

Johan Murto

HIILIKUITUVAHVENTAMINEN BETONIRAKENTEIDEN
KORJAUSSUUNNITTELUSSA

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelma
2018

HIILIKUITUVAHVENTAMINEN BETONIRAKENTEIDEN KORJAUSRAKENTAMISESSA

Murto, Johan
Satakunnan ammattikorkeakoulu
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Marraskuu 2018
Sivumäärä: 43

Asiasanat: hiilikuitu, vahvistaminen, betoni, korjaussuunnittelu, taivutusvahventaminen

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli tehdä suunnitteluohje betonirakenteiden hiilikuituvahventamiseen. Opinnäytetyö tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle. Työssä selvitettiin, mitä tulee ottaa huomioon betonirakenteiden vahventamista hiilikuidulla suunniteltaessa ja miten vahventaminen suunnitellaan.

Opinnäytetyössä selvitettiin, mitä kuntovaatimuksia hiilikuituvahventaminen asettaa vanhoille betonirakenteille. Lisäksi tutkittiin liimojen ominaisuuksia ja soveltuvuutta hiilikuituvahventaiden kiinnittämiseen. Hiilikuitutuotteiden teknisiä ominaisuuksia selvitettiin vahventamisen kannalta. Työssä vertailtiin valmiiden hiilikuituvahvikkeiden lujousteknisiä ominaisuuksia eri valmistajien välillä.

Opinnäytetyössä selvitettiin laskentamenetelmä betonipalkin hiilikuituvahventamiseen taivutuskestävyyden suhteen. Lisäksi tehtiin laskentaesimerkki palkin taivutusvahventamisesta. Laskentamenetelmässä selvitettiin ensin betonirakenteen jännitysten ja halkeilutilan laskenta. Sen jälkeen esitettiin hiilikuituvahventeen pinta-alan laskenta. Sitkeän murtotavan suunnittelu esitettiin laskennassa. Tämän jälkeen tutkittiin vahvikkeen ankkurointipituus ja ankkurointialueen sijainti.

CARBON FIBER REINFORCED STRENGTHENING IN REPAIR DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES

Murto, Johan

Satakunnan ammattikorkeakoulu, Satakunta University of Applied Sciences

Bachelor's Degree Programme in Construction Engineering

November 2018

Number of pages: 43

Keywords: carbon fiber, strengthening, concrete, repair design, strengthening in bending

The purpose of this thesis was to create a guideline for designing strengthening of concrete structures with carbon fiber reinforcement. Thesis was ordered by A-Insinööri Suunnittelu Oy. In this thesis it was searched what needs to be considered when designing strengthening of concrete structures and how to design strengthening.

In this thesis it was found out which requirements of condition are assigned to old concrete structures when strengthening with carbon fiber reinforcement. It was also researched adhesives technical features and suitability for anchoring FRP sheets. Technical features of carbon fiber products were researched. In this thesis physical features of carbon fiber reinforcements were compared between different manufacturers.

Calculation method for strengthening concrete beam in bending was found in this thesis. In addition to calculation method, calculation example for strengthening beam in bending was made. In the calculation method it was first found out how to calculate stresses and strains of concrete structure. After that the calculation of required carbon fibre reinforcement area was shown. A design for ductile failure was presented in the calculation. After that the anchorage length and anchoring area were investigated.

SISÄLLYS

1	JOHDANTO.....	5
2	VANHOJEN BETONIRAKENTEIDEN KUNTO JA LUJUUSOMINAISUUDET	6
2.1	Vaatimukset lähtötiedoille	6
2.2	Palkin taivutuskestävyyden kasvattaminen.....	6
2.3	Taipumien rajoittaminen	7
2.4	Leikkausvahventaminen	7
3	LIIMAT	7
3.1	Liimojen perusominaisuudet.....	7
3.2	Vaatimukset liimalle	8
3.3	Avoin aika ja käyttöaika	8
3.4	Liiman lasittumislämpötila	9
4	HIILIKUITU	9
4.1	Hiilikuituvahventamisen eri tekniikat.....	9
4.2	Hiilikuituvahvikkeet	11
4.3	Hiilikuitutuotteiden erot valmistajien välillä	12
5	PALKIN TAIVUTUSVAHVISTAMINEN.....	13
5.1	Oletukset	13
5.2	Murtotapa.....	14
5.3	Varmuuskertoimet.....	15
5.4	Mitoituksen kulku	16
5.5	Jännitysten laskenta	17
5.5.1	Halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitykset ja venymät	17
5.5.2	Halkeilleen poikkileikkauksen venymät ja jännitykset	19
5.6	Mahdolliset murtotavat	20
5.7	Hiilikuituvahvikkeen pinta-ala.....	26
5.8	Hiilikuituvahvikkeen ankkurointi	27
5.9	Ankkuroinnin aloituskohta.....	29
5.10	Liimapinnan jännitykset.....	35
6	VERTAILULASKENTA	37
7	PALONKESTO.....	40
8	YHTEENVETO	41
	LÄHTEET.....	43

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön tavoitteena on luoda suunnittelu- ja soveltamisohje betonirakenteiden hiilikuituvahventamiselle. Työssä kartoitetaan vahventamisen soveltuvuutta betonirakenteiden korjaamiseen ja sen asettamat vaatimukset ja rajoitteet betonirakenteille. Työ tehtiin A-Insinöörit Suunnittelu Oy:lle. A-Insinöörit Oy on kotimainen yritys, joka työllistää yli 700 henkeä ympäri suomea. A-Insinöörit Oy tarjoaa monipuolisesti rakennusalan palveluja.

Hiilikuituvahventeiden valmistajat ja valmiit tuotteet ovat jo olemassa, mutta vahventamiseen ei ole vielä suunnitteluohjeistusta, joten kynnys sen käyttämiseen on tois- taiseksi korkea, vaikka potentiaalia löytyisikin. Tällä hetkellä vanhoja betonirakenteita vahvistetaan pääasiassa teräsrakenteilla ja ne kasvavat usein turhan kömpelöiksi ja massiivisiksi. Hiilikuituvahventaminen tarjoaisi tähän mahdollisesti toimivamman ja kevyemmän ratkaisun.

Työssä määritellään hiilikuituvahventamiseen soveltuvia kohteita, esimerkkinä vanhojen rakenteiden kapasiteetin lisääminen ja uusien aukkojen reunavahvistaminen. Parhaiten se pääsee oikeuksiinsa ahtaissa ja kevyitä rakenteita vaativissa kohteissa. Opinnäytetyössä yhtenä tavoitteena onkin antaa selkeä ohjeistus, koska kannattaa har- kita hiilikuituvahventamista ja koska tyytyä perinteisempiin tapoihin.

Työ on onnistuessaan selkeä ja suoraviivainenkin ohje suunnittelijan käyttöön.

Kartoitetaan, mitä kaikkea suunnittelussa pitää ottaa huomioon. Alustavasti tiedetään, että suunnittelussa tulee ottaa huomioon vanhojen betonirakenteiden kunto ja lujuus- ominaisuudet. Myös käytettävän liiman ominaisuuksia ja sen aiheuttamia rajoitteita tulee tutkia.

Tämän jälkeen tehdään laskentaesimerkki palkin taivutusvahventamisesta, jossa ky- seiset asiat on huomioitu. Lisäksi tehdään siistitty laskentapohja betonipalkin taivutus- vahventamiseen. Laskentapohja tulee ainoastaan A-Insinöörien käyttöön.

2 VANHOJEN BETONIRAKENTEIDEN KUNTO JA LUJUUSOMINAISUUDET

2.1 Vaatimukset lähtötiedoille

Jotta liimausvahvennusta voidaan lähteä suunnittelemaan, tarvitaan riittävät lähtötiedot kohteesta. Vanhojen betonirakenteiden tarkat suunnitelmat ja kuormitushistoria ovat välttämättömät, jotta rakenteen jännitykset ja kapasiteetti voidaan laskea. Rakenteen kapasiteettia lisättäessä hiilikuituvahvikkeet ottavat yleensä ainoastaan vahvistamistilanteen ylittäviä kuormia. Jos vahvistamisen aikaisia kuormia halutaan ottaa hiilikuituvahvikkeiden varaan, tulee kuormitusta keventää vahvistamisen ajaksi. Hiilikuituvahvistetun betonirakenteen turvallisen murtotavan takaamiseksi on asetettu tiettyjä rajoitteita. Murtotavan sitkeydelle ja poikkileikkauksen materiaalien maksimiveinymille annetaan vaatimuksia eri ohjeistuksissa. Tiehallinnon ohjeessa sallitaan poikkileikkauksen taivutuskapasiteetin nosto korkeintaan 50 %.

Vahventamisen kannalta ideaalinen tilanne on sellainen, jossa rakenteen kapasiteetti ja rauditus tunnetaan varmasti. Vanhoissa rakennuksissa rakennekuvat ovat usein puutteellisia, jos niitä ylipäätään löytyy, eikä niiden noudattamisesta rakennusvaiheessa voida olla varmoja.

Hiilikuituvahvikkeet sopivat erityisen hyvin kohteisiin, joissa muut vahvistustavat, ovat joko liian painavia tai tilaa vieviä. (Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet 2006, 19)

2.2 Palkin taivutuskestävyyden kasvattaminen

Ennen liimausvahvennustyötä tulee vanhojen betonirakenteiden betonipinnan ja raudotteiden kunto tutkia. Liimausvahventeiden kunnollisen ankkuroitumisen takaamiseksi tulee betonin pinnan tartuntavetolujuuden olla vähintään $1,5 \text{ N/mm}^2$. Materiaalivalmistajan antamat vaatimukset tartuntavetolujuuden suhteen tulee lisäksi aina tarkistaa ja täyttää. Tartuntavetolujuus mitataan tartuntakokein vanhasta rakenteesta.

Mikäli betonipinnan lujuus ei täyty, on huonokuntoinen betoniaines poistettava ja korjattava. Tartuntavetolujuuden minimivaatimus tulee täyttyä myös korjatun betonipinnan kohdalla. Vahvennettavan rakenteen vaatimuksia ja työskentelyohjeita käsittelee standardi SFS-EN 1504-10:2017. (Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet 2006, 19)

2.3 Taipumien rajoittaminen

Hiilikuituvahvikkeen vaikutus vahvistetun palkin jäykkyyteen on vähäistä, koska hiilikuidun ollessa lujaa materiaalia, jää sen poikkipinta-ala pieneksi. Korkean kimmoduulin hiilikuituvahventeilla on pieni vaikutus myös rakenteen jäykkyyteen, mutta käytännössä taipumien rajoittaminen hiilikuituvahventeilla ei ole järkevää tai kustannustehokasta.

