerkiksi k300 jaolla. Tämä voidaan tarkastella erillisten laskelmien avulla.

## 9 Tulokset

Tässä luvussa käsitellään esimerkkikohteena olleen palkin mitoituksesta saatuja tuloksia. Laskenta lähti syöttämällä liitteissä 1 ja 2 näkyvät lähtötiedot laskentapohjaan. Tämän seurauksena olemassa olevan palkin taivutuksen käyttöasteeksi

saatiin 107 % (liite 3) ja leikkauksen käyttöasteeksi 135 % (liite 4). Olemassa olevan palkin ankkurointi toteutuu (liite 5).

Mantteloinnin mitoitus suoritettiin liitteiden 6 ja 7 mukaisilla lähtötiedoilla. Laskennan lopputuloksena saatiin taivutuksen käyttöasteeksi saatiin 60,4 % (liite 8) ja leikkauksen käyttöasteeksi 92,1 % (liite 9). Myös ankkurointipituus oli riittävä (liite 10).

## **10 Ohjeistus työmaalle**

Jos vahvistusmenetelmänä päädytään käyttämään manttelointia, tulee muistaa, että olemassa oleva sekä uusi betonirakenne käyttäytyvät eri tavalla. Uusi betoni kutistuu kuivuessaan ja voi näin aiheuttaa virumaa. (RIL 174-4-1988, 114.)

Työmaalla vahventaminen aloitetaan vanhan betonin esikäsittelyllä tai poistamisella, mikäli se on vaurioitunut tai siinä on haitta-aineita, jotka voivat heikentää rakenteen säilymistä hyvänä (Vilonen 2018, 454). Betonin poistaminen tehdään huolellisesti esimerkiksi piikkaamalla ja vältetään rakenteen tarpeetonta rikkomista. Jos rakenne rikkoutuu pahasti, voi olemassa oleva rakenne heikentyä ja sen seurauksena tartunta uuteen betoniin kärsiä. Piikkaamisen jälkeen tulee varmistaa, ettei irtonaista betonia enää ole. (RIL 174-4-1988, 107.)

Tärkeää yhteistoiminnan kannalta työmaalla on varmistaa, että tartuntapinta on riittävän karhea. Olemassa olevan rakenteen pinta saadaan karheaksi mm. teräsharjauksella. (RIL 174-4-1988, 107.)

Ennen uuden betonin valamista pitää olemassa olevaa betonirakennetta kastella. Tämän jälkeen päästään valamaan mantteli korkealuokkaisesta betonista, jonka kosteudesta tulee myös huolehtia, jottei betoni pääse kuivumaan ja kutistumaan liian nopeasti. (RIL 174-4-1988, 114–116). Jotta vanhan betonin päälle voidaan valaa uutta betonia, on erittäin tärkeää varmistaa, että olemassa olevan betonin



pinta ei ole likainen, eikä pinnassa ole aineita, jotka voivat estää tartunnan (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 29).

Manttelointi vaatii puhtaan ja karheen pinnan lisäksi esikostuttamista. Esikostutuksen avulla olemassa olevan betonin kosteuspitoisuus muuttuu, eikä siihen pääse imeytymään kosteutta liikaa uudesta betonista. Tämän avulla vältetään rakenteen halkeilu sekä heikko tartunta. Olemassa oleva rakenne tulisi esikostuttaa muutamaa päivää aikaisemmin, ennen korjaustyön aloittamista. Esikostutuksessa tulee kuitenkin olla huolellisia siinä, ettei olemassa oleva rakenne pääse kostumaan liikaa, sillä muuten tartunta ei toimi betonien välillä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 33–34.)

Tarvittaessa tartuntaa voidaan pyrkiä parantamaan tartuntakerroksen avulla. Tartuntakerros on valmistettu sementti-hiekkalaastista ja sitä käytetään juuri ennen paikkausta sivelemällä kerros korjattavalle pinnalle. Tartuntakerroksen käyttöä tulee kuitenkin harkita, sillä väärin tehty sementti-hiekkalaasti heikentää tartuntaa. (RIL 174-4-1988, 107.)

