

Skjærforsterkning av betongkonstruksjoner med fiberarmerte polymerer

Anna Belova

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2015
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



TILGJENGELIGHET

Institutt for konstruksjonsteknikk
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
NTNU- Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.juni 2015	ANTALL SIDER: 94+18 sider vedlegg
------------------------------------	-----------------------	--------------------------------------

TITTEL:

Skjærforsterkning av betongkonstruksjoner med fiberarmerte polymerer

Shear retrofitting of concrete structures with fiber reinforced polymers

UTFØRT AV:

Anna Belova



SAMMENDRAG:

Denne rapporten handler om hvordan fiberarmerte kompositter (FRP) egner seg til bruk for forsterkning av betongkonstruksjoner påkjent av skjærkrefter. Da dette temaet er relativt nytt både for meg og forskningsmiljøet i Norge, ble gjennomføring av litteraturstudium en sentral del av oppgaven.

Litteraturstudiet starter med å legge frem generelle egenskaper til FRP-materialet og hva som gjør dette materialet egnet til bruk i konstruksjonssammenheng. Videre ble det presentert typiske bruddformer for slakkarmerte betongkonstruksjoner uten og med FRP-forsterkning. En stor del av litteraturstudiet går ut på forklare hvordan FRP-materialet oppfører seg ved bruk til skjærforsterkning og hvilke aspekter som bør tas hensyn til ved dimensjonering av FPP-forsterkede konstruksjoner for skjær. Siste del av litteraturstudiet omfatter beskrivelse av beregningsreglene for skjærdimensjonering i Publikasjon nr.36 til Norsk Betongforening, det svenske regelverket *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktions med pålimmade fiberkompositer* og den amerikanske standarden *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R)*.

Siste del av rapporten inneholder en evaluering av reglene i disse tre regelverkene der beregningsformlene ble testet mot forsøksdata med tanke på sikkerhetsnivå og korrelasjon mellom de utvalgte forsøksseriene og teoretiske formlene.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er avslutningen på sivilingeniørstudiet i Bygg-og miljøteknikk ved Norges Tekniske-Naturvitenskapelige Universitetet (NTNU) og er utført ved Institutt for Konstruksjonsteknikk (KT). Masteroppgaven er vektet med 30 studiepoeng og er skrevet i løpet av 21 uker fra januar 2015 til juni 2015.

Interessen min for fiberarmerte polymerer startet først etter å ha deltatt på Brukonferansen i regi av Statens Vegvesen i 2011, der FireCo presenterte en løsning av en gangbru som har fiberarmerte kompositter som primært bygningsmateriale. Dette resulterte i at bacheloroppgaven min ved Høgskolen i Oslo og Akershus handlet om bruk av fiberarmerte kompositter i brubygging. Denne gangen ville jeg utvide mine kunnskaper og undersøke nye bruksområder for dette materialet. Hensikten med denne oppgaven er derfor å undersøke hvordan dette materialet egner seg som forsterkningsmateriale for betongkonstruksjoner, der fokuset er skjærkraftforsterkning.

Jeg ønsker å rette en stor takk til min veileder Terje Kanstad som har bidratt med hjelp og veiledning til oppgaveløsning. I tillegg vil jeg gjerne takke Joakim Haugen for hjelp med korrekturlesning av rapporten.

Trondheim, 10.juni 2015

Anna Belova

Sammendrag

Denne rapporten handler om hvordan fiberarmerte kompositter (FRP) egner seg til bruk for forsterkning av betongkonstruksjoner påkjent av skjærkrefter. Da dette temaet er relativt nytt både for meg og forskningsmiljøet i Norge, ble gjennomføring av litteraturstudium en sentral del av oppgaven.

Litteraturstudiet starter med å legge frem generelle egenskaper til FRP-materialet og hva som gjør dette materialet egnet til bruk i konstruksjonssammenheng. Videre ble det presentert typiske bruddformer for slakkarmerte betongkonstruksjoner uten og med FRP-forsterkning. En stor del av litteraturstudiet går ut på forklare hvordan FRP-materialet oppfører seg ved bruk til skjærforsterkning og hvilke aspekter som bør tas hensyn til ved dimensjonering av FPP-forsterkede konstruksjoner for skjær. Siste del av litteraturstudiet omfatter beskrivelse av beregningsreglene for skjærdimensjonering i Publikasjon nr.36 til Norsk Betongforening, det svenske regelverket *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer* og den amerikanske standarden *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R)*.

Siste del av rapporten inneholder en evaluering av reglene i disse tre regelverkene der beregningsformlene ble testet mot forsøksdata med tanke på sikkerhetsnivå og korrelasjon mellom de utvalgte forsøksseriene og teoretiske formlene.

Abstract

The main goal of this report is to clarify how Fiber Reinforced Polymers (FRP) can be used for retrofitting of concrete structures to resist shear forces. This topic is relatively novel for both me and for the concrete research community at NTNU and SINTEF in Norway, therefore a literature study is a central part of the assignment.

The first part of the literature study includes presentation of the general characteristics of FRP, which make this material suitable for structural applications. Furthermore, typical fracture modes for shear failure of reinforced concrete structures with and without FRP-retrofitting are presented. The largest part of the literature study involves clarifying of FRP's structural behavior when it is used as a retrofitting material for concrete structures in shear. Last, but not least, rules for calculation of shear capacity of FRP-retrofitted concrete structures from three different codes are presented. These codes are: Publication nr.36 from the Norwegian Concrete Association, the Swedish Design Guideline for FRP strengthening of concrete structures and The American Standard Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R).

The last part of the report contains an evaluation of the rules in these three regulations. The calculation formulas were tested against experimental data in terms of safety margins, and the correlation between the selected test series and theoretical formulas was investigated.

Innholdsfortegnelse

1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling.....	2
1.3 Avgrensninger og omfang	3
2 Fiberarmerte kompositter (FRP)	5
2.1 Generelt.....	5
2.2 Materialets struktur.....	5
2.2.1 Fibermaterialer	6
2.2.2 Matrisematerialer	8
2.3 Mekaniske egenskaper	10
2.3.1 Anisotropi	10
2.3.2 E-modul og strekkfasthet.....	10
2.3.3 Elastisitet.....	12
2.4 Bestandighet	13
2.4.1 Værbestandighet.....	13
2.4.2 Vann.....	13
2.4.3 Kjemikalier	14
2.4.4 Brannmotstand.....	14
2.5 Forsterkningssystemer med FRP	14
2.5.1 Montasjemetoder	15
2.5.2 FRP-konfigurasjoner for skjærforsterkning.....	16
2.6 Oppsummering	17
3 Skjærbrudd	19
3.1 Skjærbrudd i bjelker uten FRP-forsterkning	19
3.2 Skjærbrudd i konstruksjoner med FRP-forsterkning	22
3.2.1 Fiberbrudd	22
3.2.2 Heftbrudd mellom FRP og betong.....	24
4 Beregningsmodeller for skjærkraft	27
4.1 45° Fagverksmodell	27
4.2 Fagverksmodell med varierende helning.....	30
4.3 Bidrag fra betongen	31
5 Bruddoppførsel av FRP	33
5.1 Debonding	33
5.1.1 Bond-slip-relasjon.....	34
5.1.2 Bruddenergi.....	36
5.1.3 Effektiv forankringslengde.....	37
5.1.4 Aksialstivhet	41
5.1.5 Bredde og senteravstand	43
5.1.6 Styrke og stivhet av limet.....	44
5.1.7 Interaksjon mellom skjærarmoring og FRP-forsterkning	46
5.1.8 Beliggenhet av rissene i forhold til FRP-enhetene	47
5.2 Fiberbrudd.....	49
5.2.1 Tøyningsfordeling langs et skråriss	49
6 Dimensjonering etter Publikasjon nr.36 av Norsk Betongforening	53
6.1 Generelt	53
6.2 Skjærkraftkapasitet.....	53
6.3 Fiberbrudd.....	55

6.4	Heft og forankring.....	56
7	Dimensjonering etter Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer....	59
7.1	Generelt.....	59
7.2	Skjærkraftkapasitet.....	59
8	Dimensjonering etter ACI 440.2R.....	63
8.1	Generelt.....	63
8.2	Skjærkraftkapasitet.....	63
8.3	Fiberbrudd.....	64
8.4	Heft og forankring.....	64
9	Evaluering av standarder	69
9.1	Valg av analysedata.....	69
9.2	Analysemetode.....	71
9.3	Publikasjon nr.36 av Norsk Betongforening.....	72
9.4	Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer.....	73
9.5	ACI 440.2R.....	75
10	Diskusjon	77
10.1	Sikkerhetsnivå.....	77
10.2	Korrelasjon mellom eksperimentelle resultater og teoretiske modeller.	78
11	Konklusjon	81
12	Referanser	83

VEDLEGG 1: Forsøksdata

VEDLEGG 2: Analyse av den teoretiske modellen i Publikasjon nr.36

VEDLEGG 3: Analyse av den teoretiske modellen i Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer

VEDLEGG 4: Analyse av den teoretiske modellen i ACI 440.2R

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Rehabilitering av eksisterende infrastruktur er blitt en av de mest utbredte byggeaktivitetene rundt omkring i verden. Betongkonstruksjoner dimensjoneres vanligvis for en bestemt levetid, og det finnes mange av dem i dag som er utenfor sin forventede levetid og er dermed kritisk utsatt for diverse skadende effekter, slik som armeringskorrosjon og klimaeffekter. I tillegg til direkte degradering av materialer, kan rehabiliteringsbehov være betinget av en rekke andre grunner:

- Endring av konstruksjonens funksjon, for eksempel ombygging av et boligbygg til et kontorbygg. Dette kan føre til at konstruksjonen blir utsatt for andre laster enn det den opprinnelig var tiltenkt for;
- Endring av byggets bæresystem, slik som nye åpninger eller flytting av bærende elementer;
- Dimensjoneringsfeil som blir oppdaget i senere tid;
- Forskningsutvikling og tilgang til ny teknologi og kunnskaper kan sette visse aspekter ved konstruksjonens bæreevne og levetid i nytt lys;
- Ekstraordinære hendelser, slik som eksplosjoner og ulykkeslaster.

Et alternativ til rehabilitering er erstatning av eksisterende konstruksjoner med nye. Hvis man tar i betraktning kapitalinvesteringer som har blitt gjort for eksisterende konstruksjoner, er det ikke alltid lønnsomt å bygge nytt. I tillegg er det mer miljøbesparende å la være å skifte ut en eksisterende konstruksjon. Sist, men ikke minst, er det ikke alltid lov å rive en konstruksjon på grunn av at den kan ha en viss kulturell verdi og være fredet. Eksempel på dette er Elgeseter bru i Trondheim som ble fredet i 2008 etter kulturminneloven.

Det finnes flere metoder for utbedring av eksisterende betongkonstruksjoner: tverrsnittøkning, påført trykkraft, endring av statisk system, utskifting av deler av konstruksjonen og bruk av utenpåliggende forsterkning. Utenpåliggende forsterkning kan være i form av stålplater eller fiberarmerte kompositter (FRP).

Forsterkning av konstruksjoner med FRP har hovedfokus i denne rapporten. Grunnen til dette er at denne metoden er relativt utbredt i andre land, blant annet, Danmark og Sverige, men ikke i Norge enda. Bruken av FRP til forsterkning er ikke helt fraværende i Norge, men den er lite utbredt. Valget vil som regel falle på tradisjonelle materialer. Årsaken ligger trolig i mangelen av et fullstendig regelverk. Norsk Betongforening utga Publikasjon nr. 36 i 2006 som omhandler prosjekteringsprinsipper i forbindelse med forsterkning av betongkonstruksjoner med pålimte komposittmaterialer. Publikasjonen gir anbefalinger for beregningsregler ved dimensjonering av FRP-forsterkning, men er ikke konsekvent med å definere konkrete krav. Bakis et al. (2002) har uttalt i sin state-of-the-art: *"Without standards and codes, it is unlikely that FRP materials could make inroads beyond limited research and demonstration projects"*. Regelverk og standarder vil gi økt interesse for utvikling av nytt materiale og gjøre rådgiverne mer bevisst på at FRP er et konkurransedyktig alternativ til eksisterende metoder. I tillegg vil det gjøre dimensjoneringen billigere siden dokumentasjonsprosessen vil bli mindre omfattende. Standarder definerer bestemte krav til sikkerhet og det fører til at konsulentene i stor grad vil slippe å validere sine beregninger.

FRP-kompositter kan brukes til å forsterke konstruksjoner utsatt for bøyning, skjærkrefter, torsjon og aksialbelastning. I denne rapporten har jeg valgt å rette fokuset mot skjærforsterkning. Bernoullis-Naviers hypotese fra 1700 om at plane tverrsnitt forblir plane danner grunnlag for bøyemomentdimensjonering av betongkonstruksjoner i alle teoretiske modeller. I tilfellet med skjær er ikke ekspertene like enige om en allment akseptert teori for hvordan betongkonstruksjoner bør dimensjoneres (Engen, 2012). Det er kjent at skjærbrudd er sprøere enn bøyebrydd og kan skje uten forvarsel, og dermed vil man strebe etter at bøyebrydd skjer før skjærbrudd. Dette gjør skjærbrudddimensjonering til et svært aktuelt tema for forskning og utvikling.

1.2 Problemstilling

Temaet for denne rapporten er skjærkraftforsterkning av betongkonstruksjoner med FRP-kompositter. I rapporten vil jeg identifisere de viktigste prinsippene for skjærkraftdimensjonering av FRP-systemer i tre eksisterende regelverk:

1. *Publikasjon nr. 36* til Norsk Betongforening (Thorenfeldt et al., 2006);

2. Det svenske regelverket *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer* (Täljsten et al., 2011);
3. Den amerikanske standarden *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R)* (ACI Committee 440, 2008).

Målet med rapporten er å belyse teorier og parametere som ligger til grunn for beregningsregler i de forskjellige standarder og regelverk. Problemstillingen er derfor å *evaluere hvor godt forskjellige regelverk er egnet til bruk*, dvs. å bestemme om beregningsregler gir godt nok sikkerhetsnivå og hvorvidt de teoretiske modellene stemmer overens med empiriske resultater.

1.3 Avgrensninger og omfang

Med tanke på tid man har til rådighet for å løse problemstillingen, har jeg satt en rekke begrensninger for omfanget av arbeidet. Noen av avgrensningene skyldes også mangelfull teoretisk grunnlag. I denne rapporten skal det ikke tas hensyn til:

- Sikkerhetsfaktorer og generell sikkerhetskonsept;
- Bruksgrensetilstanden i dimensjoneringsprosessen, dvs. krav til deformasjoner er ikke belyst;
- Utledning av FEM-modeller for bruddmekanikk;
- Eget eksperimentelt arbeid;
- Beregningsregler for konstruksjoner med mekanisk forankring av FRP.

2 Fiberarmerte kompositter (FRP)

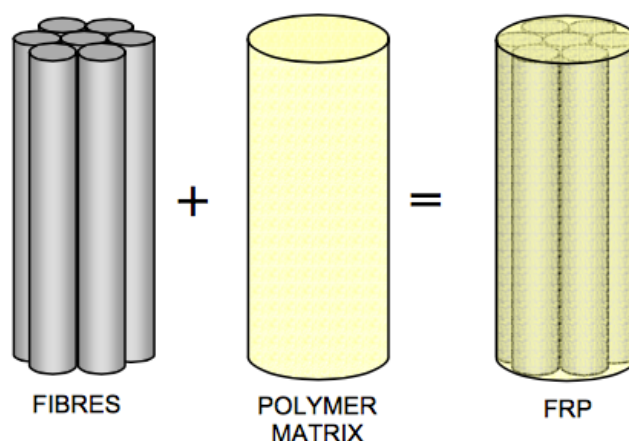
Dette kapittelet er en generell introduksjon om fiberarmerte kompositter. Målet er å danne en bedre forståelse for hvorfor fiberarmerte kompositter har blitt et konkurransedyktig materiale for forsterkning av betongkonstruksjoner.

2.1 Generelt

Komposittmaterialer er et samlebegrep for materialer som er satt sammen av to eller flere delmaterialer med forskjellige egenskaper. Målet er å danne et nytt materiale med bedre egenskaper enn delmaterialene hver for seg.

Kompositter består som regel av diskontinuerlige materialer som er innbakt i et kontinuerlig materiale. Diskontinuerlige materialer har ofte gode styrkeegenskaper og fungerer som armering. Det kontinuerlige materialet betegnes som matrise (Thorenfeldt et al., 2006).

I denne rapporten vil fokuset være rettet mot fiberarmerte polymerer som er plastmaterialer forsterket med fiber, se figur 2.1



Figur 2.1 Materialoppbygning til FRP-kompositt (Bisby, 2003).

2.2 Materialets struktur

Det finnes forholdsvis mange kombinasjoner av fibrer og matriser som man kan generere til å danne et FRP-kompositt. Av den grunn er det hensiktsmessig å kartlegge

egenskaper og funksjoner til de forskjellige delmaterialene før man kan utrede materialegenskaper til FRP-kompositter i sin helhet (Bisby, 2003).

2.2.1 Fibermaterialer

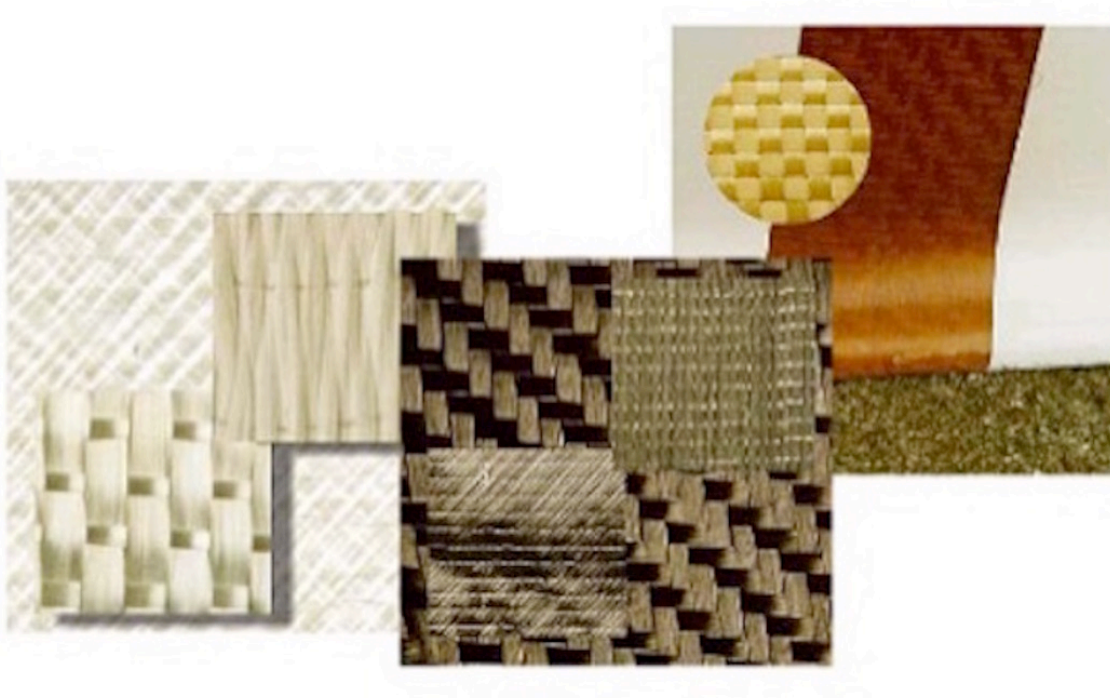
De fleste materialene er sterkere og stivere i fiberform enn andre former. Fibrenes hovedfunksjon i en kompositt er å gi styrke og stivhet og besitter dermed som regel veldig gode styrke- og stivhetsegenskaper. Samtidig har fibrene mye lavere densitet enn konvensjonelle armeringsmaterialer.



Figur 2.2 FRP-kompositter (Bisby, 2003).

Diameteren på fibrene som brukes i konstruksjonssammenheng ligger mellom 5 og 20 μm , mens lengden kan være mange meter. Det store forholdet mellom lengde og diameter sikrer effektiv lastoverføring mellom fibrene og matrisen. En annen fordel med liten diameter på fibrene er mindre sannsynlighet for å ha defekter og dermed høyere styrke. Sannsynligheten for at et stykke materiale inneholder feil som kan fremme sprøtt brudd minsker med stykkets volum.

De vanligste fibermaterialene er glass, karbon og aramid, se figur 2.3.



**Figur 2.3 Ulike typer fiber(fra venstre til høyre): glassfiber, karbonfiber og aramid
(Andersen and Stokke, 2004).**

Glassfiber

Glassfiber er den vanligste armeringen for kompositter. Fordelen med denne typen fiber er lav kostnad og høy fasthet, mens ulempen er lav elastitetsmodulus, liten slitestyrke og lav motstandskraft mot alkalier. Glassfiber har også høyest densitet, noe som gjør at den brukes i sammenhenger der lav vekt ikke er hovedkriteriet (Bisby, 2003).

Det finnes flere typer glassfiber som anvendes i byggebransjen, men de vanligste er S-glass (S står for *strength*) og E-glass (E står for *electrical*). S-glass har høyere elastitetsmodulus, og S-glass er den billigste varianten (Thorenfeldt et al., 2006).

Karbonfiber

Karbonfiber er best egnet til bruk i typiske bygningskonstruksjoner. Dette alternativet er trolig det dyreste, men prisen går stadig ned. Karbonfiber har høy elastitetsmodulus, lav densitet og bra motstand mot termiske, kjemiske og miljøeffekter. Dette gjør at karbonfiber brukes mest i konstruksjoner der det ønskes minst mulig vekt og minst mulig deformasjoner.

Aramid

Aramidfiber har høy styrke, moderat elastitetsmodulus og lav densitet. I tillegg har dette materialet høy bestandighet i ulike kjemiske miljøer med unntak av meget sure eller basiske omgivelser. Den største ulempen er følelsomhet for fuktig luft som fører til degradering av fibrenes styrke (Bisby, 2003).

Tabell 2.1 viser typiske verdier for ulike egenskaper til de forskjellige typene fiber og stål/aluminium. Som nevnt tidligere, har fibre lav densitet, og dette åpner for nye begreper, nemlig spesifikk styrke og spesifikk stivhet. Med dette menes styrke og stivhet i forhold til tetthet (Andersen and Stokke, 2004). Med gode styrke- og stivhetsegenskaper til fiberarmerte kompositter menes det dermed fibrenes egenskaper i forhold til tettheten.

Materiale	Stivhet [MPa]	Styrke [GPa]	Tetthet [g/cm³]	Spesifikk stivhet [GPa/(g/cm³)]	Spesifikk styrke [GPa/(g/cm³)]
E-glass	75000	3,5	2,54	29,53	1,38
S-glass	85000	4,6	2,48	34,27	1,85
Karbon	230000	2,5	1,90	121,05	1,32
Aramid	130000	3,6	1,44	90,28	2,50
Armeringsstål	210000	5	7,80	26,92	0,64
Aluminium	70000	2,7	2,70	25,93	1

Tabell 2.1 Egenskaper til fibre (Andersen and Stokke, 2004).

2.2.2 Matrisematerialer

Matrisen har tilnærmet ingen bidrag til FRP sin styrke eller stivhet, men har likevel en rekke andre viktige funksjoner:

- Binde sammen og holde fibre på plass i komposittet;
- Beskytte fibre mot skader og miljøpåkjenninger;
- Overføre ytre krefter til fibre;
- Omfordele krefter til nærliggende fiber når en fiber går til brudd;
- Støtte fibre sideveis ved utbøyning (Thorenfeldt et al., 2006).

Ved valg av matrise vil dermed materialets kjemiske motstand og kompatibilitet med fibre være avgjørende. Matrisen vil som regel utgjøre den største andelen av FRP sitt

volum, og dermed vil man som regel velge matriser med lavest mulig densitet for å minimisere den endelige vekten av FRP-materialet.

Fiberarmerte kompositter som anvendes i bygningskonstruksjoner har som regel matrise av type polymere herdeplaster. Termoplaster er også et alternativ, da de er mekanisk tøffere enn herdeplaster og har bedre temperaturrestans. Hovedfordelen for herdeplaster derimot ligger i at de fungerer godt sammen med glass- og karbonfiber og at løsningen er økonomisk (Andersen and Stokke, 2004).

Herdeplaster har god termisk stabilitet ved vanlige temperaturer, bra kjemisk motstand mot nedbryting og gode kryp- og relaksasjonsegenskaper i forhold til de fleste termoplastene. De vanligste typene herdeplaster brukt i FRP er: polyester, vinylester og epoksy. Deres egenskaper er fremstilt i tabell 2.2.

Materiale	Mekaniske egenskaper	Kjemisk motstand	Termisk motstand	Brannmotstand	Tøffhet (slag)	Tetthet [g/cm³]
Polyester	Meget god	God	God	Mindre god	God	1,1-1,5
Vinylester	Svært god	Svært god	God	Mindre god	Meget god	1,0-1,1
Epoksy	Svært god	Meget god	God	Mindre god	Meget god	1,1-1,4

Tabell 2.2 Materialeegenskaper til matrisene (Andersen and Stokke, 2004).

Polyester

Polyester er den mest utbredte typen matrise som blir brukt i FRP. Dette er på grunn av forholdsvis lav pris og enkel fremstillingsprosess. Polyester herder ved romtemperatur. Likevel besitter polyester de dårligste egenskapene blant herdeplastene, noe som medfører at dette materialet kun kan brukes i lite påkjente konstruksjoner.

Vinylester

Vinylester er dyrere enn polyester, men yter bedre kjemisk motstand og er mer robust. I tillegg til bra resistens mot syrer og alkalier, har de redusert vannabsorpsjonsevne og bedre krypegenskaper enn polyester.

Epoksy

Epoksy er det dyreste alternativet. Hovedfordelen med dette materialet er dets utmerkete heftegenskaper, noe som er essensielt for FRP-systemer. I tillegg har epoksy høyest styrke og seighet (Bisby, 2003).

2.3 Mekaniske egenskaper

En av hovedfordelene med FRP er mulighetene til å skreddersy materialegenskapene ut ifra behov og ønske. Man kan blant annet variere fiberretningene, materialtypene og mengdeforhold mellom delkomponentene. Dette er en grunn til at komposittets egenskaper ikke kan tabuleres slik som for stål, betong eller tre. Kjernen i dette kapittelet vil dermed være å vise hvordan man kan manipulere og estimere egenskapene til FRP.

2.3.1 Anisotropi

Det finnes ulike typer fibrer til forskjellige formål, blant annet diskontinuerlige partikler, men i konstruksjonsmessige sammenheng er det mest vanlig å bruke lange kontinuerlige fibrer (Thorenfeldt et al., 2006). Siden fibre er sterkere i lengderetning enn tverretning, betyr dette at FRP-kompositter er anisotrope.

Fibre produseres vanligvis som vevde eller strikkede matter. For å oppnå flere fiberretninger i et laminat kan flere ensrettede matter kombineres, eller fibre kan være innvevd i mattene med ulike retninger (Hayman, 2011).

Denne rapporten vil ikke omhandle beregningsregler for FRP med flere fiberretninger, men det er viktig å bemerke at det er en mulighet.

2.3.2 E-modul og strekkfasthet

Fibrer og matrise har både veldig ulike egenskaper og funksjoner i et FRP-system, så forholdet mellom disse delkomponentene er avgjørende for egenskapene til FRP-materialet. Mengdeforhold uttrykkes vanligvis via volumforhold:

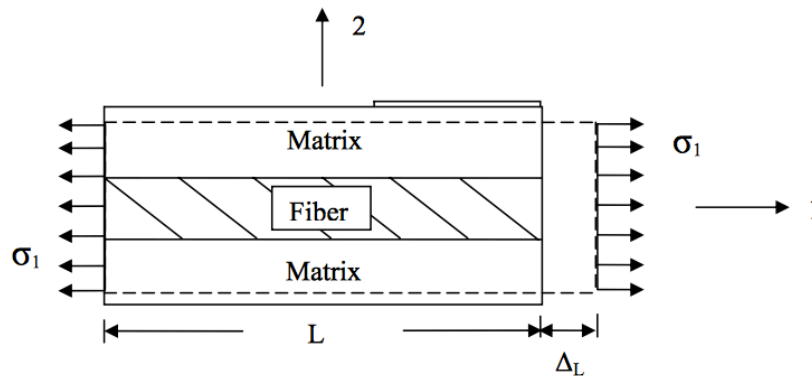
$$V_{fib} = \frac{v_{fib}}{v_f} , \quad (2.1)$$

$$V_m = \frac{v_m}{v_f}, \quad (2.2)$$

der v_f er volum av kompositt, v_{fib} er volum av fiber, v_m er volum av matrise, V_{fib} er volumandel fiber og V_m er volumandel matrise.

Volumforhold brukes til å estimere E-modul og styrke til FRP-kompositter. Ved å anta at fibreene er kontinuerlige og jevnt fordelte, ligger i samme retning, har samme diameter samt at heft mellom fiber og matrisen er perfekt, kan man forvente at tøyningen vil være konstant gjennom tverrsnittet, se også figur 2.4:

$$\epsilon_f = \epsilon_{fib} = \epsilon_m. \quad (2.3)$$



Figur 2.4 Tøyninger under aksial belastning.

Det antas at lasten å fordeles mellom fibreene og matrisen på følgende måte:

$$P_f = P_{fib} + P_m = \sigma_{fib} A_{fib} + \sigma_m A_m = \sigma_f A_f, \quad (2.4)$$

der P_f er lasten i komposittet, P_{fib} er lasten i fibreene, P_m er lasten i matrisen, σ_{fib} er spenningen i fibreene, A_{fib} er arealet til fibreene, σ_m er spenningen i matrisen, A_m er arealet til matrisen, σ_f er spenningen i FRP-komposittet og A_f er arealet til FRP-komposittet.