2.4 Leikkausvahventaminen

Leikkausvahventaminen hiilikuidulla on teoreettisesti monimutkaisempaa, kuin taivutusvahventaminen, sillä leikkausmurto ei ole yhtä hyvin tunnettu kuin taivutusmurto. Siksi leikkausvahvennusta mitoitettaessa käytetään yksinkertaistettua laskentatapaa. Leikkausvahventamisessa käytetään yleensä yksi- tai kaksisuuntaisia kankaita, mutta myös hiilikuitunauhan käyttäminen on mahdollista. Ankkurointi vaatii yleensä mekaanisen kiinnityksen ja on suositeltavaa sitoa hiilikuitunauha kiertämällä se rakenteen ympäri. (Täljsten 2006, 26)

3 LIIMAT

3.1 Liimojen perusominaisuudet

Hiilikuituvahventamisessa hiilikuitunauha liimataan betonipintaan voimien siirtämiseksi hiilikuidun ja betonirakenteen välillä. Liiman valintaan vaikuttaa moni asia,

kuten liimattava alusta, vaadittava lujuus, ympäristöolosuhteet ja soveltamismahdollisuudet. Liiman on säilytettävä lujuutensa vuosikymmenet, myös kosteuden ja vaihtelevan lämpötilan rasittamana. Rakenteelliset liimat pohjautuvat yleensä lämpökovettuun polymeereihin. Yleisimmin käytetty rakenteellinen liimatyyppejä on epoksi-pohjainen liima. Muita liimatyyppejä ovat polyesteri-, akryyli- ja polyuretaanipohjaiset liimat. (Matthys 2000, 71)

3.2 Vaatimukset liimalle

Hiilikuituvahventeiden kiinnitykseen käytettäviltä liimoilta edellytetään useita ominaisuuksia. Niillä tulee olla hyvä kosteudenkestävyys, pieni viruma, sekä lämpölaajenemiskerroin ja lisäksi emäksisen betonipinnan kesto. (Matthys 2000, 71)

Koska käytettävä liima on pääosassa hiilikuituvahvikkeen ja betonin välisten voimien siirtämisessä, on liiman leikkauskestävyys ja kiinnittymiskestävyys tärkeimpiä liiman ominaisuuksia. Rakenteellisilta liimoilta vaaditaan yleensä vähintään 12 N/mm^2 leikkauskestävyyttä ja 15 N/mm^2 kiinnittymiskestävyyttä kohtisuoraa vetoa vastaan. Tämä takaa sen, että liiman lujuus on suurempi kuin betonin vetolujuus. (Matthys 2000, 90)

3.3 Avoin aika ja käyttöaika

Käyttöajalla tarkoitetaan aikaa, jona liima pysyy käytettävissä hartsin ja kovettajan sekoittamisen jälkeen. Käyttöaika epoksiliimoilla vaihtelee tyypillisesti 20-90 minuutin välillä 20°C lämpötilassa.

Avoin aika tarkoittaa aikaa liiman levittämisestä liimattaville pinnoille niiden kiinnittymiseen yhteen. Avoin aika vaihtelee 30-120 minuuttiin 20°C lämpötilassa. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 26)

3.4 Liiman lasittumislämpötila

Rakenteellisten liimojen polymeerit muuttavat muotoaan kovasta, joustavasta ja lasimaisesta kumimaiseen muotoon tietyssä lämpötilassa. Tätä lämpötilaa kutsutaan lasittumislämpötilaksi T_g (transition temperature). Lasittumislämpötilan tulee olla huomattavasti lämpötilaolosuhteita korkeampi, koska liima menettää lujuutensa lämpötilan ylittyessä. Epoksiliimoilla lasittumislämpötila vaihtelee välillä 40-70 °C, kun liima kovettuu kylmässä (ympäristön lämpötilassa). Lisälämmön avulla tapahtuva kovettuminen voi nostaa lasittumislämpötilaa huomattavasti.

Hiilikuitutuotteiden matriisien lasittumislämpötila on huomattavasti korkeampi, sen ollessa noin 130°C, joten käytettävä liima on lämpötilan suhteen hiilikuituvahvennuk- sen heikoin lenkki.

Useimmissa tapauksissa liiman lasittumislämpötila ei ole rajoittava tekijä vahventamiselle. Tiloissa, joissa lämpötila nousee normaalia huonelämpötilaa korkeammaksi, tulee lasittumislämpötila huomioida suunnittelussa. Tällaisia ovat esimerkiksi saunat, konehuoneet, teollisuuden prosessitilat ja auringon säteilylle alttiit tilat. (Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs 2006, 3)

Lasittumislämpötilan ollessa verrattain pieni, saavutetaan se palotilanteessa erittäin nopeasti. Lasittumislämpötilan ylittyessä liima menettää lujuutensa täysin, jolloin hiilikuituvahvennus irtoaa. Palonkestosta lisää luvussa 7.

4 HIILIKUITU

4.1 Hiilikuituvahventamisen eri tekniikat

Yleisin tekniikka vahvistaa betonirakenteita komposiittivahventeilla on komposiitin kiinnittäminen betonirakenteen ulkopintaan, joko laminoimalla tai valmiita teollisesti

valmistettuja nauhoja tai kankaita liimaamalla. Tämä ulkopuolinen ”raudoitus” pyritään kiinnittämään niin, että kuitusäikeet olisivat mahdollisimman yhdensuuntaisia rakenteen pääasiallisten vetojännitysten kanssa. Käytännössä liimataan esimerkiksi betonipalkin alapintaan hiilikuitunauha ottamaan palkin alapinnan vetojännitystä veto-raudoituksen tavoin. Valmiita hiilikuituvahventeita voidaan liimata, joko kylmäkovettamalla eli ympäristön lämpötilassa tai lämpökovettamalla, jolloin liimattua osaa lämmitetään ulkoisilla lämmittimillä. Lämmittimiksi soveltuu tavallisessa työmaakäytössä olevat lämmittimet, kuten sähkölämmittimet, infrapunalämmittimet tai lämpöpeitot. On olemassa myös erityisesti hiilikuituvahventeiden lämmittämiseen tarkoitettuja laitteita, jotka syöttävät sähkövirtaa hiilikuituja pitkin.



kuva 1. Liiman lämpökovetusta sähkövastuksilla. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 16)

Lämpökovettamalla liimausaikaa saadaan lyhennettyä, sekä mahdollistetaan liimaaminen kylmissä olosuhteissa. Lämpökovettamalla voidaan myös nostaa liiman lasittumislämpötilaa.

Kapeita hiilikuitusauvoja tai nauhoja voidaan liimata myös betonirakenteeseen jyrstyyn uraan, jonka syvyys tulee olla betonin suojapeitettä pienempi. Uraan liimatun hiilikuituvahvikkeen ankkurointikapasiteetti on pintaan liimattua suurempi. Hiilikuituvahvike on urassa myös paremmin suojassa iskuilta.

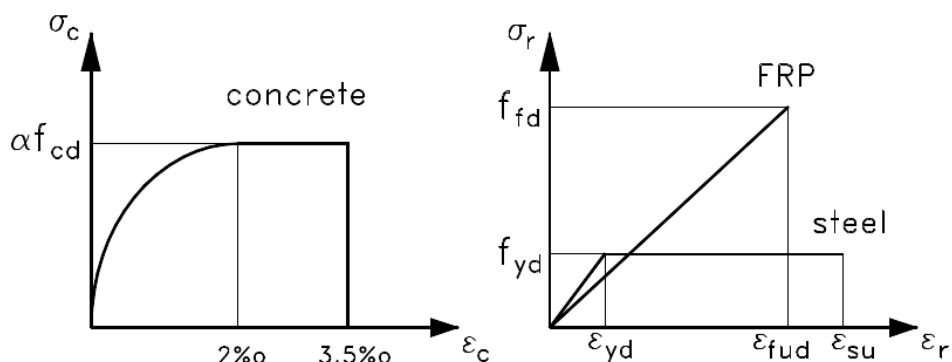
Liimaamisen sijasta hiilikuituvahvikkeita voidaan kiinnittää myös erilaisilla mekaanisilla kiinnikkeillä, kuten ankkuripulteilla. Tämä tekniikka mahdollistaa hiilikuituvahvikkeiden kiinnittämisen ilman betonipinnan huolellista valmistelua. Mekaanisilla kiinnikkeillä vahventeita kiinnitettäessä nauhat tulee olla tähän nimenomaiseen kiinnitystapaan suunniteltuja. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 15)

4.2 Hiilikuituvahvikkeet

Komposiitti koostuu kuitujen, matriisin ja lisäaineiden sekoituksesta. Kuidut antavat komposiitille sen vetolujuuden, kun taas matriisi ja hartsi siirtävät voimia kuitujen välillä. Komposiiteilla on vetolujuutta käytännössä vain kuitujen pituussuuntaan. Hiilikuitukomposiitin ominaisuudet määräytyvät pääosin matriisin ja kuitujen tilavuuksien suhteesta komposiitissa. Kun tiedetään ainesosien ominaisuudet ja suhteet joko tilavuuksina tai massana, saadaan komposiitin mekaaniset ominaisuudet määritettyä. Eri valmistajat ilmoittavat hiilikuitutuotteidensa lujuusominaisuudet tuotekohtaisesti.

Betonirakenteiden liimausvahventamisessa käytettävien hiilikuituvahvisteiden ominaisuudet vaihtelevat hiilikuitutyypin ja valmistajien mukaan. Hiilikuitutuotteiden kimmomoduuli on samaa luokkaa teräksen kanssa, vaihdellen välillä 150 000-300 000 N/mm². Rakentamisessa yleisesti käytettävän teräksen murtolujuuden ollessa 235-355 N/mm², hiilikuidun murtolujuus on huomattavasti korkeampi välillä 1000-3000 N/mm².

Kuvassa 2 esitetään hiilikuidun, teräksen ja betonin jännitys-venymäkuvaajat. Hiilikuidulla ei esiinny samanlaista myötäämistä kuin teräksellä, vaan se venyy lähes lineaarisesti murtoon saakka. Tämä tulee ottaa huomioon mitoituksessa, koska hiilikuidun murto tapahtuu äkillisesti.



Kuva 2. Jännitys-venymäkuvaajat hiilikuidulle, teräkselle ja betonille. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 22)

Hiilikuidusta valmistetaan pääasiassa kahdenlaisia tuotteita vahventamiseen: hiilikuitunauhoja ja hiilikuitukankaita. Niissä yksittäiset hiilikuidut on sidottu toisiinsa polymerimatriisilla.

Hiilikuitunauhoissa kuidut ovat yhdensuuntaisia, joten ne kestävät rasitusta vain pituussuuntaan. Nauhat soveltuvat esimerkiksi palkin taivutusvahvistamiseen. Hiilikuitukankaissa kuidut on sidottu 90 ° kulmassa toisiinsa nähden, joten ne ottavat rasitusta kahteen suuntaan. (Täljsten 2006, 15)

4.3 Hiilikuitutuotteiden erot valmistajien välillä

Suomessa on saatavilla ainakin kahden eri valmistajan valmiita hiilikuituvahvennustuotteita; nauhoja ja kankaita. Tuotteet eroavat toisistaan kimmokertoimien, vetolujuuden ja murtovenymän osalta. Hiilikuituvahventamista suunniteltaessa tulee aina käyttää kyseisen tuotteen ilmoitettuja lujusteknisiä ominaisuuksia. Hiilikuituvahvisteiden valmistajat tarjoavat yleensä valmiita vahvennusjärjestelmiä, joihin kuuluu hiilikuituvahventeen lisäksi liima ja alustan käsittelyyn tarvittavat tuotteet. Suositeltavinta on käyttää näitä valmistajan antamia järjestelmiä. (Sika www-sivut, 2018) (Sto Finexter Oy www-sivut, 2018)

Taulukko 1. Kahden eri valmistajan yleisimpien tuotteiden lujuusteknisiä ominaisuuksia. (Sika www-sivut, 2018) (Sto Finexter Oy www-sivut, 2018)

Hiilikuitunauha	Kimmokerroin (GPa)		Vetolujuus (MPa)		Murtovenymä (%)
	Minimi	Keskiarvo	Minimi	Keskiarvo	Minimi
Sika CarboDur S	160	165	2800	3100	1.70
Sika CarboDur M	200	210	2900	3200	1.35
Sika CarboDur H	290	300	1350	1500	0.45
StoFPR Plate E	150	160	1800	2100	1.50
StoFPR Plate S	163	170	2800	3100	1.60
StoFPR Plate M	245		2000		0.77

5 PALKIN TAIVUTUSVAHVISTAMINEN

Taivutuskestävyyden kasvattaminen on yleisin tapa vahvistaa betonirakenteita hiilikuidulla. Taivutusvahvistamisen suunnittelu on suoraviivainen prosessi, joka tapahtuu pääosin samojen periaatteiden mukaan kuin tavallinen betonirakenteiden suunnittelu. Suunnittelussa tulee kuitenkin ottaa huomioon hiilikuituvahvistuksiin liittyvät erityiset murtotavat. Lisäksi nykyisillä rakenteen jännityksillä ja venymillä voi olla suuri vaikutus mitoitukseen.