Rakennesuunnittelijalla on suuri vastuu rakenteessa olevasta virumasta ja sen huomioimisesta. Työmaan tulee myös tietää millaisia toimenpiteitä viruma voi aiheuttaa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2018, 96.) Viruma on verrannollinen kapilaarishuokoisuuden sekä vesi/sementtisuhteen muuttuessa. Mitä aikaisemmin betonia kuormitetaan tai mitä ohuempi valettu rakenne on, sitä suurempi on myös viruminen. Myös ympäristöolosuhteet vaikuttavat viruman suuruuteen. (Leskelä 2008, 44.)

## **11 Pohdinta**

Opinnäytetyön tarkoituksena oli tehdä toimeksiantajalle valmis laskentapohja manttelin mitoitukseen niin, että rakenteen yhteistoiminta saadaan varmistettua. Lisäksi opinnäytetyön raporttiosion on tarkoituksena kertoa erilaisista vahvistusmahdollisuuksista sekä olla ohjeena laskentapohjan käyttöön.

Työ suoritettiin olemassa olevien normien ja ohjeiden perusteella sekä tutkimalla jo aikaisemmin tehtyjä opinnäyte- ja diplomitöitä manttelointiin liittyen. Laskentapohjan tekemisessä apuna oli toimeksiantajan aiemmin tekemä laskentapohja, jota sain soveltaa palkin taivutukseen ja leikkaukseen. Ankkurointi ja manttelointin mitoitus tuli kuitenkin suorittaa itsenäisesti tutkimustyönä sekä laatia mahdollisimman yksinkertainen laskentapohja suunnittelijoiden käyttöön.

Opinnäytetyössä otettiin kantaa uuden ja olemassa olevan palkin yhteistoimintaan ottamalla huomioon rakenteiden keskiarvolujuuksia betonin ja teräksien osalta. Työssä perehdyttiin myös uuden ja olemassa olevan rakenteen rajapintoihin sekä kuormien jakautumiseen rakenneosien välillä.

Opinnäytetyön haasteena oli manttelointiin perustuvien teosten vähäisyys. Useimmat rakenteen vahvistamiseen liittyvät aiemmat teokset ja opinnäytetyöt koskivat pilarirakenteiden manttelointia tai muita vahvistusmenetelmiä. Palkkien manttelointi ei myöskään aina ole samanlaista vaan se riippuu kohteesta ja vahvistuksen tarpeesta. Siksi laskentapohjan suunnittelu olikin hieman haastavaa sillä tavoitteena oli saada laskentapohja, joka sopisi mahdollisimman moneen tapaukseen.

Suunnittelijan työtä nopeuttaakseen laskentapohjaa voitaisiin kehittää jatkossa vielä ottamalla huomioon viruma ja kutistuma, jotka opinnäytetyössä vain käsiteltiin teoreettisesti. Tämän lisäksi olisi hyvä olla myös laskentapohja tapitukselle, jolla selvitetäisiin tarvittava tapitusmäärä. Näin voitaisiin välttyä ylimääräiseltä työltä työmaalla.