Ved å skrive om (2.4) kan man uttrykke strekkapasiteten til komposittet f_f ved hjelp av (2.5). Ved å benytte materialloven kan man også uttrykke E-modul via volumforhold. Disse uttrykkene kalles for volumloven (Thorenfeldt et al., 2006).

$$f_f = f_{fib} V_{fib} + f_m V_m, \quad (2.5)$$

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m, \quad (2.6)$$

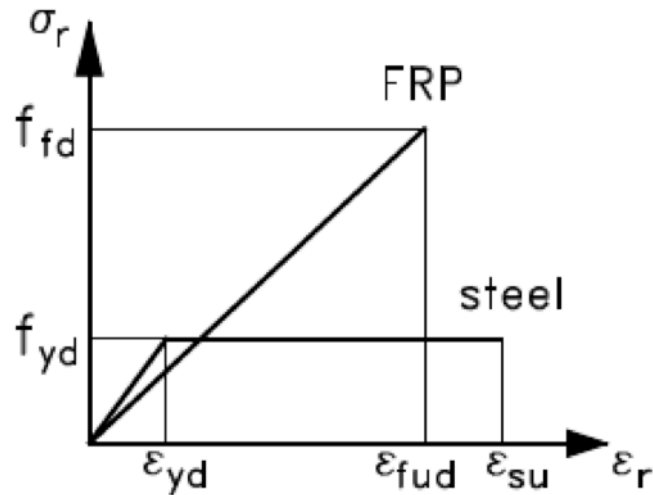
der f_f er strekkfastheten til komposittet, f_{fib} er strekkfastheten til fibrene, f_m er strekkfastheten til matrisen, E_f er elastitetsmodulus til komposittet, E_{fib} er elastitetsmodulus til fibrene og E_m er elastitetsmodulus til matrisen.

Jo høyere fibrenes volumforhold, desto høyere er E-modulen og strekkkapasiteten til FRP-materialet. Allikevel er det viktig at dette forholdet ikke blir for høyt, da heft mellom delkomponentene blir svekket ved for høye verdier. Ifølge Andersen og Stokke (2004) ligger øvre grense for fiber/matrise-forhold på ca. 80 %.

Volumloven er en ganske grov forenkling da den ikke tar hensyn til mikromekaniske forhold i fiberarmerte polymerer. Av den grunn kan det i stedet være mer hensiktsmessig å bestemme egenskapene til materialet direkte gjennom strekktester. Bestemmelse av E-modul og strekkfasthet byr også på utfordringer ved bruk av in-situ påføring av FRP. Siden komposittet blir som oftest "fremstilt" på byggeplassen, kan det vanskelig å forutsi den endelige tykkelsen av systemet. Derfor velger noen produsenter å oppgi materialeegenskapene til systemet via egenskapene til fibrene (fib Fédération internationale du béton, 2006).

2.3.3 Elastisitet

I motsetning til stål som har tilnærmet elastisk-plastisk oppførsel har ikke kompositter plastisk område i sitt arbeidsdiagram, se figur 2.5. Dette innebærer at materialet hverken flyter eller opplever plastiske deformasjoner før brudd. Dette er et viktig aspekt ved dimensjonering av FRP-forsterkning, for selv om forsterkning kan gi betydelig økning i styrke, så kan det også gi nedsatt duktilitet av konstruksjonen (fib Fédération internationale du béton, 2001).



Figur 2.5 Arbeidsdiagram for FRP og stål (Täljsten et al., 2011).

2.4 Bestandighet

Evnen til å motstå ytre påvirkninger på en konstruksjon, slik som vann, klorider, alkalier, kalles bestandighet. Fordi kravene til konstruksjonens levetid blir strengere og strengere, er det et viktig aspekt ved valg av byggematerialer.

2.4.1 Værbestandighet

Observerbare effekter fra klima er som regel av estetisk form: overflaten gulner og blir mattere og mer ru. Dette er stort sett forårsaket av UV-stråling, regn og temperaturendringer. Mikrosprekkene som oppstår på grunn av væreffekter kan føre til spenningskonsentrasjoner og tap av heft mellom matrisen og fibrene hvis belastninger forblir over lenger tid. Av den grunn er det vanlig å påføre et resinrikt overflatesjikt på FRP.

Gjennomførte tester og erfaring fra marint miljø tyder på at FRP har gode bestandighetsegenskaper i tøffe omgivelser. Resultater av flere tester viser at det er rimelig å anslå en levetid på 50 år for FRP-kompositter av god kvalitet (Andersen and Stokke, 2004).

2.4.2 Vann

Vannabsorpsjon kan skje gjennom selve matrisen eller i forbindelse med porer og mikrosprekker, samt langs grenseflaten mellom delkomponentene i FRP.

Vanninntrenging fører til degradering av materialet. Ved vannabsorpsjon vil matrisen

mykne og svulle, noe som fører til reduksjon av styrke og stivhet. Heften mellom matrisen og fibrene kan også svekkes.

For FRP kan materialdegradering være en reversibel prosess, dvs. materialene kan gjenoppbygge egenskapene sine når de tørker opp. Undersøkelser viser at FRP kan beholde 50-90% av sin styrke/stivhet etter 5-10 års neddykking i vann (Andersen and Stokke, 2004).

2.4.3 Kjemikalier

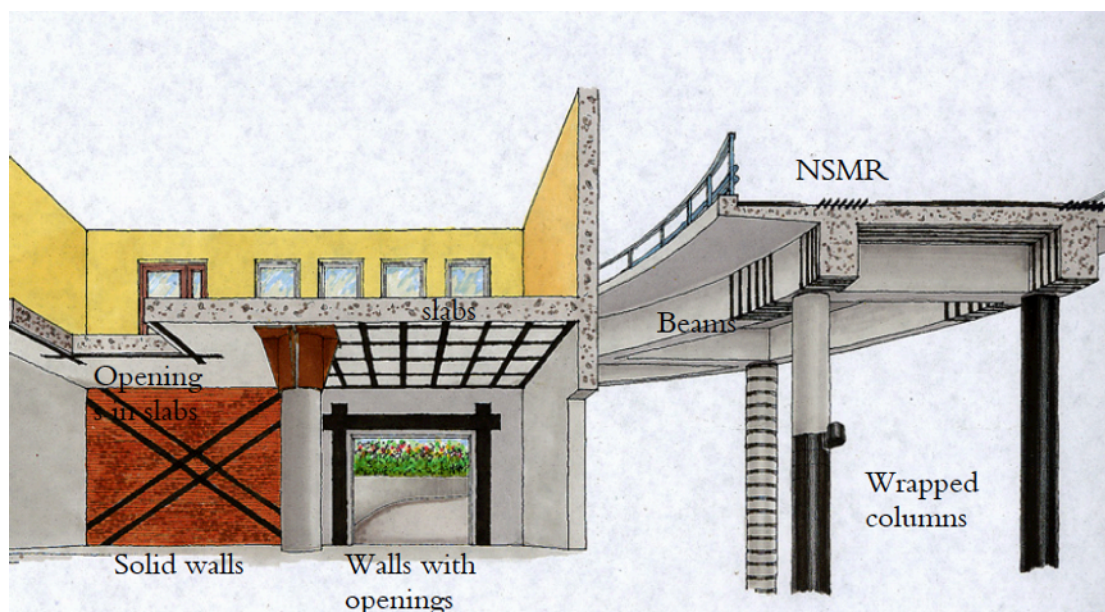
FRP sin motstand mot kjemikalier som salter, syrer eller løsningsmidler vil hovedsakelig være bestemt av matriseegenskapene. Det er derfor viktig å velge matrisematerialer ut fra hvilke kjemikalier de blir utsatt for. Stort sett er det ikke altfor utfordrende å finne materialsammensetninger som egner seg i de fleste kjemiske miljøer. Vinylestere regnes generelt for å ha bedre kjemisk motstand enn polyestere, mens epoksy er best egnet i basiske miljøer.

2.4.4 Brannmotstand

FRP har svært dårlig brannmotstand og de fleste typer matriser begynner å degradere allerede ved 45-70 °(fib Fédération internationale du béton, 2001).

2.5 Forsterkningssystemer med FRP

For å fungere som forsterkning av betongkonstruksjoner limes som regel FRP på betongoverflaten i strekksonen med epoksyrim. Hovedfunksjonen til limet er å sikre god heft mellom betong og FRP slik at fullt samvirke kan oppnås. Limet påføres som regel FRP-materialet, men kan også påføres betongen for å hindre hulrom mellom materialene. Primer kan også anvendes for å øke heften. Figur 2.6 viser noen av anvendelsesområder for FRP som forsterkning: vegger, bjelker, søyler, dekker, etc.



Figur 2.6 Anvendelse av FRP som forsterkningsmateriale (Täljsten, 2002).

2.5.1 Montasjemetoder

Det finnes hovedsakelig to ledende metoder for innstallering av FRP-systemer: *wet lay-up*, dvs. påføring av FRP in-situ og bruk av prefabrikerte systemer. Prefabrikerte systemer innebærer påføring av ferdige komposittlaminater på konstruksjonen, se figur 2.7. *Wet lay-up* betyr fibervev eller fiberduk som i kombinasjon med lim og matrise vil fungere som et kompositt etter å ha blitt montert på konstruksjonen, se figur 2.8. Monteringsprosessen for fibervev er mer tids- og arbeidskrevende enn for laminater, men fordelen med fiberduk er deres fleksibilitet. Disse kan formes til alle mulige former og dette utvider bruksområde fra bjelker og dekker til for eksempel dobbelkrummete skall. I tillegg kan vev leveres som både ens- og multirettede matter.

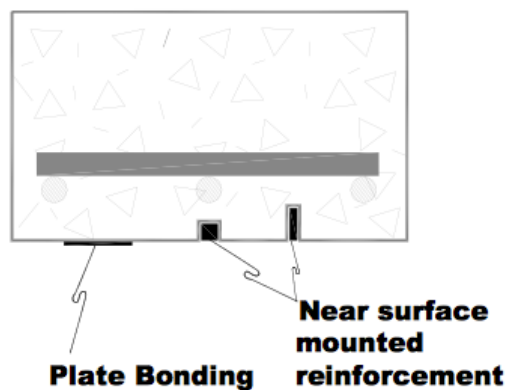


Figur 2.7 Prefabrikerte laminater (Thorenfeldt et al., 2006).



Figur 2.8 Wet lay-up-system med fibervev (Thorenfeldt et al., 2006).

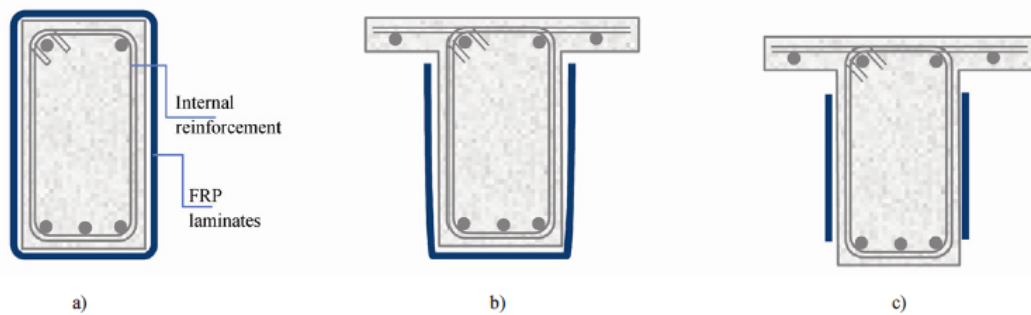
Begge metodene krever forbehandling av overflaten før montering. Dette inkluderer rengjøring og utjevning av betongoverflaten for å sikre best mulig heft. I tilfellet med svært ujevne overflater kan Near Surface Mounted Strengthening (NSMR) systemer anvendes, se figur 2.9. Med dette menes innslissing av FRP-enheter i betongkonstruksjonen. Fordelene med denne metoden er at FRP-forsterkning vil være mer beskyttet mot ytre påkjenninger samtidig som komposittet vil få større heftareal med betongen (Täljsten, 2002).



Figur 2.9 NSMR (Thorenfeldt et al., 2006).

2.5.2 FRP-konfigurasjoner for skjærforsterkning

Som nevnt tidligere, påføres FRP betongoverflaten i strekksonen. For skjærforsterkning finnes det tre alternativer på hvordan man kan montere FRP-enheter, se figur 2.10.



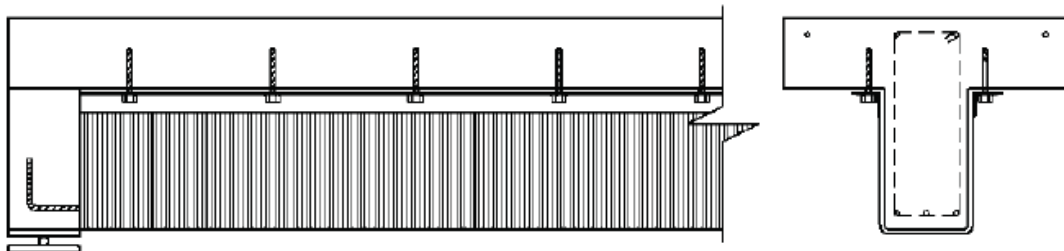
Figur 2.10 Monteringsmetoder for pålimte FRP-laminater;

a) W-konfigurasjon;

b) U-konfigurasjon;

c) S-konfigurasjon (Belarbi and Acun, 2013).

W-konfigurasjon står for *wrapping* der FRP vinkles rundt hele betongprofilen. Denne konfigurasjonen gir best mulig forankring, men er ikke så lett å gjennomføre for alle typer bjelker, for eksempel, T-profiler. U-konfigurasjon og sidestriper er de mest utbedte konfigurasjonene som brukes i sammenheng med forsterkning av betongkonstruksjoner. For kritiske konstruksjonselementer brukes det ofte mekaniske ankere for å unngå forankringsbrudd, se figur 2.11.



Figur 2.11 U-konfigurasjon med mekanisk forankring (Sas, 2008).

Valg av FRP-konfigurasjon vil ha betydning for skjæroppførselen til forsterkede betongbjelker. Blant annet vil bruddoppførselen være sterkt avhengig av hvordan FRP-betong-systemet er satt sammen (Sas, 2008). Dette vil bli omhandlet nærmere i neste kapittel.

2.6 Oppsummering

Hovedtemaet for denne rapporten er forsterkning av betongkonstruksjoner, og her vil jeg oppsummere de viktigste egenskapene til FRP som gjør dette materialet godt egnet til forsterkning av betongkonstruksjoner.

Lav vekt

Den lave densiteten til FRP medfører mindre økt belastning på eksisterende konstruksjon ved forsterkning enn konkurrerende materialer. Montasjeprosessen blir mindre kostnads-, tids- og arbeidskrevende, noe som også innebærer at prosessen blir mer miljøvennlig.

Designfrihet

Det finnes utallige måter å sette sammen FRP-kompositter, noe som gjør at en forsterkning kan tilpasses forsterkningsbehovet ganske nøyaktig. Formbarheten til FRP gjør også at materialet kan brukes i konstruksjoner med alle typer former, for eksempel, dobbelkrummete skall.

Bestandighetsegenskaper

FRP yter generelt veldig bra motstand mot ytre påkjenninger. Svakheter, slik som påvirkning av UV-lys, kan elimineres på en økonomisk og effektiv måte. Dette fører til forenklet drift og vedlikehold i konstruksjonens levetid. Dette i motsetning til for eksempel stål som er utsatt for korrosjon.

Til tross for disse fordelene, kan bruk av FRP som forsterkning by på flere utfordringer. Lav duktilitet og dårlig brannmotstand er blant de egenskapene som gjør at FRP ikke alltid er godt egnet for dette formålet. I tillegg er materialkostnadene for FRP per kg som regel flere ganger så høy som for eksempel for stål.

Denne sammensetningen av både gode og betydningsfulle negative egenskaper ved FRP gjør det viktig å etablere økt kunnskap rundt temaet.

3 Skjærbrudd

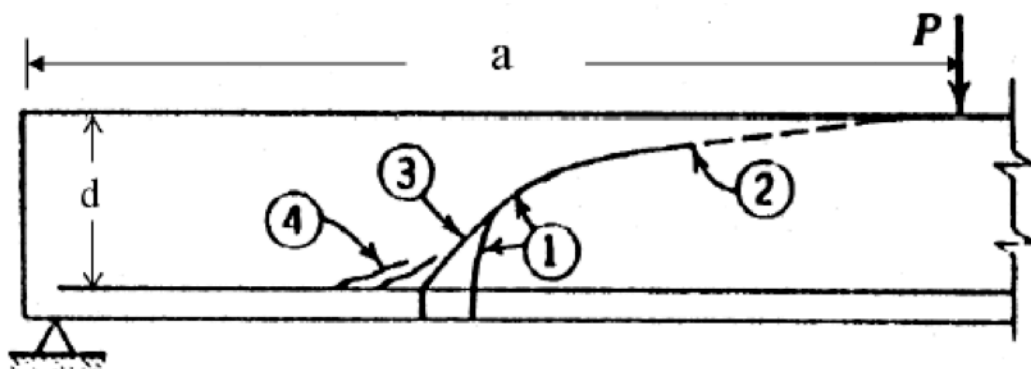
Forståelsen av skjærbruddmekanismer i betongkonstruksjoner er essensiell for dimensjonering av denne typen forsterkning. Dette kapitlet vil derfor starte med kartlegging av kjennetegnene for skjærbrudd i slakkarmerte konstruksjoner. Videre vil det fremstilles hvordan FRP bidrar til skjærkraftkapasitet samt hvilke utfordringer det innebærer.

3.1 Skjærbrudd i bjelker uten FRP-forsterkning

Kjennetegnet til alle skjærbrudd er tilstedeværelse av skråriss. De oppstår som følge av at hovedspenninger i tverrsnittet overskrider strekkfastheten til betongen. Av den grunn kalles skjærbrudd også for diagonale brudd.

Skjærbrudd forekommer som regel i nærheten av opplegg eller konsentrerte laster. Områder der forholdet mellom skjærspenn (a) og effektiv dybde (d) er mellom 1 og 5 vil være mest utsatt for denne typen brudd (Engen, 2012). Bruddets karakter vil også variere avhengig av dette forholdet. De ulike bruddtypene klassifisert etter a/d -forhold er presentert nedenfor.

- Bøyeskjær med endelig brudd i strekk – ca. $2,5 \leq a/d \leq \text{ca.}5$



Figur 3.1 Bøyeskjærbrudd i strekk (Ghaffar et al., 2010).

Vertikale bøyeriss kan gi opphav til initiering av diagonale skråriss. Bøyeriss fører til økning av skjærspenninger rett over risset, noe som fører til at risset begynner å "bøye" av. Etter hvert som lasten øker kan skrårissene propagere nesten horisontalt gjennom trykksonen inntil bjelken splittes langs risset. Dersom tverrsnittet ikke har

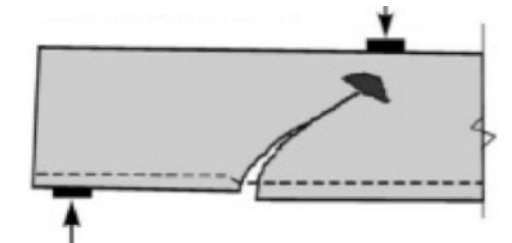
skjærarmering kan bruddet skje uten tydelig forvarsel, noe som selvfølgelig ikke er ønskelig.

Punktene 3 og 4 i figur 3.1 viser også at risset kan propagerere langs lengdearmeringen, noe som kan føre til forankringsbrudd. Dette vil ikke bli omhandlet nærmere i denne rapporten.

I bjelker med tilstrekkelige mengder av skjærarmering vil bruddet være betinget av flytning av skjærbøylene. Når all skjærarmering som krysser rissene flyter, vil bruddet inntreffe (Engen, 2012).

Denne typen brudd er mer duktil, og vil dermed være mer ønskelig. Det er også viktig å bemerke at flytning ikke er direkte brudd i seg selv, siden stål vil ha ytterligere kapasitet etter flytegrensen. Likevel brukes flytning som bruddkriterium for å sikre duktilitet.

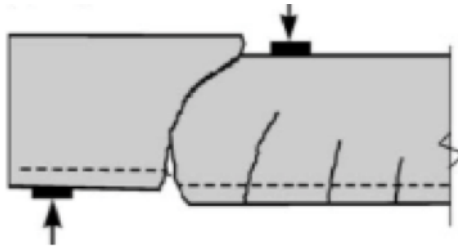
- Bøyeskjær med endelig brudd i trykk – ca. $2,5 \leq a/d \leq \text{ca.} 5$



Figur 3.2 Betongknusing på toppen av risset (Raju, 2014).

Skjærarmering motvirker propagering av risset helt opp til toppen av bjelken. Dette fører til økte trykkspenninger i betongens trykksone over risset. Dette kan føre til at betongens trykkfasthet kan overskrides og betongen i trykksonen knuses før skjærarmeringen har nådd flytegrensen (Sas, 2008).

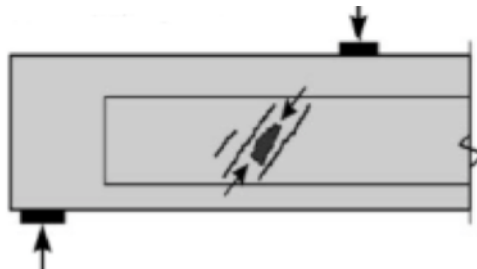
- Hovedstrekkbrudd- ca. $1 \leq a/d \leq ca. 2,5$



Figur 3.3 Hovedstrekkbrudd (Raju, 2014).

Typiske steder for denne bruddtypen er områder nær opplegg eller ved konsentrerte laster. Hovedstrekkbrudd er forårsaket av skråriss som ikke er initiert av bøyeriss. I dette tilfellet initieres riss ved nøytralaksen av bjelken der skjærspenninger er størst, perpendikulært i forhold til hovedstrekkspenninger. Resten av bruddscenarioet vil foregå på lik linje som for bøyeskjærbrudd. Slik type brudd er spesielt vanlig for I-tverrsnitt (Engen, 2012).

- Trykkbrudd (trykkbrudd i steget) - ca. $1 \leq a/d \leq ca. 2,5$



Figur 3.4 Trykkbrudd i steget (Raju, 2014).

Trykkbrudd i steget vil forekomme i samme områder som hovedstrekkbrudd og er forårsaket av at minste hovedspenninger mellom rissene overskrider trykkfastheten til betongen.

Dette vil være typisk for konstruksjoner med mye skjærarmoring. Slanke I- og T-bjelker vil også være utsatt for denne typen brudd siden de vil oppleve høyere trykkspenninger i steget (Engen, 2012).

I tillegg er det slik at jo nærmere reaksjonskraften og lasten ligger i forhold til hverandre, desto større sannsynlighet vil det være for trykkbrudd fremfor strekkbrudd.

Lokale trykkspenninger under lasten og over opplegg kan hindre ytterligere utvikling av skråriss hvis de er nær nok (Ghaffar et al., 2010).

3.2 Skjærbrudd i konstruksjoner med FRP-forsterkning

3.2.1 Fiberbrudd



Figur 3.5 Fiberbrudd (Baggio, 2003).

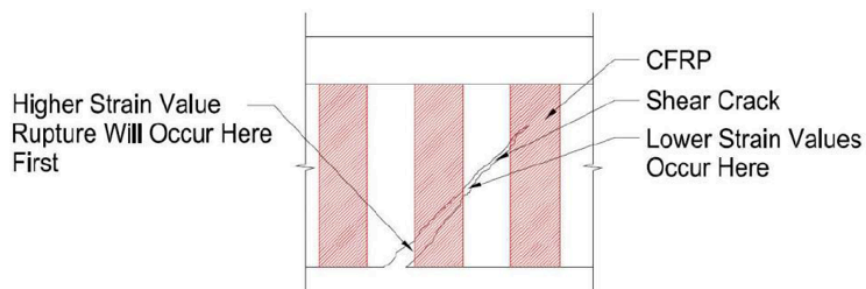
Som nevnt i forrige avsnitt, er skjærbruddene hovedsakelig bestemt av overskridelse av kapasiteten til materialene – flytning av armeringen eller overskridelse av trykkapasiteten til betongen. Da FRP-forsterkning vil innta samme rolle som stålarmingen, nemlig å ta opp strekk, er det naturlig at skjærbrudd i konstruksjoner med FRP-forsterkning kan være betinget av strekkapasiteten til FRP-materialet. Overskridelse av strekkapasiteten til FRP-forsterkningen kalles for fiberbrudd, trolig fordi all styrken i FRP-materialet ligger i fibre.

Som nevnt tidligere, har ikke FRP-kompositter plastisk område i sitt arbeidsdiagram. Det er da naturlig at fiberbrudd vil ha en sprø karakter.

På lik linje med diagonalt brudd i betongkonstruksjoner med konvensjonell armering er skråriss nødvendig for å aktivisere FRP-materialet. Skjærriss er en indikasjon på at betongen ikke er i stand til å overføre mer strekk, slik at strekkspenningene blir

overført til fibrene. Etter hvert som rissvidden øker, vil tøyningene i fibrene øke til tøyningekapasiteten er oppnådd.

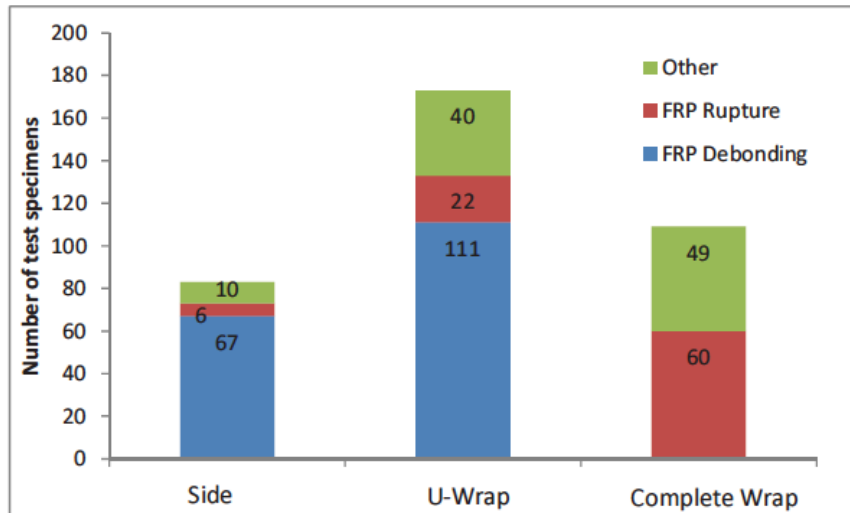
Konfigurasjon av FRP-forsterkningen kan være avgjørende om en konstruksjon er mer eller mindre utsatt for fiberbrudd og hvor dette bruddet kan initieres. For U- eller S-forsterkning vil bruddet mest sannsynlig skje ved den nedre delen av risset siden tøyningene er høyest der (Chen and Teng, 2003a).



Figur 3.6 Skjærriss på tvers av FRP-elementer (Baggio, 2003).

Fiberbrudd kan også forekomme ved hjørner og andre geometriske diskontinuiteter pga. lokale spenningskonsentrasjoner. Dette vil spesielt ramme konstruksjoner med W-forsterkning der FRP omvikler hele betongtverrsnittet.

Figur 3.7 viser hva slags brudd som vil være dominerende for hver enkel type FRP-konfigurasjon. Denne fordelingen er basert på omfattende eksperimentelt arbeid *National Cooperative Highway Research Program* av Transportation Research Board i Washington DC. Man ser at FRP-brudd vil som oftest ramme konstruksjoner med W-konfigurasjon (Belarbi and Acun, 2013).



Figur 3.7 Bruddtypefordeling ut ifra FRP-konfigurasjoner (Belarbi and Acun, 2013).

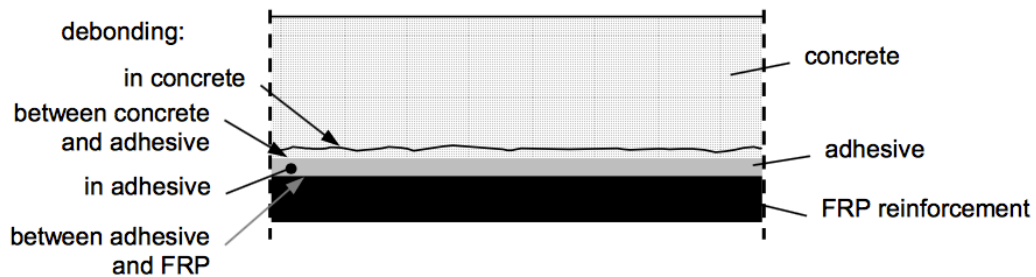
3.2.2 Heftbrudd mellom FRP og betong

Heftbrudd innebærer tap av samvirke mellom FRP-enheter og betong slik at fibrene ikke lenger er i stand til å overføre krefter. Dette bruddet i et FRP-system betegnes også som delaminering eller debonding.

Samvirke mellom betong og FRP er knyttet til friksjon og adhesjon mellom materialene, dermed vil delaminering være sterkt betinget av fastheten til limet og betongen i tillegg til selve FRP-materialet (fib Fédération internationale du béton, 2001).

Forankringsbruddet kan skje på følgende steder, se figur 3.8:

- Mellom betongen og limet;
- Mellom limet og FRP-materialet;
- I selve limet;
- I betonglaget mellom limet og stålarmeringen.



Figur 3.8 Debonding mellom FRP og betong (fib Fédération internationale du béton, 2001).

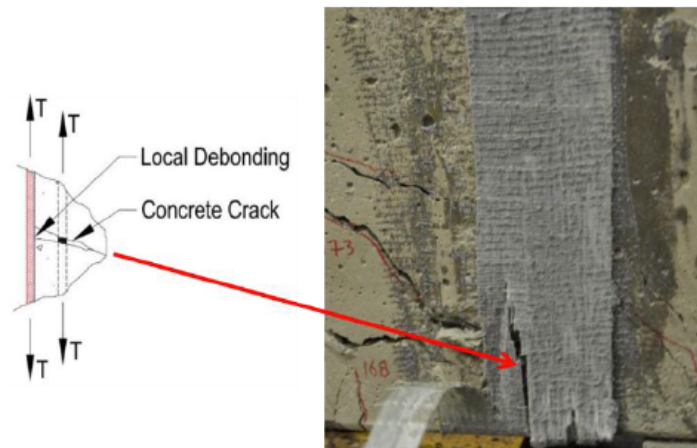
Som regel vil debonding forekomme i betonglaget rett under limet, siden betongen som oftest vil være det svakeste båndet, med unntak for høyfastbetong, se figur 3.9. Betong har strekkfastheter som varierer mellom 2,0 Mpa og 5,0 Mpa med tilsvarende strekkøying mellom 0,0001 og 0,002. Limet som er brukt med FRP-systemer har tøyninger mellom 0,01 og 0,08 og er derfor betydelig mer duktilt.