5.1 Oletukset

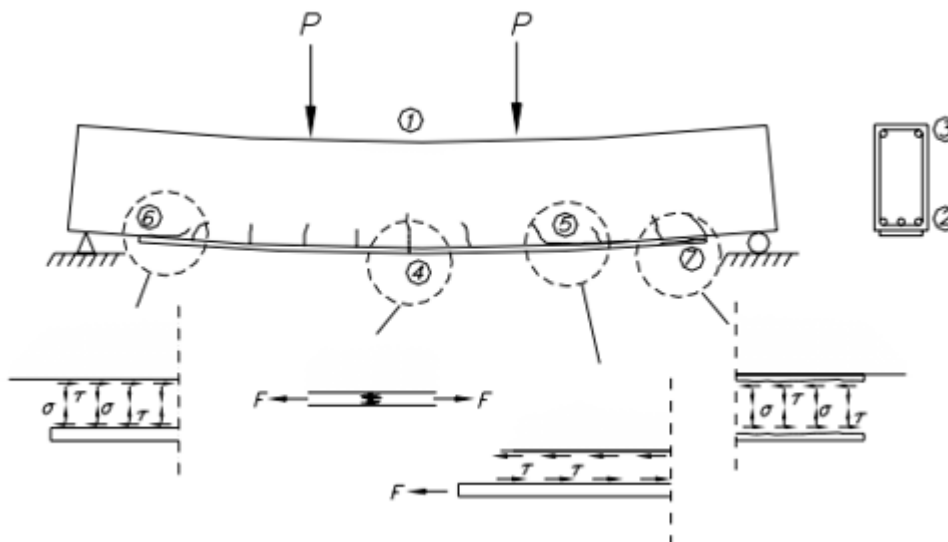
- Bernoullin hypoteesi on voimassa, eli poikkileikkaustasot säilyvät tasoina
- Betonin puristusjännitykset määritetään mitoitukseen käytettävän jännityksen ja muodonmuutoksen välisen yhteyden perusteella EC2:n mukaan. Betonin puristusmuodonmuutoksen maksimiarvo rajoitetaan betonin murtopuristuman arvoon $\epsilon_{cu} = 3,5 \%$.
- Betonin vetolujuutta ei oteta huomioon
- Raudoituksen jännitykset määritetään EC2:n mukaisista mitoitusyhteyksistä.
- Hiilikuitumateriaalin jännitys saadaan materiaalin jännitys-venymäkuvaajasta. Mitoituksessa ei ylitetä materiaalin murtovenymää.
- Hooken lain mukaan hiilikuidun oletetaan olevan lineaarisesti elastista murtoon asti.
- Olemassa olevan rakenteen kuormitusten aiheuttamat jännitykset ja venymät huomioidaan vahvistettavan rakenteen mitoituksessa.

5.2 Murtotapa

Hiilikuituvahventamisen mitoituksessa, kuten mitoituksessa yleensäkin tulee välttää hauraita murtotapoja. Yleensä taivutusvahvistetun palkin sitkeys murrossa on heikompi vahvistamattomaan nähden. Varsinkin ennenaikaisessa hiilikuituvahvikkeen irtoamismurrossa ja korkeissa vahvistussuhteissa, jolloin venymä hiilikuidussa on pientä (aiheuttaa vain vähäisiä muodonmuutoksia ja taipumia rakenteeseen). Vahvistettaessa teräsbetonipalkkia hiilikuituvahvikkeilla, sitkein murtotapa on vetoterästen myötääminen. Kun $M_{Rd} \geq 1.2M_{Ed}$, ei vaatimusta sitkeään murtotapaan edellytetä. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 26)

Hiilikuituvahvistetun betonipalkin mahdolliset murtotavat taivutusmurrossa ovat seuraavat:

1. Betonin puristusmurto. Eli betoni murtuu puristusalueella murtopuristuman ylittyessä. (hauras murtotapa)
2. Palkin vetorausdoitus myötää (sitkeä murtotapa)
3. Palkin puristusraudoitus myötää (suhteellisen sitkeä murtotapa)
4. Hiilikuituvahvike murtuu murtovenymän ylittyessä johdosta (hauras murtotapa)
5. Hiilikuituvahvikkeen ankkurointimurto. (yleensä sitkeä murtotapa)
6. Hiilikuidun kuoriutumismurto leikkausjännityksistä ja normaalivoimista aiheutuen ankkurointialueella (hauras murtotapa)
7. Hiilikuituvahvikkeen murtuminen leikkausjännityksistä ja normaalivoimista ankkurointialueella (hauras murtotapa)



Kuva 3. Hiilikuituvahvistetun palkin mahdolliset murtotavat. (Täljsten 2006, 39)

Jotta vahvikkeen käyttöaste olisi mahdollisimman korkea, kannattaa tähdätä vetoterästen myötäämiseen (murtotapa 2). Jos tämä ei kuitenkaan ole mahdollista, voidaan myös ankkurointimurto saada sitkeäksi. Tehokkailla ankkurointipituuksilla (murtotapa 5) ankkurointimurto aiheuttaa näkyviä merkkejä jo ennen murtumaa. Myös hiilikuituvahvikkeen murto (murtotapa 4) voi toisinaan olla sitkeä aiheuttaen usein merkittäviä muodonmuutoksia rakenteissa. Jopa puristusterästen myötääminen (murtotapa 3) voi tapahtua sitkeästi. ”Vaarallisimmat” murtotavat ovat 6 ja 7, joita tulee aina välttää. Betonin puristumurtoa (murtotapa 1) tulee myös aina välttää.

5.3 Varmuuskertoimet

Rajatilamitoitusmenettelyssä käytetään eurokoodien mukaisia kuormien ja materiaalien osavarmuuslukuja. Eurokoodeissa ei ole määritelty hiilikuitumateriaaleille omia osavarmuuskertoimia, joten vertaillaan eri lähteissä esitettyjä osavarmuuskertoimia.

Murtorajatilassa tiehallinto ja Täljsten antavat kertoimiksi 1,5. FIB antaa valmiin vahvikkeen kertoimeksi 1,2 ja paikalla laminoidun vahvikkeen kertoimeksi 1,35. Kaikissa lähteissä on esitetty käyttörajatilan ja onnettomuusrajatilan kertoimiksi 1,0. Suositeltavaa on käyttää suurinta kerrointa 1,5, koska vahvistustyön onnistuminen on hyvin riippuvainen betonin ja hiilikuituvahvikkeen saumattomasta yhteistyöstä.

Betonin puristusjännitys murtorajatilassa jakautuu paraabeli -suorakaiteen muotoisesti. Sen saa korvata mitoituksessa suorakaiteen muotoisella jännitysjakaumalla SFS-EN 1992-1-1 mukaan.

$$\lambda = 0.8 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MP}_a$$

$$\eta = 1,0$$

ja

$$\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad , \text{ kun } 50 \text{ MP}_a < f_{ck} \leq 90 \text{ MP}_a$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$$

(Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 25) (Täljsten 2006, 133) (Standardi SFS-EN 1992, 37)

5.4 Mitoituksen kulku

Palkin mitoituksessa lähdetään liikkeelle palkin jännitysten selvittämällä ennen vahventamista vaikuttaneiden kuormien mukaisesti. Ensimmäiseksi määritetään palkin halkeilutila. Halkeilutila ei palaudu ehjäksi, vaikka kuormitus myöhemmin poistuisi. Siksi halkeilutila määritetään käyttämällä pahinta kuormitustilannetta rakennuksen käyttöhistoriassa. Rakennuksen kuormitushistoriaan kuuluu myös rakennusvaihe. Jos rakennuksen historia kuormien suhteen ei ole tarkasti tiedossa, on varmintä olettaa rakenteen poikkileikkaus halkeilleeksi.

Kun betonipoikkileikkauksen jännitysjakauma tiedetään, voidaan varsinaisen vahvistamisen suunnittelu aloittaa. Taivutuskapasiteettia lisättäessä tulee ensisijaisesti tavoitella poikkileikkauksen vetoterästen myötäämistä murtorajatilassa. Tämä on kaikkein sitkein murtotapa hiilikuituvahvistetulle palkille. Vetoterästen myötäämisellä saavutetaan lisäksi paras käyttöaste vahventamiselle. Jos tätä murtotapaa ei ole kuitenkaan mahdollista saavuttaa on tavoiteltava hiilikuituvahvikkeen ankkurointimurtoa, joka on yleensä myös sitkeä murtotapa. (Täljsten 2006, 38)

5.5 Jännitysten laskenta

Palkin halkeilutilan tarkistaminen ja jännitysten rajoittaminen suoritetaan SFS-EN 1992-1-1 kohtien 3.1.8, 7.1 ja 7.2 mukaisesti. Poikkileikkauksen halkeilutilaa tarkistettaessa käytetään kuormitushistorian pahinta kuormitusyhdistelmää. Tarkistetaan poikkileikkauksen halkeilutila laskemalla jännitykset poikkileikkauksen ala- ja yläpinoissa ja vertaamalla niitä palkin taivutusvetolujuuteen. Jos jännitykset ylittävät taivutusvetolujuuden on poikkileikkaus halkeillut. Halkeilutilaa tarkistettaessa käytetään halkeilemattoman poikkileikkauksen kaavoja. Kun halkeilutila tiedetään, käytetään tilanteen mukaan, joko halkeilleen tai halkeilemattoman poikkileikkauksen kaavoja. Vanhoja palkkeja vahvistettaessa suositeltavinta on käyttää aina haljenneen poikkileikkauksen kaavoja, jolloin ollaan varmalla puolella laskelmissa.

5.5.1 Halkeilemattoman poikkileikkauksen jännitykset ja venymät

Kimmokertoimien suhde halkeamattomassa teräsbetonipoikkileikkauksessa

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}, \quad (1)$$

jossa E_s on raudoitusteräksen kimmokerroin ja $E_{c,eff}$ betonin tehollinen kimmokerroin. Tehollista kimmokerrointa käyttämällä voidaan ottaa huomioon viruman vaikutus rakenteen muodonmuutoksiin.