## Lähteet

- Airaksinen, M. 2019. Betonirakenteiden korjaaminen. Ramboll Finland Oy. [http://www.betoniyhdistys.fi/media/kurssimateriaalia/bkr-2019/2.-jakson-matskut/airaksinen-matti\\_bkr2019.pdf](http://www.betoniyhdistys.fi/media/kurssimateriaalia/bkr-2019/2.-jakson-matskut/airaksinen-matti_bkr2019.pdf). 26.8.2020.
- Arike, R. 2017. Yhteen suuntaan kantavien teräsbetonisten tasorakenteiden analysointi- ja vahvistusmahdollisuudet korjaushankkeessa. Aalto-yliopisto. Insinööritieteiden korkeakoulu. Diplomityö. [https://aalto-doc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/26691/master\\_Arike\\_Riku\\_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://aalto-doc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/26691/master_Arike_Riku_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y). 9.9.2020.
- Liikennevirasto. 2012. Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu. [https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lo\\_2012-13\\_eurokoodin\\_soveltamisohje\\_ncci2\\_web.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/pdf3/lo_2012-13_eurokoodin_soveltamisohje_ncci2_web.pdf). 2.2.2021.
- Leskelä, M. 2008. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus by 210. Helsinki. Suomen Betonitieto Oy.
- Marttila, U. 2009. Betonirakenteiden materiaaliominaisuudet. A-insinöörit Suunnittelu Oy. [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/eurocode/Marttila\\_Materiaaliominaisuudet.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/eurocode/Marttila_Materiaaliominaisuudet.pdf). 7.1.2021.
- Museovirasto. 2021. Rakennusperintölailla suojelu. <https://www.museovirasto.fi/fi/kulttuuriymparisto/rakennettu-kulttuuriymparisto/rakennusperintolailla-suojelu>. 27.1.2021.
- Niskala, E. 1988. RIL 174-1 Korjausrakentaminen I Yleiset perusteet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Nodetec. 2020. <https://nodetec.fi/>. 10.06.2020.
- Norokivi, T. 2016. Betonipalkkien eri vahvistusmenetelmät. Saimaan ammattikorkeakoulu. Rakennustekniikan koulutusohjelma. Opinnäytetyö. [https://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/118569/Norokivi\\_Tomi.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/118569/Norokivi_Tomi.pdf?sequence=1&isAllowed=y). 7.9.2020.
- Parkkonen, N. 2019. Pilarimanttelin suunnittelu ja mitoitus. Metropolia Ammattikorkeakoulu. Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma. Opinnäytetyö. [https://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/171486/Parkkonen\\_Niina.pdf?sequence=2&isAllowed=y](https://www.theseus.fi/bitstream/handle/10024/171486/Parkkonen_Niina.pdf?sequence=2&isAllowed=y). 1.3.2021.
- Pitkänen, J. 2018. Vetotangolla vahvistettu palkki. Puuinfo. [https://puuinfo.fi/wp-content/uploads/2020/06/14\\_Vetotangolla-vahvistettu-palkki.pdf](https://puuinfo.fi/wp-content/uploads/2020/06/14_Vetotangolla-vahvistettu-palkki.pdf). 31.10.2020.
- RIL 174-4-1988. 1988. 174–4 Korjausrakentaminen IV Runkorakenteet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Saarinen, E. 1986. RIL125 Teräsbetonirakenteet. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Sanastokeskus TSK ry. 2021. TEPA-termipankki. <https://termipankki.fi/tepa/fi/haku/tilaaja>. 27.1.2021.
- Savolainen, A. 2018. RIL 179-2018 Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.
- Sisäasiainministeriö. 1981. Suomen rakentamismääräyskokoelma. B4. Betonirakenteet. [https://www.ouka.fi/documents/486338/20585871/B4\\_1981\\_Betonirakenteet.pdf/72849c22-e711-4b75-a833-87397f6574b1](https://www.ouka.fi/documents/486338/20585871/B4_1981_Betonirakenteet.pdf/72849c22-e711-4b75-a833-87397f6574b1). 1.2.2021.
- Suomen Betoniyhdistys ry. 2013. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1 by 211. Helsinki. BY - Koulutus Oy.