Figur 3.9 Avskalling av betong (Baggio, 2003).

Konstruksjoner med U- eller S-forsterkning er mest utsatt for debonding, mens W-bjelker er nesten ikke rammet av denne typen brudd, se figur 3.7. Når FRP-materialet er viklet rundt hele tverrsnittet er det nesten umulig at FRP kan løsne totalt. Likevel kan delamineringsprosessen være en utløsende årsak til fiberbrudd i slike konstruksjoner, se figur 3.10. Debonding initieres som regel i områder med spenningskonsentrasjoner i forbindelse med skrårisser. Lokal debonding ved risset fører til spenningsøkning i de andre områdene for å kompensere for hefttapet. Dette kan føre til at strekkapasiteten til

FRP-materialet kan bli overskredet (Baggio, 2003).



Figur 3.10 Debonding etterfølgt av fiberbrudd (Baggio, 2003).

Forankringsbrudd i forbindelse med FRP-forsterkning regnes for å være den minst "ønskede" i forhold til de andre typer brudd. Denne bruddtypen har en sprø karakter og inntreffer uten tydelig forvarsel. I tillegg er debonding den minst utforskede bruddformen, noe som innebærer mer usikkerhet rundt beregningsregler for dimensjonering av betongkonstruksjoner for debonding enn for fiberbrudd.

4 Beregningsmodeller for skjærkraft

Bruddoppførselen av betongkonstruksjoner belastet med skjærkraft er ikke fullstendig kartlagt enda og er et omstridt tema på forskningsarenaen. Beregningsregler for skjærkraftvirkning er hovedsakelig basert på empiriske studier og noen enkle likevektsmodeller, men det finnes ingen generell mekanisk begrunnet beregningsmodell (Thorenfeldt et al., 2006).

Da FRP skal innta samme rolle som vanlig armering ved skjærkraftforsterkning, nemlig å ta opp strekkrefter, er det naturlig å implementere FRP-enheter i beregningsmodellene på tilsvarende måte som med konvensjonell armering.

Fagverksmodell er den mest populære teorien og brukes i flere regelverk. Denne forklares ytterligere nedenfor. Bruddlinjeteori og trykkfeltteori inngår i andre modeller som også brukes for å beskrive skjærkraftfordeling i tverrsnittet, men disse er ikke en del av denne rapporten.

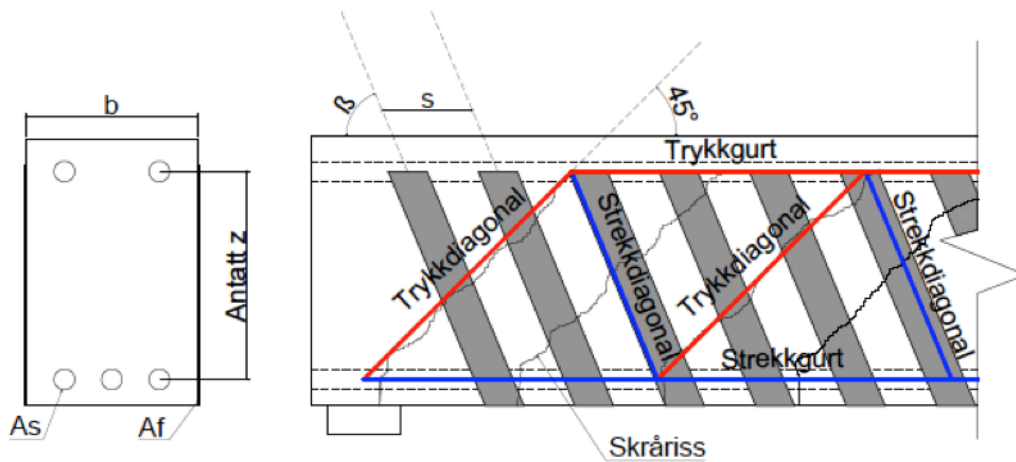
4.1 45° Fagverksmodell

En indre fagverksmodell utarbeidet for å beskrive kraftfordeling i betongbjelker i opprisset tilstand brukes ofte for dimensjonering av skjærarmeringen. Antagelsen som ligger til grunn for denne modellen er at minste hovedspenning i betongen og derav også rissvinkelen har 45° helning i forhold til lengderetningen av bjelken. Parallelt med skrårissene vil det være trykkspenninger i betongen i et såkalt trykkfelt. Det antas også at dette kan skje rett etter opprissing, dvs. at strekkspenninger i betongen neglisjeres (Sas, 2008).

Modellens essens er fremstilt i det følgende (se figur 4.1):

1. Lengdearmeringen blir betraktet som undergurt (strek), mens betongens trykksone blir betraktet som overgurt. Disse gir momentkapasiteten.
2. Diagonale trykkstaver forbinder over- og undergurten. Trykkstavene oppfører seg som et kontinuerlig trykkfelt, ikke som diskrete trykkresultanter.
3. FRP-elementene kan implementeres i modellen som strekkstaver på lik linje med bøyer. Strekkstavene kan danne forskjellige vinkler (β) med bjelkens

lengderetning. Strekk- og trykkstavene gir bjelkens skjærkraftkapasitet (Kim et al., 2008).

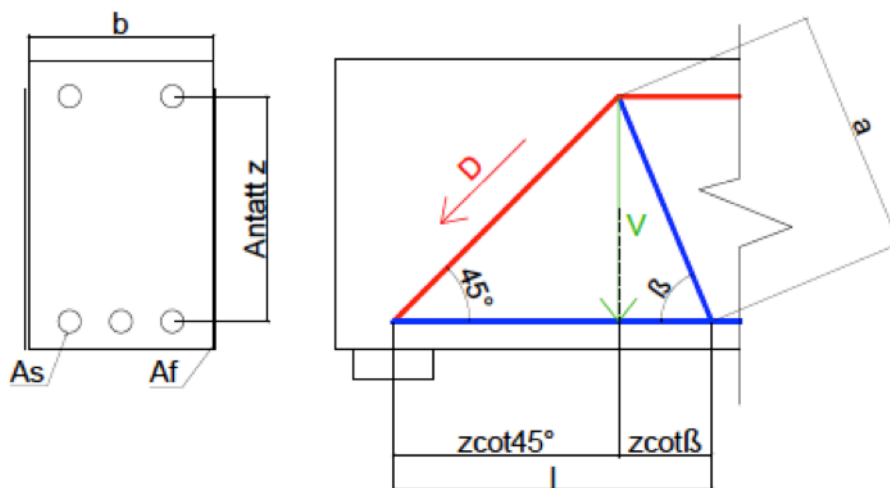


Figur 4.1. Fagverksmodell for skjærkraft.

Trykkspenninger

Ytre skjærkraft inducerer strekk i lengdearmeringen og diagonale trykkspenninger i betongen, som resulterer i kraft D langs den diagonale staven, vist i figur 4.2.

Beregninger for krefter i lengdearmeringen vil ikke bli vist her.



Figur 4.2 Beregningsmodell for trykkspenninger grunnet skjærkraft.

Antatt at trykkspenninger virker over lengde l langs bjelkeaksen (4.1), høyde a (4.2) og hele bredden av bjelken b vil tverrsnittet av trykkdiagonalen være lik ba . Den totale trykkraften D vil da være gitt av (4.3).

$$l = z \cot 45^\circ + z \cot \beta = z(1 + \cot \beta), \quad (4.1)$$

$$a = l \sin 45^\circ = z \sin 45^\circ (1 + \cot \beta), \quad (4.2)$$

$$D = \sigma_c b a = \sigma_c b z \sin 45^\circ (1 + \cot \beta). \quad (4.3)$$

Den vertikale komponenten av kraften i trykkdiagonalen D må være lik skjærkraften V :

$$V = D \sin 45^\circ = \sigma_c b z \sin 45^\circ (1 + \cot \beta) \sin 45^\circ. \quad (4.4)$$

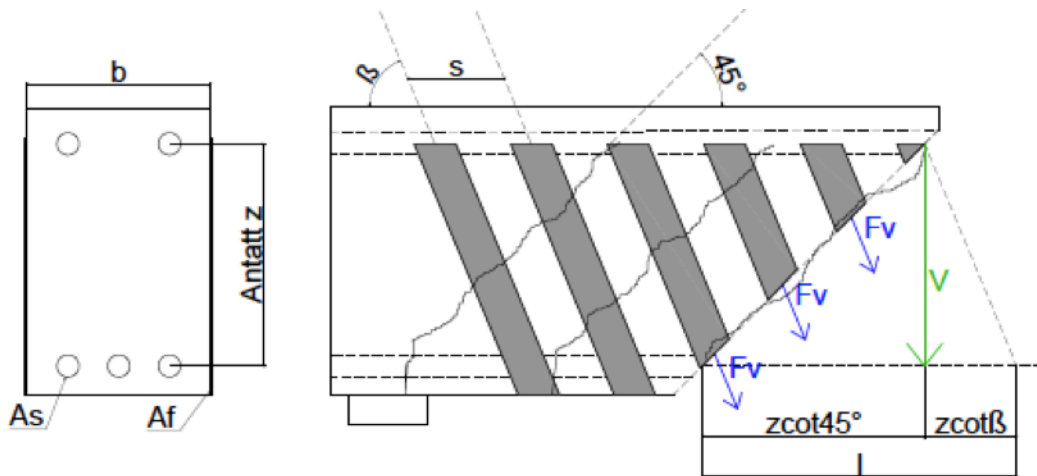
Ved å skrive om (4.4), kan trykkspenningen σ_c uttrykkes som:

$$\sigma_c = \frac{V}{(\sin 45^\circ)^2 b z (1 + \cot \beta)} = \frac{2V}{b z (1 + \cot \beta)}. \quad (4.5)$$

(Sørensen, 2010)

Krefter i skjærforsterkning

Som sagt tidligere, antas det at FRP-forsterkning inngår i modellen på lik linje med skjærbøyler og antas å ta opp vertikale strekkrefter i tiltenkt fagverk, se figur 4.3.



Figur 4.3 Beregningsmodell strekkrefter grunnet skjærkraft.

Det er kun de skjærforsterkningsenhetene som krysser risset som vil bidra til skjærkraftkapasitet. Dette blir ivarettatt ved å angi kraften i FRP-forsterkning som kraft per lengdeenhet. Hvis s betegner senteravstand mellom armeringsenhetene, l -lengden forsterkningen virker over og F_v -kraften i hver enkel FRP-enhet, kan den totale kraften F i den samlede skjærforsterkning på tvers av risset uttrykkes som (4.7).

$$l = z(\cot 45^\circ + \cot \beta), \quad (4.6)$$

$$F = F_v \frac{l}{s} = F_v \frac{z(1 + \cot \beta)}{s}. \quad (4.7)$$

Den vertikale komponenten av kraften i FRP-enheter vil utgjøre bidraget til skjærkraftkapasiteten, derav:

$$F = \frac{V}{\sin \beta}. \quad (4.8)$$

Ved å bruke (4.7) og (4.8), kan vi uttrykke F_v , som:

$$F_v = \frac{V_s}{z \sin \beta (1 + \cot \beta)} = \frac{V_s}{z(\sin \beta + \cos \beta)}. \quad (4.9)$$

(Sørensen, 2010)

En 45° fagverksmodell vil gi konservative resultater fordi den tillater rissvinkel på kun 45°. I realiteten kan den vinkelen variere, og ved økende last vil den bli mindre. Dette innebærer at flere skjærforsterkningsenheter vil krysse risset og bidra til skjærkraftkapasiteten. Konservative resultater i tillegg til enkelheten gjør at modellen er mye brukt i forskjellige standarder og regelverk for skjærkraftdimensjonering (Engen, 2012).

4.2 Fagverksmodell med varierende helning

En 45° fagverksmodell kan utvides ved å ta høyde for varierende rissvinkel. Selve beregningsmodell for indre krefter vil være det samme som for 45°-modellen, vist i figur 4.1. Forskjellen vil ligge i at man erstatter 45° med tiltenkt vinkel θ .

Betongspenningen σ_c og kraften i FRP-forsterkningen F_v vil da ha følgende uttrykk:

$$\sigma_c = \frac{V(1 + \cot^2 \theta)}{bz(\cot \theta + \cot \beta)}, \quad (4.10)$$

$$F_v = \frac{V_s}{z \sin \beta (\cot \theta + \cot \beta)}. \quad (4.11)$$

Utfordringen vil da være at man får for mange ukjente (diagonale trykkspenninger, strekkrefter i lengdearmeringen, krefter i skjærforsterkning og rissvinkel) i forhold til likevektsligninger. En mulig løsning for denne problemstillingen kan være å anta

trykkspenninger i betongen ved brudd og så bestemme rissvinkelen. Sas (2008) refererer til en slik løsning som bruddteori.

4.3 Bidrag fra betongen

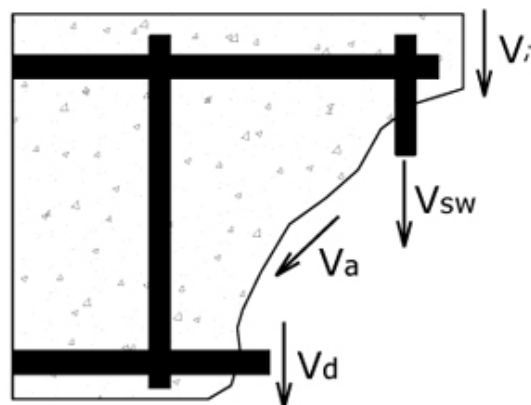
Strekbidraget fra betongen er neglisjert i fagverksmodellene som er nevnt tidligere i dette kapitlet. Dette innebærer at betongbjelker ikke kan tåle skjærbelastning uten skjærarmering. Likevel finnes det retningslinjer i blant annet Eurokode 2 for dimensjonering av bjelker uten behov for skjærarmering. Disse kan være basert på bidragene fra: aggregate interlock og dybeffekt, se figur 4.4.

Aggregate interlock

Aggregate interlock er måten skjærspenningene overføres på tvers av rissene mellom tilslag og sementpastaen. Tilslag i betongmassen er som regel stivere og sterkere enn sementpasta, og det kan føre til at små riss med forholdsvis stor ruhet kan dannes mellom disse betongingrediensene ved små belastninger. Hvis belastningen blir større kan rissene utvikles til å bli kontinuerlig og bidra til overføring av skjærspenninger i betongtverrsnittet (Engen, 2012).

Dybeffekt

Dybeffekt er bidraget fra lengdearmeringen til skjærkraftbæring. Diagonale bøyeriss har flater som kan bevege seg langs hverandre. Lengdearmeringen som går gjennom disse rissene vil utsettes for bøyning pga. krefter på tvers av stengene. Dermed kan lengdearmeringen bidra til lastbæring i vertikal retning (Engen, 2012).



Figur 4.4 Aggregate interlock og dybeffekt.

5 Bruddoppførsel av FRP

Kapittel 4 har gitt grunnlag for hvordan FRP kan implementeres i en likevektsmodell på lik linje med stål. Selve oppførselen til FRP-laminater kan likevel ikke behandles på samme måte som stål, siden utnyttelsen av dette materialet er begrenset av flere faktorer, blant annet systemets konfigurasjon, lineært-elastisk materialoppførsel, materialets geometri, antatt bruddform og heft mellom materialene. De fleste modellene uttrykker FRPs bidrag til skjærkapasitet som en funksjon av effektiv tøyning som skal ta hensyn til de forskjellige parameterne. Den effektive tøyningen er som regel uttrykt som en fraktil av bruddtøyningen til FRP.

Vanligvis skiller modellene også på bruddform, delaminering eller fiberbrudd, ved bestemmelse av effektiv tøyning. Dette kapitlet vil omhandle forskjellige modeller for bestemmelse av effektiv tøyning i FRP ved endelig brudd.

5.1 Debonding

Likevektsbetraktninger for FRP-enheter med forutsetning at delaminering ikke har begynt utgjør grunnlaget for utledningene av effektiv tøyning ϵ_{fe} . Kraften i FRP-materialet, P_{max} , antas å være lik den maksimale kraften som kan overføres via heft mellom FRP-enheten og betongen. Effektiv tøyning kan da forenklet uttrykkes på følgende måte:

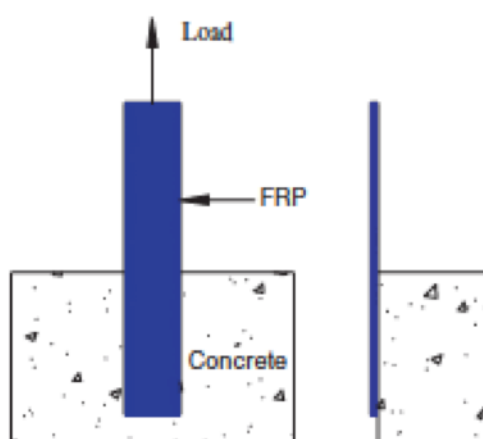
$$P_{max} = A_f \sigma_f, \quad (5.1)$$

$$L_e w_f \tau_{eff} = t_f w_f E_f \epsilon_{fe}$$
$$\Rightarrow \epsilon_{fe} = \frac{\tau_{eff} L_e}{t_f E_f}, \quad (5.2)$$

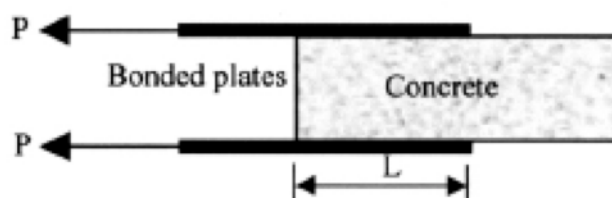
der t_f og w_f er tykkelsen og bredden til FRP-enheten, E_f er elastitetsmodulus til fibrene, L_e er effektiv forankringslengde og τ_{eff} er effektiv skjærspenning mellom materialene. Effektiv skjærspenning betegner gjennomsnittlig spenning mellom materialene ved brudd (Mofidi and Chaallal, 2011).

5.1.1 Bond-slip-relasjon

Betongen og FRP-forsterkningen fungerer som et samvirkesystem på grunn av friksjons- og adhesjonskrefter. Heft mellom materialene er avgjørende for at FRP-materialet skal bidra til skjærforsterkning av konstruksjonen. Ifølge Belarbi et al. (2011a) er heft-glidning relasjonen den viktigste faktoren for evaluering av heftoppførselen mellom FRP og betong.



Figur 5.1 Enkel skjærforsøk (Belarbi et al., 2011a).

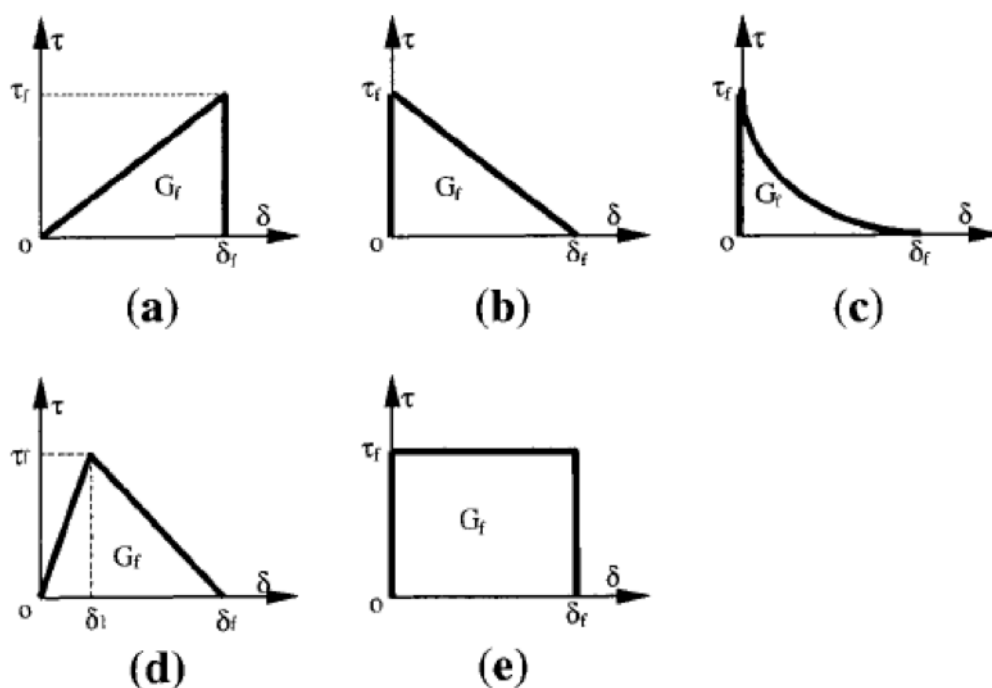


Figur 5.2 Dobbel skjærttest (Chen and Teng, 2003b).

Det finnes forskjellige modeller for skjærspenningsforløpet i samvirkesystemer med FRP og betong. Disse modellene bestemmes som regel ut ifra empiriske forsøk som vist i figur 5.1. og 5.2. Spenning-glidningskurver bestemmes da enten fra aksialtøyninger i FRP-laminatet eller fra last-forskyvningsdiagrammer. Ved bruk av den første metoden bestemmes skjærspenningene mellom materialene i ethvert punkt ved hjelp av variasjonen i aksialkraften, mens tilsvarende skjærforskyvning finnes ved numerisk integrasjon av aksialtøyninger. Svakheten ved denne metoden ligger i at aksialtøyninger i FRP vil variere drastisk på grunn av ujevnheter ved betongens overflate, diskret natur av betongriss og ruhet av undersiden av delaminert FRP-plate. En tøyningmåler plassert rett over skjærriss vil vise mye høyere tøyning enn den som er plassert over en

stor tilslagspartikkel, for eksempel. Den andre metoden går ut på at spenningsforskyvningsdiagrammer utledes indirekte ut ifra last-forskyvningsmålinger. Ulempen er at forskjellige bond-slip modeller kan ha samme last-forskyvningsdiagrammer.

Den tredje metoden for å definere bond-slip-forhold er basert på bruk av ikke-lineær elementmetode. En FEM-modell brukes da for å forutsi systemets oppførsel med påfølgende parameterstudie for å oppnå en mer fullstendig overensstemmelse med eksperimentelt arbeid.



Figur 5.3 Bond-slip-modeller (Chen and Teng, 2001).

Figur 5.3 viser forskjellige bond-slip-modeller. Det finnes ikke noe etablert enighet om en fullstendig modell, men modell (d) fra figur 5.3 er mest anerkjent blant forskere. Skjærspenning øker lineært frem til maksimal skjærspenning τ_f da det oppstår lokale mikroriss δ_l i overflaten mellom FRP og betongen. Dette innebærer lokal debonding. Deretter minker skjærspenningene samtidig som glidningen øker til full debonding har inntruffet. Kritisk skjærforskyvning ved delaminering betegnes som δ_f . Skjærspenningens reduksjon til null bekrefter også konseptet om effektiv forankringslengde, noe som skal forklares senere (Lu et al., 2005).

5.1.2 Bruddenergi

Med delaminering menes ofte utrivning av betonglaget nær pålimt FRP, og ofte blir denne prosessen modellert ved hjelp av bruddmekanikk. Bruddenergi er da et sentralt begrep. Bruddenergien G_f er den energien som frigjøres når delaminerer fra betongen og defineres som arealet under grafen som viser bond-slip-relasjonen. Som nevnt tidligere, finnes det flere modeller som uttrykker dette. I dette avsnittet vil det bli benyttet en modell fra Ueda and Dai (2004) til å avklare sammenhengen mellom bruddenergi og heftkapasitet for et FRP-betong-system.

Det er antatt at for et hvilket som helst punkt x langs berøringsoverflaten mellom FRP og betong finnes det et unikt τ - s -forhold og ε - s -forhold. Randbetingelsen er at glidning ved den frie enden skal være lik null, noe som er lett å oppnå hvis forankringslengden er lang nok. Hvis ε kan uttrykkes som en funksjon av s slik som i (5.3), vil den deriverte av ε med hensyn til x være lik (5.4).

$$\varepsilon = f(s), \quad (5.3)$$

$$\frac{d\varepsilon}{dx} = \frac{df(s)}{ds} \cdot \frac{ds}{dx} = \frac{df(s)}{ds} \cdot \varepsilon = \frac{df(s)}{ds} f(s). \quad (5.4)$$

Skjærspenninger mellom betong og FRP kan da uttrykkes slik:

$$\tau(s) = E_f t_f \frac{d\varepsilon}{dx} = E_f t_f \frac{df(s)}{ds} f(s). \quad (5.5)$$

Ueda and Dai (2004) har empirisk bestemt ε som en eksponentiell funksjon av s :

$$\varepsilon = f(s) = A(1 - \exp(-Bs)). \quad (5.6)$$

Innsatt i (5.5) gir dette:

$$\tau(s) = A^2 B E_f t_f \exp(-Bs)(1 - \exp(-Bs)). \quad (5.7)$$

Siden definisjonen av bruddenergi G_f er gitt som et integral av skjærspenninger med hensyn til glidning, kan denne formuleres slik:

$$G_f = \frac{1}{2} A^2 E_f t_f, \quad (5.8)$$

og parameter A blir da:

$$A = \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}. \quad (5.9)$$

Den teoretisk maksimale uttrekkskraften P_{max} kan uttrykkes ved hjelp av maksimal tøyning i FRP ε_{max} ved debonding, bredden til heftområde b_f , E-modulen til FRP E_f og tykkelsen t_f :

$$P_{max} = \varepsilon_{max} b_f E_f t_f = \lim_{s \rightarrow \infty} (A(1 - \exp(-Bs))) b_f E_f t_f = b_f E_f t_f A. \quad (5.10)$$

Med (5.9) innsatt i (5.10), får man:

$$P_{max} = b_f \sqrt{2E_f t_f G_f}. \quad (5.11)$$

Flere eksisterende studier hevder også at maksimal heftkraft er direkte proporsjonal med $(G_f)^{0.5}$ uavhengig av hvilken bond-slip-modell som anvendes (Lu et al., 2005).

Flere modeller foreslår direkte proporsjonalitet mellom betongens strekkfasthet og bruddenergi. Holzenkampfer har uttrykt G_f på følgende måte, for eksempel:

$$G_f = c_f k_p^2 f_{ctm}, \quad (5.12)$$

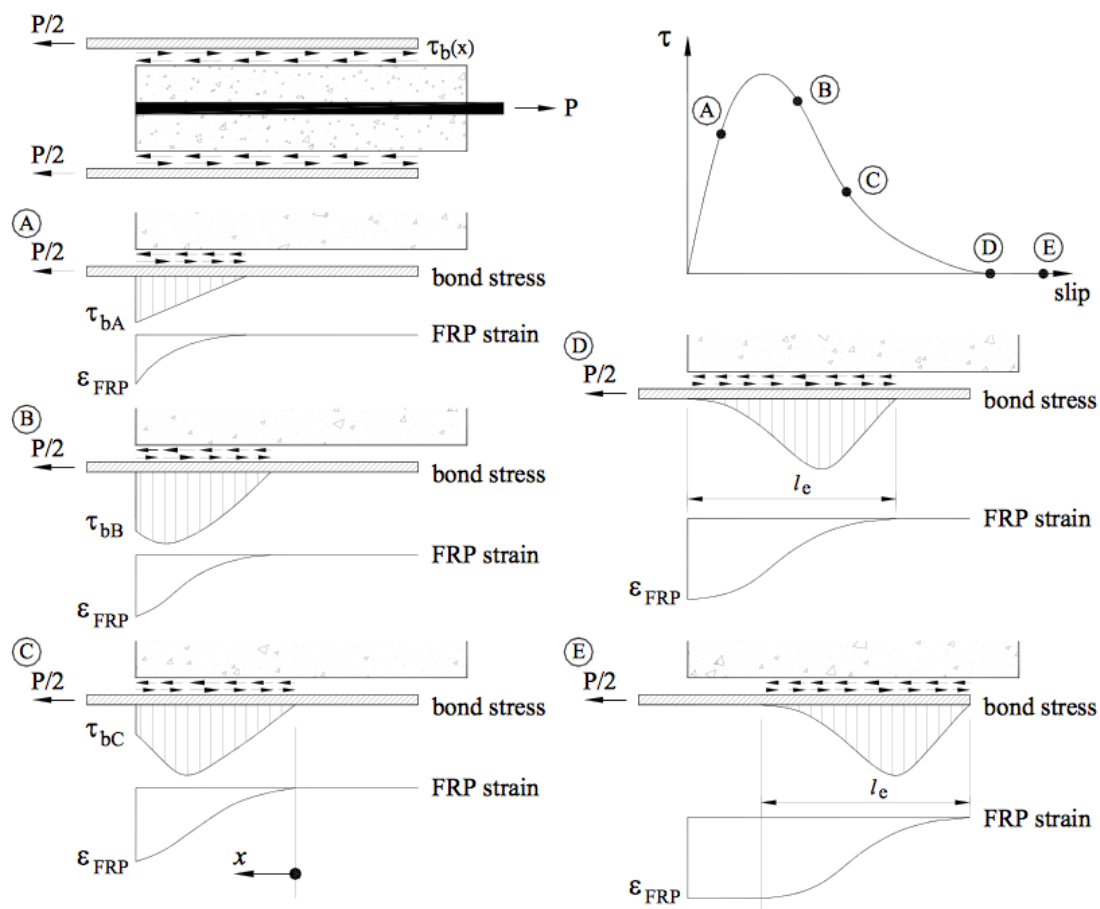
der c_f er en empisk konstant bestemt i skjærforsøk, k_p er en geometrisk faktor, som skal utdypes senere, og f_{ctm} er strekkfastheten til betongen (Chen and Teng, 2001).