Teräsbetonipalkin taivutusvetolujuus voidaan määrittää SFS-EN 1992-1-1 kohdan 3.1.8 mukaan:

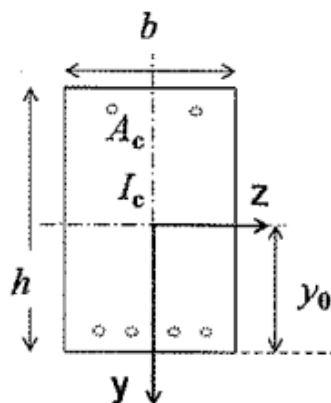
$$f_{ctm,fl} = \max\{(1,6 - h/1000)f_{ctm} ; f_{ctm}\} \quad (2)$$

Pintakeskiön etäisyys palkin vedettyyn reunaan eli y-koordinaatti voidaan laskea seuraavasti:

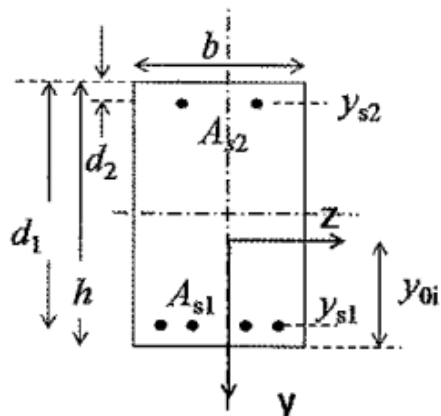
$$y_{0i} = \frac{y_0 A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1}(h - d_1) + A_{s2}(h - d_2))}{A_1}, \quad (3)$$

jossa A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala, A_{s1} on vetoterästen pinta-ala ja A_{s2} on puristusterästen pinta-ala.

a) brutto-/ nettopoikkileikkaus



b) muunnettu poikkileikkaus



Kuva 4. Halkeamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen määrittelytavat. (By 211, 206)

Betonin jännitys y -koordinaatin funktiona poikkileikkauksessa saadaan kaavasta:

$$\sigma_c = \frac{M_{Ed}}{I_i} y, \quad (4)$$

joten jännitys palkin alapinnassa saadaan

$$\sigma_{c.ap} = \frac{M}{I_i} y_{0i} \quad (5)$$

Jännitys palkin yläpinnassa

$$\sigma_{c.yp} = \frac{M}{I_i} (h - y_{0i}) \quad (6)$$

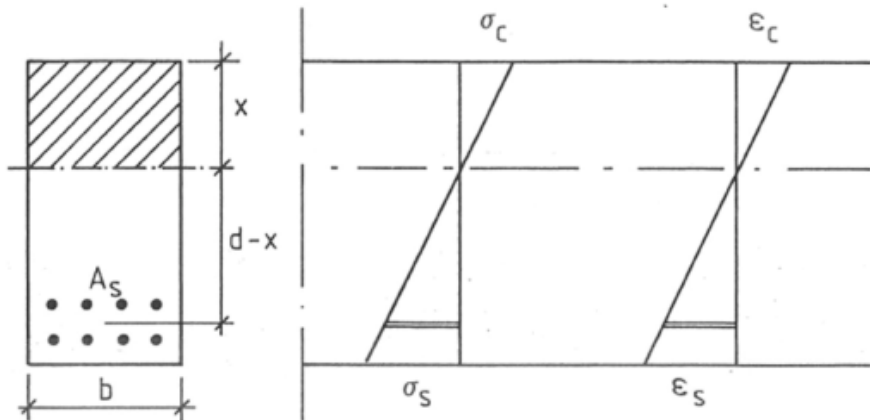
Raudituksen jännitys lasketaan kaavalla:

$$\sigma_s = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_i} (y_{0i} - h + d) \quad (7)$$

Halkeamattoman teräsbetonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti saadaan kaavasta:

$$I_I = I_c + \alpha_e I_s, \quad (8)$$

jossa I_c ja I_s ovat betonin ja terästen jäyhydet.



Kuva 5. Halkeilleen palkin toimiva poikkileikkausala. (Lindberg & Kerokoski 2012, 148)

Halkeilemattoman betonipoikkileikkauksen venymät saadaan Hooken lain mukaan:

$$\varepsilon_{c.yip} = \frac{\sigma_{c.yip}}{E_{c.eff}} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{c.ap} = \frac{\sigma_{c.ap}}{E_{c.eff}} \quad (10)$$

5.5.2 Halkeilleen poikkileikkauksen venymät ja jännitykset

Halkeilleessa tilassa palkin vetopuolen betonin vetolujuutta ei oteta lainkaan huomioon. Halkeilleen poikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti x_{II} voidaan määrittää kaavasta:

$$x_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1) d_2 A_{s2})]^{0.5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1) A_{s2}) \} \quad (11)$$

Poikkileikkauksen neliömomentti halkeilleessa tilassa saadaan

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d_1 - X_{II})^2 + (\alpha_e - 1) A_{s2} (d_2 - X_{II})^2 \quad (12)$$

Jännitykset halkeilleen poikkileikkauksen yläpinnassa ja teräksillä saadaan

$$\sigma_{c.y.p} = M_{Ed} \frac{X_{II}}{I_{II}} \quad (13)$$

$$\sigma_{s1,2} = \alpha_e \frac{M_{Ed}}{I_{II}} (d_{1,2} - X_{II}) \quad (14)$$

Venymät yläpinnassa ja teräksillä saadaan kuten edellä, mutta käyttäen halkeilleen poikkileikkauksen jännityksiä. Alapinnan venymä saadaan:

$$\varepsilon_{c.ap} = \varepsilon_s \frac{h - X_{II}}{d - X_{II}} \quad (15)$$

Lopulliset venymät hiilikuidussa ja vetoteräksillä saadaan lisäämällä vahvistuksen aikaisiin jännityksiin vahvistuksen jälkeiset jännitykset.

5.6 Mahdolliset murtotavat

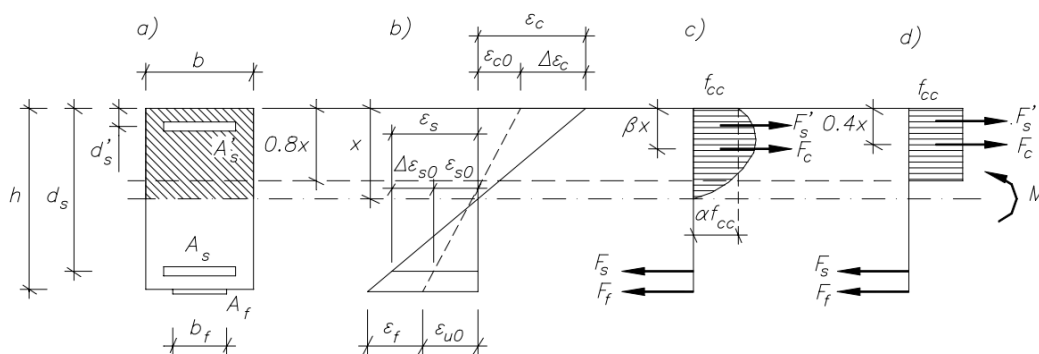
Kun palkin todelliset jännitykset on laskettu, voidaan aloittaa vahvistuksen suunnittelu. Hiilikuituvahvikkeen pinta-alaa laskettaessa varmistetaan, että vahvistetun palkin murtotapa on sitkeä. Tähdätään suunnittelussa betonin puristusmurtoon tai laminaatin murtovenymän saavuttamiseen. Tutkitaan tarkemmin kappaleessa 5.2 esitettyjä murtotapoja 1,2,3 ja 4.

1. Laminaatin murtuminen yhtäaikaisesti palkin puristusterästen myötäämisen kanssa
2. Laminaatin murtuminen ilman puristusterästen myötäämistä
3. Betonin puristusmurto yhtäaikaisesti puristusterästen myötäämisen kanssa
4. Betonin puristusmurto ilman puristusterästen myötäämistä

Seuraavat sitkeysvaatimukset pätevät laskennassa:

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰} \text{ ja } \varepsilon_f \leq 0.6\varepsilon_{fu}; E_f = \frac{E_{fk}}{\eta\gamma_m\gamma_n}$$

Vahvistusta suunniteltaessa murtorajatilassa oletetaan, että vetoteräksset ylittävät myötöraajansa. On kuitenkin tärkeää tunnistaa myös yllä esitetyt murtotavat. Alapinnastaan hiilikuituvahvistetun suorakulmaisen poikkileikkauksen jännitys - venymä jakauma on esitetty kuvassa 6. Rasitus betonin puristusalueella on yhtä suuri betonin jännitys-venymäkuvaajan kanssa. Kun tämä tiedetään, voidaan vastaava voimaresultantti ja sen sijainti puristusalueella laskea.



Kuva 6. Jännitykset ja venymät suorakaiteen muotoisessa poikkileikkauksessa. (Täljsten 2006, 43)

Vaakasuuntaisen tasapainoehdon mukaan:

$$F_c + F'_s = F_s + F_f \quad (16)$$

Momenttikapasiteetti riippuu murtotavasta.

I. Laminaatin murtuminen yhtäaikaaisesti palkin puristusterästen myötäämisen kanssa

Vaakasuuntainen tasapainoehto kirjoitetaan

$$\lambda\eta f_{cd} b x = A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f \quad (17)$$

ja ratkaistaan x sen avulla

$$x = \frac{A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f}{\lambda \eta f_{cd} b} \quad (18)$$

II. Laminaatin murtuminen ilman palkin puristuserästen myötäämistä

Vaakasuuntainen tasapainoehto kirjoitetaan

$$\lambda\eta f_{cd}bx + \frac{x-d'_s}{h-x}(\varepsilon_f - \varepsilon_{u0})A'_sE_s = A_s f_{yd} + \varepsilon_f E_f A_f, \quad (19)$$

josta x voidaan ratkaista toisen asteen yhtälön avulla

$$C_1x^2 + C_2x + C_3 = 0 \quad (20)$$

jossa

$$\begin{aligned} C_1 &= \lambda\eta f_{cd}b \\ C_2 &= -\lambda\eta f_{cd}bh - (\varepsilon_f + \varepsilon_{u0})A'_sE_s - A_s f_{yd1} - \varepsilon_f E_f A_f \\ C_3 &= (\varepsilon_f + \varepsilon_{u0})A'_sE_s d'_s + (A_s f_{yd1} + \varepsilon_f E_f A_f)h \end{aligned} \quad (21)$$

III. Betonin puristusmurto yhtäaikaaisesti puristuserästen myötäämisen kanssa

Vaakasuuntainen tasapainoehto kirjoitetaan

$$\lambda\eta f_{cd}bx + A'_s f'_{yd1} = A_s f_{yd1} + \left(\frac{h-x}{x}\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{u0}\right)E_f A_f, \quad (22)$$

josta x voidaan ratkaista toisen asteen yhtälön avulla

$$C_1x^2 + C_4x + C_5 = 0 \quad (23)$$

jossa

$$\begin{aligned} C_1 &= \lambda\eta f_{cd}b \\ C_4 &= A'_s f'_{yd1} - A_s f_{yd1} + (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{u0})E_f A_f \\ C_5 &= -\varepsilon_{cu}E_f A_f h \end{aligned} \quad (24)$$

IV. Betonin puristusmurto ilman puristuserästen myötäämistä

Vaakasuuntainen tasapainoehto kirjoitetaan

$$\lambda\eta f_{cd}bx + \left(\frac{x-d'_s}{x}\right)A'_sE_s = A_s f_{yd1} + \left(\frac{h-x}{x}\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{u0}\right)E_f A_f \quad (25)$$

josta x voidaan ratkaista toisen asteen yhtälön avulla

$$C_1x^2 + C_6x + C_7 = 0 \quad (26)$$

jossa

$$\begin{aligned} C_1 &= \lambda\eta f_{cd}b \\ C_6 &= \varepsilon_{cu}A'_sE_s - A_s f_{yd1} + (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{u0})E_f A_f \\ C_7 &= -\varepsilon_{cu}(A'_sE_s d'_s + E_f A_f h) \end{aligned} \quad (27)$$

Murtotapa on nyt määritetty. Seuraavaksi määritetään venymä puristusteräksillä

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_c - \frac{d'_s}{d_s}(\varepsilon_s + \varepsilon_c), \quad (28)$$

joka murtorajatilassa määritetään

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{cu} - \frac{d'_s}{d_s}(\varepsilon_s + \varepsilon_{cu}) \quad (29)$$

Vahventamisen jälkeen ja alkuperäisten palkin alapään venymien kanssa pätee seuraava murtorajatilassa puristusteräksille:

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_{cu} - \frac{d'_s}{h}(\varepsilon_f + \varepsilon_{u0} + \varepsilon_{cu}) \quad (30)$$

Kun palkin puristusterästen venymätila on laskettu pitää määrittää vertailuarvo ρ_f , joka kuvaa poikkileikkauksen vahvistussuhdetta. Vertailuarvo valitaan sen mukaan, myötääkö puristusteräkseltä vai ei. Vertailuarvoa voi verrata raudoitussuhteeseen ρ , mutta vetoterästen pinta-alan sijasta käytetään hiilikuituvahvikkeen pinta-alaa. Kun puristusteräkseltä myötäävä saadaan vaakasuuntaisesta tasapainoehdosta:

$$\rho_{f1} = \frac{\lambda\eta v_1 f_{cd} - \rho_{p,eff} f_{yd1} + \rho'_{p,eff} f'_{yd1}}{[\varepsilon_{cu}(\frac{h}{v_1 d_s} - 1) - \varepsilon_{u0}]E_f} \quad (31)$$

jossa $\rho_{p.eff}$ on raudoitussuhde vetoteräksille ja $\rho'_{p.eff}$ raudoitussuhde puristusteräksille.

$$v_1 = \frac{x}{d_s} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s} \quad (32)$$

Kun puristusteräksöt eivät myötää saadaan:

$$\rho_{f2} = \frac{\lambda \eta v_1 f_{cd} - \rho_{p.eff} f_{yd1} + \rho'_{p.eff} \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{v_1 d_s}\right) E_s}{\left[\varepsilon_{cu} \left(\frac{h}{v_1 d_s} - 1\right) - \varepsilon_{u0}\right] E_f} \quad (33)$$

Jotta voidaan selvittää, murtuuko betoni tai saavuttaako laminaatti murtovenymänsä, täytyy rakenteen murtotapa selvittää. Tavallisesti rakenteet suunnitellaan niin että vektoraudoitus myötää ennen betonin puristumurtoa. Tätä kutsutaan normaalisti raudoitetuksi poikkileikkaukseksi. Kun vahvistetaan rakenteita hauraalla laminaatilla, normaalisti raudoitettu poikkileikkaus ei ole saavutettavissa. Saavutetaan joko tasapainoinen tai yliaudoitettu poikkileikkaus. Kuitenkin tuloksena voi olla sitkeä murtotapa, kunhan saadaan aikaan huomattavia muodonmuutoksia ennen murtumaa.

Normaalisti raudoitettu vahvistettu poikkileikkaus

Normaalisti tai aliraudoitettun poikkileikkauksen hiilikuituvahviste murtuu ennen betonin puristumurtoa. Vaakasuuntaisesta tasapainoyhtälöstä saadaan:

$$\rho_{fu} = \frac{\lambda \eta f_{cd} - \rho_{p.eff} f_{yd1} + \rho'_{p.eff} f'_{yd1}}{\varepsilon_f E_f} \quad (34)$$

jossa venymä ja jännitys puristusteräksillä saadaan

$$\varepsilon_s = \frac{x - d'_s}{h - x} (\varepsilon_f + \varepsilon_{u0}) \quad (35)$$

$$\sigma'_s = \varepsilon_s E_s \quad (36)$$

Taivutusvahvistusta suunniteltaessa iteroiva laskenta on välttämätöntä. Ensin laskeaan jännitykset puristusteräksillä ja sen jälkeen lasketaan etäisyys neutraaliakseliin. Lopuksi kaavalla (34) lasketaan vahvistussuhde.

Tasapainoisesti vahvistettu poikkileikkaus

Tasapainoisesti vahvistetun poikkileikkauksen laminaatti murtuu samaan aikaan betonin puristumurron kanssa. Vaakasuuntaisesta tasapainoyhtälöstä saadaan:

$$\rho_{fn} = \frac{\lambda \eta f_{cd} \frac{h v_2}{d_s} - \rho_{p.eff} f_{yd1} + \rho'_{p.eff} \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{d'_s}{v_2 h}\right) E_s}{\varepsilon_f E_f}, \quad (37)$$

jossa

$$\varepsilon'_s = \left(1 - \frac{d'_s}{h v_2}\right) \varepsilon_{cu} \quad (38)$$

$$v_2 = \frac{x}{h} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_f + \varepsilon_{u0} + \varepsilon_{cu}} \quad (39)$$

Yliraudoitettu vahvistettu poikkileikkaus

Yliraudoitetussa poikkileikkauksessa betoni murtuu puristuspinnaissa ilman hiilikuitu-
vahvisteen murtoa. Vaakasuuntaisesta tasapainoyhtälöstä saadaan:

$$\rho_{f0} = \frac{\lambda \eta f_{cd} \frac{d'_s v_3}{d_s} - \rho_{p.eff} f_{yd1} + \rho'_{p.eff} \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{1}{v_3}\right) E_s}{\left[\varepsilon_{cu} \left(\frac{h}{v_3 d_s} - 1\right) - \varepsilon_{u0}\right] E_f}, \quad (40)$$

jossa

$$\varepsilon_f = \left(\frac{h}{d'_s v_3} - 1\right) \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{u0} \quad (41)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{1}{v_3}\right) \quad (42)$$

$$v_3 = \frac{x}{d'_s} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_s} \quad (43)$$

Murtotapaa tunnistettaessa voidaan seuraavia kaavoja käyttää

I. Laminaatin murtuminen yhtäaikaisesti palkin puristuserästen myötämisen kanssa

$$\rho_{fu} \leq \rho_{f1} \leq \rho_{fn} \quad (44)$$

II. Laminaatin murtuminen ilman palkin puristuserästen myötämistä

$$\rho_{f2} \leq \rho_{fu}, \rho_{fn} \quad (45)$$

III. Betonin puristusmurto yhtäaikaisesti puristuserästen myötämisen kanssa

$$\rho_{f1} \geq \rho_{fn}, \rho_{f0} \quad (46)$$

IV. Betonin puristusmurto ilman puristuserästen myötämistä

$$\rho_{fn} \leq \rho_{f2} \leq \rho_{f0} \quad (47)$$

(Täljsten 2006, 42)

5.7 Hiilikuituvahvikkeen pinta-ala

Arvioidaan tarvittava hiilikuituvahvikkeen pinta-ala, kun ΔM on vaadittava taivutusmomentin lisäys. Rajoitetaan venymä laminaatissa $\varepsilon_f = 5.0\%$

$$A_f = \frac{\Delta M}{0,9h\varepsilon_f E_f} \quad (48)$$

Lasketaan vahvistetun rakenteen neutraaliakselin korkeus

$$x = \frac{A_{s1}f_{yd} + \varepsilon_{fd}E_f A_f}{n f_{cd} b} \quad (49)$$

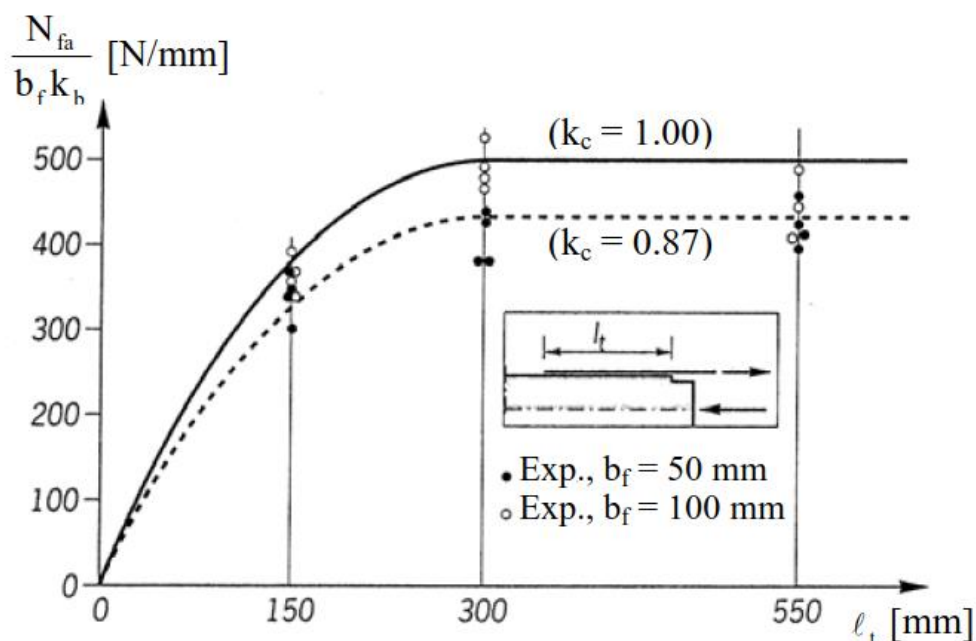
Hiilikuituvahvikkeen tarkempi pinta-ala saadaan seuraavasti, kun M_{Ed} on vahvistuksen jälkeinen momenttikestävyden mitoitusarvo.

$$A_f = \frac{M_{Ed} - A_s f_{yd} \left(d - \frac{\lambda}{2} x \right)}{\varepsilon_f E_f \left(h - \frac{\lambda}{2} x \right)} \quad (50)$$

Lopuksi tarkistetaan vielä käyttörajatilan jännitykset ja venymät vetoraudoituksessa ja hiilikuidussa edempänä esitetyillä kaavoilla. (Täljsten 2006, 184)

5.8 Hiilikuituvahvikkeen ankkurointi

Ankkurointipituus on keskeisessä roolissa tehokasta hiilikuituvahvistusta suunniteltaessa. Ankkurointimurto on luokiteltu murtotapa 5 luvussa 5.2. Laboratoriotestien (Täljsten, 1994) mukaan on olemassa niin kutsuttu kriittinen ankkurointipituus, jonka ylityessä ankkurointikapasiteetti ei kasva, mutta murtotapa ankkurointimurrossa muuttuu turvallisemmaksi. Myös Matthysin mukaan ankkuroitua voima kasvaa suhteessa ankkurointipituuteen ainoastaan tiettyyn pituuteen asti. Hiilikuituvahvikkeen vetokestävydestä vain noin 20% saadaan siirrettyä betoniin ankkurointialueella. Jos teoreettinen laskenta antaa ankkurointipituudeksi yli 250 mm täytyy ankkuroinnissa käyttää myös mekaanisia ankkureita. (Täljsten 2006, 54) (Matthys 2000, 206)

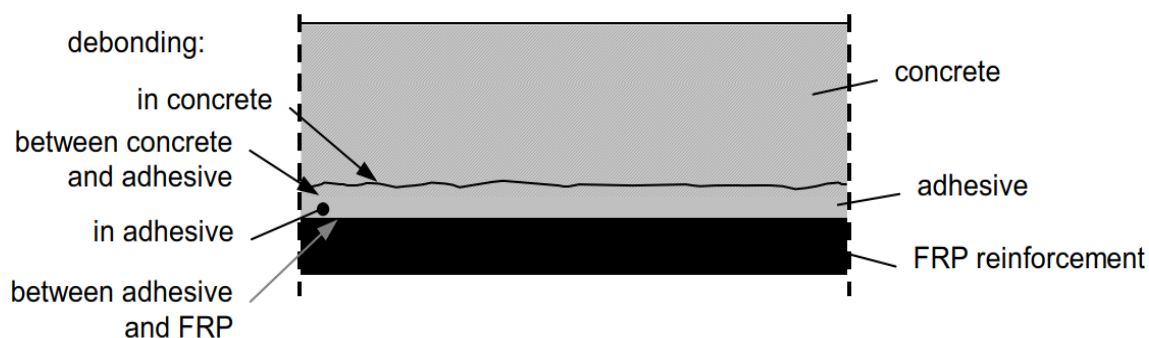


Kuva 7. Ankkuroitua voima suhteessa ankkurointipituuteen (Matthys 2000, 207)

Hiilikuituvahvikkeen elastisuus aiheuttaa sen, ettei ankkurointipituuden kasvatus tietyn rajan jälkeen enää kasvata ankkuroituvaa voimaa. Pidempi ankkurointipituus vähentää kuitenkin liimapinnan ilmakuplien ja työvirheiden aiheuttamaa riskiä. Ankkurointimurrossa ankkuroinnin ”tehokkaan” ankkurointipituuden pettäessä vetojännitykset siirtyvät eteenpäin. Betonipoikkileikkauksen vetoteräksset eivät kuitenkaan saamyötä ankkurointialueella.