- Suomen Betoniyhdistys ry. 2016. Betonirakenteiden korjauskohteet by 41. Helsinki. BY-Koulutus Oy.
- Suomen Betoniyhdistys ry. 2018. Betonitekniikan oppikirja by 201. Helsinki. BY-Koulutus Oy.
- SFS-EN 1992-1-1+A1+AC. 2015. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1–1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki. Suomen Standarditoimistoliitto SFS ry.
- Sto Finexter Oy. 2020a. Hiilikuituvahventaminen. Palkki. [https://www.sto.fi/fi/tuotteet\\_jarjestelmat/hiilikuituvahventaminen/balkar\\_2.html](https://www.sto.fi/fi/tuotteet_jarjestelmat/hiilikuituvahventaminen/balkar_2.html). 26.8.2020.
- Sto Finexter Oy. 2020b. Hiilikuituvahventaminen. Yleistä. [https://www.sto.fi/fi/tuotteet\\_jarjestelmat/hiilikuituvahventaminen/oversikt\\_kolfiberforstarkning\\_1.html](https://www.sto.fi/fi/tuotteet_jarjestelmat/hiilikuituvahventaminen/oversikt_kolfiberforstarkning_1.html). 26.8.2020.
- Sweco. 2020. Jälkijännitetyt rakenteet. <https://www.sweco.fi/palvelumme/Rakennetekniikka/palvelut/rakennetekninen-suunnittelu-ja-konsultointi/jalkijannitetyt-rakenteet/>. 12.10.2020.
- Syvänen, J. 2019. Vanhojen teollisuusrakennusten betonipalkkien ja -laattojen vahvistaminen jälkijännittämällä. Tampereen yliopisto. Rakennetun ympäristön tiedekunta. Diplomityö. <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/117545/Syvanen.pdf?sequence=3&isAllowed=y>. 2.11.2020.
- Tiehallinto. 2007. Betonirakenteiden liimausvahvistusohjeet. [https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet\\_liimaus.pdf](https://julkaisut.vayla.fi/sillat/julkaisut/bet_liimaus.pdf). 21.10.2020.
- Totalmateria. 2021. Teräksen ominaisuudet. <https://www.totalmateria.com/page.aspx?ID=SteelProperties&LN=FI>. 14.3.2021.
- Vilonen, I. 2018. RIL 179-2018 Sillat – suunnittelu, toteutus ja ylläpito. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

Betoin lähtötiedot		
$f_{ck}$	25	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm}$	33	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cd}$	14,2	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctm}$	2,6	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctk,0,05}$	1,80	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ctd}$	1,20	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_{cm}$	31476	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{cu}$	0,0035	-

Lieriölujuuden ominaisarvo

Keskimääräinen lieriölujuus

Puristuslujuuden mitoitusarvo

Keskimääräinen vetolujuus

Vetolujuuden ominaisarvo 5 % fraktiili

Vetolujuuden laskenta-arvo

Keskimääräinen kimmokerroin

Murtopuristuma

Teräksen lähtötiedot		
$f_{yk}$	355	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	309	[N/mm <sup>2</sup> ]
$E_s$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]
$\epsilon_{yk}$	0,0017	-
$\phi_{haka}$	8	[mm]
$\phi_{pääteräs}$	20	[mm]

Myötölujuuden ominaisarvo

Myötölujuuden mitoitusarvo

Kimmokertoimen mitoitusarvo

Raudoituksen venymä

Haan halkaisija

Pääteräksen halkaisija

Betoni materiaaliominaisuudet	
$\gamma_c$	1,5
$\alpha_{cc}$	0,85
$\alpha_{ct}$	1
$\eta_1$	1
$\eta_2$	1
$\lambda$	0,8

Materiaaliosavarmuuskerroin

Puristuslujuuskerroin

Vetolujuuskerroin

Tartuntaolosuhteista riippuva kerroin

Tankopaksuudesta riippuva kerroin

Hoikkuusluku

Teräs materiaaliominaisuudet	
$\gamma_s$	1,15
$V$	0,54
$\alpha_{cw}$	0,85
$\rho_w$	0,0018

Materiaaliosavarmuuskerroin

Pienennyskerroin

Poikkileikkauksen puristusjännitystilän vaikutuksen kerroin

Leikkausraudoitussuhde

Palkin tiedot		
$h_{palkki}$	[mm]	580
$c_{nom}$	[mm]	30
$b_{palkki}$	[mm]	280
$L_{palkki}$	[mm]	5000
$L_T$	[mm]	300