5.1.3 Effektiv forankringslengde

Van Gemert utførte en rekke forsøk i 1980 der han utforsket spenningsfordeling i stålplater limt på rektangulære betongprismer i dobbel skjærttest. Maeda har i senere tid observert lignende oppførsel for FRP-laminater limt på betongprismer (Chen and Teng, 2001).

Strekk i FRP-laminater overføres til betongen primært gjennom skjærspenninger langs et lite område nærme belastningspunktet. Kraftoverføringsprosessen mellom FRP og betongen via heft er vist i figur 5.4. Ved små belastninger vil heftspenninger variere

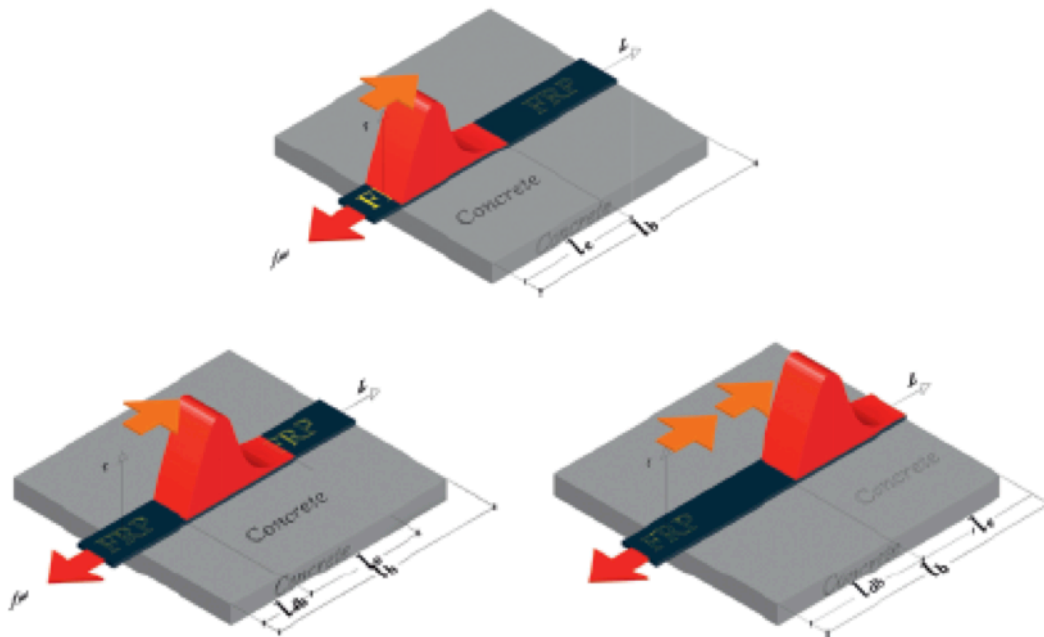
tilnærmet lineært fra null til maksimum ved belastningspunktet, se punkt A. Det punkt langs laminatets lengde der heftspenninger er lik null kalles for initieringspunktet. Ved ytterligere belastning blir heftspenninger fordelt jevnere langs overflaten, mens initieringspunktet forflytter seg lenger vekk fra belastningspunktet, se punkt B og C. Punkt D definerer grenseverdien for kraften som kan overføres mellom materialene via heftspenninger. Integrasjon av heftspenninger langs effektiv forankringslengde l_e for tilfelle D vil gi maksimal uttrekkskraft (Foster and Khomwan, 2005).



Figur 5.4 Fordeling av heftspenninger ved forskjellige stadier av delamineringsprosessen (Foster and Khomwan, 2005).

Ved ytterligere belastning vil hele den effektive forankringslengden, ikke kun initieringspunktet, forflytte seg lenger vekk fra belastningspunktet langs laminatets lengde, se punkt E i figur 5.4 og figur 5.5. Denne endringen av effektiv forankringszone betyr at kun deler av berøringsområdet mellom betongen og FRP kan bidra til å sikre heft mellom materialene på en og samme tid. Dette medfører at maksimal uttrekkskraft ikke vil bli større med økende forankringslengde. I realiteten kan deler av delaminerte

områder bidra til heft mellom materialene via friksjonskrefter, men dette neglisjeres som oftest (Chen and Teng, 2001).



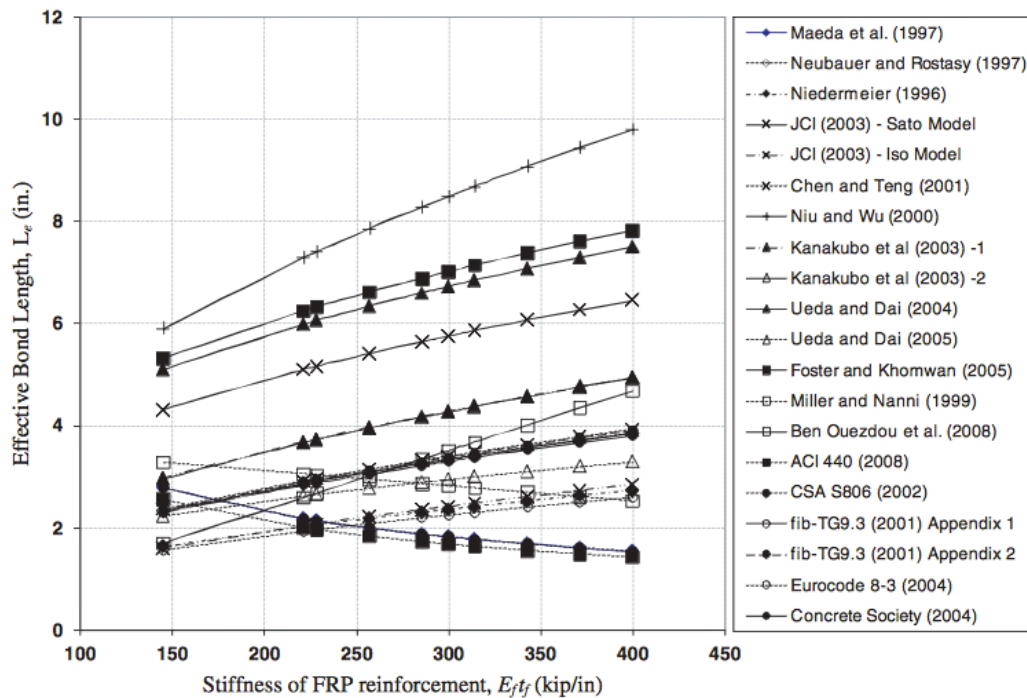
Figur 5.5 Endring av effektiv forankringslengde L_e (Dai et al., 2005).

Dette er bakgrunnen for at man bruker begrepet *effektiv forankringslengde* da man snakker om skjærdimensjonering av FRP-betong-systemer. Effektiv forankringslengde er øvre grenseverdi for forankringslengden som kan sikre heft mellom materialene.

Effektiv forankringslengde er parameteren som utgjør den største forskjellen mellom dimensjonering av forankring for stålarmring og FRP. I tilfellet med skjærarmring vil heftkapasiteten være begrenset av tilgjengelig forankringslengde, dvs. uttrekkskraft er proporsjonal med forankringslengde. I teorien er det mulig å forankre ubegrenset med kraft så lenge det er nok plass. I tilfellet med forankring av FRP-laminater vil ikke økning av forankringslengde gi økt heftkapasitet. Likevel kan det være fordelaktig å strebe etter størst mulig forankringsareal da det kan bidra til økt duktilitet (Chen and Teng, 2001).

De fleste modellene for FRP-forankring fremstiller effektiv forankringslengde som en funksjon av aksialstivhet definert som et produkt av elastitetsmodulus E_f og tykkelsen t_f . Figur 5.6 viser forskjellige modeller for relasjonen mellom effektiv forankringslengde og

aksialstivhet til FRP-laminater.



Figur 5.6 Effektiv forankringslengde vs. stivhet til FRP-laminater (Belarbi et al., 2011b).

Som vist i figuren, viser de fleste modellene direkte proporsjonalitet mellom effektiv forankringslengde og stivheten til FRP-enheter. Chen and Teng (2001) har utarbeidet følgende formel for å uttrykke effektiv forankringslengde:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}, \quad (5.13)$$

der f'_c er trykkfastheten til betongen. Strekkfastheten til betongen er uttrykt ved hjelp av denne parameteren. Denne formelen er utledet ved hjelp av betraktninger om bruddenergi.

Generelt kan maksimal uttrekkskraft forenklet uttrykkes som:

$$P_{\max} = \tau_{\text{eff}} L_e w_f, \quad (5.14)$$

der notasjonen er det samme som i (5.2). Som nevnt tidligere, kan maksimal uttrekkskraft også formuleres ved hjelp av bruddenergi, se ligning (5.11). L_e kan da formuleres som (5.15). Her brukes det forenklet effektiv skjærspenning eller gjennomsnittlig skjærspenning for å vise et grunnleggende prinsipp for utledning av

formelen. Effektiv skjærspenning kan også formuleres som integralet av skjærspenninger over effektiv forankringslengde og kan dermed settes lik G_f .

$$L_e = \frac{P_{\max}}{\tau_{\text{eff}} w_f} = \frac{w_f \sqrt{2G_f E_p t_p}}{G_f w_f} = \sqrt{\frac{2E_p t_p}{G_f}}. \quad (5.15)$$

To modeller fra figur 5.6, nemlig modellene til Maeda et al. (1997) og ACI 440 (2008), viser motsatt proporsjonalitet mellom stivhet til FRP-enheter og effektiv forankringslengde. Modellen til Khalifa et al. (1998) er ikke vist i figuren, men den er utarbeidet ved hjelp kurvetilpasning av eksperimentelle resultater til Maeda og viser dermed samme trend som modellen til Maeda. Khalifa et al. (1998) presenterer effektiv forankringslengde som en eksponentiell funksjon av den aksiale stivheten:

$$L_e = e^{6,134 - 0,58 \ln t_f E_f}. \quad (5.16)$$

Effektiv skjærspenning er også uttrykt som en funksjon av stivheten til FRP i tillegg til strekkfastheten til betongen også:

$$\tau_{\text{eff}} = k E_f t_f \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3}, \quad (5.17)$$

der k er en empirisk bestemt konstant på $110,2 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$.

Hefstyrken P_u er definert som et produkt av effektiv skjærspenning, effektiv forankringslengde og bredden til FRP-enhetene. Ifølge Chen and Teng (2001) viser modellen til Khalifa et al. (1998) tilfredsstillende korrelasjon med eksperimentell data når det kommer til heftstyrken, men ikke for forankringslengde og effektiv skjærspenning hver for seg. Grunnen kan ligge i at Khalifa hadde tilgang til en altfor liten eksperimentell database ved utledning av sin formel (Belarbi et al., 2011a).

5.1.4 Aksialstivhet

Aksial stivhet har vært nevnt tidligere, siden denne parameteren er med på å bestemme maksimal uttrekkskraft for FRP-enheter som er limt på betongkonstruksjonen. Aksial stivhet er direkte proporsjonal med uttrekkskapasiteten til FRP i de fleste modellene som er nevnt før.

Betongkonstruksjoner med pålimte FRP-plater er utsatt for både fiberbrudd og debonding. Det er derfor viktig å kjenne til hva som bestemmer hva slags brudd som vil være dominerende. Det var først Triantifillou som har vist i sitt arbeid "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites" i 1998 at aksial stivhet vil bestemme endelig bruddform. Han har påvist at effektiv tøyning minker med økende aksial stivhet. Jo stivere og tykkere FRP-enhetene er, desto mindre blir utnyttelsesgrad av strekkapasiteten til FRP. Dette er også klart ut ifra (5.2) som ble utledet i begynnelsen av dette kapitlet. Det interessante med arbeidet til Triantifillou er at han har foreslår grenseverdier til aksialstivhet som skal definere bruddformen.

Tidligere i rapporten var aksialstivhet definert som et produkt av tykkelsen til FRP og elastitetsmodulus. Modellene som omhandles i dette avsnittet definerer stivheten som et produkt av elastisitetsmodulen E og relativt areal av FRP ρ . Sistnevnte parameteren er fremstilt i (5.18):

$$\rho = \frac{2tw}{bs}, \quad (5.18)$$

der t er tykkelsen til FRP-stripene, w -bredden av stripene, b -bredden til betongtverrsnittet og s -senteravstand mellom FRP-enhetene. I formelen er det antatt at begge sider av bjelken er forsterket.

Triantifillou skiller ikke mellom bruddform, debonding eller fiberbrudd, i sin modell for effektiv tøyning i FRP-materialet ved brudd. Det er heller ikke tatt hensyn til de forskjellige FRP-konfigurasjonene. Likevel er det tydelig at aksialstivhet uttrykt ved hjelp av E og ρ har grenseverdi på 1. Denne kan trolig betegne grenseverdien mellom de forskjellige bruddtypene.

$$\varepsilon_{frp,e} = 0,0119 - 0,0205(\rho_{frp} E_{frp}) + 0,0104(\rho_{frp} E_{frp})^2, \quad (5.19)$$

for $0 \leq \rho_{frp} E_{frp} \leq 1$

$$\varepsilon_{frp,e} = -0,00065(\rho_{frp} E_{frp}) + 0,00245 \text{ for } \rho_{frp} E_{frp} > 1. \quad (5.20)$$

(Triantafillou, 1998)

Senere i 2010 har Triantifillou utbedret sin modell der han tok hensyn til forskjellige bruddtyper og FRP-konfigurasjoner. I tillegg har han foreslått en grenseverdi for den aksialstivheten som vil bestemme hva slags brudd som vil være dominerende. Han har kommet frem til at for verdier av $E_f \rho_f$ lavere enn $(E_f \rho_f)_{lim}$ vil kapasiteten være avhengig av den ultimate tøyningsskapasiteten til FRP ϵ_{max} , dvs. fiberbrudd er prevalerende. Grenseverdien er uttrykt som en funksjon av strekkfastheten til betongen, noe som gjenspeiler at jo høyere betongens strekkfasthet er, desto lettere er det å mobilisere strekkfastheten til FRP-materialet ved endelig brudd.

$$(E_f \rho_f)_{lim} = \left(\frac{0,65 \cdot 10^{-3} \alpha}{\epsilon_{max}} \right)^{1/0,56} f_c^{2/3} = 0,018 f_c^{2/3}, \quad (5.21)$$

der E_f = elastitetsmodulus til FRP
 ρ_f = relativt areal til FRP
 $\alpha = 0,8$, empirisk bestemt konstant
 f_c = trykkfastheten til betongen

(Triantafillou and Antonopoulos, 2000).

5.1.5 Bredder og senteravstand

Skjærforsøk med FRP-plater festet på en betongprisme har vist at bredden av FRP-enheter har betydelig effekt på maksimal heftspenning mellom FRP og betongen. Siden bredden av FRP-stripene er mindre enn selve betongbjelken, ble det observert at spenningsfordelingen på tvers av FRP-enhetens bredde ikke er uniform. Tøyninger ved kantene var mye større enn ved midten av FRP-enhetene. Det betyr at brede enheter vil oppleve mindre uniforme spenninger enn tynne remser. Det ble også observert at denne tøyningssdifferansen ble høyere med økende belastning. Av den grunn, kan den maksimale heftkraftkapasiteten per breddeenhet bli betraktelig mindre i brede FRP-enheter (Mofidi and Chaallal, 2011).

Den geometriske faktoren k_p fra (5.12) tar hensyn til dette aspektet, og Holzenkampfer har definert den som:

$$k_p = \sqrt{1,125 \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}}}, \quad (5.22)$$

der b_p er bredden på FRP-laminatet, mens b_c er bredden på betongelementet.

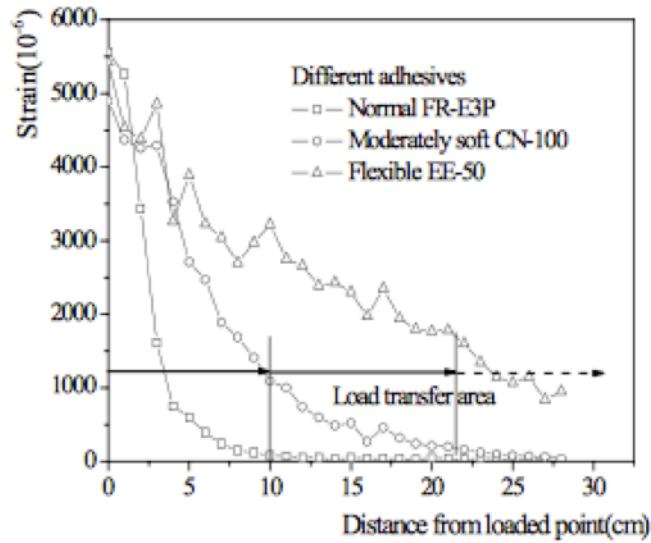
(Chen and Teng, 2003b) har i senere tid formulert denne faktoren ved hjelp av FRP-senteravstand s_f og FRP-bredde w_f :

$$\beta_f = \sqrt{\frac{2 - w_f / s_f}{1 + w_f / s_f}}. \quad (5.23)$$

5.1.6 Styrke og stivhet av limet

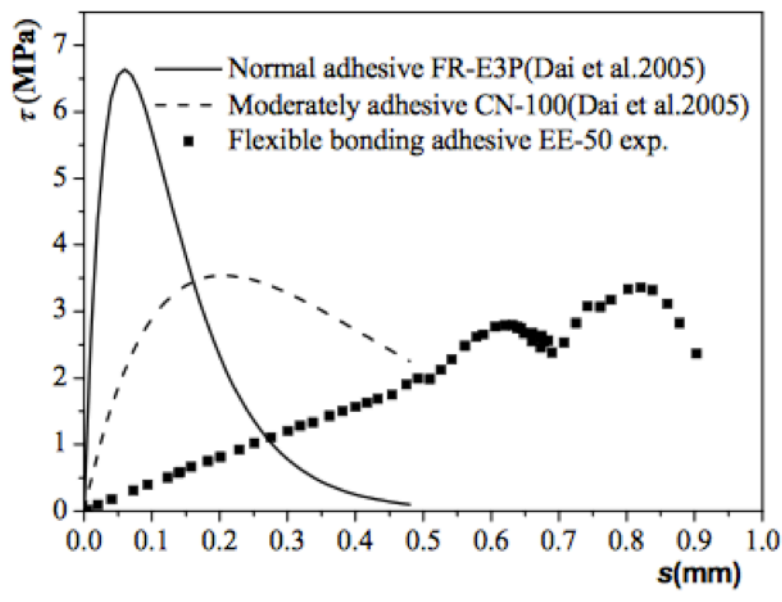
I tidligere forklarte modeller er stivheten og styrken til limet neglisjert, men i realiteten har disse parameterne også en viss betydning for heft mellom FRP og betong. Dai et al. (2005) har studert effekten av stivheten til limet. Deres forsøk inkluderte testing av systemer med moderat myke og såkalte fleksibel lim. Den første typen kan ha elastitetsmodulus opptil 0,39 GPa, noe som utgjør ca. en fjerdedel av det mest brukte epoxilimet. Den andre typen har elastitetsmodulus helt ned til 10 MPa og kan forlenges opptil 100%.

Dai et al. (2005) har i sitt arbeid kommet frem til at jo mykere limet er, desto jevnere blir tøyninger fordelt langs FRP-enheten, se figur 5.7. Dette betyr at myke limsystemer krever større effektiv forankringslengde for å utvikle full heft. Dette kan både være en fordel og en ulempe. Økning av effektiv forankringslengde innebærer økt behov for tilgjengelig forankringsareal og dermed større dimensjoner for en betongbjelke. Samtidig fører større effektiv forankringslengde til høyere uttrekkskapasitet og dermed lavere risiko for at delaminering inntreffer før fiberbrudd.



Figur 5.7 Effektiv forankringslengde og limtyper (Dai et al., 2005).

I tillegg har forsøkene vist at fleksible limsystemer tillater høyere kritisk skjærforskyvning før delamineringsbruddet inntreffer, samtidig som lokal debonding kan unngås, se figur 5.8. Selv om fleksible limsystemer har lavere initiell stivhet, holder denne parameteren seg nesten konstant frem til uttrekkskapasiteten til systemet er oppnådd. Normale limsystemer har høyere initiell stivhet i utgangspunktet, men den minker betydelig etter at lokal debonding har skjedd.

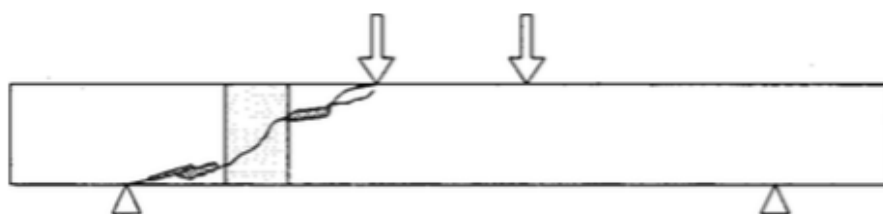


Figur 5.8 Kritisk skjærforskyvning og limtyper (Dai et al., 2005).

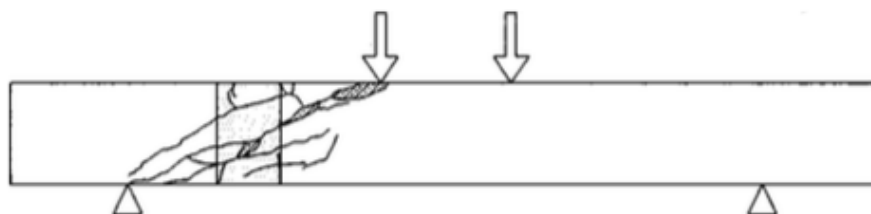
5.1.7 Interaksjon mellom skjærarmoring og FRP-forsterkning

Superposisjonsprinsippet for beregning av bidragene fra betongen, skjærarmoring og FRP-materialet er brukt i flere beregningsmodeller og regelverk på grunn av enkelheten. I realiteten vil ikke kapasiteten til disse tre materialene oppnås samtidig ved eventuelt brudd.

Utnyttelsen av FRP-materialet er sterkt avhengig av heft mellom betongen og fibre, noe som er i sin tur er avhengig av effektiv forankringslengde. Ifølge Pellegrino and Modena (2002) vil denne parameteren være sterkt knyttet til stålarmeringsmengde. I tverrsnitt uten noe form for tradisjonell skjærarmoring vil det kunne utvikles et distinkt skråriss, se figur 5.9. Ved tilstedeværelse av skjærarmoring kan det oppstå mange små riss i stedet for ett tydelig riss, se figur 5.10.



Figur 5.9 Brudd uten skjærarmoring (Pellegrino and Modena, 2002).



Figur 5.10 Brudd med skjærarmoring (Pellegrino and Modena, 2002).

Rissmønsteret vist i figur 5.10 kan fremme delamineringsbrudd og dermed lav utnyttelse av strekkapasiteten til fibre. Debonding er sterkt avhengig av tilgjengelig forankringslengde. Spredning av rissene fører til at flere av fibre i FRP-enheter vil krysse flere riss og dermed ha mindre forankringslengde i forhold til om det skulle være et enkelt riss.

Ifølge Carolin og Täljsten (2005) kan store mengder av skjærarmoring føre til at riss kan med helning høyere enn 45° kreve mindre energi for å trenge gjennom tverrsnittet enn riss med helning mindre enn 45° . Dette kan medføre 45° fagverksmodell ikke er

tilstrekkelig konservativ for dimensjonering av tverrsnitt med stålarmering.

Pellegrino and Modena (2002) har også foreslått en beregningsmodell for bestemmelse av dimensjonerende tøyning i FRP som tar hensyn til interaksjon mellom FRP og stål

via en reduksjonsfaktor R^* (5.24). Denne faktoren er en funksjon av $\frac{E_s A_s}{E_f A_f}$, som

uttrykker forholdet mellom aksial stivheter til skjærarmoring og FRP-forsterkning.

$$R^* = -0,53 \ln \rho + 0,23, \text{ der } 0 \leq R^* \leq 1. \quad (5.24)$$

Chaallal, Shahawy og Hassan har foreslått i sitt arbeid "Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with CFRP fabrics" å basere beregninger for effektiv tøyning i FRP på total skjærarmeringsmengde: $\rho_{tot} = n\rho_f + \rho_s$, der n er lik

$\frac{E_s A_s}{E_f A_f}$. Effektiv tøyning er uttrykt slik:

$$\varepsilon_{eff} = 3 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{tot}^{-0,6522}. \quad (5.25)$$

(Mofidi and Chaallal, 2011)

Disse modellene er dessverre ikke fullstendig validert for praktisk bruk enda, da eksperimentelt arbeid tar hensyn til altfor få parametere. Pellegrino and Modena (2002) nevner selv at det må utføres flere forsøk der blant annet flere FRP-konfigurasjoner, fiberorienteringer og a/d-forhold må testes.

5.1.8 Beliggenhet av rissene i forhold til FRP-enhetene

Beliggenhet av FRP-remene i forhold til risset kan utgjøre en stor forskjell for materialets utnyttelse.

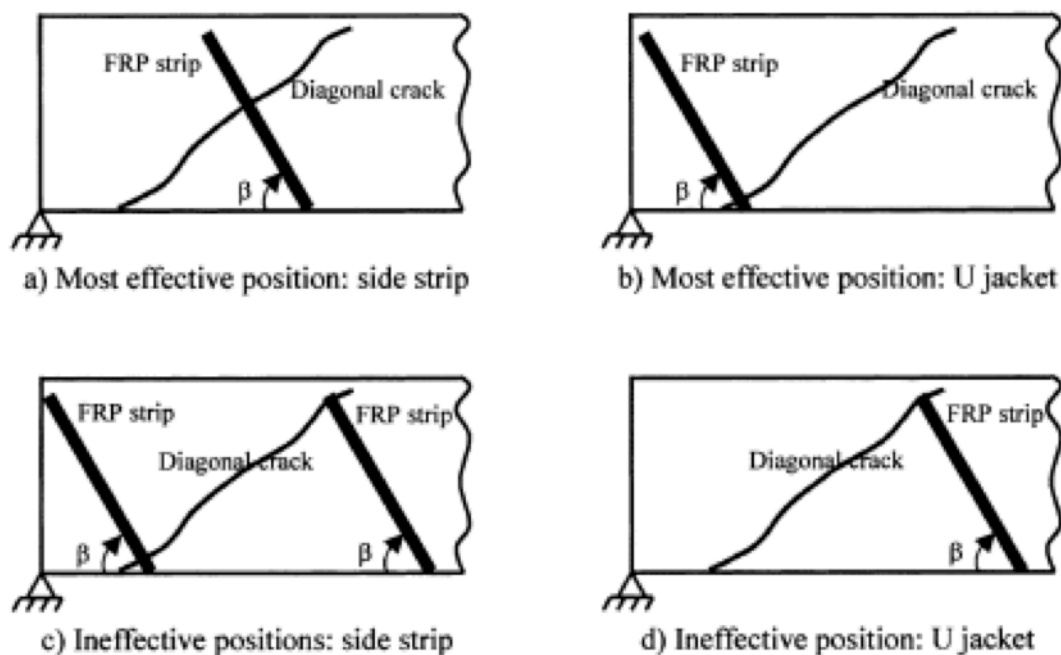
Plassering av remene ved den nedre delen av risset vil føre til bedre utnyttelse av materialet. Rissviddene er som regel større ved den nedre delen, noe som fører til at stripene blir mer deformert der. Deformasjon er en betingelse for å kunne mobilisere

strekfastheten til FRP. En annen betingelse er at risset ikke kan være for stort slik at "aggregate interlock"- effekten blir liten.

Ved plassering av remsene øverst ved risset er det mye vanskeligere å oppnå god utnyttelse fordi risset er smalest der. Hvis FRP skal være nok deformert så kreves det at rissvidden nederst er stor nok, noe som kan resultere i brudd på grunn av tap av aggregate interlock. Av den grunn, hvis det kun er en stripe som krysser risset ved den øvre delen vil bjelken kollapse før FRP rekker å mobiliseres (Chen and Teng, 2003a).

Tilgjengelig forankringslengde er også med på å bestemme effektiv plassering av FRP-enheter. Fordi kapasiteten til FRP-betong-systemer er sterkt begrenset av effektiv forankringslengde, er det en fordel å ha størst mulig areal for forankring med den hensikt å sikre tilstrekkelig kapasitet og mest mulig duktilt brudd. Figur 5.11 illustrerer effektive kontra ineffektive plasseringer av FRP-enheter i forhold til risset for de forskjellige FRP-konfigurasjonene.

Alt i alt er det viktig å sikre at det er nok FRP-enheter som krysser risset. Det ivaretas som regel gjennom krav til senteravstand mellom FRP-enhetene i de aktuelle regelverkene. For FRP-vev stilles det krav til bredden av vevet w_f .

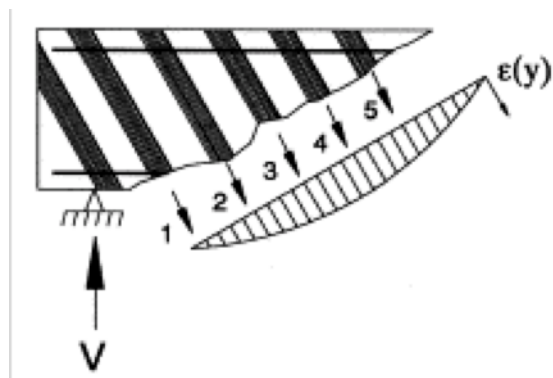


Figur 5.11 Effektiv vs. ineffektiv plassering av FRP i forhold til risset (Chen and Teng, 2003b).

5.2 Fiberbrudd

Fiberbrudd er typisk bruddform for W-forsterkning. I dette tilfellet er det relativt lite sannsynlig at debondingsprosessen vil hindre full utnyttelse av FRP.

5.2.1 Tøyningsfordeling langs et skråriss



Figur 5.12 Tøyningsfordeling in en skjærbelastet bjelke (Täljsten, 2002).