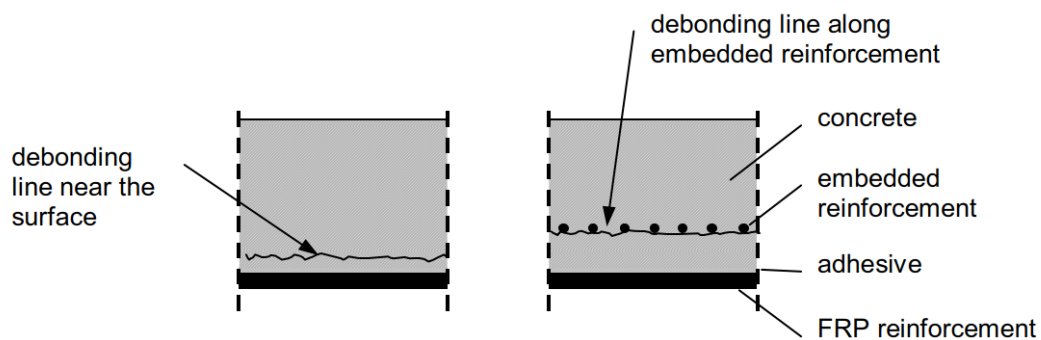
Tartuntamurto aiheuttaa hiilikuituvahvikkeen ja betonipinnan välisten voimien siirtymisen täydellisen menettämisen. Toisaalta pieni paikallinen tartuntamurto ei vielä aiheuta koko rakenteen murtumista. Esimerkiksi pieni millin tai kahden tartuntamurto betonipoikkileikkauksen halkeaman kohdalla voi aiheuttaa vain paikallisen kapasiteetin vähenemisen. Jos paikallinen tartuntamurto laajenee ja vahvikkeen ja betonin välinen toiminta menetetään, tapahtuu kuoriutumismurto. Kun jännitykset eivät pääse siirtymään vahvikkeen ja sisäisen raudoituksen välillä tapahtuu hauras ja äkillinen murtuma.

Ankkurointimurto voi tapahtua monessa eri rajapinnassa hiilikuituvahvikkeen ja betonin välillä. Betonin pinta on heikoin lenkki hiilikuituvahvikkeen ankkuroinnissa ja ankkurointia suunniteltaessa keskitytäänkin betonipinnassa tapahtuviin murtumatapoihin. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 29)



Kuva 8. Ankkurointimurron eri rajapinnat (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 30)

- Tartuntamurto betonin pinnalla tai heikentyneessä tasossa esim. raudoituksen kohdalla.

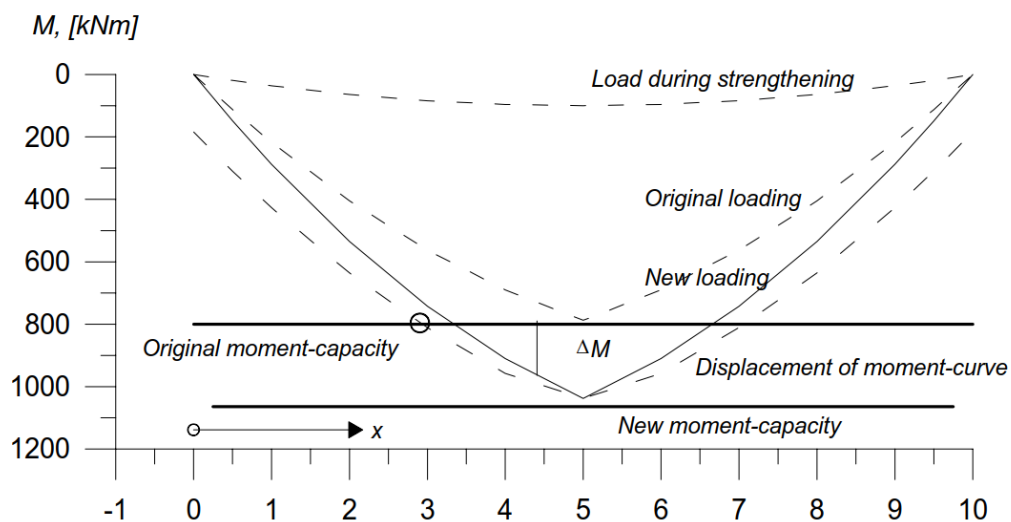


Kuva 9. Ankkurointimurto betonin pinnalla (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 30)

- Tartuntamurto liiman sisällä. Koska liiman leikkaus ja vetolujuus on yleensä betonin vastaavia huomattavasti korkeampi, on tämä murtotapa harvinainen. Voi tapahtua, jos betoni on erityisen kovaa tai jos liiman lujuus menetetään esim. korkean lämpötilan takia.
- Tartuntamurto liimapinnan ja betonipinnan tai liimapinnan ja hiilikuituvahvikkeen välillä. Voi aiheutua puutteellisten liimapintojen valmistelujen takia hiilikuituvahvikkeen asennuksen aikana.
- Tartuntamurto hiilikuituvahvikkeen sisällä. Koska hiilikuituvahvikkeet ovat komposiittimateriaaleja itsessään voi komposiitin sisällä syntyä tartuntamurto hiilikuitujen ja hartsin välillä. Tämä murtumatapa voi aiheutua, kun halkeama laajenee hiilikuituvahvikkeessa voimakkaammin kuin betonissa. Tapahtuu todennäköisesti vain erityisen kovan betonin kanssa. (Externally bonded FRP reinforcement for RC structures 2001, 30)

5.9 Ankkuroinnin aloituskohta

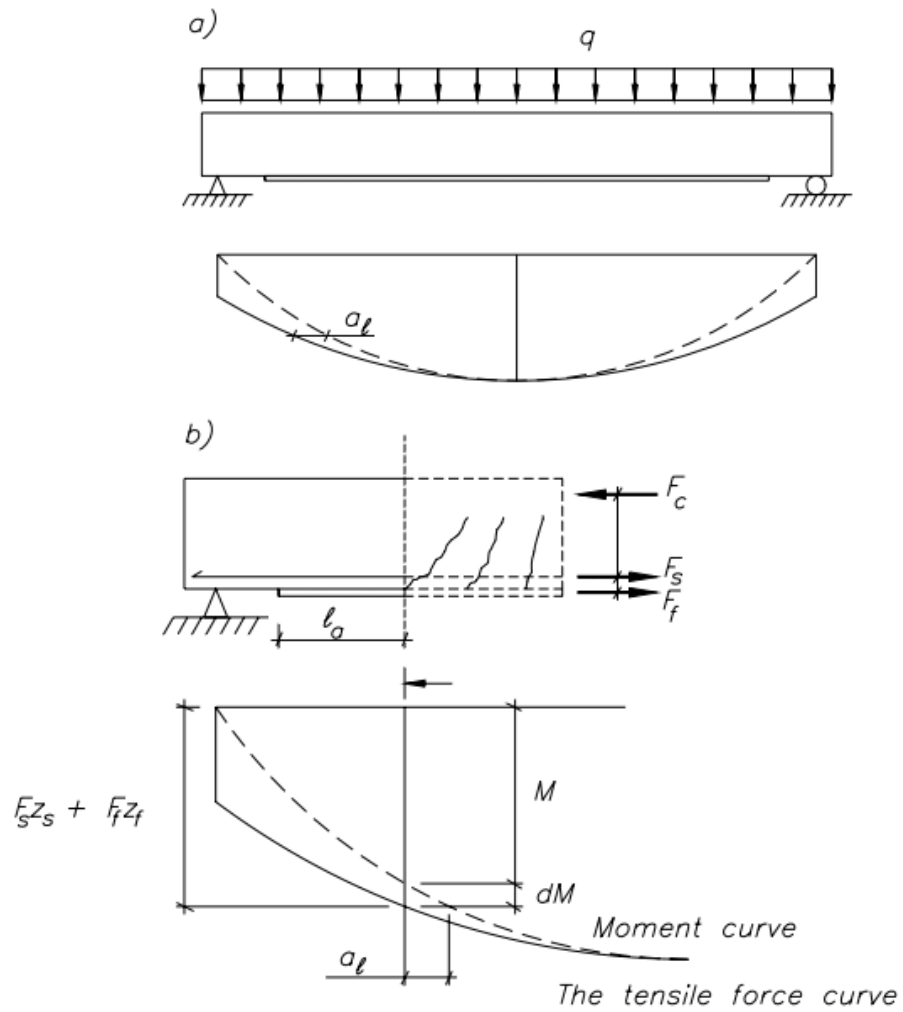
Ankkuroinnin aloituskohtaa määriteltäessä lasketaan vahvistamattoman palkin momenttikapasiteetin ja siirretyn momenttikäyrän leikkauskohta. Katso kuva 10.



Kuva 10. Ankkuroinnin aloituskohta (Täljsten 2006, 188)

Vetoterästen vetojännitys muuttuu lineaarisesti palkin taivutusmomentin kanssa, joten vetojännitykset saadaan momenttikäyrästä. Vetojännityksen arvoa laskettaessa tulee huomioida halkeamien aiheuttama momenttipinnan siirtymä palkissa. Kuvataan leikkausvoimasta aiheutuvaa momenttipinnan siirtymää tunnuksella a_l . Poikkileikkauksessa pätee seuraava:

$$F_s z_s + F_f z_f = M + dM \quad (51)$$



Kuva 11. Vetojäännityskäyrän suhde momenttikäyrään (Täljsten 2006, 52)

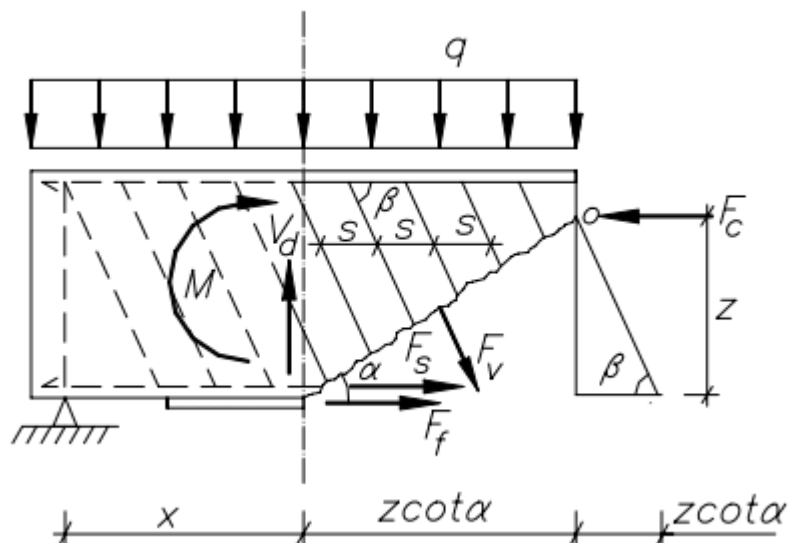
Jännitysvoima saadaan momentin derivaatasta

$$\frac{dM}{dx} = V_d \quad (52)$$

Sijoittamalla pituus a_l pituuden dx tilalle voidaan kirjoittaa

$$dM = V_d a_l \quad (53)$$

$$F_s z_s + F_f z_f = M + V_d a_l \quad (54)$$



Kuva 12. Betonin puristussauvojen kulman suhde sisäiseen momenttivarteeseen (Täljsten 2006, 53)

Määritetään momenttipinnan siirtymä kaavalla:

$$a_l = \frac{z}{2} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (54)$$

jossa θ on raudoituksen puristussauvojen kulma ja α leikkausraudoituksen kulma.