Palkin korkeus

Betonipeite

Palkin leveys

Palkin pituus

Tukileveys

Taivutus olemassa oleva rakenne		
$M_{Ed}$	[kNm]	200
$d_{palkki}$	[mm]	530
$A_{s,vaadittu}$	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	1357
Teräs 1	$d_1$	20
kpl	$n_1$	4
Teräs 2	$d_2$	0
kpl	$n_2$	0
Teräs 3	$d_3$	0
kpl	$n_3$	0
$A_{s,prov}$	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	1257
$\beta$	-	0,20
$\mu$	-	0,18
$\omega$	-	0,20
$z$	[mm]	477
$\omega_{tod}/\beta_{tod}$	-	0,18
$\mu_{tod}$	-	0,17
$M_{Rd}$	[kNm/m]	187
<b>Käyttöaste</b>	<b>[%]</b>	<b>107,1</b>

Taivutusmomentin mitoitusarvo

Tehollinen korkeus

Raudoituksen vaadittu poikkileikkausala

Pääteräs 1

Pääterästen lukumäärä

Pääteräs 2

Pääterästen lukumäärä

Pääteräs 3

Pääterästen lukumäärä

Puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus

Suhteellinen momentti

Mekaaninen raudoitussuhde

Sisäinen momenttivarsi

Puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus valitun taivutusraudoituksen mukaan

Suhteellinen momentti valitun taivutusraudoituksen mukaan

Taivutuskestävyys

Leikkaus olemassa oleva rakenne		
Leikkausteräukset		
$\phi_{haka}$	[mm]	8
leikkeet	[kpl]	2
s	[mm]	200
$A_{\phi}$	[mm <sup>2</sup> ]	50,3
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	100,5
$\alpha$	°	90
$\theta$	°	45
$\cot \theta$	[max]	2,5
$\cot \theta$	[min]	1
$\cot \theta$	-	1,0
$\tan \theta$	[max]	0,4
$\tan \theta$	[min]	1
$\tan \theta$	-	1,00

Haan halkaisija

Leikkeiden lukumäärä

Hakaväli

Hakojen pinta-ala  
Leikkausraudoituksen  
poikkileikkausala

Kulma

Kulma

Puristussauvan kaltevuus  
enintäänPuristussauvan kaltevuus  
vähintään

Puristussauvan kaltevuus

Leikkauskestävyys			
	$\cot \theta = 2,5$	$\cot \theta = 1,0$	$\theta = x$
$V_{Rd,max}$	300	435	435
$V_{Rd,s}$	185	74	74
$V_{Rd}$	185	74	74

Leikkauskestävyyden yläraja  
Leikkausraudoituksen antama  
leikkauskestävyys

Leikkauskestävyys

Leikkausvoima		
$V_{Ed}$	kN	250
$V_{Rd}$	kN	185
<b>Käyttöaste</b>	<b>[%]</b>	<b>135</b>

Leikkausvoiman mitoitusarvo

Leikkauskestävyys



Ankkurointi olemassa oleva rakenne		
$F_{Ed}$	[kN]	125
$\sigma_{sd}$	[MPa]	99
$f_{bd}$	-	2,7
$f_{bd} \geq f_{Ed}$	TOSI	
$L_{b,reqd}$	[mm]	185
$\alpha_1$	-	1
$\alpha_2$	-	0,7
$\alpha_3$	-	1
$\alpha_4$	-	0,7
$\alpha_5$	-	0,7
$L_{bd}$	-	63,3
$L_{b,min}$	veto	100
$L_{b,min}$	puristus	110,8
$L_{bd} \geq L_{b,min}$	EPÄTOSI	
$L_b$	-	270
$L_b > L_{b,reqd}$	TOTEUTUU	

Raudoitukseen kohdistuva voima

Tangossa vaikuttava normaalijännitys

Tartuntalujuuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden perusarvo

Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(tangon muoto)

Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(betonipeite)

Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(hitsaamaton estoraudoitus)

Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(hitsattu estoraudoitus)

Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(poikittaispaine)

Ankkurointipituuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo  
vetoraudoitukselle