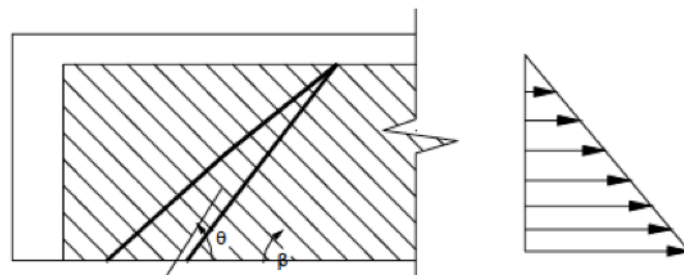
Tøyningsfordelingen mellom FRP-enhetene som krysser risset er bakgrunnen for en fundamental forskjell mellom FRP-forsterkning og konvensjonell skjærarmering. Under belastning kan stål deformeres plastisk, og derfor er det rimelig å anta at all skjærarmering som krysser risset flyter ved endelig brudd. Den elasto-plastiske oppførselen til stål tillater omfordeling av spenninger i konstruksjonen hvis en av bøyene begynner å flyte. FRP derimot har ikke noe flyteplata i arbeidsdiagrammet sitt. Det betyr at muligheten for spenningsomfordeling vil være begrenset.

Brudmekanismen vil starte i den mest belastede enheten, slik som remse nr. 3 i figur 5.12. Dette vil føre til umiddelbar omfordeling av kreftene til naboenhetene. Videre vil bruddet karakteriseres som en propagerende mekanisme der fibrene som krysser risset ryker suksessivt. Derav vil ikke alle FRP-enheter nå strekkfastheten sin ved endelig brudd (Täljsten, 2002).

Det er et faktum at tøyningsfordelingen i FRP er ikke-uniform, men det finnes likevel ikke noe etablert modell på hvordan tøyningene fordeles. Dette kan skyldes at det er vanskelig å ta testmålinger for brudd som skjer så sprøtt som fiberbrudd. I tillegg har ikke tøyningsfordeling vært fokuset i forskningsmiljø før i nyere tid (Chen and Teng, 2003a).

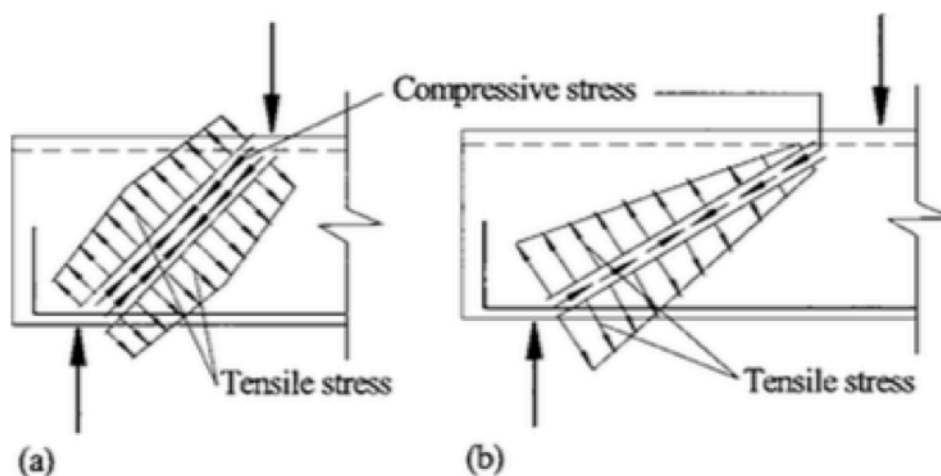
Variasjonene i tøyningene i FRP er koblet til forskjellige aspekter av ulike forskere.

Chen og Teng har utviklet to modeller for tøyingsfordeling: for delamineringsbrudd og fiberbrudd. Ved fiberbrudd ble tøyningstilstanden i FRP-enhetene koblet til rissvidden, slik som illustrert i figur 5.13. Det er antatt at FRP delvis vil delaminere på tvers av risset for å tilfredsstille krav om kompatibilitet mellom FRP og betongen. Dermed vil tøyninger i FRP på tvers av risset være proporsjonale med rissvidden fordi FRP er et lineært-elastisk materiale. Det er antatt at rissvidden kan uttrykkes som en lineær funksjon som har startverdi på null ved toppen av risset og øker mot bunnen av bjelken. Tøyninger i FRP kan dermed også uttrykkes som en lineær funksjon.



Figur 5.13 Lineær tøyingsfordeling.

En nyere studie (Cao et al., 2005) har også poengtert sammenheng mellom a/d forhold, rissvidden og tøyingsfordeling, som vist i figur 5.14. Forskerne har observert i sitt arbeid at bjelker med lave a/d -verdier vil oppleve diagonalt trykkbrudd, og dette fører til noenlunde uniforme skjærriss. Som et resultat, vil spenningsfordelingen i FRP-materialet som krysser risset være ganske uniform. Bjelker med høyere a/d -verdier kolliderer som et resultat av bøyeskjærriss. Slike riss kan beskrives som en lineær funksjon slik som beskrevet i forrige avsnitt.



Figur 5.14 Tøyingsfordeling for bjelker med a) lave a/d -forhold; b) høye a/d -forhold (Cao et al., 2005).

Carolin and Täljsten (2005) bruker spenningstilstanden i selve betongen som utgangspunktet for tøyings-/spenningsfordeling mellom FRP-enhetene σ_L :

$$\sigma_L = \sigma_x \cos^2 \beta + \sigma_y \sin^2 \beta + 2\tau_{xy} \cos \beta \sin \beta, \quad (5.26)$$

der β er fibrenes retning i forhold til lengdeaksen, τ_{xy} er skjærspenningen i betongtverrsnittet og σ_x og σ_y er normalspenninger i henholdsvis x- og y-retninger.

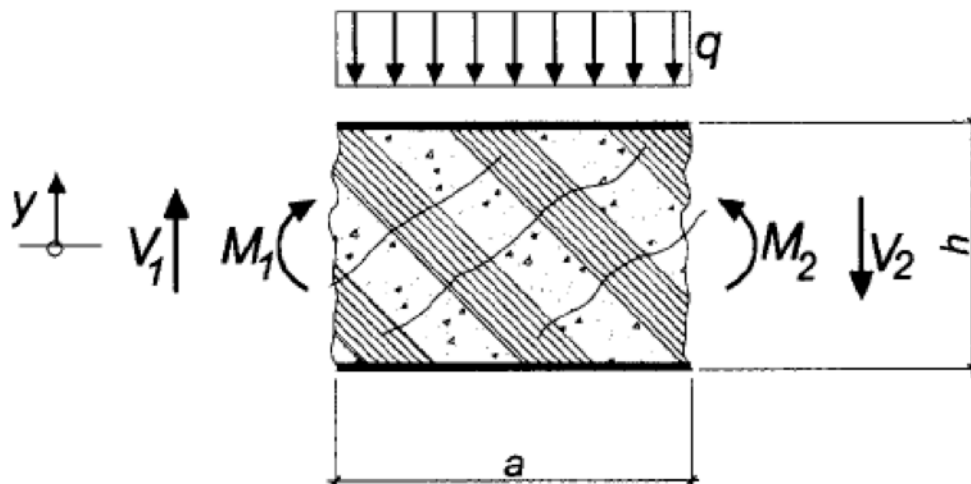
Den vertikale spenningen σ_y er mye mindre enn spenningen i x-retning σ_x . (5.26) kan dermed forenkles til:

$$\sigma_L = \sigma_x \cos^2 \beta + 2\tau_{xy} \cos \beta \sin \beta \quad (5.27)$$

Normalspenningen σ_x kan formuleres slik:

$$\sigma_x = -\frac{M_x}{I} y, \quad (5.28)$$

der I er andre ordens arealmoment, M_x er momentpåkjenning i det aktuelle snittet og y -den vertikale koordinaten. Notasjonen er også vist i figur 5.15.



Figur 5.15 Betongbjelke påkjent av moment og skjærkrefter (Carolin and Täljsten, 2005).

Det er antatt at områder som er kritiske for skjær har tilstrekkelig momentkapasitet og at mengde bøyeriss er liten eller jevnt fordelt over tverrsnittet. Den andre antagelsen er at ved skjærbrudd vil ikke store diskrete skjærriss utvikles, men i stedet vil det dannes mange relativt små riss. Det er bakgrunnen for at Carolin and Täljsten (2005) har foreslått å benytte andre ordens arealmoment I for et urisset tverrsnitt i (5.28).

Skjærspenningen i tverrsnittet utsatt for skjærkraft V uttrykkes på følgende måte:

$$\tau_{xy}(y) = -\frac{V}{2I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right). \quad (5.29)$$

(5.27) kan da skrives om som:

$$\sigma_L = \frac{V}{I} \left(y^2 - \frac{h^2}{4} \right) \cos \beta \sin \beta - \frac{M_x}{I} y \cos^2 \beta. \quad (5.30)$$

Spenninger beregnes for alle verdier av y , dvs. over hele tverrsnittets høyde, og deretter transformeres til tøyninger. Effektiv eller gjennomsnittlig tøyning kan finnes som et integral av tøyningfunksjonen over tverrsnittets høyde.

Flere modeller bruker fordelingsfaktor for å uttrykke effektiv tøyning som en funksjon av strekkapasiteten til FRP. (Chen and Teng, 2003a) bruker notasjon D_{frp} for denne faktoren:

$$D_{frp} = \frac{\int_h \overline{\varepsilon_z} dz}{h_{frp} \overline{\varepsilon_{z,max}}}, \quad (5.31)$$

$$f_{frp,e} = D_{frp} f_{frp},$$

der $\overline{\varepsilon_z}$ er normalisert tøyningfunksjon, h er effektiv høyde til FRP-enhetene, $\overline{\varepsilon_{z,max}}$ er tøyningkapasitet til FRP, f_{frp} er strekkapasitet til FRP (spenning) og $f_{frp,e}$ er effektiv spenning

6 Dimensjonering etter Publikasjon nr.36 av Norsk Betongforening

6.1 Generelt

Retningslinjer for dimensjonering av FRP-forsterkede betongkonstruksjoner i Norsk Betongforening sin Publikasjon nr.36 tar blant annet utgangspunktet i svensk håndbok *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures: Design Guidelines* til Täljsten (2002). Derfor vil det refereres til svensk regelverk ved noen av utledningene.

6.2 Skjærkraftkapasitet

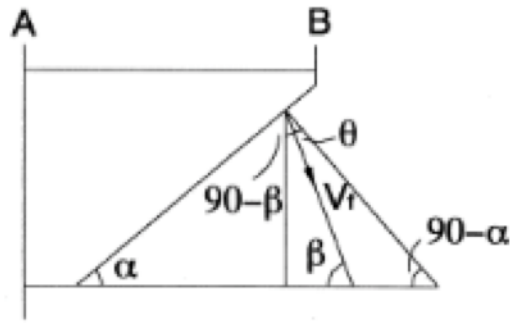
Beregning av skjærkraftkapasitet for en bjelke er basert på superposisjonsprinsippet, der bidragene fra betongen, stålarmingen og FRP summeres. Fagverksteori er brukt for å beregne bidraget fra FRP. Følgende forutsetninger for beregningene gjelder:

- Det tas ikke hensyn til konstruksjonens spenninger og tøyninger i forsterkningsøyeblikket;
- Skjærkraften fordeler seg jevnt over bjelkeelementets bredde;
- FRP-materialet oppfører seg lineært elastisk helt til brudd;
- Skjærriss antas å ha helning på 45° og hovedtrekkspenningen er normalt på rissflaten.

Bidraget til skjærkraftkapasiteten fra FRP-materialet V_f uttrykkes på følgende måte:

$$V_f = F_f \frac{z(\cot \alpha + \cot \beta)}{s_f} \sin \beta . \quad (6.1)$$

Kraftresultanten i FRP-forsterkningen F_f beskrives ved hjelp av den effektive spenningen $\sigma_{f,e}$ som tar hensyn til blant annet dimensjonerende effektiv tøyning ε_f , vinkelen mellom fibrenes lengderetning og hovedtrekkspenninger θ og vinkelen mellom fibrenes lengderetning og bjelkens hovedakse β , se figur 6.1.



Figur 6.1 Forhold mellom α, β og θ (Thorenfeldt et al., 2006).

$$F_f = \sigma_{f,e} A_f, \quad (6.2)$$

$$\sigma_{f,e} = \sigma_f \cos^2 \theta = \varepsilon_f E_f \cos^2 \theta \quad (6.3)$$

Det er verdt å merke at figure 6.1 kan være misvisende i forhold til parameterne V_f og F_f . Ut fra figuren virker det som V_f representerer kraften i FRP-laminater, mens ut ifra formlene er det klart at V_f uttrykker bidraget fra FRP-materialet til skjærkraftkapasiteten.

Bidraget fra FRP-forsterkning uttrykt med (6.1) kan skrives om som:

$$V_f = \varepsilon_f E_f \frac{A_f z (\cot \alpha + \cot \beta)}{s_f} \sin \beta \cos^2 \theta, \quad (6.4)$$

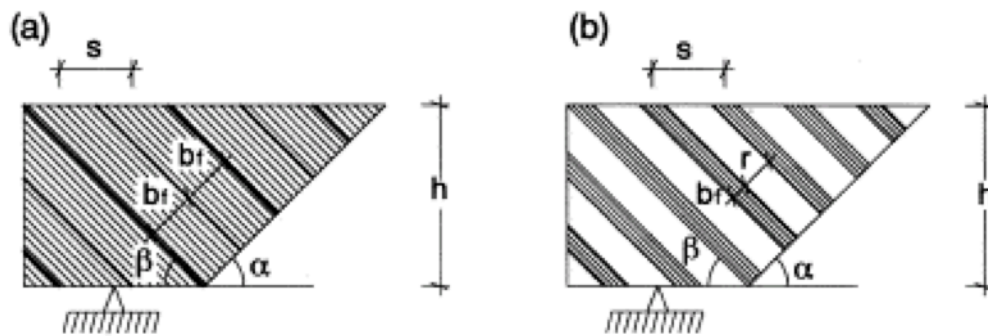
hvor:

$$A_f = 2t_f b_f,$$

$$z = 0,9d,$$

$$\alpha = 45^\circ,$$

$$s_f = \begin{cases} \frac{b_f}{\sin \beta} & \text{for kontinuerlige vev, se figur 6.2,} \\ \frac{b_f + r}{\sin \beta} & \text{for FRP-remser.} \end{cases}$$



Figur 6.2 FRP-forsterkning med kontinuerlige vev (a) og diskrete remser(b)

(Thorenfeldt et al., 2006).

I realiteten er det mest aktuelt å forsterke betongkonstruksjoner med FRP slik at forsterkningsmaterialet er plassert enten vertikalt eller med helning på 45° i forhold til lengdeaksen av bjelken. Skjærbidragetsformelen (6.4) kan da forenkles for disse to tilfellene på følgende måte:

Forsterkning med kontinuerlige vev, $\beta=45^\circ$:

$$V_f = 2t_f \varepsilon_f E_f 0,9d. \quad (6.5)$$

Forsterkning med kontinuerlige vev, $\beta=90^\circ$:

$$V_f = t_f \varepsilon_f E_f 0,9d. \quad (6.6)$$

Forsterkning med remser, $\beta=45^\circ$:

$$V_f = \varepsilon_f E_f 0,9d \frac{2t_f b_f}{b_f + r}. \quad (6.7)$$

Forsterkning med remser, $\beta=90^\circ$:

$$V_f = \varepsilon_f E_f 0,9d \frac{t_f b_f}{b_f + r}. \quad (6.8)$$

6.3 Fiberbrudd

Fiberbrudd er ivaretatt gjennom tøyningbegrensning. Thorenfeldt et al. (2006) bruker en empirisk basert faktor på 0,6 for strekkapasiteten av fibre ε_{fu} , slik at $\varepsilon_f = 0,6\varepsilon_{fu}$. Denne faktoren er basert på teorien om ikke-uniform tøyningfordeling til Carolin and Täljsten (2005), der spenninger i FRP-enheter er knyttet til spenningstilstanden i betongbjelken. Den maksimale verdien til ε_f er satt til 0,005 for å unngå tap av

aggregate interlock. Med andre ord kan effektiv tøyning ved fiberbrudd bestemmes som:

$$\varepsilon_f = \min(0,6\varepsilon_{fu}; 0,005). \quad (6.9)$$

6.4 Heft og forankring

Regelverket gir ingen konkrete formler for kontroll av heft og forankring ved skjærbelastning. Det er nevnt i et av eksemplene at hvis W-konfigurasjon blir benyttet, er det ikke nødvendig å kontrollere konstruksjonen for delaminering. Utover dette anbefales det å bruke beregningsregler som gjelder for momentforsterkning av betongkonstruksjoner med FRP-materialet.

Beregningsformlene tar utgangspunkt i skjærforsøk med laminatplater limt til betongprisme og det antas at glidning er lik $S_{f,cr} = 0,25$ mm med tilsvarende kritisk forankringslengde l_{cr} .

Skjærspenninger mellom forsterkningen og betongen over berøringsflate A_{fb} tilsvarer aksialspenninger i laminatet. Relasjonen mellom skjærspenning τ , som antas å være konstant, og aksialspenninger σ_f kan uttrykkes slik:

$$\tau = \frac{F_f}{A_{fb}} = \frac{\sigma_f t_f b_f}{x b_f} = \frac{\sigma_f t_f}{x}, \quad (6.10)$$

der x er lengden til FRP-laminatet.

Glidningen $S_{f,cr}$ vil tilsvare FRP sin forlengelse i forankringsområdet med forutsetningen at normalspenninger i betongen kan ses bort fra. Den kan uttrykkes som integralet av tøyninger langs den effektive forankringslengden l_{cr} :

$$S_{f,cr} = \int_0^{l_{cr}} \varepsilon dx = \int_0^{l_{cr}} \frac{\sigma_f}{E_f} dx = \int_0^{l_{cr}} \frac{\tau x}{E_f t_f} dx, \quad (6.11)$$

$$S_{f,cr} = \tau l_{cr}^2 / (2t_f E_f). \quad (6.12)$$

Ved å anta at skjærspenninger vil være begrenset av strekkfastheten til betongen ($\tau=f_{ct}$), kan man uttrykke l_{cr} slik:

$$l_{cr} = (2S_{f,cr} t_f E_f / f_{ct})^{0,5} = (0,5 t_f E_f / f_{ct})^{0,5}. \quad (6.13)$$

Maksimal spenning som kan forankres i forankringsområdet er da:

$$\sigma_{f,max} = l_{cr} \tau / t_f = (0,5 t_f E_f / f_{ct})^{0,5} \cdot f_{ct} / t_f = (0,5 E_f f_{ct} / t_f)^{0,5}. \quad (6.14)$$

Dette gir dimensjonerende tøyning ε_f ved debonding lik:

$$\varepsilon_{f,max} = \sqrt{\frac{f_{ct}}{2 E_f t_f}}. \quad (6.15)$$

Hvis tilgjengelig forankringslengde l_a er mindre enn effektiv forankringslengde l_{cr} , vil det medføre begrensning av tillatte spenninger i laminatet σ_f . For U-bjelker kan den tilgjengelige forankringslengde beregnes slik:

$$l_a = h - z, \quad (6.16)$$

der h er høyden til FRP-forsterkningen, se figur 6.2.

Forenklet kan forholdet mellom l_a , l_{cr} , σ_f og $\sigma_{f,max}$ uttrykkes slik:

$$l_a = l_{cr} \sigma_f / \sigma_{f,max}. \quad (6.17)$$

Dimensjonerende tøyning ε_f i områder der tilgjengelig forankringslengde er mindre enn l_{cr} vil da være lik:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{f,max} \cdot l_a / l_{cr}. \quad (6.18)$$

7 Dimensjonering etter Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer

7.1 Generelt

Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer er det nyeste svenske regelverket. Den nye utgaven av Eurokode 2 vil trolig ta utgangspunktet i retningslinjene fra denne håndboken ifølge Thomas Blanksvärd¹.

Dette regelverket omfatter bjelker både med og uten skjærarmering. Uten skjærarmering må skjærkraftkapasiteten til FRP være større eller lik skjærkapasiteten til bjelken, der sistnevnte bestemmes etter Eurokode 2 (Standard Norge, 2008). For bjelker med skjærarmering bestemmes kapasiteten som en sum av skjærbidragene fra stålarmering og FRP. Med andre ord er det likt med retningslinjene i Eurokode for bjelker med behov for skjærarmering, der skjærarmeringen må dimensjoneres for full skjærkraft hvis det er behov for den.

Regelverket anbefaler å bruke U- eller W-konfigurasjoner av FRP-forsterkning, og gir dermed ingen retningslinjer for dimensjonering av S-forsterkning.

7.2 Skjærkraftkapasitet

Uttrykket for bidraget fra FRP V_f uttrykkes på følgende måte:

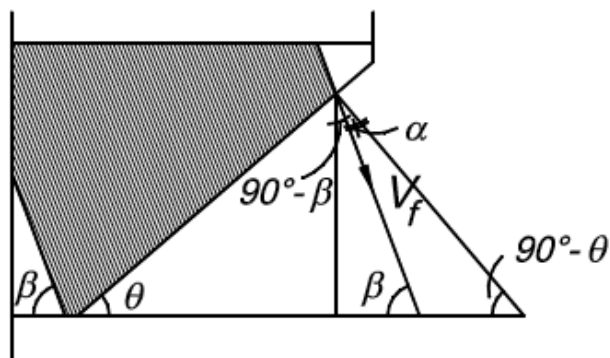
$$V_f = A_f \varepsilon_{fd} E_{fd} L_{ef} \sin \beta_f \cos^2 \alpha, \quad (7.1)$$

der:

$$A_f = \begin{cases} 2t_f w_f / s_f & \text{for FRP-remser,} \\ 2t_f & \text{for FRP-vev.} \end{cases} \quad (7.2)$$

Utleddningen av (7.1) er lik (6.4) i Norsk Betongforening sin Publikasjon nr.36. Vinklene β , θ og α er vist i figur 7.1. Figur 7.2 kan også være illustrativ for parameterne som inngår i beregningsformlene for V_f .

¹ Privat korrespondanse med Thomas Blanksvärd (thomas.blanksvard@ltu.se)



Figur 7.1 Forhold mellom α, β og θ .

L_{ef} er lengden FRP-forsterkningen virker over:

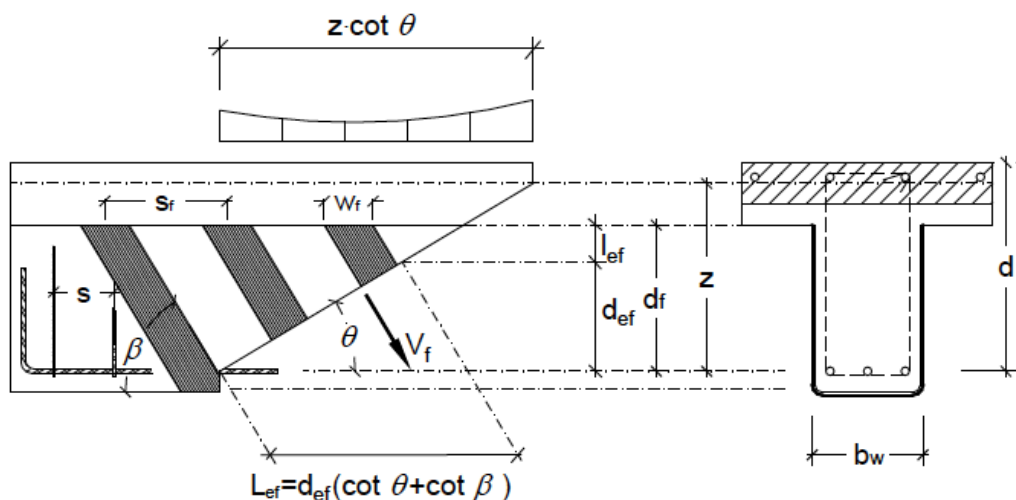
$$L_{ef} = d_{ef} (\cot \theta + \cot \beta_f). \quad (7.3)$$

I stedet for z brukes effektiv høyde for FRP-forsterkning d_{ef} i svensk regelverk. Legg merke at L_{ef} ikke betegner effektiv forankringslengde for delaminering.

Beregningsformelen for denne parameteren vil variere avhengig av FRP-konfigurasjon (se også figur 7.2):

$$d_{ef} = \begin{cases} z = 0,9d & \text{for W-konfigurasjon,} \\ \min(z; d_f - l_{ef}) & \text{for U-konfigurasjon,} \end{cases} \quad (7.4)$$

der d_f er avstanden mellom lengdearmringens tyngdepunkt og toppen av FRP-forsterkning. Hvis d_{ef} er negativ, tyder det på at FRP-ikke bidrar med skjærkraftkapasitet.



Figur 7.2 Tverrsnitt med U-konfigurasjon (Täljsten et al., 2011).

Effektiv forankringslengde l_{ef} uttrykkes også på samme måte som i (6.13):

$$l_{ef} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}}, \quad (7.5)$$

der f_{ctm} er strekkfastheten til betongen.

Effektiv tøyning ε_{fd} begrenses til $\min(\varepsilon_{fb,d}, \varepsilon_{fu,d})$, der

$$\varepsilon_{fb,d} = \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}}, \quad (7.6)$$

$$G_f = 0,03k_b \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}, \quad (7.7)$$

der f_{ck} er trykkfastheten til betongen.

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - w_f / s_f}{1 + w_f / s_f}} \geq 1. \quad (7.8)$$

Beregningene er basert på bruddmekanikk, der G_f er bruddenergi for FRP-betong-overflate. Koeffisient k_b tar hensyn til geometrien av FRP-enhetene over tverrsnittet, noe som ligner på modellen til Chen and Teng (2003b).

For FRP-vev, vil w_f være lik s_f . Ellers stilles det krav til at $w_f/s_f \geq 0,33$ for å sikre at det er nok FRP-enheter som krysser risset. I denne rapporten antas det at FRP-forsterkning ikke gir noe skjærkraftbidrag hvis dette kravet ikke er tilfredsstilt.

8 Dimensjonering etter ACI 440.2R

8.1 Generelt

Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R) er en av de mest omfattende og mest brukte regelverk for forsterkning av betong med FRP-laminater.

Den generelle prosedyren for dimensjonering av FRP-forsterkning for betongkonstruksjoner er presentert i kapittel 11 i ACI 440.2R (ACI Committee 440, 2008). Den karakteristiske skjærkapasiteten (V_n) av en konstruksjon er bestemt ved å summere bidragene fra betong (V_c), eksisterende skjærarmring (V_s) og pålimte FRP-kompositter (V_f):

$$V_n = V_c + V_s + \psi_f V_f \quad (8.1)$$

Reduksjonsfaktor ψ_f for kapasiteten til FRP skal ta hensyn til forsterkningsmetoden der det anbefales å bruke 0,85 for S og U-forsterkning og 0,95 for W-forsterkning.

8.2 Skjærkraftkapasitet

45° fagverkmodell beskrevet i kapittel 5.3.1 er benyttet til å beregne bidraget fra FRP, se ligning (8.2). Bidraget fra forsterkningen er fremstilt med følgende ligning:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (8.2)$$

hvor

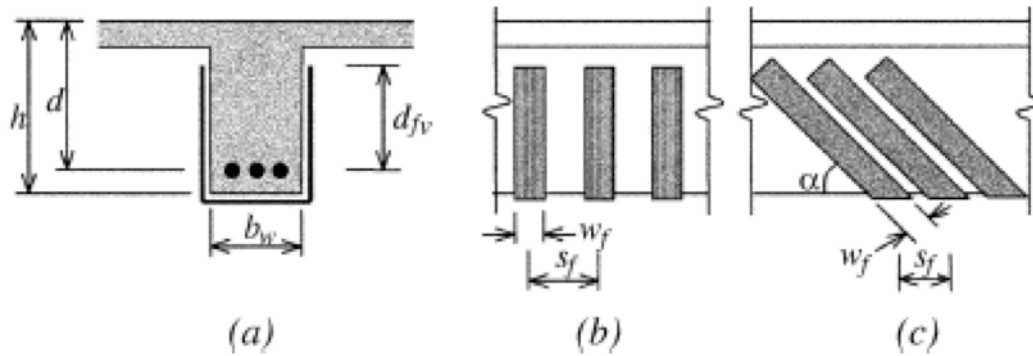
A_{fv} = arealet av FRP som krysser risset;

f_{fe} = effektiv spenning i FRP;

d_{fv} = effektiv høyde for skjærforsterkning, avstand mellom toppen av FRP-forsterkning til tyngdepunktet i lengdearmeringen;

s_f = senteravstand mellom FRP-stripene;

α = vinkel mellom FRP og lengdeaksen til bjelken (se figur 8.1).



Figur 8.1 Geometriske parametere for skjærdimensjonering etter ACI 440.2R

(ACI Committee 440, 2008).

Ved beregning av arealet til FRP-forsterkning (8.3) tar man i betraktning den totale tykkelsen til stripene, dvs. på begge sider av betongtverrsnittet, der n er antall lag med FRP og t_f er tykkelse av hvert lag. Ved bruk av kontinuerlige vev som dekker hele området belastet av skjærkraft, skal bredden på stripene w_f være lik senteravstanden s_f . FRP-forsterkningens areal er dermed:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (8.3)$$

Strekkspenningen i forsterkningen er beregnet ved hjelp av materialloven siden FRP er lineært elastisk materiale. Effektiv tøyning beregnes for å være proporsjonal med spenningen i FRP:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (8.4)$$

ACI tar hensyn til forskjellige bruddmekanismer avhengig av konfigurasjonen for å bestemme dimensjonerende verdi for effektiv tøyning.

8.3 Fiberbrudd

For bjelker med W-forsterkning vil man forvente tap av "aggregate interlock"-effekten og fiberbrudd som den avgjørende bruddmekanismen. Tøyningsgrensen er empirisk basert og er begrenset til 0,4%.