Käytetään $z=0,9d$, $\theta = 45^\circ$ ja $\alpha = 90^\circ$ jolloin lause voidaan kirjoittaa seuraavasti

$$a_l = 0,45d \quad (55)$$

Vetovoima hiilikuidussa lasketaan

$$F_f = \frac{M+dM}{z_f} - F_s \frac{z}{z_f} \quad (56)$$

F_s on suurin suurin voima, jonka betonin raudoitus kestää rajoittuen joko jännityksiin tai ankkurointiin. Täljstenin kokeiden mukaan F_f ei tule ylittää 1/5 laminaatin vetolujuudesta.

Oletetaan, että $M_{xa} = M + dM$, $z = 0,9d$ ja $z_f = 0,9h$

$$F_{fI} = \frac{M_{xa}}{0,9h} - F_s \frac{d}{h} \quad (57)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_s \frac{h}{d} \quad (58)$$

$$F_s = \varepsilon_s E_s A_s \quad (59)$$

$$F_f = \varepsilon_f E_f A_f \quad (60)$$

$$F_{fII} = \frac{\frac{M_{xa}}{0,9h}}{1 + \frac{E_s A_s}{E_f A_f} \left(\frac{d}{h}\right)^2} \quad (61)$$

Ankkurointipituus saadaan kaavasta

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (62)$$

t_f on hiilikuituvahvikkeen paksuus

Selvitetään ankkuroinnin sijainti. Mitoituksessa oletetaan, että leikkausvoimat siirtyvät täysin betonin ja hiilikuidun välillä, jolloin voidaan määrittää laminaatin jännitys ja siten minimietäisyys ankkurointimurtumien välttämiseksi. Ankkurointi pitää sijoittaa taivutushalkeamien ulkopuolelle, joten etäisyys ensimmäiseen halkeamaan tuelta x_{cr} on laskettava.

Halkeilumomentti hiilikuituvahvike huomioiden lasketaan:

$$M_{x,cr} = W_c f_{ctm} \quad (63)$$

W_c on betonipoikkileikkauksen elastinen taivutusvastus, joka suorakaidepoikkileikkaukselle määritellään $\frac{bh^2}{6}$.

Lasketaan momentti M_{xa} kohdassa x_a ja siirtymä a_l . Määritetään momentin M_{xa} aiheuttama vetovoima hiilikuidussa. Käytetään hiilikuidun vetovoimista F_{fII} ja F_{fI} suurempaa arvoa. Se ei saa ylittää arvoa $F_{f,e}$, joka on maksimivoima hiilikuidussa, joka voidaan ankkuroida.

$$F_{f,e} = e_{f,x} A_f E_f \quad (64)$$

$$\varepsilon_{f,x} \leq \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}, \quad (65)$$

jossa G_f on betonin murtumaenergia

$$G_f = 0,03 k_b \sqrt{F_{ck} f_{ctm}} \quad (66)$$

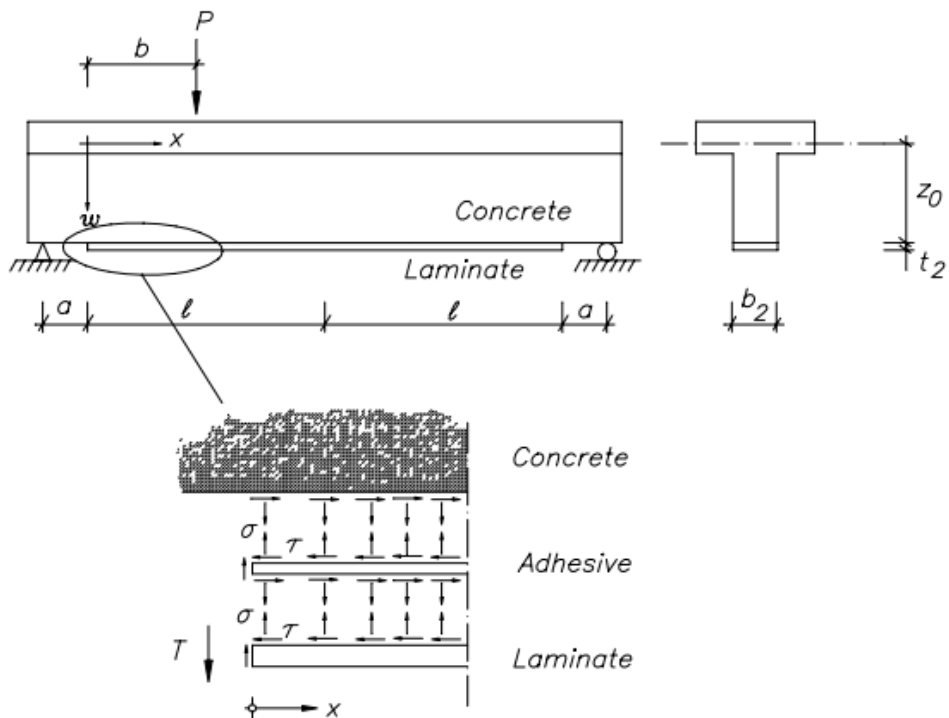
kertoimella k_b huomioidaan palkin ja vahvikkeen leveyden suhde ankkuroinnissa

$$k_b = \sqrt{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}} \geq 1,0 \quad (67)$$

Jossa b_f on hiilikuituvahvikkeen leveys ja b palkin leveys. $\frac{b_f}{b} \geq 0,33$. Ankkurointipituuden suositellaan olevan vähintään kaksinkertainen teoreettiseen ankkurointipituuteen nähden tai vähintään 250mm tai vaihtoehtoisesti tulee käyttää mekaanisia kiinnikkeitä. Tämä tulee ottaa huomioon koska lyhyempi ankkurointipituus on herkempi ilmakuplille ja asennusvirheille. Jos $F_{f,e}$ ylittyy, voidaan ankkuroitavaa voimaa pienentää siirtämällä ankkurointipistettä lähemmäs tukea. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää leveämpää hiilikuitunauhaa. (Olsson & Ahmad 2012, 50) (Täljsten 2006, 51)

5.10 Liimapinnan jännitykset

Momenttikestävyys voi myös määräytyä liimapinnan leikkaus- ja normaalijännitysten mukaan.



Kuva 13. Leikkaus- ja kuoriutumisjännitykset hiilikuituvahvistetun palkin päässä (1)

Pistekuormalle

$$\tau_{max} = \frac{G_a P}{2sE_c W_c} \frac{(2l+a-b)(a\lambda_b+1)}{a+l} \frac{1}{\lambda_b^2} \quad (68)$$

Viivakuormalle

$$\tau_{max} = \frac{qG_a}{2sE_c W_c} \frac{(a^2+2al)\lambda_b+1}{\lambda_b^2} \quad (69)$$

jossa

$$\lambda_b^2 = \frac{G_a b_f}{s} \left(\frac{1}{E_f A_f} + \frac{1}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c W_c} \right) \quad (70)$$

jossa G_a on liiman liukumoduuli, s on liimapinnan paksuus ja z_0 on h-x

Normaalivoimien johtaminen on suhteellisen monimutkaisia, joten turvallisen puolen yksinkertaistus on tässä kohtaa perusteltua. Oletetaan, että normaalivoimat ovat yhtä suuria leikkausvoimien kanssa. Pääjännityksen tulee olla pienempi kuin betonin vetolujuus.

$$\sigma_1 < f_{ctm} \quad (71)$$

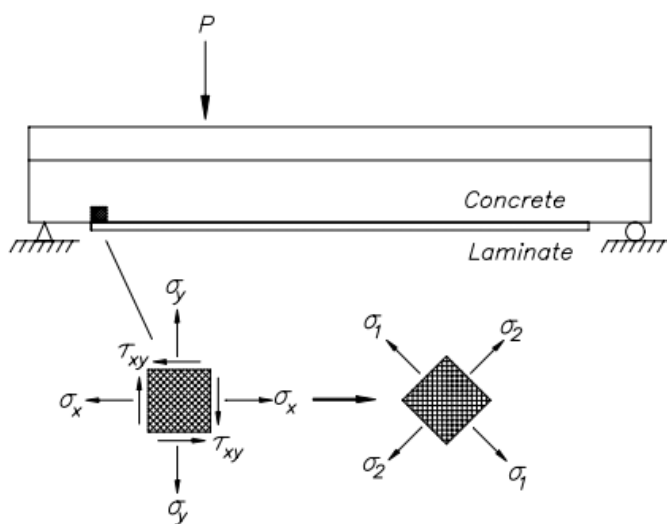
jossa σ_1 on pääjännitys, joka saadaan kaavalla

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right]^{1/2} \quad (72)$$

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_1} (h - y_0) \quad (73)$$

jossa

$$I_1 = I_c + (\alpha_s - 1)I_s + \alpha_f I_f = \frac{bh^3}{12} + bh \left(Y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + (\alpha_s - 1)A_s (d_s - y_0)^2 + \alpha_f A_f (d_f - y_0)^2 \quad (74)$$



Kuva 14. Jännitykset laminaatin päissä (Täljsten 2006, 57)

Jos laminaatin pään kohdalla esiintyy pystysuuntaisia halkeamia, lasketaan normaalivoimajännitykset kaavalla

$$\sigma_x = \frac{M_x}{I_2} (h - x) \quad (75)$$

jossa

$$I_2 = I_c + \alpha_s I_s + \alpha_f I_f = \frac{bx^3}{12} + bx \left(\frac{x}{2}\right)^2 + \alpha_s A_s (d_s - x)^2 + \alpha_f A_f (d_f - x)^2 \quad (76)$$

(Täljsten 2006, 56)

6 VERTAILULASKENTA

Lasketaan Sikan CarboDur laskentaohjelmalla esimerkki palkin taivutusvahventamisesta ja verrataan sitä Täljstenin laskentatavalla saatuihin tuloksiin.

Valitaan palkin poikkileikkausmitoiksi $h \times b = 600\text{mm} \times 300\text{mm}$. Palkin alapinnassa vetoteräket 4T25 ja yläpinnassa puristusteräket 4T20. Betonin lujuudeksi valitaan C40/50. Palkin taivutuskestävyys vahventamattomana on $M_{Rd} = 509\text{kNm}$. Tavoitteena kasvattaa palkin taivutuskestävyyttä 627kNm asti.

ULS Anticipated loads			
loading	M_{Ed} (kN·m)	M_{Rd} (kN·m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.35 \cdot S_G + 1.50 \cdot S_Q$	625.50	627.66	Strengthened section $627.66 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 625.50 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

ULS Reinforcement failure			
loading	M_{Ed} (kN·m)	M_{Rd} (kN·m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.50 \cdot S_Q$	280.00	509.34	Un-strengthened section $509.34 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 280.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

Serviceability limit states	
loading	Service stresses
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 1.00 \cdot S_Q$	$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$
	$398.27 \text{ MPa} \leq 400.00 \text{ MPa}$ ✓

Fire resistance (t=0 min.)			
loading	M_{Ed} (kN·m)	M_{Rd} (kN·m)	$M_{Rd} \geq M_{Ed}$ ($N_{Ed} = N_{Rd}$)
$S_{Ed} = 1.00 \cdot S_G + 0.30 \cdot S_Q$	220.00	511.21	Un-strengthened section $511.21 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 220.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ✓

Kuva 15. CarboDur ohjelmiston laskentatuloksia (Sika CarboDur 2018)

CarboDur ohjelmalla saadaan vaaditun vahvikkeen pinta-alaksi 252mm^2 , joka vastaa kolmea kappaletta CarboDur M614 hiilikuitunauhaa. Hiilikuitunauhan venymä murtorajatilassa on 8 %.