Ankkurointipituuden vähimmäisarvo  
puristusraudoitukselle

Ankkuroinnin toteuttava pituus

Poikkileikkausten tiedot		
$h_1$	[mm]	100
$h_2$	[mm]	0
$h_{uusi}$	[mm]	640
$b_1$	[mm]	100
$b_2$	[mm]	100
$b_{uusi}$	[mm]	400
$c_{uusi}$	[mm]	30
$d_{vanha}$	[mm]	530
$d_{uusi}$	[mm]	590
$A_{c,m}$	[mm <sup>2</sup> ]	20000
$A_{c,palkki}$	[mm <sup>2</sup> ]	162400
$t$	[vrk]	21
Sementti	-	0,2

Manttelin korkeus

Manttelin korkeus

Uuden palkin korkeus,  
kun manttelista huomioitu 60 %

Manttelin leveys

Manttelin leveys

Uuden palkin leveys,  
kun manttelista huomioitu 60 %

Manttelin betonipeite

Nykyisen palkin tehollinen korkeus

Uuden palkin tehollinen korkeus  
kun manttelista huomioitu 60 %

Manttelin pinta-ala

Olemassa olevan palkin  
pinta-ala

Sementin ikä

Sementtiluokka

Mantteliin tulevan betonin tiedot		
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	34
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	2,6
$f_{ctk,0,05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,9
$f_{ctd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	1,4
$E_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	31786
$L_T$	mm	300,00

Lieriölujuuden ominaisarvo

Keskimääräinen lieriölujuus

Puristuslujuuden mitoitusarvo

Keskimääräinen vetolujuus

Vetolujuuden ominaisarvo 5 % fraktiili

Vetolujuuden laskenta-arvo

Keskimääräinen kimmokerroin

Tukileveys

Mantteliin tulevien terästen tiedot		
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	388
$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
$\epsilon_{yk}$	-	0,002
$\phi_{haka}$	[mm]	8
$\phi_{vetoteräs}$	[mm]	20
$n_s$	[kpl]	4

Myötölujuuden ominaisarvo

Myötölujuuden mitoitusarvo

Kimmokertoimen mitoitusarvo

Raudoituksen venymä

Haan halkaisija

Pääteräksen halkaisija

Pääterästen lukumäärä

Kuormitus		
$M_{Ed}$	[kNm]	300
$V_{Ed}$	[kN]	325

Taivutusmomentin mitoitusarvo

Leikkausvoiman mitoitusarvo

Osavarmuuskertoimet		
$\gamma_c$	-	1,35
$\gamma_s$	-	1,1
$\alpha_{ct}$	-	1

Materiaaliosavarmuuskertoim

Materiaaliosavarmuuskertoim

Vetolujuuskertoim

Betonin pinnan luokitus		
Pinta	-	Vaarnattu
c	-	0,50
$\mu$	-	0,90
$\sigma_n$	jos puristus	13,2
$\rho$		1

Betonin pintaluokka

Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin

Rajapinnan karheudesta riippuva kerroin

Pienin mahdollinen normaalijännitys

 $A_s/A_i$ 

Uuden ja vanhan betonin yhteistointa		
$f_{cka}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	26
$\phi_a$	[mm]	20
$f_{yka}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	427
$V_{Edi}$	[kN]	482
$V_{Rdi}$	[kN]	524
$d'_a$	[mm]	119
$d_m$	[mm]	50
$d_p$	[mm]	216
$c_a$	[mm]	109

Keskiarvo betonin lieriölujuuden ominaisarvosta

Keskiarvo pääterästen halkaisijat

Keskiarvo terästen myötölujuuden ominaisarvosta

Rajapinnassa vaikuttava leikkausjännitys

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo

Terästen painotettu keskiöetäisyys

Terästen sijainti manttelissa

Terästen sijainti olemassa olevassa palkissa

Laskennallinen betonipeite

YHTEISTOIMINNAN TAIVUTUS		
$\mu$	-	0,143
$\mu_{bd}$	-	0,32
$\mu \leq \mu_{bd}$	-	OK
$\beta$	-	0,155
$\beta_{bd}$	-	0,49
$\beta \leq \beta_{bd}$	-	OK
$z$	[mm]	521,5
$A_{sb}$	[mm <sup>2</sup> ]	4713
$A_{s,max}$	[mm <sup>2</sup> ]	3299
$A_{s,min}$	[mm <sup>2</sup> ]	363
$A_{s,vaad}$	[mm <sup>2</sup> ]	1480
$A_{PT}$	[mm <sup>2</sup> ]	314
$n_{vaad}$	[kpl]	5
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	1480
$A_{s,min} \geq A_s$	-	TOSI
$\omega_{tod}/\beta_{tod}$	-	0,27
$\mu_{tod}$	-	0,24
$z_{tod}$	[mm]	488
$M_{Rd}$	[kNm/m]	496
Käyttöaste	[%]	60,4

Suhteellinen momentti

Kts. taulukko 8

Puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus

Kts. taulukko 8

Sisäinen momenttivarsi

Tasapainorauditus

Maksimi vetoraudituksen pinta-ala

Minimi vetoraudituksen pinta-ala

Vaadittu vetoraudituksen pinta-ala

Pääraudituksen lukumäärään vaikuttaa kerroin

Lukumäärä

Raudituksen poikkileikkausala

Puristetun poikkileikkauksen suhteellinen korkeus valitun taivutusraudituksen mukaan

Suhteellinen momentti valitun taivutusraudituksen mukaan

Sisäinen momenttivarsi valitun taivutusraudituksen mukaan

Murtorajatilán mukainen taivutuskestävyys

YHTEISTOIMINNAN LEIKKAUS		
$\phi$	[mm]	8
leikkeet	[kpl]	2
s	[mm]	37
S <sub>min</sub>	[mm]	263
S <sub>max</sub>	[mm]	424
S <sub>valittu</sub>	-	263
A <sub>φ</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	50,3
A <sub>sw</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	100,5
α	°	90
θ	°	45
cot θ	-	1,00
cot α	-	0,00
sin α	-	1,00
v	-	0,53
<b>Käyttöaste</b>	<b>[%]</b>	<b>92,1</b>

Haan halkaisija

Leikkeiden lukumäärä

Hakaväli

Hakaväli minimissään

Hakaväli maksimissaan

Valittu hakaväli

Hakojen pinta-ala

Leikkausraudoituksen poikkileikkausala

Kulma

Kulma

Puristussauvan kaltevuus

Puristussauvan kaltevuus

Puristussauvan kaltevuus

Pienennyskerroin

ANKKUROINTI NYKYINEN RA- KENNE		
$F_{Ed}$	[kN]	241
$\sigma_{sd}$	[MPa]	163
$\eta_1$	-	1
$\eta_2$	-	1
$f_{bd}$	-	3,1
$f_{bd} \geq f_{Ed}$	TOSI	
$L_{b,reqd}$	[mm]	265
$\alpha_1$	-	1
$\alpha_2$	-	1
$\alpha_3$	-	1
$\alpha_4$	-	0,7
$\alpha_5$	-	1
$L_{bd}$	-	185
$L_{b,min}$	veto	100
$L_{b,min}$	puristus	158
$L_{bd} \geq L_{b,min}$	TOSI	
$L_b$	-	190
$L_b > L_{b,reqd}$	TOTEUTUU	

Raudoitukseen kohdistuva voima

Tangossa vaikuttava normaalijännitys  
Tartuntaolosuhteista  
riippuva kerroin  
Tankopaksuudesta riip-  
puva kerroin

Tartuntalujuuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden perusarvo  
Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(tangon muoto)  
Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(betonipeite)  
Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(hitsaamaton estoraudoitus)  
Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(hitsattu estoraudoitus)  
Ankkurointipituuden pienennyskerroin  
(poikittaispaine)

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  
Ankkurointipituuden vähimmäisarvo  
vetoraudoitukselle  
Ankkurointipituuden vähimmäisarvo  
puristusraudoitukselle

Ankkuroinnin toteuttava pituus