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (8.5)$$

8.4 Heft og forankring

Bjelker med S- og U-forsterkning beregnes for å være utsatt for delamineringsbrudd. Reduksjonsfaktor κ_v blir benyttet til å ta hensyn til reduksjon av friksjonskreftene

mellom betong og FRP ved delaminering (8.6). Beregningsmetoden for κ_v er basert på både empiriske forsøk og analytiske modeller til Khalifa et al. (1998). Denne parameteren tar hensyn til betongens trykkfasthet, montasjemetode og stivhet til FRP-forsterkning. Tøyningsgrensen er dermed definert som:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004, \quad (8.6)$$

der

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}}. \quad (8.7)$$

L_e er betegnet som effektiv forankringslengde:

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0,58}}. \quad (8.8)$$

I arbeidet til Khalifa er det foreslått at aktiv forankringslengde kan beskrives med en eksponentiell funksjon av laminatets tykkelse og E-modul:

$$L_e = e^{6,134 - 0,58 \ln t_f E_f}. \quad (8.9)$$

Utledningen av (8.8) er trolig basert på en lignende modell som også er basert på eksponentiell funksjon. Modellen er basert på andre forsøksdata og er derfor annerledes enn (8.8).

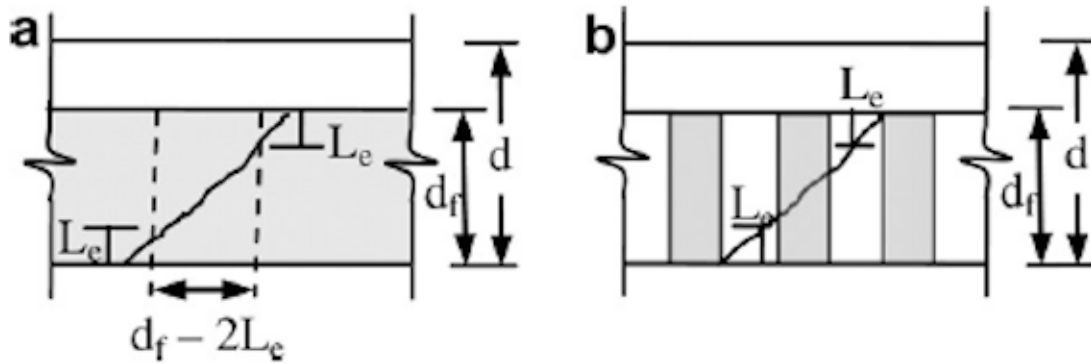
$$L_e = e^{10,056 - 0,58 \ln t_f E_f n_f} = \frac{e^{10,056}}{e^{(\ln t_f E_f n_f)^{0,58}}} = \frac{23300}{(t_f E_f n_f)^{0,58}}. \quad (8.10)$$

Koeffisienten k_1 (8.11) tar hensyn til skjærspenninger mellom betongen og FRP, der disse er begrenset av strekkfastheten til betongen. Strekkfastheten er uttrykt ved hjelp av trykkfastheten f'_c . *ACI 440.2R* gir også et beregningseksempel, der det benyttes k_1 definert i (8.12). I videre arbeid vil det benyttes den formelen som gir mest mulig fornuftig resultat.

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3}, \quad (8.11)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{254}\right)^{2/3}. \quad (8.12)$$

Den siste koeffisienten k_2 fra (8.13) angir hvilken andel av høyden til FRP-enheter som vil ha bidrag til overføring av skjærkrefter. Antatt at skråriss har en helning på 45°, vil kun de delene av FRP som ligger en effektiv forankringslengde forbi risset kunne bidra til skjærkapasiteten, se figur 8.2.



Figur 8.2. Effektiv høyde for S-konfigurasjon med: a) FRP-vev; b) FRP-remser (Mosallam and Banerjee, 2007).

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{for U-forsterkning,} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{for S-forsterkning.} \end{cases} \quad (8.13)$$

Det kan diskuteres hvorvidt denne koeffisienten gjelder for FRP-striper. Hvis striper har lik senteravstand, vil ikke hele betongoverflaten i skjærbelastede områder være dekket med FRP, se figur 8.2(b). Av den grunnen vil risset forekomme mest sannsynlig på FRP-fritt område. Da delaminering inntreffer i nærheten av riss, medfører dette at ikke nødvendigvis alle striper vil være utsatt for debonding. Reduksjon av effektiv høyde for FRP-laminater med det dobbelte av L_e kan da resultere i undervurdering av laminatenes bidrag til skjærkraftkapasitet (Mosallam and Banerjee, 2007).

Regelverket gir ingen retningslinjer for negative verdier av k_2 , dvs. de tilfellene der effektiv forankringslengde er større enn tilgjengelig forankringslengde. I mine

beregninger senere i rapporten vil jeg tolke dette som om FRP-forsterkningen ikke gir noe bidrag til skjærkraftkapasitet.

9 Evaluering av standarder

Som nevnt tidligere, er problemstillingen i denne rapporten å *evaluere hvor godt forskjellige regelverk er egnet til praktisk bruk* med tanke på sikkerhetsnivå og korrelasjon mellom de teoretiske modellene og empiriske resultater. I dette kapittelet vil det bli gjort en evaluering av metodene presentert i kapitlene seks, syv og åtte.

9.1 Valg av analysedata

Evaluering vil bli gjort ved hjelp av forsøksresultater fra mange ulike laboratorier presentert i arbeidene til Chen and Teng (2003a) og Chen and Teng (2003b). Det førstnevnte studiet omfatter elementer med fiberbrudd og er basert på 58 testresultater. Det andre studiet omfatter konstruksjoner med debonding som bruddform og inkluderer 46 forsøksresultater. Variablene i begge databasene er:

- betongens trykkfasthet,
- tverrsnittets bredde,
- tverrsnittets høyde,
- effektiv høyde,
- FRP-type,
- laminatets tykkelse,
- E-modul til FRP-materiale,
- strekkapasitet til FRP-materiale,
- laminatets bredde,
- senteravstand mellom FRP-enhetene,
- vinkel mellom fiberretningen og bjelkens lengderetning,
- rissvinkel.

Denne databasen mangler strekkfastheten til betongen i variabellisten. Da to av regelverkene bruker strekkfastheten i modellene sine, er det nødvendig å ha med denne verdien for å kunne utføre analyse. Denne variabelen vil bli hentet fra Eurokode 2 (Standard Norge, 2008), og tabell 3.1 vil bli brukt for å anslå strekkfastheten til betongen i forhold til trykkfastheten som er oppgitt. For de trykkfasthetene i databasen som ikke finnes i tabell 3.1, vil deres verdier avrundes til nærmeste 5 for bestemmelse av trykkfastheten.

Bruddtøyningen for FRP-materialet er heller ikke oppgitt i disse databasene. Siden materialet er lineært elastisk frem til brudd, ble det valgt å beregne bruddtøyningen ved hjelp av Hooks' lov: $\varepsilon = \sigma / E$.

Hovedgrunnen for dette valget av eksperimentell database var at eksperimentell skjærkapasitet til FRP-forsterkning er rapportert direkte i arbeidene til Chen and Teng, uten å beskrive den totale skjærkapasiteten til bjelken. Hvis den totale skjærkapasiteten hadde vært rapportert, hadde man måttet inkludere formler for bidragene fra betong og skjærarmering i tillegg til FRP-forsterkning i evalueringsprosessen. Forskjeller i formuleringer av betong- og skjærarmeringsbidrag i diverse regelverk ville påvirket det endelige resultatet. Dette hadde medført større usikkerhet ved sammenligning av bidragene fra FRP.

For alle rapporterte testbjelker finnes referanseforsøk som inkluderer bjelker med samme geometri og skjærarmeringsmengde, men uten FRP-forsterkning. Betongens trykkfasthet er likevel varierende mellom test- og referansebjelker. For å ta hensyn til dette, er det foreslått følgende fremgangsmåte for å definere et eksplisitt uttrykk for skjærbidrag fra FRP-materiale :

1. Skjærkapasitet for en referansebjelke uten skjærarmering $V_{pre,ref}$ er beregnet ved hjelp av det britiske regelverket *BS 8110: Structural use of concrete, part 1. Code of practice for design and construction*.
2. Den eksperimentelle skjærkraftkapasiteten til en referansebjelke $V_{exp,ref}$ antas å være mye høyere enn den teoretiske kapasiteten. Forholdet mellom $V_{exp,ref}$ og $V_{pre,ref}$ er betegnet som k :

$$k = \frac{V_{exp,ref}}{V_{pre,ref}}. \quad (8.14)$$

3. Det er antatt at samme forholdstall gjelder også for bjelker med skjærarmering. Det betyr at eksperimentell skjærkapasitet for bjelker med skjærarmering kan uttrykkes slik:

$$V_{exp,RC} = kV_{pre,RC}, \quad (8.15)$$

der $V_{pre,RC}$ er skjærkapasitet etter *BS 8110: Structural use of concrete, part 1. Code of practice for design and construction*.

4. Den eksperimentelle kapasiteten til FRP V_{frp} er uttrykt som:

$$V_{frp} = V_{exp} - kV_{pre,RC}, \quad (8.16)$$

der V_{exp} er den eksperimentelle kapasiteten til en bjelke med FRP-forsterkning.

For denne rapporten ble det valgt ut 83 forsøksserier, se vedlegg 1. De forsøkene som ble tatt bort er:

- Forsøk der det brukes mekaniske ankere;
- Forsøk med T-tverrsnitt;
- Forsøk som er markert som statistiske avvikere.

9.2 Analysemetode

For hvert enkelt forsøksresultat vil det beregnes kapasitet ved hjelp av formlene i de forskjellige standardene. Beregninger vil bli gjort ved hjelp av Microsoft Excel 2011.

Forholdet mellom teoretisk og eksperimentell kapasitet betegnes som γ_{mod} :

$$\gamma_{mod} = \frac{V_{regelverk}}{V_{empirisk}}. \quad (8.17)$$

Ved beregning av $V_{regelverk}$ er ikke sikkerhetsfaktorer for materialegenskaper tatt med, dvs. kun karakteristiske verdier er tatt med. Statistisk evaluering av spredningen for γ_{mod} vil også bli foretatt, der gjennomsnittverdien $\gamma_{mod,m}$, $\gamma_{mod,95\%}$, standardavviket s og variasjonskoeffisienten COV vil bli beregnet. I tillegg vil det bli beregnet andel av forsøksresultatene som gir γ_{mod} mindre enn 1, betegnet som $P(\gamma_{mod,m} < 1)$. Formlene for de ulike parameterne er gitt ved:

$$\gamma_{mod,m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \gamma_{mod,i}, \quad (8.18)$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_i^n (\gamma_{mod,i} - \gamma_{mod})^2}, \quad (8.19)$$

$$\gamma_{\text{mod},95\%} = \gamma_{\text{mod},m} + 1,645s, \quad (8.20)$$

$$COV = \frac{s}{\gamma_{\text{mod},m}}. \quad (8.21)$$

$\gamma_{\text{mod},m}$ er oppgitt for å vise tendensen i resultatene, mens 95% -kvan til er oppgitt for å kontrollere hvor sikker modellen er. Denne kvantilen representerer at det er 95 prosent sikkert at en tilfeldig γ_{mod} får en verdi mindre enn $\gamma_{\text{mod},95\%}$. Hvis $\gamma_{\text{mod},95\%} < 1$ tyder det på at den teoretiske modellen er tilstrekkelig konservativ i forhold til empiriske forsøksdata.

Standardavvik og variasjonskoeffisient representerer hvorvidt det er korrelasjon mellom de teoretiske modellene og forsøksresultatene. Hvis disse parameterne er av høy verdi, tyder det på at modellen ikke er en god beskrivelse av virkeligheten.

Til slutt vil det bli foretatt en enkel regresjonsanalyse for å vise visuelt hvor godt de teoretiske modellene samsvarer med forsøksdataene. En ideell modell burde gitt en regresjonslinje $y=x$.

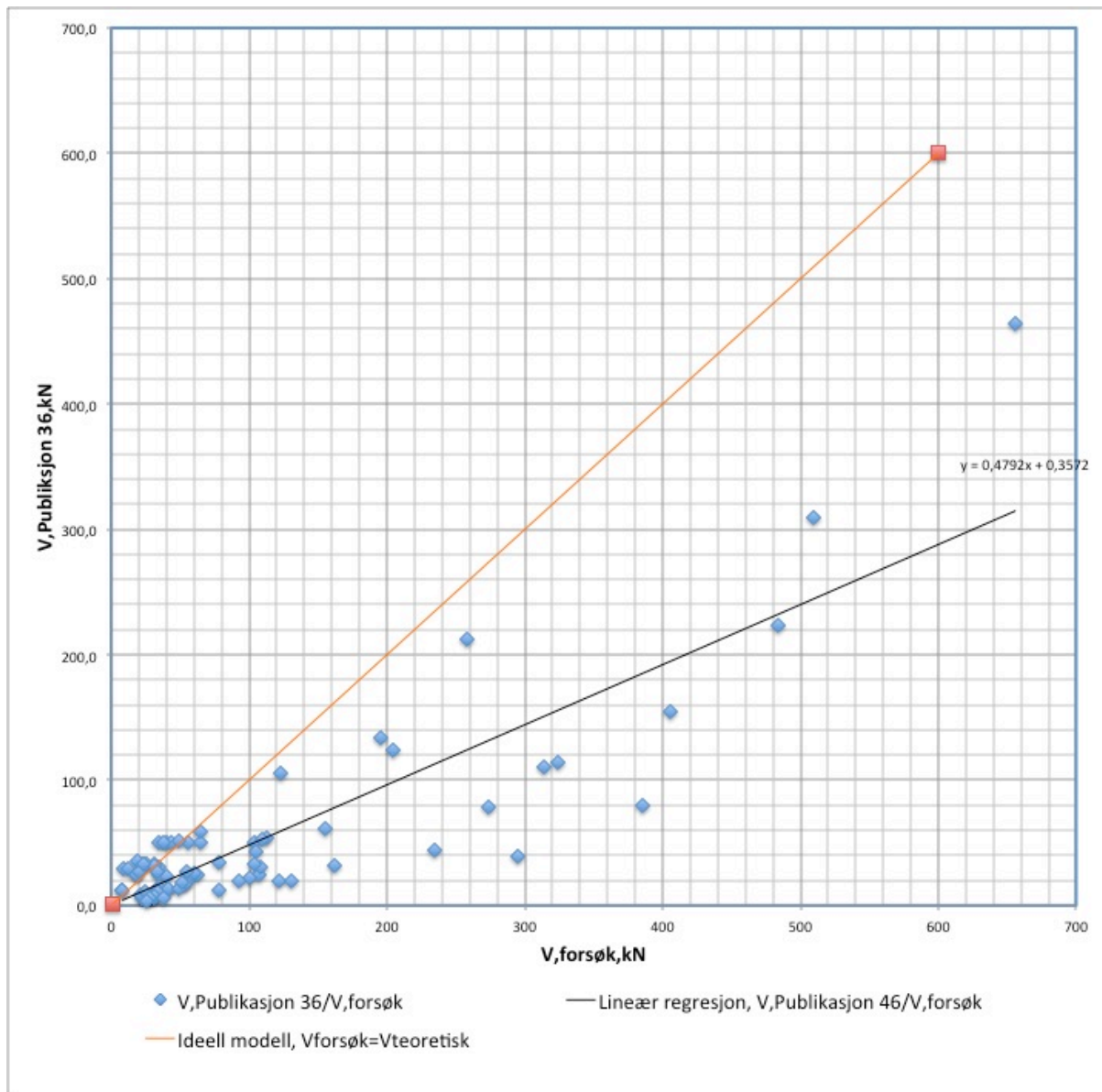
9.3 Publikasjon nr.36 av Norsk Betongforening

Den teoretiske modellen til Norsk Betongforening omhandler ikke S-forsterkning. I denne rapporten er det valgt å behandle S- og U-bjelker likt som en forenkling.

For beregningene se vedlegg 2. Analyseresultater for sammenligning av den teoretiske modellen fra Publikasjon nr.36 av Norsk Betongforening og empiriske resultater er presentert i figur 9.1 og tabell 9.1

$\gamma_{\text{mod},m}$	0,650
$\gamma_{\text{mod},95\%}$	1,567
s	0,558
COV	0,858
P($\gamma_{\text{mod},m} < 1$)	0,771

Tabell 9.1 Analyseresultater for Publikasjon nr.36.



Figur 9.1 Analyseresultater for Publikasjon nr. 36.

Resultater indikerer på at modellen til Norsk Betongforening ikke er tilstrekkelig konservativ, siden 95%-kvantilen ligger nesten 60 prosent over den ønskede verdien. Variasjonskoeffisienten ligger på omtrent 86 prosent, noe som også synes til å være for høyt.

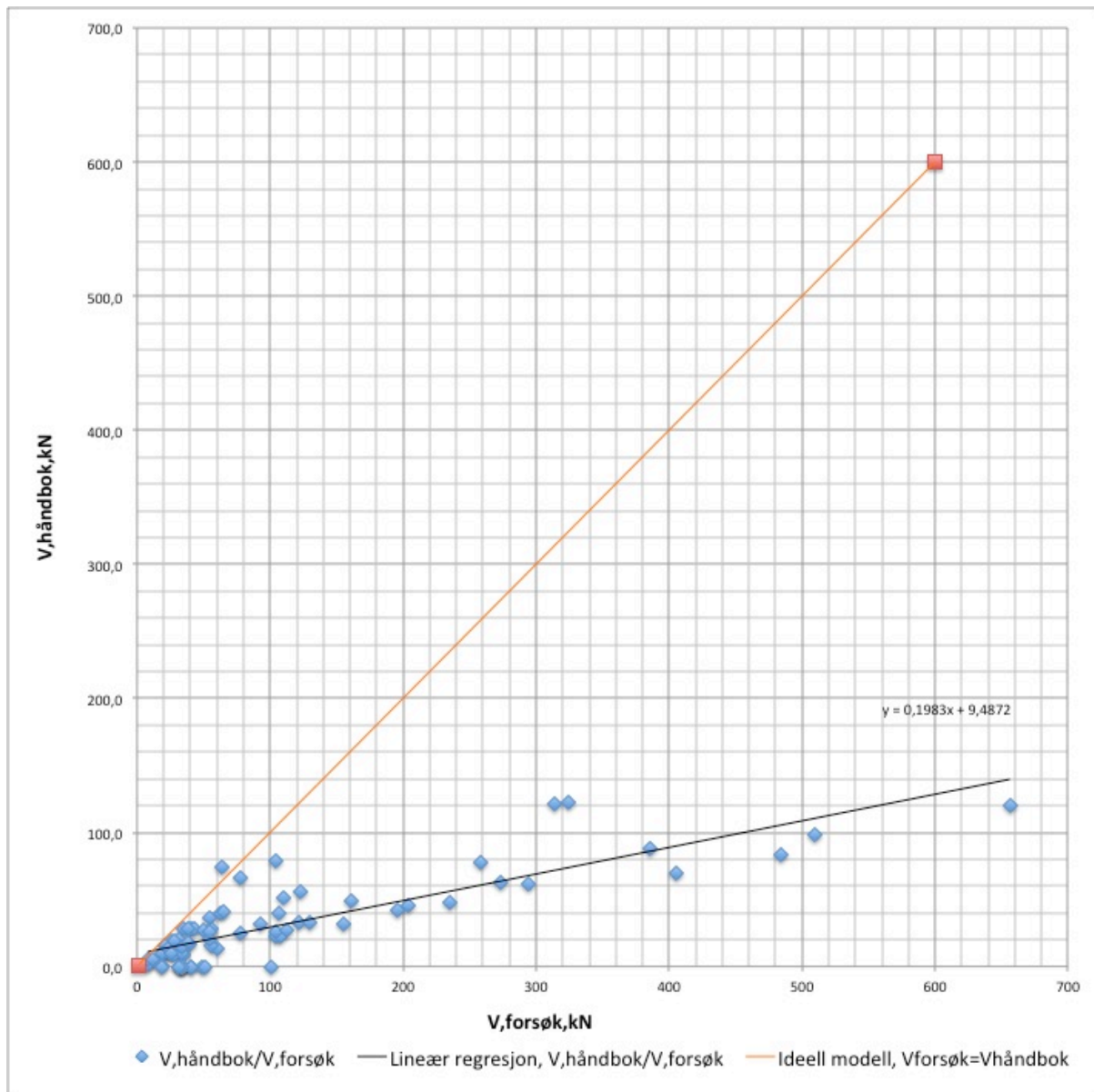
9.4 Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer

Dette regelverket gir ingen retningslinjer for bjelker med S-forsterkning. I denne rapporten blir det benyttet samme regler for S- og U-konfigurasjoner som en forenkling. Det er heller ikke oppgitt hva slags rissvinkel θ som bør brukes i beregningene, derfor det ble valgt å bruke den vinkelen som er rapportert i forsøksserier.

Analyseresultater for sammenligning av teoretisk modell fra *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer* og empiriske resultater er presentert i tabell 9.2 og figur 9.2. For fullstendig analyse se vedlegg 3. Modellen gir nokså god sikkerhet der 95%-kvantilen ligger under 1 og nesten 99% av alle resultater gir verdi på under 1. Variasjonskoeffisient ligger på nesten 67%.

$\gamma_{\text{mod,m}}$	0,371
$\gamma_{\text{mod,95\%}}$	0,777
s	0,246
COV	0,664
$P(\gamma_{\text{mod,m}} < 1)$	0,988

Tabell 9.2 Analyseresultater for *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer*.



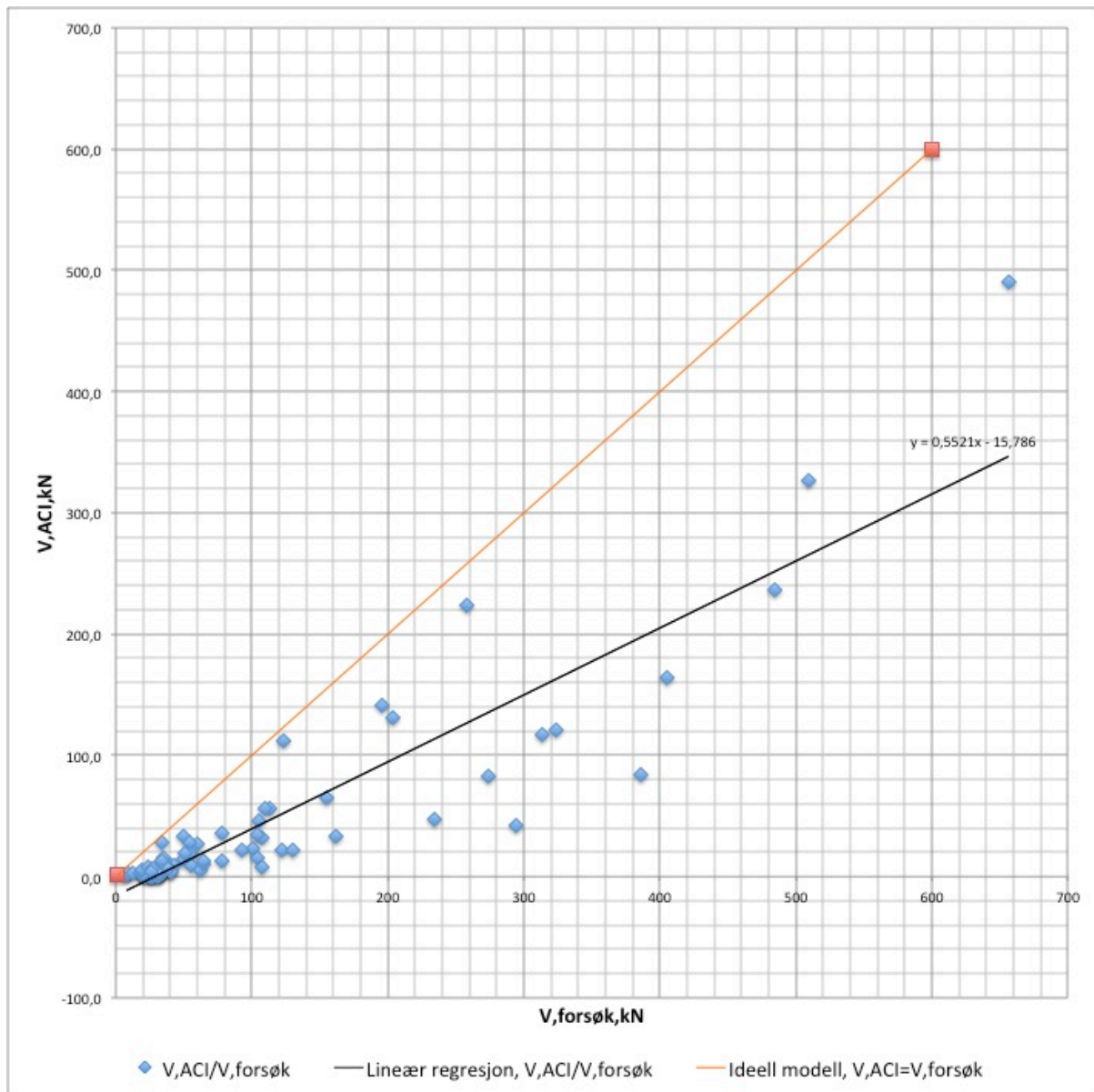
Figur 9.2 Analyseresultater for Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer.

9.5 ACI 440.2R

Analyseresultater for sammenligning av teoretisk modell fra *ACI 440.2R* og empiriske resultater er presentert i tabell 9.3 og figur 9.3. Ellers er beregningene presentert i vedlegg 4.

$\gamma_{\text{mod},m}$	0,263
$\gamma_{\text{mod},95\%}$	0,620
S	0,217
COV	0,827
$P(\gamma_{\text{mod},m} < 1)$	1,000

Tabell 9.3 Analyseresultater for ACI 440.2R.



Figur 9.3 Analyseresultater for ACI 440.2R.

Modellen gir resultater som ligger på sikker side, der 100 % av resultater er under 1. Variasjonskoeffisienten ligger på 83 %.

10 Diskusjon

10.1 Sikkerhetsnivå

Analysen av beregningsmodellen til Norsk Betongforening indikerer at dette regelverket ikke gir godt nok sikkerhetsnivå i motsetning til de to andre standardene. Det som skiller regelverket til Thorenfeldt et al. (2006) fra de to andre er behandlingen av effektiv tøyning i FRP-materiale ved debonding. Publikasjon nr. 36 tilsier at hvis tilgjengelig forankringslengde er mindre enn den effektive forankringslengden, så reduseres tillatte spenninger i FRP-laminater proporsjonalt med tilgjengelig forankringslengde. Regelverkene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) tilsier at dersom tilgjengelig forankringslengde er mindre enn den effektive forankringslengden, så betyr dette at FRP-forsterkning ikke bidrar med skjærkraftkapasitet i det hele tatt. Det er klart at modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) uttrykker effektiv tøyning i FRP-laminater ved forankringsbrudd på en mer konservativ måte, noe som gjenspeiles også i resultatene av analysen.

Sammenhengen mellom definisjonen av effektiv høyde for FRP-materialet og sikkerhetsnivået er også gjenspeilet i resultatene. Modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) har påvist 95%-kvantiler på henholdsvis 0,777 og 0,620. ACI Committee 440 (2008) skiller mellom S- og U-konfigurasjoner i sin definisjon av effektiv høyde for FRP-materialet. Effektiv høyde for S-forsterkning er betydelig mindre enn for U-forsterkning. Dette betyr at S-systemer generelt vil ha lavere kapasitet etter beregningsformlene til ACI Committee 440 (2008). Siden Täljsten et al. (2011) og Thorenfeldt et al. (2006) ikke definerer konkrete regler for bjelker med S-forsterkning, ble det valgt å benytte samme regler for S- og U-konfigurasjoner. Dette medfører at begrensningen av effektiv høyde ble lik for både S- og U-konfigurasjoner. Det kan også være grunnen til at resultater for Täljsten et al. (2011) og Thorenfeldt et al. (2006) er mindre konservative enn for ACI Committee 440 (2008).

10.2 Korrelasjon mellom eksperimentelle resultater og teoretiske modeller.

Resultatene av den statistiske analysen tyder på at ingen av modellene viser god korrelasjon med forsøksdata. Modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) gir resultater med godt sikkerhetsnivå, men variasjonskoeffisientene har veldig høye verdier. Analysen av den teoretiske modellen til Thorenfeldt et al. (2006) har vist en variasjonskoeffisient på nesten 86%, mens modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) ga variasjonskoeffisientene på henholdsvis 66 % og 83 %.

Det kan være forskjellige grunner til såpass høye standardavvik. En grunn kan være at de teoretiske formlene bygger på feilaktige antagelser og ikke beskriver realiteten godt nok.

Som nevnt tidligere, ble det valgt å ikke skille mellom U- og S-forsterkninger i beregninger av skjærbidraget fra FRP-materialet i modellene til Thorenfeldt et al. (2006) og Täljsten et al. (2011) på grunn av mangelen av eksplisitte regler for disse to konfigurasjonene i retningslinjene. Dette kan være en kilde til feilaktig estimat av effekten fra FRP i skjærkraftoverføring.

Proporsjonalitet mellom tøyningene i FRP-materialet og strekkfastheten til betongen er også uttrykt på forskjellige måter. Thorenfeldt et al. (2006), Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) tilsier at tøyningene i FRP-forsterkning ved debonding er proporsjonale med henholdsvis $f_{\text{strekk}}^{0,5}$, $f_{\text{strekk}}^{0,23}$ og $f_{\text{strekk}}^{2/3}$, der f_{strekk} er strekkfastheten til betongen. Dette innebærer at (ACI Committee 440, 2008) viser sterkest relasjon mellom strekkfastheten til betongen og delamineringsbrudd. Dette kan bety at denne relasjonen er overvurdert etter analyseresultatene.

Täljsten et al. (2011) gir lavest variasjonskoeffisient. Denne modellen tar hensyn til forholdet mellom bredden og senteravstand mellom FRP-enhetene i motsetning til de andre modellene. Dette kan indikere at dette aspektet er undervurdert i de andre modellene. Ingen av modellene tar hensyn til verken interaksjon mellom skjærarmering og FRP-forsterkning eller egenskaper til limet som blir brukt for å montere FRP-laminater på betongoverflaten. Det kan være et tegn på at disse aspektene er av større

betydning enn tidligere antatt ved utarbeidelse av retningslinjer for dimensjonering av FRP-forsterkning.

Den andre grunnen kan være at de teoretiske modellene er validert og kalibrert ved hjelp av et begrenset utvalg av empiriske forsøk. I denne rapporten besto databasen av 83 forsøksresultater, noe som er relativt lite. Store variasjonskoeffisienter kan dermed skyldes et uheldig valg av databasen.

Alle modellene uttrykker effektiv forankringslengde ved hjelp av aksialstivhet til FRP-materialet. Modellen til ACI Committee 440 (2008) viser motsatt proporsjonalitet mellom effektiv forankringslengde og aksial stivhet i motsetning til de to andre modellene. Beregningsformelen til ACI Committee 440 (2008) er validert ved hjelp av for liten empirisk database, noe som er omtalt i avsnitt 5.1.3. Av den grunn er det ikke overraskende at modellen ikke viser god korrelasjon med en annen database.

Selv om variasjonskoeffisientene for alle modellene som ble analysert kan tyde på at modellene er for unøyaktige til praktisk bruk, er det viktig å påpeke at skjær oppførsel av betongbjelker forsterket med FRP-materiale er et svært komplekst og komplisert tema. Utført litteraturstudium har vist at det finnes mange måter å påvise skjærkraftkapasiteten til en betongbjelker forsterket med FRP-laminater, både ved delaminering og fiberbrudd. Likevel er en del av de teoretiske modellene altfor kompliserte og er lite egnet til praktisk bruk i standarder og regelverk. Av den grunn er det en nødvendighet med en del begrensninger og snarveier for å gjøre teoretiske formler mer anvendbare. Det medfører at formlene gir lavere korrelasjon med forsøksresultater.

11 Konklusjon

Etter et relativt omfattende litteraturstudium som er presentert i kapitlene tre, fire og fem kan jeg trekke frem at oppførselen av betongbjelker forsterket med FRP-materiale er et svært komplekst tema, og det er ikke noe entydig enighet blant forskerne om hva slags teorier som er gjeldende. Denne usikkerheten rundt gjeldende teori om FRP-forsterkning av betongkonstruksjoner er også gjenspeilet i resultater i denne rapporten. Alle modeller har vist forskjellig korrelasjon mellom beregningsformlene og empirisk forsøksdata i tillegg til forskjellig sikkerhetsnivå.

Modellen til Thorenfeldt et al. (2006) har vist både lav sikkerhetsmargin og for dårlig korrelasjon med forsøksdata. Dette tyder på at denne modellen bør forbedres for praktisk anvendelse.

Modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) viser bedre sikkerhetsnivå, men er dessverre heller ikke godt korrelert med forsøksdata. Høye variasjonskoeffisienter kan tyde på at modellene ikke beskriver virkeligheten godt nok og er preget av for mange forenklinger og/eller begrensninger. Etter min mening er forenklinger en nødvendighet ved utarbeidelse av regelverk og standarder. Teoretiske beregninger for skjærkraftforsterkning med FRP-materiale er svært kompliserte og krever en del forenklinger for å gjøre formlene anvendbare. Det er klart at jo flere forenklinger det er, desto mindre presise blir modellene. Generelt bør man finne et kompromiss mellom hvor nøyaktige resultater reglene gir og hvor enkelt det er å anvende beregningsformler i standarder. I tilfellet med FRP-forsterkning er det dermed trolig nødvendig å bruke forholdsvis enkle regler med begrenset nøyaktighet, så lenge sikkerhetsnivået er bevart.

Min konklusjon er dermed at modellene til Täljsten et al. (2011) og ACI Committee 440 (2008) er egnet til praktisk bruk, men disse bør også kalibreres ved hjelp av en større empirisk database for å oppnå bedre nøyaktighet. Selv om alle modellene opererer med samme type variabler gir de svært forskjellige resultater. For å utbedre modellene bør det utføres et omfattende parameterstudie som baserer seg på forsøk i full skala.

Teorier som ligger til grunn for reglene i standardene er basert på forsøk med FRP-laminater limt på betongprisme. Av den grunn ville det vært aktuelt å undersøke skalaeffekten ved vurdering av effekten til FRP-materialet ved skjærforsterkning. I tillegg bør effekten fra interaksjon mellom skjærarmering og FRP-forsterkning og egenskaper til limet inkluderes i parameterstudiet og muligens inkluderes i modellene.

12 Referanser

- ACI Committee 440 (2008) *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-08)*, Farmington Hills: American Concrete Institute.
- Andersen, A. and Stokke, R. (2004) *Kompositt-/sandwichmaterialer for bruk i fiskeflåten*: SINTEF Materialer og Kjemi.
- Baggio, D. F. (2003) *Effect of FRP Anchors on the FRP Rehabilitation of Shear Critical RC Beams and Flexure Critical RC Slabs*. Master of Applied Science University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada.
- Bakis, C., Bank, L., Brown, V., Cosenza, E., Davalos, J., Lesko, J., Machida, A., Rizkalla, S. and Triantafillou, T. (2002) 'Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction—State-of-the-Art Review', *Journal of Composites for Construction*, 6(2), pp. 73-87.
- Belarbi, A. and Acun, B. (2013) 'FRP Systems in Shear Strengthening of Reinforced Concrete Structures', *Procedia Engineering*, 57, pp. 2-8.
- Belarbi, A., Bae, S.-W., Ayoub, A., Kuchma, D., Mirmiran, A. and Okeil, A. (2011a) *Design of FRP systems for strengthening concrete girders in shear. Volum 678 of National Cooperative Highway Research Program Report* Washington: Transportation Research Board.
- Belarbi, A., Bae, S.-W., Ayouz, A., Kuchma, D., Mirmiran, A. and Okeil, A. (2011b) *Design for FRP Systems for Strengthening Concrete Girders in Shear*: Missouri University of Science and Technology.
- Bisby, L. A. 2003. ISIS Educational Module 2: An introduction to FRP composites for construction A Canadian Network of Centers of Excellence
- Cao, S. Y., Chen, J. F., Teng, J. G., Hao, Z. and Chen, J. (2005) 'Debonding in RC Beams Shear Strengthened with Complete FRP Wraps', *Journal of Composites for Construction*, (9), pp. 217-428.
- Carolin, A. and Täljsten, B. (2005) 'Theoretical Study of Strengthening for Increased Shear Bearing Capacity', *Journal of Composites for Construction*, 9(6), pp. 497–506.
- Chen, J. F. and Teng, J. G. (2001) 'Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete', 127(7), pp. 784–791.

- Chen, J. F. and Teng, J. G. (2003a) 'Shear Capacity of Fiber-Reinforced Polymer-Strengthened Reinforced Concrete Beams: Fiber Reinforced Polymer Rupture', *Journal of Structural Engineering*, 129(5), pp. 615-625.
- Chen, J. F. and Teng, J. G. (2003b) 'Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding', *Construction and Building Materials*, 17, pp. 27-41.
- Dai, J. G., Ueda, T., Sato, Y. and Ito, T. (2005) 'Flexural strengthening of RC beams using externally bonded FRP sheets through flexible adhesive bonding', *International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures*.
- Engen, M. (2012) *Sammenligning av metoder for skjærdimensjonering av betong* Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Trondheim.
- fib Fédération internationale du béton (2001) *Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures: Technical Report on the Design and Use of Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Reinforced Concrete (RC) Structures*. International Federation for Structural Concrete.
- fib Fédération internationale du béton (2006) *Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs, With Emphasis on Seismic Applications: Technical Report*: International Federation for Structural Concrete (9782883940758). Available at: <https://books.google.no/books?id=1WTpdoH7OFsC>.
- Foster, S. J. and Khomwan, N. 'Determination of bond stress versus slip for externally bonded FRP from standardised bond strength tests'. *International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures*, Hong Kong, China: International Institute for FRP in Construction.
- Ghaffar, A., Javed, A., Rehman, H. u., Kafeel, A. and Ilyas, M. (2010) 'Development of Shear Capacity Equations for Rectangular Reinforced Concrete Beams', *Pakistan Journal of Engineering and Applied Sciences*, 6, pp. 1-8.
- Hayman, B. (2011) *Laminates* [Forelesning], University of Oslo: Department of Mathematics.
- Khalifa, A., Gold, J. W., Nanni, A. and Aziz M.I., A. (1998) 'Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of Flexural Members', *ASCE-Journal of Composites for Construction*, 2(4), pp. 195- 203.
- Kim, G., Sim, J. and Oh, H. (2008) 'Shear strength of strengthened RC beams with FRPs in shear', *Construction and Building Materials*, 22(6), pp. 1261-1270.

- Lu, X. Z., Teng, J. G., Yea, L. P. and Jiang, J. J. (2005) 'Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete', *Engineering Structures*, 27, pp. 920-937.
- Mofidi, A. and Chaallal, O. (2011) 'Shear Strengthening of RC Beams with EB FRP: Influencing Factors and Conceptual Debonding Model', *Journal of Composites for Construction*, 15(1), pp. 62-74.
- Mosallam, A. S. and Banerjee, S. (2007) 'Shear enhancement of reinforced concrete beams strengthened with FRP composite laminates', *Composites Part B: Engineering*, 38(5-6), pp. 781-793.
- Pellegrino, C. and Modena, C. (2002) 'Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement', *Journal of Composites for Construction*, 6(2), pp. 104-111.
- Raju (2014) 'Review on Shear Behaviour of Reinforced Concrete Beam without Transverse Reinforcement', *International Journal of Engineering Research and Applications (IJERA)*, 4(4), pp. 116-121.
- Sas, G. (2008) *FRP shear strengthening of RC beams and walls*. Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden.
- Standard Norge (2008) *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1: Almene regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008*.
- Sørensen, S. I. (2010) *Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
- Thorenfeldt, E., Taljsten, B., Rødsætre, J. and Sandaker, T. (2006) *Forsterkning av betongkonstruksjoner*, Sandvika, Norway.
- Triantafillou, T. C. (1998) 'Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy bonded FRP composites', *ACI-Structural Journal*, 95(2), pp. 107-115.
- Triantafillou, T. C. and Antonopoulos, C. P. (2000) 'Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP', *Journal of Composites for Construction*, 4(4), pp. 198-205.
- Täljsten, B. (2002) *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures: Design Guidelines*. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology [Avd. för konstruktionsteknik, Luleå tekniska univ.].
- Täljsten, B., Blanksvärd, T. and Sas, G. (2011) *Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruksjoner med pålimmade fiberkompositer*. Luleå: Luleå tekniska universitet.

Ueda, T. and Dai, J. G. 'New Shear Bond Model for FRP-Concrete Interface-from Modeling to Application'. *2nd International Conference on FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004*, Adelaide, Australia, 69–81.

Vedlegg 1 Forsøksdata

Forsøksdata

Referanse	Betongens trykkfæsthet f_c , (Mpa)	Betongens strekkfæsthet f_{ctm} , (Mpa)	Stegets tykkelse bw, (mm)	Bjælkens høyde h, (mm)	Effektiv dybde d, (mm)	FRP tykkelse t_{FRP} , (mm)	FRP høyde h_{FRP} , (mm)	FRP-type	FRP-konfigurasjon	E-modul til FRP, (Mpa)	Strekkefæsthet til FRP f_{FRP} , (Mpa)	Fiberretningen, β	$w_{FRP}/(s_{FRP} \sin \beta)$	wfrp/strp	Rissvinkel α	V frp,kN	Brudtype
1	37,7	3,5	150	150	113	3	150	GFRP	S	16000	200	90	0,40	0,40	45	8,2	Debonding
2	37,7	3,5	150	150	113	3	150	GFRP	S	16000	200	90	0,40	0,40	45	7,9	Debonding
3	37,7	3,5	150	150	113	3	150	GFRP	S	16000	200	90	1	1,00	45	8,7	Debonding
4	37,7	3,5	150	150	113	3	150	GFRP	S	16000	200	90	1	1,00	45	11,9	Debonding
5	35	3,2	150	150	210	1	250	CFRP	S	150000	2400	90	0,5	0,50	45	34,3	Debonding
6	27,5	2,6	152	152	101	0,222	152	CFRP	S	230000	3400	90	1	1,00	25	19,1	Debonding
7	27,5	2,6	152	152	101	0,333	152	CFRP	S	230000	3400	90	1	1,00	25	18,2	Debonding
8	27,5	2,6	152	152	101	0,33	152	CFRP	S	230000	3400	90	1	1,00	25	34,1	Debonding
9	39,2	3,5	200	200	160	0,097	200	CFRP	S	284000	3430	90	1	1,00	45	31,1	Debonding
10	39,2	3,5	200	200	160	0,097	200	CFRP	S	284000	3430	90	1	1,00	45	22,4	Debonding
11	39,2	3,5	200	200	160	0,097	200	CFRP	S	284000	3430	90	1	1,00	45	24,7	Debonding
12	39,2	3,5	200	200	160	0,097	200	CFRP	S	284000	3430	90	1	1,00	45	25,6	Debonding
13	28,5	2,9	150	150	220	0,167	250	CFRP	S	230000	3430	90	1	1,00	40	40,2	Debonding
14	28,5	2,9	150	150	220	0,167	250	CFRP	S	230000	3430	90	1	1,00	40	43,2	Debonding
15	28,5	2,9	150	150	220	0,167	250	CFRP	S	230000	3430	90	1	1,00	40	34,3	Debonding
16	28,5	2,9	150	150	220	0,167	250	CFRP	S	230000	3430	90	1	1,00	40	55,4	Debonding
17	28,5	2,9	150	150	220	0,167	250	CFRP	S	230000	3430	90	1	1,00	40	37,8	Debonding
18	42,5	3,5	200	300	260	0,11	300	CFRP	S	230000	3480	90	0,5	0,50	28	62,6	Debonding
19	37,5	3,2	200	300	260	0,11	300	CFRP	S	230000	3480	90	1	1,00	28	64,3	Debonding
20	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	90	0,67	0,67	20	27,1	Debonding
21	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	90	0,67	0,67	20	22,5	Debonding
22	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	45	0,67	0,47	20	28,1	Debonding
23	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	90	1	1,00	20	31,7	Debonding
24	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	90	1	1,00	20	25,8	Debonding
25	30	2,9	70	110	100	0,11	110	CFRP	S	235000	3300	45	1	0,71	20	30,9	Debonding
26	30	2,9	70	110	100	0,147	110	CFRP	S	235000	3300	90	1	1,00	20	26,4	Debonding
27	30	2,9	70	110	100	0,147	110	CFRP	S	235000	3300	90	1	1,00	20	21,1	Debonding
28	30	2,9	70	110	100	0,147	110	CFRP	S	235000	3300	45	1	0,71	20	24,3	Debonding
29	24,1	2,6	100	200	160	0,097	200	CFRP	S	230000	2454	90	1	1,00	45	20,1	Debonding
30	26,9	2,6	100	200	160	0,097	200	CFRP	S	230000	2454	45	1	0,71	45	31,4	Debonding
31	26,9	2,6	100	200	160	0,194	200	CFRP	S	230000	2454	90	1	1,00	45	19,2	Debonding
32	39,2	3,5	200	200	160	0,097	200	CFRP	U	284000	3430	90	1	1,00	45	23,7	Debonding
33	20,5	2,2	150	305	264	0,165	305	CFRP	U	228000	3790	90	0,4	0,40	35	40	Debonding
34	20,5	2,2	150	305	264	0,165	305	CFRP	U	228000	3790	90	1	1,00	35	65	Debonding
35	36,5	3,2	127	203	165	1,68	203	CFRP	U	200000	105	45	0,71	0,71	35	49,3	Debonding
36	41,3	3,5	200	300	260	0,11	300	CFRP	U	230000	3480	90	0,5	0,50	28	107,1	Debonding
37	39,7	3,5	200	300	260	0,11	300	CFRP	U	230000	3480	90	1	1,00	28	104,4	Debonding
38	35,1	3,2	200	450	390	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,16	0,16	30	41,1	Debonding
39	36,8	3,2	200	450	390	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,13	0,13	25	33,9	Debonding
40	35,8	3,2	200	450	390	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,08	0,08	25	31,3	Debonding
41	33,5	3,2	600	600	540	0,111	600	CFRP	W	252000	4312	90	1	1,00	35	32,4	Fiberbrudd
42	33,5	3,2	600	600	540	0,111	600	CFRP	W	244000	3832	90	1	1,00	35	31,4	Fiberbrudd
43	24,8	2,6	200	400	320	0,111	400	CFRP	W	230000	3480	90	0,233	0,23	45	34,6	Fiberbrudd
44	24,9	2,6	200	400	320	0,111	400	CFRP	W	230000	3480	90	0,407	0,41	45	60,4	Fiberbrudd
45	25,2	2,6	200	400	320	0,111	400	CFRP	W	230000	3480	90	0,698	0,70	45	104,7	Fiberbrudd
46	25,4	2,6	200	400	320	0,111	400	CFRP	W	230000	3480	90	1	1,00	45	155,3	Fiberbrudd
47	25,6	2,6	200	400	320	0,222	400	CFRP	W	230000	3480	90	1	1,00	45	203,9	Fiberbrudd

48	25,8	2,5	200	400	320	0,144	400	AFRP	W	87000	2450	90	0,407	0,41	45	33,4 Fiberbrudd
49	25,9	2,6	200	400	320	0,144	400	AFRP	W	87000	2450	90	0,698	0,70	45	55,2 Fiberbrudd
50	26,1	2,6	200	400	320	0,144	400	AFRP	W	87000	2450	90	1	1,00	45	107,8 Fiberbrudd
51	30,7	2,9	600	600	510	0,167	600	CFRP	W	240000	3834	90	1	1,00	45	405,6 Fiberbrudd
52	30,7	2,9	600	600	510	0,334	600	CFRP	W	240000	3834	90	1	1,00	45	509,1 Fiberbrudd
53	30,7	2,9	600	600	510	0,501	600	CFRP	W	240000	3834	90	1	1,00	45	656,1 Fiberbrudd
54	30,7	2,9	600	600	510	0,241	600	CFRP+AFRP	W	240000	3834	90	1	1,00	45	484,1 Fiberbrudd
55	32,6	2,9	250	500	400	0,111	500	CFRP	W	244000	3990	90	0,4	0,40	40	104,2 Fiberbrudd
56	32,6	3,2	250	500	400	0,169	500	AFRP	W	90000	2920	90	0,4	0,40	40	55 Fiberbrudd
57	34,6	3,2	400	700	600	0,111	700	CFRP	W	244000	3990	90	0,64	0,64	40	273,8 Fiberbrudd
58	34,6	3,2	400	700	600	0,169	700	AFRP	W	90000	2920	90	0,64	0,64	40	234,6 Fiberbrudd
59	32,2	2,9	600	600	560	0,033	600	CFRP	W	246000	2744	90	1	1,00	35	77,9 Fiberbrudd
60	29,5	2,9	600	600	560	0,055	600	AFRP	W	115000	2260	90	0,635	0,64	35	54 Fiberbrudd
61	24,3	2,6	300	300	260	0,11	300	CFRP	W	248000	3430	90	1	1,00	45	113 Fiberbrudd
62	24,3	2,6	300	300	260	0,275	300	CFRP	W	248000	3430	90	1	1,00	45	196 Fiberbrudd
63	25,2	2,6	600	600	554	0,11	600	CFRP	W	230000	2803	90	1	1,00	45	123 Fiberbrudd
64	25,2	2,6	600	600	554	0,22	600	CFRP	W	230000	2803	90	1	1,00	45	258 Fiberbrudd
65	35,1	3,2	200	450	450	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,16	0,16	30	41,1 Fiberbrudd
66	36,8	3,2	200	450	450	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,125	0,13	25	33,8 Fiberbrudd
67	35,8	3,2	200	450	450	0,11	450	CFRP	U	230000	3494	90	0,08	0,08	25	31,2 Fiberbrudd
68	34,7	3,2	200	450	450	0,11	450	CFRP	W	230000	3494	90	0,25	0,25	25	100,7 Fiberbrudd
69	24,1	2,6	100	200	160	0,097	200	CFRP	W	230000	2454	90	1	1,00	45	33,8 Fiberbrudd
70	43	3,8	150	300	272	0,044	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	27,5 Fiberbrudd
71	43	3,8	150	300	272	0,044	300	AFRP	W	73000	2700	90	0,5	0,50	38	26 Fiberbrudd
72	44,8	3,8	150	300	272	0,088	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	49,4 Fiberbrudd
73	40,5	3,5	300	300	257	0,111	300	CFRP	W	244000	4280	90	1	1,00	38	109,8 Fiberbrudd
74	40,5	3,5	300	300	257	0,111	300	CFRP	W	244000	4280	90	0,5	0,50	38	54,8 Fiberbrudd
75	44,8	3,8	150	300	272	0,111	300	CFRP	W	244000	4280	90	0,318	0,32	38	51,4 Fiberbrudd
76	45,6	3,8	300	300	253	0,044	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	38 Fiberbrudd
77	41,9	3,5	300	300	253	0,088	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	77,8 Fiberbrudd
78	41,9	3,5	300	300	253	0,144	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	92,8 Fiberbrudd
79	42,7	3,8	300	300	253	0,144	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	122 Fiberbrudd
80	43,5	3,8	600	300	253	0,144	300	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	130,2 Fiberbrudd
81	39,9	3,5	450	450	399	0,144	450	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	161,5 Fiberbrudd
82	39,9	3,5	550	550	499	0,144	550	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	294,5 Fiberbrudd
83	40,6	3,5	550	550	499	0,288	550	AFRP	W	73000	2700	90	1	1,00	38	385,9 Fiberbrudd

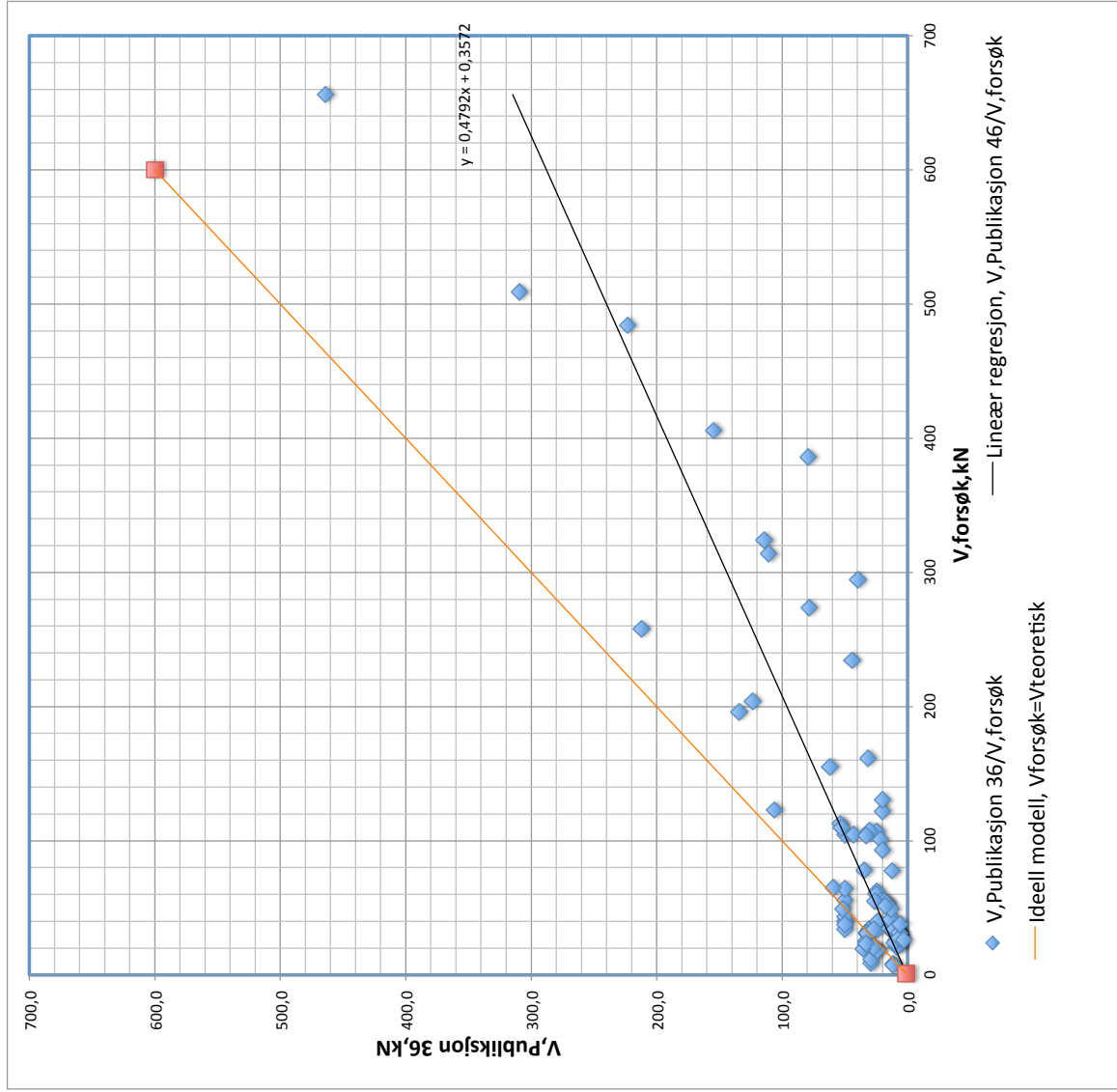
Vedlegg 2 Analyse av den teoretiske modellen i Publikasjon nr. 36

Publikasjon 36 av Norsk Betongforening

Referanse	z	Af/sf	$\theta=\alpha+\beta-90$	ϵ_{fu}	ef, fiberbrudd(lign. 6.9)	lcr(lign. 6.13)	la (lign. 6.16)	ef,debonding, max(lign.6.15)	ef,debonding (lign.6.15 eller 6.18)	ef	Vf,KN (lign. 6.4)	Sjekk mot Yj<1	Yj
1	101,7	2,4	45,0	0,0125	0,005	82,8	48,3	0,0060	0,0035	0,0035	11,6	0	1,410
2	101,7	2,4	45,0	0,0125	0,005	82,8	48,3	0,0060	0,0035	0,0035	11,6	0	1,464
3	101,7	6,0	45,0	0,0125	0,005	82,8	48,3	0,0060	0,0035	0,0035	28,9	0	3,323
4	101,7	6,0	45,0	0,0125	0,005	82,8	48,3	0,0060	0,0035	0,0035	28,9	0	2,430
5	189,0	1,0	45,0	0,0160	0,005	153,1	61,0	0,0033	0,0013	0,0013	31,0	1	0,904
6	90,9	0,4	45,0	0,0148	0,005	99,1	61,1	0,0050	0,0031	0,0031	24,3	0	1,272
7	90,9	0,7	45,0	0,0148	0,005	121,4	61,1	0,0041	0,0021	0,0021	24,3	0	1,334
8	90,9	0,7	45,0	0,0148	0,005	120,8	61,1	0,0041	0,0021	0,0021	24,3	1	0,712
9	144,0	0,2	45,0	0,0121	0,005	62,7	56,0	0,0080	0,0071	0,0071	33,4	0	1,073
10	144,0	0,2	45,0	0,0121	0,005	62,7	56,0	0,0080	0,0071	0,0071	33,4	0	1,489
11	144,0	0,2	45,0	0,0121	0,005	62,7	56,0	0,0080	0,0071	0,0071	33,4	0	1,351
12	144,0	0,2	45,0	0,0121	0,005	62,7	56,0	0,0080	0,0071	0,0071	33,4	0	1,303
13	198,0	0,3	45,0	0,0149	0,005	81,4	52,0	0,0061	0,0039	0,0039	50,2	0	1,249
14	198,0	0,3	45,0	0,0149	0,005	81,4	52,0	0,0061	0,0039	0,0039	50,2	0	1,162
15	198,0	0,3	45,0	0,0149	0,005	81,4	52,0	0,0061	0,0039	0,0039	50,2	0	1,464
16	198,0	0,3	45,0	0,0149	0,005	81,4	52,0	0,0061	0,0039	0,0039	50,2	1	0,906
17	198,0	0,3	45,0	0,0149	0,005	81,4	52,0	0,0061	0,0039	0,0039	50,2	0	1,328
18	234,0	0,1	45,0	0,0151	0,005	60,1	66,0	0,0083	0,0083	0,0050	24,9	1	0,398
19	234,0	0,2	45,0	0,0151	0,005	62,9	66,0	0,0080	0,0080	0,0050	49,8	1	0,774
20	90,0	0,1	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	5,9	1	0,217
21	90,0	0,1	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	5,9	1	0,261
22	90,0	0,1	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	7,0	1	0,249
23	90,0	0,2	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	8,8	1	0,277
24	90,0	0,2	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	8,8	1	0,340
25	90,0	0,2	45,0	0,0140	0,005	66,8	20,0	0,0075	0,0022	0,0022	10,4	1	0,338
26	90,0	0,3	45,0	0,0140	0,005	77,2	20,0	0,0065	0,0017	0,0017	8,8	1	0,333
27	90,0	0,3	45,0	0,0140	0,005	77,2	20,0	0,0065	0,0017	0,0017	8,8	1	0,416
28	90,0	0,2	45,0	0,0140	0,005	77,2	20,0	0,0065	0,0017	0,0017	10,4	1	0,430
29	144,0	0,2	45,0	0,0107	0,005	65,5	56,0	0,0076	0,0065	0,0050	27,0	0	1,344
30	144,0	0,1	45,0	0,0107	0,005	65,5	56,0	0,0076	0,0065	0,0050	32,1	0	1,023
31	144,0	0,4	45,0	0,0107	0,005	92,6	56,0	0,0054	0,0033	0,0033	35,3	0	1,837
32	144,0	0,2	45,0	0,0121	0,005	62,7	56,0	0,0080	0,0071	0,0050	33,4	0	1,407
33	237,6	0,1	45,0	0,0166	0,005	92,5	67,4	0,0054	0,0039	0,0039	23,7	1	0,593
34	237,6	0,3	45,0	0,0166	0,005	92,5	67,4	0,0054	0,0039	0,0039	59,3	1	0,912
35	148,5	2,4	0,0	0,0005	0,000	229,1	54,5	0,0022	0,0005	0,0005	51,8	0	1,051
36	234,0	0,1	45,0	0,0151	0,005	60,1	66,0	0,0083	0,0083	0,0050	24,9	1	0,232
37	234,0	0,2	45,0	0,0151	0,005	60,1	66,0	0,0083	0,0083	0,0050	49,8	1	0,477
38	351,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	99,0	0,0080	0,0080	0,0050	11,9	1	0,291
39	351,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	99,0	0,0080	0,0080	0,0050	9,7	1	0,286
40	351,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	99,0	0,0080	0,0080	0,0050	6,0	1	0,191

41	486,0	0,2	45,0	0,0171	0,005	66,1	114,0	0,0076	0,0076	0,0076	0,0050	114,3	1	0,353
42	486,0	0,2	45,0	0,0157	0,005	65,1	114,0	0,0077	0,0077	0,0077	0,0050	110,7	1	0,353
43	288,0	0,1	45,0	0,0151	0,005	70,1	112,0	0,0071	0,0071	0,0071	0,0050	14,4	1	0,416
44	288,0	0,1	45,0	0,0151	0,005	70,1	112,0	0,0071	0,0071	0,0071	0,0050	25,2	1	0,417
45	288,0	0,2	45,0	0,0151	0,005	70,1	112,0	0,0071	0,0071	0,0071	0,0050	43,2	1	0,412
46	288,0	0,2	45,0	0,0151	0,005	70,1	112,0	0,0071	0,0071	0,0071	0,0050	61,8	1	0,398
47	288,0	0,4	45,0	0,0151	0,005	99,1	112,0	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	123,7	1	0,606
48	288,0	0,1	45,0	0,0282	0,005	49,1	112,0	0,0102	0,0102	0,0102	0,0050	12,3	1	0,370
49	288,0	0,2	45,0	0,0282	0,005	49,1	112,0	0,0102	0,0102	0,0102	0,0050	21,2	1	0,384
50	288,0	0,3	45,0	0,0282	0,005	49,1	112,0	0,0102	0,0102	0,0102	0,0050	30,3	1	0,281
51	459,0	0,3	45,0	0,0160	0,005	83,1	141,0	0,0060	0,0060	0,0060	0,0050	154,7	1	0,381
52	459,0	0,7	45,0	0,0160	0,005	117,6	141,0	0,0043	0,0043	0,0043	0,0050	309,4	1	0,608
53	459,0	1,0	45,0	0,0160	0,005	144,0	141,0	0,0035	0,0035	0,0034	0,0050	464,1	1	0,707
54	459,0	0,5	45,0	0,0160	0,005	99,9	141,0	0,0050	0,0050	0,0050	0,0050	223,2	1	0,461
55	360,0	0,1	45,0	0,0164	0,005	68,3	140,0	0,0073	0,0073	0,0073	0,0050	32,8	1	0,315
56	360,0	0,1	45,0	0,0324	0,005	48,8	140,0	0,0103	0,0103	0,0103	0,0050	18,4	1	0,335
57	540,0	0,1	45,0	0,0164	0,005	65,1	160,0	0,0077	0,0077	0,0077	0,0050	78,7	1	0,287
58	540,0	0,2	45,0	0,0324	0,005	48,8	160,0	0,0103	0,0103	0,0103	0,0050	44,2	1	0,188
59	504,0	0,1	45,0	0,0112	0,005	37,4	96,0	0,0134	0,0134	0,0134	0,0050	34,4	1	0,442
60	504,0	0,1	45,0	0,0197	0,005	33,0	96,0	0,0151	0,0151	0,0151	0,0050	17,0	1	0,315
61	234,0	0,2	45,0	0,0138	0,005	72,4	66,0	0,0069	0,0069	0,0063	0,0050	53,7	1	0,475
62	234,0	0,6	45,0	0,0138	0,005	114,5	66,0	0,0044	0,0044	0,0025	0,0050	134,2	1	0,685
63	498,6	0,2	45,0	0,0122	0,005	69,8	101,4	0,0072	0,0072	0,0072	0,0050	106,1	1	0,862
64	498,6	0,4	45,0	0,0122	0,005	98,6	101,4	0,0051	0,0051	0,0051	0,0050	212,2	1	0,822
65	405,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	45,0	0,0080	0,0080	0,0057	0,0050	13,8	1	0,335
66	405,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	45,0	0,0080	0,0080	0,0057	0,0050	10,8	1	0,319
67	405,0	0,0	45,0	0,0152	0,005	62,9	45,0	0,0080	0,0080	0,0057	0,0050	6,9	1	0,221
68	405,0	0,1	45,0	0,0152	0,005	62,9	45,0	0,0080	0,0080	0,0057	0,0050	21,5	1	0,214
69	144,0	0,2	45,0	0,0107	0,005	65,5	56,0	0,0076	0,0065	0,0065	0,0050	27,0	1	0,799
70	244,8	0,1	45,0	0,0370	0,005	20,6	55,2	0,0243	0,0243	0,0243	0,0050	6,6	1	0,240
71	244,8	0,0	45,0	0,0370	0,005	20,6	55,2	0,0243	0,0243	0,0243	0,0050	3,3	1	0,127
72	244,8	0,2	45,0	0,0370	0,005	29,1	55,2	0,0172	0,0172	0,0172	0,0050	13,2	1	0,268
73	231,3	0,2	45,0	0,0175	0,005	62,2	68,7	0,0080	0,0080	0,0080	0,0050	52,7	1	0,480
74	231,3	0,1	45,0	0,0175	0,005	62,2	68,7	0,0080	0,0080	0,0080	0,0050	26,3	1	0,481
75	244,8	0,1	45,0	0,0175	0,005	59,7	55,2	0,0084	0,0077	0,0077	0,0050	17,7	1	0,345
76	227,7	0,1	45,0	0,0370	0,005	20,6	72,3	0,0243	0,0243	0,0243	0,0050	6,2	1	0,162
77	227,7	0,2	45,0	0,0370	0,005	30,3	72,3	0,0165	0,0165	0,0165	0,0050	12,3	1	0,158
78	227,7	0,3	45,0	0,0370	0,005	38,8	72,3	0,0129	0,0129	0,0129	0,0050	20,1	1	0,217
79	227,7	0,3	45,0	0,0370	0,005	37,2	72,3	0,0134	0,0134	0,0134	0,0050	20,1	1	0,165
80	227,7	0,3	45,0	0,0370	0,005	37,2	72,3	0,0134	0,0134	0,0134	0,0050	20,1	1	0,155
81	359,1	0,3	45,0	0,0370	0,005	38,8	90,9	0,0129	0,0129	0,0129	0,0050	31,7	1	0,197
82	449,1	0,3	45,0	0,0370	0,005	38,8	100,9	0,0129	0,0129	0,0129	0,0050	39,7	1	0,135
83	449,1	0,6	45,0	0,0370	0,005	54,8	100,9	0,0091	0,0091	0,0091	0,0050	79,4	1	0,206

$\gamma_{mod,m}$	0,650
$\gamma_{mod,95\%}$	1,567
s	0,558
COV	0,858
$P(\gamma_{mod,m} < 1)$	0,771

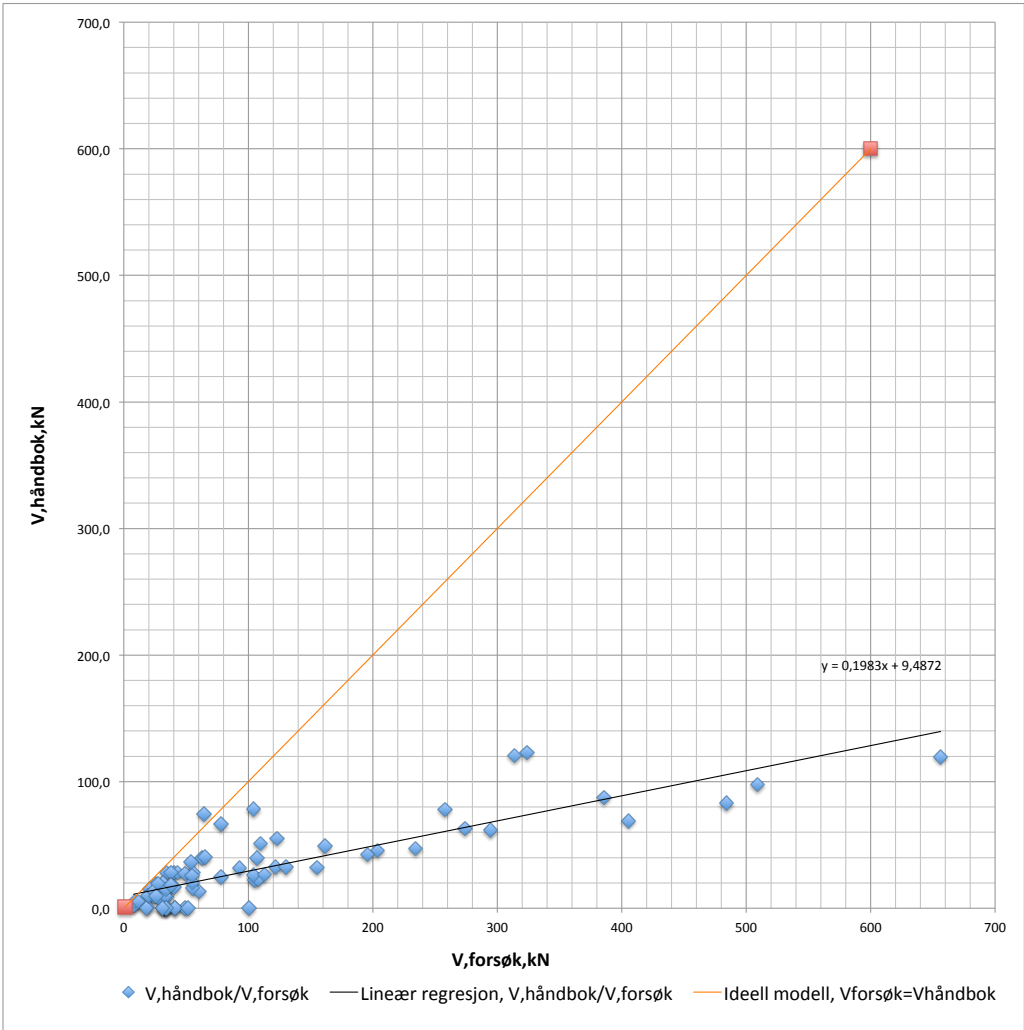


Vedlegg 3 Analyse av den teoretiske modellen i Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer

Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkomposit

Referanse	Af (lign. 7.2)	def(lign.7.4)	$\alpha=\theta+\beta-90$	Lef (lign.7.3)	lef(lign.7.5)	kb(lign. 7.8)	Gf(lign.7.7)	ef,bd(lign. 7.6)	$\epsilon_{f,ud}$	wf/sf $\geq 0,33$	Vf,kN(lign. 7.1)	γ_i	Sjekk mot $\gamma_i < 1$
1	2,40	30,19	0,79	30,19	82,81	1,07	0,36840	0,0039	0,0125	1	2,3	0,277	1
2	2,40	30,19	0,79	30,19	82,81	1,07	0,36840	0,0039	0,0125	1	2,3	0,287	1
3	6,00	30,19	0,79	30,19	82,81	1,00	0,34461	0,0038	0,0125	1	5,5	0,631	1
4	6,00	30,19	0,79	30,19	82,81	1,00	0,34461	0,0038	0,0125	1	5,5	0,461	1
5	1,00	56,91	0,79	56,91	153,09	1,00	0,31749	0,0021	0,0160	1	8,8	0,256	1
6	0,44	1,91	0,44	4,09	99,09	1,00	0,25367	0,0032	0,0148	1	1,1	0,057	1
7	0,67	-20,36	0,44	-43,67	121,36	1,00	0,25367	0,0026	0,0148	1	0,0	0,000	1
8	0,66	-19,81	0,44	-42,49	120,81	1,00	0,25367	0,0026	0,0148	1	0,0	0,000	1
9	0,19	97,27	0,79	97,27	62,73	1,00	0,35140	0,0051	0,0121	1	13,5	0,435	1
10	0,19	97,27	0,79	97,27	62,73	1,00	0,35140	0,0051	0,0121	1	13,5	0,604	1
11	0,19	97,27	0,79	97,27	62,73	1,00	0,35140	0,0051	0,0121	1	13,5	0,548	1
12	0,19	97,27	0,79	97,27	62,73	1,00	0,35140	0,0051	0,0121	1	13,5	0,529	1
13	0,33	138,62	0,70	165,20	81,38	1,00	0,27274	0,0038	0,0149	1	28,1	0,698	1
14	0,33	138,62	0,70	165,20	81,38	1,00	0,27274	0,0038	0,0149	1	28,1	0,650	1
15	0,33	138,62	0,70	165,20	81,38	1,00	0,27274	0,0038	0,0149	1	28,1	0,818	1
16	0,33	138,62	0,70	165,20	81,38	1,00	0,27274	0,0038	0,0149	1	28,1	0,507	1
17	0,33	138,62	0,70	165,20	81,38	1,00	0,27274	0,0038	0,0149	1	28,1	0,742	1
18	0,11	199,88	0,49	375,92	60,12	1,00	0,36589	0,0054	0,0151	1	39,9	0,637	1
19	0,22	197,13	0,49	370,74	62,87	1,00	0,32863	0,0051	0,0151	1	74,5	1,159	0
20	0,15	33,24	0,35	91,33	66,76	1,00	0,27982	0,0047	0,0140	1	13,0	0,480	1
21	0,15	33,24	0,35	91,33	66,76	1,00	0,27982	0,0047	0,0140	1	13,0	0,578	1
22	0,10	33,24	0,44	124,57	66,76	1,02	0,28476	0,0047	0,0140	1	8,3	0,296	1
23	0,22	33,24	0,35	91,33	66,76	1,00	0,27982	0,0047	0,0140	1	19,4	0,612	1
24	0,22	33,24	0,35	91,33	66,76	1,00	0,27982	0,0047	0,0140	1	19,4	0,752	1
25	0,16	33,24	0,44	124,57	66,76	1,00	0,27982	0,0047	0,0140	1	12,3	0,398	1
26	0,29	22,82	0,35	62,71	77,18	1,00	0,27982	0,0040	0,0140	1	15,4	0,583	1
27	0,29	22,82	0,35	62,71	77,18	1,00	0,27982	0,0040	0,0140	1	15,4	0,730	1
28	0,21	22,82	0,44	85,53	77,18	1,00	0,27982	0,0040	0,0140	1	9,8	0,402	1
29	0,19	94,50	0,79	94,50	65,50	1,00	0,23747	0,0046	0,0107	1	9,7	0,484	1
30	0,14	94,50	0,00	189,00	65,50	1,00	0,25089	0,0047	0,0107	1	20,0	0,637	1
31	0,39	67,37	0,79	67,37	92,63	1,00	0,25089	0,0034	0,0107	1	10,1	0,525	1
32	0,19	97,27	0,79	97,27	62,73	1,00	0,35140	0,0051	0,0121	1	13,5	0,571	1
33	0,13	171,53	0,61	244,98	92,47	1,07	0,21538	0,0034	0,0166	1	16,7	0,419	1
34	0,33	171,53	0,61	244,98	92,47	1,00	0,20147	0,0033	0,0166	1	40,5	0,623	1
35	2,38	-64,13	0,17	-155,71	229,13	1,00	0,32422	0,0014	0,0005	1	0,0	0,000	1
36	0,11	199,88	0,49	375,92	60,12	1,00	0,36069	0,0053	0,0151	1	39,6	0,370	1
37	0,22	199,88	0,49	375,92	60,12	1,00	0,35363	0,0053	0,0151	1	78,4	0,751	1
38	0,04	327,13	0,52	566,60	62,87	1,26	0,40043	0,0056	0,0152	0	0,0	0,000	1
39	0,03	327,13	0,44	701,52	62,87	1,29	0,41880	0,0058	0,0152	0	0,0	0,000	1
40	0,02	327,13	0,44	701,52	62,87	1,33	0,42813	0,0058	0,0152	0	0,0	0,000	1
41	0,22	486,00	0,61	694,08	66,11	1,00	0,31061	0,0047	0,0171	1	122,8	0,379	1
42	0,22	486,00	0,61	694,08	65,05	1,00	0,31061	0,0048	0,0157	1	120,8	0,385	1
43	0,05	288,00	0,79	288,00	70,07	1,20	0,28838	0,0048	0,0151	0	0,0	0,000	1
44	0,09	288,00	0,79	288,00	70,07	1,06	0,25684	0,0045	0,0151	1	13,4	0,222	1
45	0,15	288,00	0,79	288,00	70,07	1,00	0,24283	0,0044	0,0151	1	22,4	0,214	1
46	0,22	288,00	0,79	288,00	70,07	1,00	0,24379	0,0044	0,0151	1	32,1	0,207	1
47	0,44	288,00	0,79	288,00	99,09	1,00	0,24475	0,0031	0,0151	1	45,5	0,223	1
48	0,12	288,00	0,79	288,00	49,08	1,06	0,26144	0,0065	0,0282	1	9,5	0,284	1
49	0,20	288,00	0,79	288,00	49,08	1,00	0,24618	0,0063	0,0282	1	15,8	0,286	1
50	0,29	288,00	0,79	288,00	49,08	1,00	0,24713	0,0063	0,0282	1	22,7	0,210	1
51	0,33	459,00	0,79	459,00	83,13	1,00	0,28307	0,0038	0,0160	1	69,1	0,170	1
52	0,67	459,00	0,79	459,00	117,56	1,00	0,28307	0,0027	0,0160	1	97,8	0,192	1
53	1,00	459,00	0,79	459,00	143,98	1,00	0,28307	0,0022	0,0160	1	119,8	0,183	1
54	0,48	459,00	0,79	459,00	99,86	1,00	0,28307	0,0031	0,0160	1	83,1	0,172	1
55	0,09	360,00	0,70	429,03	68,33	1,07	0,31184	0,0048	0,0164	1	26,2	0,251	1
56	0,14	360,00	0,70	429,03	48,75	1,07	0,32757	0,0066	0,0324	1	20,1	0,366	1
57	0,14	540,00	0,70	643,55	65,05	1,00	0,31567	0,0048	0,0164	1	63,2	0,231	1
58	0,22	540,00	0,70	643,55	48,75	1,00	0,31567	0,0064	0,0324	1	47,4	0,202	1
59	0,07	504,00	0,61	719,79	37,41	1,00	0,28990	0,0085	0,0112	1	66,3	0,851	1
60	0,07	504,00	0,61	719,79	33,02	1,00	0,27748	0,0094	0,0197	1	36,3	0,673	1
61	0,22	234,00	0,79	234,00	72,43	1,00	0,23846	0,0042	0,0138	1	26,7	0,236	1
62	0,55	234,00	0,79	234,00	114,52	1,00	0,23846	0,0026	0,0138	1	42,2	0,215	1
63	0,22	498,60	0,79	498,60	69,75	1,00	0,24283	0,0044	0,0122	1	55,3	0,449	1
64	0,44	498,60	0,79	498,60	98,64	1,00	0,24283	0,0031	0,0122	1	78,2	0,303	1
65	0,04	387,13	0,52	670,52	62,87	1,26	0,40043	0,0056	0,0152	0	0,0	0,000	1
66	0,03	387,13	0,44	830,19	62,87	1,29	0,42029	0,0058	0,0152	0	0,0	0,000	1
67	0,02	387,13	0,44	830,19	62,87	1,33	0,42813	0,0058	0,0152	0	0,0	0,000	1
68	0,06	405,00	0,44	868,53	62,87	1,18	0,37405	0,0054	0,0152	0	0,0	0,000	1
69	0,19	144,00	0,79	144,00	65,50	1,00	0,23747	0,0046	0,0107	1	14,8	0,439	1
70	0,09	244,80	0,66	313,33	20,56	1,00	0,38348	0,0155	0,0370	1	19,3	0,702	1
71	0,04	244,80	0,66	313,33	20,56	1,00	0,38348	0,0155	0,0370	1	9,7	0,371	1
72	0,18	244,80	0,66	313,33	29,07	1,00	0,39143	0,0110	0,0370	1	27,6	0,559	1
73	0,22	231,30	0,66	296,05	62,20	1,00	0,35718	0,0051	0,0175	1	51,1	0,466	1
74	0,11	231,30	0,66	296,05	62,20	1,00	0,35718	0,0051	0,0175	1	25,6	0,467	1
75	0,07	244,80	0,66	313,33	59,70	1,13	0,44219	0,0057	0,0175	0	0,0	0,000	1
76	0,09	227,70	0,66	291,44	20,56	1,00	0,39491	0,0157	0,0370	1	18,2	0,480	1
77	0,18	227,70	0,66	291,44	30,29	1,00	0,36330	0,0106	0,0370	1	24,7	0,318	1
78	0,29	227,70	0,66	291,44	38,75	1,00	0,36330	0,0083	0,0370	1	31,6	0,341	1
79	0,29	227,70	0,66	291,44	37,19	1,00	0,38214	0,0085	0,0370	1	32,4	0,266	1
80	0,29	227,70	0,66	291,44	37,19	1,00	0,38571	0,0086	0,0370	1	32,6	0,250	1
81	0,29	359,10	0,66	459,63	38,75	1,00	0,35452	0,0082	0,0370	1	49,3	0,305	1
82	0,29	449,10	0,66	574,82	38,75	1,00	0,35452	0,0082	0,0370	1	61,6	0,209	1
83	0,58	449,10	0,66	574,82	54,80	1,00	0,35762	0,0058	0,0370	1	87,5	0,227	1

$\gamma_{mod,m}$	0,371
$\gamma_{mod,95\%}$	0,777
s	0,246
COV	0,664
$P(\gamma_{mod,m} < 1)$	0,988



Vedlegg 4 Analyse av den teoretiske modellen i ACI 440.2R

ACI 440.2R

Referanse	dfv	efu	Le (lign.8.8)	k1(lign. 8.12)	k2(lign. 8.13)	kv (lign.8.7)	e (lign. 8.6 eller 8.5)	ffe(lign.8.4)	Vf,kN (lign.8.2)	γ_i	Sjekk mot $\gamma_{i<1}$
1	113	0,0125	44,90	0,280	0,205	0,017	0,0002	3,475	0,9	0,115	1
2	113	0,0125	44,90	0,280	0,205	0,017	0,0002	3,475	0,9	0,119	1
3	113	0,0125	44,90	0,280	0,205	0,017	0,0002	3,475	2,4	0,271	1
4	113	0,0125	44,90	0,280	0,205	0,017	0,0002	3,475	2,4	0,198	1
5	210	0,0160	23,19	0,267	0,779	0,025	0,0004	60,752	12,8	0,372	1
6	101	0,0148	43,32	0,227	0,142	0,008	0,0001	27,048	1,2	0,064	1
7	101	0,0148	34,24	0,227	0,322	0,014	0,0002	48,403	3,3	0,179	1
8	101	0,0148	34,42	0,227	0,318	0,014	0,0002	48,119	3,2	0,094	1
9	160	0,0121	61,96	0,288	0,226	0,028	0,0003	95,944	3,0	0,096	1
10	160	0,0121	61,96	0,288	0,226	0,028	0,0003	95,944	3,0	0,133	1
11	160	0,0121	61,96	0,288	0,226	0,028	0,0003	95,944	3,0	0,121	1
12	160	0,0121	61,96	0,288	0,226	0,028	0,0003	95,944	3,0	0,116	1
13	220	0,0149	51,09	0,233	0,536	0,036	0,0005	123,025	9,0	0,225	1
14	220	0,0149	51,09	0,233	0,536	0,036	0,0005	123,025	9,0	0,209	1
15	220	0,0149	51,09	0,233	0,536	0,036	0,0005	123,025	9,0	0,264	1
16	220	0,0149	51,09	0,233	0,536	0,036	0,0005	123,025	9,0	0,163	1
17	220	0,0149	51,09	0,233	0,536	0,036	0,0005	123,025	9,0	0,239	1
18	260	0,0151	65,09	0,304	0,499	0,055	0,0008	190,736	5,5	0,087	1
19	260	0,0151	65,09	0,279	0,499	0,050	0,0008	175,467	10,0	0,156	1
20	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
21	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
22	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
23	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
24	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
25	100	0,0140	64,29	0,241	-0,286	-0,026	-0,0004	-87,332	0,0	0,000	1
26	100	0,0140	54,34	0,241	-0,087	-0,007	-0,0001	-22,404	0,0	0,000	1
27	100	0,0140	54,34	0,241	-0,087	-0,007	-0,0001	-22,404	0,0	0,000	1
28	100	0,0140	54,34	0,241	-0,087	-0,007	-0,0001	-22,404	0,0	0,000	1
29	160	0,0107	70,02	0,208	0,125	0,014	0,0002	35,119	1,1	0,054	1
30	160	0,0107	70,02	0,224	0,125	0,015	0,0002	37,789	1,2	0,037	1
31	160	0,0107	46,84	0,224	0,414	0,034	0,0004	83,997	5,2	0,272	1
32	160	0,0121	61,96	0,288	0,613	0,076	0,0009	260,694	8,1	0,341	1
33	264	0,0166	51,71	0,187	0,804	0,039	0,0007	148,798	5,2	0,130	1
34	264	0,0166	51,71	0,187	0,804	0,039	0,0007	148,798	13,0	0,199	1
35	165	0,0005	14,52	0,274	0,912	0,582	0,0003	61,073	33,9	0,687	1
36	260	0,0151	65,09	0,298	0,750	0,081	0,0012	280,967	8,0	0,075	1
37	260	0,0151	65,09	0,290	0,750	0,079	0,0012	273,662	15,7	0,150	1
38	390	0,0152	65,09	0,267	0,833	0,080	0,0012	280,157	3,8	0,094	1
39	390	0,0152	65,09	0,276	0,833	0,083	0,0013	289,131	3,2	0,095	1
40	390	0,0152	65,09	0,271	0,833	0,081	0,0012	283,869	1,9	0,062	1
41	540	0,0171	61,41	0,259 -	-	-	0,0040	1008,000	120,8	0,373	1
42	540	0,0157	62,57	0,259 -	-	-	0,0040	976,000	117,0	0,373	1
43	320	0,0151	64,75	0,212 -	-	-	0,0040	920,000	15,2	0,440	1
44	320	0,0151	64,75	0,213 -	-	-	0,0040	920,000	26,6	0,440	1
45	320	0,0151	64,75	0,214 -	-	-	0,0040	920,000	45,6	0,436	1
46	320	0,0151	64,75	0,215 -	-	-	0,0040	920,000	65,4	0,421	1
47	320	0,0151	43,32	0,217 -	-	-	0,0040	920,000	130,7	0,641	1
48	320	0,0282	97,86	0,218 -	-	-	0,0040	348,000	13,1	0,391	1
49	320	0,0282	97,86	0,218 -	-	-	0,0040	348,000	22,4	0,406	1
50	320	0,0282	97,86	0,219 -	-	-	0,0040	348,000	32,1	0,298	1
51	510	0,0160	49,85	0,244 -	-	-	0,0040	960,000	163,5	0,403	1
52	510	0,0160	33,35	0,244 -	-	-	0,0040	960,000	327,1	0,642	1
53	510	0,0160	26,36	0,244 -	-	-	0,0040	960,000	490,6	0,748	1
54	510	0,0160	40,30	0,244 -	-	-	0,0040	960,000	236,0	0,487	1
55	400	0,0164	62,57	0,254 -	-	-	0,0040	976,000	34,7	0,333	1
56	400	0,0324	87,44	0,254 -	-	-	0,0040	360,000	19,5	0,354	1
57	600	0,0164	62,57	0,265 -	-	-	0,0040	976,000	83,2	0,304	1
58	600	0,0324	87,44	0,265 -	-	-	0,0040	360,000	46,7	0,199	1
59	560	0,0112	125,86	0,252 -	-	-	0,0040	984,000	36,4	0,467	1
60	560	0,0197	145,46	0,238 -	-	-	0,0040	460,000	18,0	0,333	1
61	260	0,0138	62,31	0,209 -	-	-	0,0040	992,000	56,7	0,502	1
62	260	0,0138	36,62	0,209 -	-	-	0,0040	992,000	141,9	0,724	1
63	554	0,0122	65,09	0,214 -	-	-	0,0040	920,000	112,1	0,912	1
64	554	0,0122	43,55	0,214 -	-	-	0,0040	920,000	224,3	0,869	1
65	450	0,0152	65,09	0,267	0,855	0,082	0,0013	287,641	4,6	0,111	1
66	450	0,0152	65,09	0,276	0,855	0,085	0,0013	296,855	3,7	0,109	1
67	450	0,0152	65,09	0,271	0,855	0,083	0,0013	291,452	2,3	0,074	1
68	450	0,0152	65,09	0,265 -	-	-	0,0040	920,000	22,8	0,226	1
69	160	0,0107	70,02	0,208 -	-	-	0,0040	920,000	28,6	0,845	1
70	272	0,0370	215,49	0,306 -	-	-	0,0040	292,000	7,0	0,254	1
71	272	0,0370	215,49	0,306 -	-	-	0,0040	292,000	3,5	0,134	1
72	272	0,0370	144,15	0,315 -	-	-	0,0040	292,000	14,0	0,283	1
73	257	0,0175	62,57	0,294 -	-	-	0,0040	976,000	55,7	0,507	1
74	257	0,0175	62,57	0,294 -	-	-	0,0040	976,000	27,8	0,508	1

75	272	0,0175	62,57	0,315	-	-	0,0040	976,000	18,7	0,365	1
76	253	0,0370	215,49	0,318	-	-	0,0040	292,000	6,5	0,171	1
77	253	0,0370	144,15	0,301	-	-	0,0040	292,000	13,0	0,167	1
78	253	0,0370	108,34	0,301	-	-	0,0040	292,000	21,3	0,229	1
79	253	0,0370	108,34	0,305	-	-	0,0040	292,000	21,3	0,174	1
80	253	0,0370	108,34	0,308	-	-	0,0040	292,000	21,3	0,163	1
81	399	0,0370	108,34	0,291	-	-	0,0040	292,000	33,6	0,208	1
82	499	0,0370	108,34	0,291	-	-	0,0040	292,000	42,0	0,142	1
83	499	0,0370	72,47	0,295	-	-	0,0040	292,000	83,9	0,217	1

$\gamma_{mod,m}$	0,263
$\gamma_{mod,95\%}$	0,620
s	0,217
COV	0,827
$P(\gamma_{mod,m} < 1)$	1,000