Stress and strain of reinforcement			
Ref.	Y Coord. (mm)	f (MPa)	ϵ (‰)
No. 20	260	388.43	1.89
No. 25	-255	-434.78	-7.67
FRP	-301	-1412.81	-7.96

Kuva 16. Hiilikuidun ja terästen venymät murtorajatilassa (Sika CarboDur 2018)

Kuten kuvasta 15 selviää, myötävät vetoteräokset murtorajatilassa ilman puristusterästen murtoa myös Sikan laskentaohjelmassa. Täljstenin menetelmällä hiilikuituvahvikkeen pinta-alaksi saadaan 403mm^2 . Ero pinta-aloissa selittyy Täljstenin suosituksesta rajoittaa hiilikuidun maksimivenymä 5 ‰:en.

$$A_f := \frac{M_{Ed} - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_1 - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{f1}\right)}{\varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot \left(h - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{f1}\right)} = 403 \text{ mm}^2$$

Kuva 17. Hiilikuituvahvikkeen pinta-ala Täljstenin menetelmällä, kun hiilikuituvahvikkeen venymä on rajoitettu 5 %:en.

Vertailun vuoksi laskettiin vaaditun vahvikkeen määrä rajoittaen venymä 8 %:en. Näin saatu tulos vastasi melko hyvin Sikan ohjelmalla saatua tulosta. Suunnittelijan tulee soveltaa venymän rajoittamista tilanteen mukaan. Hiilikuidun venymän ei kuitenkaan tule ylittää arvoa $\frac{\varepsilon_{fk}}{1,5}$. (Täljsten 2006)

$$A_f := \frac{M_{Ed} - A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \left(d_1 - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{f1}\right)}{\varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot \left(h - \frac{\lambda}{2} \cdot x_{f1}\right)} = 239 \text{ mm}^2$$

Kuva 18. Hiilikuituvahvikkeen pinta-ala Täljstenin menetelmällä, kun hiilikuituvahvikkeen venymä on rajoitettu 8 %:en.

Käyttörajan jännityksille vetorauδοoituksessa on asetettu tiettyjä rajoitteita ja ne määritellään seuraavasti:

Halkeilu tai taipuminen, joka ei ulkonäöllisesti ole hyväksyttävää, katsotaan välte-tyksi, jos rauδοituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmän vallitessa on enin-tään arvon $0.6f_{yk}$ suuruinen. Kun jännitys aiheutuu pakkomuodonmuutoksista tai pak-kosiirtymistä, saa vetojännitys olla enintään arvon $0.8f_{yk}$ suuruinen. (by 61 betonira-kenteiden suunnitteluohje 2011, 49)

Stress and strain of reinforcement			
Ref.	Y Coord. (mm)	f (MPa)	ε (%)
No. 20	260	206.02	1.00
No. 25	-255	-398.27	-1.94
FRP	-301	-339.06	-1.65

$\sigma_{c,yp} := \sigma_{c,yp} + \sigma_{c,yp1} = 14.62 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,yp} := \sigma_{sy2} + \sigma_{s,yp} = -212.26 \text{ MPa}$
 $\sigma_{s,ap} := \sigma_{sa2} + \sigma_{s,ap} = 361.32 \text{ MPa}$
 $\sigma_{f1} := \sigma_f + 0 = 293.83 \text{ MPa}$

Kuva 19. Käyttörajan jännitykset Sikan ohjelmalla ja Täljstenin menetelmällä las-kettuina. Hiilikuituvahvikkeen pinta-ala on molemmissa tapauksissa 252mm^2 . (Sika CarboDur 2018)

Täljstenin laskentatavassa jännitykset vetoteräksissä, hiilikuidussa ja betonin puristus-pinnassa ovat pienempiä. Puristusterästen jännitys taas on Sikan vastaavaa suurempi. Erot jännityksissä johtunevat mahdollisista eroista poikkileikkauksen jäyhyysmomentin ja puristusvyöhykkeen korkeuden laskennassa. Mahdolliset erot kimmokertoimien laskennassa vaikuttavat jännityksiin ja jäyhyysmomenttiin. Täljstenin laskentatavassa käytetään betonille tehollista arvoa $E_{c,eff}$, joka on ominaisarvoa pienempi. Käyttämällä betonin kimmokertoimena suurempaa arvoa pienenee kimmokertoimien suhteet α_e ja α_f , jolloin myös poikkileikkauksen jäyhyysmomentti pienenee.

Molemmilla menetelmillä laskettuna käyttörajatilan jännitykset vetoteräksissä ylittävät kansallisen liitteen rajoituksen $0.6f_{yk} = 300MPa$. Sikan ohjelmassa käyttörajatilan jännitykset on rajoitettu EC2:n mukaisiksi, mikä ei täytä kansallisen liitteen vaatimuksia. Jännitysten vähentämiseksi teräksillä, tulee, joko kasvattaa hiilikuituvahvikkeen pinta-alaa tai vähentää palkin kuormitusta. Hiilikuidun pinta-alan ollessa suhteessa pieni palkin kokoon nähden, vaatii käyttörajatilan jännitysten ja taipumien rajoittaminen usein suuria lisäyksiä hiilikuidun määriin murtorajatilan vaatimukseen nähden. Toisaalta murtorajatilan taivutuskapasiteetti kasvaa, mikäli hiilikuidun sallitaan murtua.

7 PALONKESTO

Hiilikuituvahvisten palonkestävyys on itsessään heikko johtuen liiman alhaisesta lasittumislämpötilasta. Paikallista lämpötilan nousua, jossa palo rajoittuu vahvikkeen ankkurointialueen ulkopuolelle vahvike kestää huomattavasti paremmin. Hiilikuituvahviste toimii kuitenkin lisäraudoituksena itsessään toimivalle palkille ja alkuperäinen palkki kestääkin useimmiten onnettomuustilanteen kuormat. Jos vahvisten kapasiteettia kuitenkin tarvitaan onnettomuustilanteessa, täytyy hiilikuituvahvike palosuojata. Hiilikuituvahvikkeen lämpötila ei saa saavuttaa käytetyn liiman lasittumislämpötilaa (yleensä alle $70^{\circ}C$). Hiilikuitu voidaan palosuojata käyttämällä esimerkiksi palonsuojalevytystä, palonsuojamaalausta tai betonipinnoitetta.

Pelkkä palonsuojalevytyksen käyttö johtaa käytännössä kohtuuttoman suuriin eristepaksuuksiin alhaisen lasittumislämpötilan takia. Tehokkaampi tapa suojata hiilikuituvahvistus on käyttää betonipinnoitteen ja palonsuojavillan yhdistelmää. Betonilla on suuri lämmönvarauskyky huokoisiin eristeisiin verrattuna, jolloin ohuellakin betonipeitteellä saadaan eristepaksuutta huomattavasti pienemmäksi. Betonin palonsuojausominaisuudet perustuvat yleensä sen sisältämän veden höyrystymiseen. Veden kiehumispisteen ollessa lasittumislämpötilaa korkeampi, ei pelkkää betonipeitettä voida useinkaan käyttää palonsuojaamiseen. Hiilikuituvahvisteen palonsuojaus tulee aina mitoittaa palonsuojatuotteen valmistajan ohjeiden mukaan.

8 YHTEENVETO

Opinnäytetyössä selvisi, mitä tulee ottaa huomioon vanhoja betonirakenteita liimausvahvennettaessa hiilikuitutuotteilla. Betonirakenteiden kunnolle on olemassa tietyt vaatimukset ja hiilikuituvahventeen mitoittamiseen löytyy ohjeistusta. Virallisia standardeja ei Suomessa hiilikuituvahventamiseen ole, mutta rakennesuunnittelija pystyy mitoittamaan vahvennuksen rakenteiden suunnitteluperusteita ja eurokoodeja hyödyntäen.

Mitoitukseen löytyy ohjeita esimerkiksi Ruotsalaiselta tutkijalta Täljsteniltä. Mitoituksessa hyödynnetään ”tavallisen” betonirakenteen mitoitusohjeita ja sovelletaan siihen hiilikuidun teknisiä ominaisuuksia ja osavarmuuskertoimia. Mitoitukseen löytyy myös tuotevalmistaja Sikan Carbodur ohjelmisto, jolla onnistuu hiilikuituvahventeen mitoitus Sikan omia tuotteita käyttämällä.

Hiilikuituvahventamisessa merkittävä rajoittava tekijä on alhainen lasittumislämpötila. Alhainen lasittumislämpötila rajaa pois monia kohteita, joissa tilojen normaalit käyttölämpötilatkin saattavat ylittää lasittumislämpötilan. Hiilikuituvahventeen palonsuojaaminen on käytännössä kannattamatonta, joten betonirakenteen tulee kestää palotilanteen kuormat ilman hiilikuituvahvennetta. Tämä rajaa vahvistusastetta useissa

tilanteissa. Myös käyttörajatilanteen mitoitus tulee joissain tilanteissa rajoittavaksi tekijäksi. Hiilikuidulla taipumien ja jännitysten rajoittaminen vaatii kohtuuttoman suuria pinta-aloja, tehden siitä usein kannattamatonta.

Hiilikuituvahvistamisen sopivuus ja kannattavuus ovatkin täysin tapauskohtaista ja vahventeen suunnittelijan tuleekin ottaa huomioon kaikki sen asettamat rajoitteet aikaisessa vaiheessa. Hiilikuituvahventamisen sopivuus kohteeseen selviääkin usein vasta mitoitustyössä.

LÄHTEET

Täljsten, B. 2006. FRP Strengthening of Existing Concrete Structures - Design Guidelines - Third Edition. Luleå University of Technology, Department of Civil Engineering

Betonirakenteiden liimausvahventamisohjeet. 2006. Helsinki: Tiehallinto

SFS-EN 1504-4. Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Määritelmät, vaatimukset, laadunvalvonta ja vaatimustenmukaisuuden arviointi. Osa 4: rakenteellinen liimaus. 2005. Suomen standardisoimisliitto SFS. Helsinki: Rakennusteollisuus

RT Retrofitting of concrete structures with externally bonded FRPs. 2006. Lausanne, Sveitsi: International Federation for Structural Concrete (fib)

Suomen Standardisoimisliitto SFS, SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS, 2005.

Olsson, R. & Ahmad, H. 2014. Kolfiberförstärkning för ökad utmaatningskapacitet i spännarmerad betongbro. Luleå: Luleå University of Technology

Sika www-sivut. 2018. Viitattu 17.08.2018 <http://www.sika.com/>

Sto Finexter Oy www-sivut. 2018. Viitattu 17.08.2018 <http://www.sto.fi/>

Matthys, S. 2000 Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement, Ghent, Belgia: Ghent University, Department of Structural Engineering.

by 211 betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013. 2015. 2. painos. Tampere: Suomen betoniyhdistys

Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. 2001. Lausanne, Sveitsi: International Federation for Structural Concrete (fib)

Sika CarboDur (Version 5.0). 2018. Alicante: Cype Software.

by 61 betonirakenteiden suunnitteluohje. 2011. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry

Lindberg, R. & Kerokoski, O. 2012. Teräsbetonirakenteet. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto