

Publikasjon nr. 38

Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner

Utkast til bruk ved høring 1. august september 2019

Forbehold om ansvar

Denne publikasjonen fra Norsk Betongforening er utarbeidet av en prosjektgruppe sammensatt av fagpersoner utnevnt av foreningens fagkomité. I prosessen med utarbeiding av publikasjonen er det lagt vekt på å sikre at innholdet er i samsvar med kjent viten og de standarder som var gjeldende da arbeidet ble avsluttet. Publikasjonen har vært på høring i fagmiljøet.

Noen feil eller mangler kan likevel forekomme.

Norsk Betongforening forutsetter at publikasjonen brukes av personer med den nødvendige faglige kompetansen, og med forståelse for de begrensningene og forutsetningene som er lagt til grunn. Feil tolking og bruk av innholdet i publikasjonen er ikke Norsk Betongforenings ansvar.

Norsk Betongforening, eller medlemmer i prosjektgruppen og fagkomiteen, har ikke ansvar for direkte eller indirekte følger av eventuelle feil eller mangler i publikasjonen, eller bruken av innholdet i publikasjonen.

Utkast til bruk ved høring i august/september 2019

Forord

Det har lenge vært et uttrykt behov for bedre retningslinjer og standardiserte beregningsmetoder for fiberarmert betong. For å imøtekomme dette ble det i 2012 opprettet en komite for å utarbeide **NB38 Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner** i regi av Norsk Betongforening. Innholdet i publikasjonen er tilpasset gjeldende NS-EN 1992-1-1 (Eurokode 2) og NS-EN 206, og skal benyttes sammen med disse. Enkelte av metodene som foreslås er basert på *fib* Model Code 2010 og forslag til ny Eurocode 2 som forventes publisert i 2023. Den nye Eurokoden vil ha et eget Annex L: Stålfiberarmert betong, men pga CEN's rettigheter og dokumentets tilgjengelighet er direkte referanser til dette unngått, og det er i stedet henvist til originale kilder for de enkelte metodene. Og det forutsettes ikke at forslag til ny Eurokode 2 skal benyttes sammen med denne publikasjonen.

Arbeidsgruppen har bestått av:

Terje Kanstad, NTNU (Leder inntil 2018)
Åse Lyslo Døssland, Multiconsult AS (Leder 2019 -)

Arne Vatnar, Skanska Norge AS, (Unicon AS 2012-2016)
Alf Egil Mathisen, Veidekke Entreprenør AS
Helge Brå, Norconsult AS
Jorun Marie Hisdal, SINTEF (2012-2014)
Nils Leirud, Mapei AS
Sindre Sandbakk, Dr. Tech. Olav Olsen as
Tor Kristian Sandaker, Norconsult AS
Øyvind Bjøntegaard, Statens vegvesen

Vi takker følgende firmaer for finansiell støtte til utarbeidelse av publikasjonen:

Statens vegvesen
Tekna

Høringsutkast juli 2019
Norsk Betongforening

Innhold

Forord	3
1 INTRODUKSJON	7
Bakgrunn	7
1.1 Formål	8
1.2 Bruksområde	8
2 SPESIFIKASJON AV FIBERBETONG I BÆRENDE KONSTRUKSJONER.....	9
2.1 Generelt	9
2.2 Henvisninger.....	9
2.3 Grunnleggende krav	10
2.4 Spesielle forhold ved fiberbetong.....	10
2.4.1 Bestandighet	10
2.4.2 Fasthetsklasser.....	11
2.4.3 Restfasthetsklasse.....	11
2.4.4 Fiber	12
2.4.5 Tilslag.....	13
2.4.6 Konsistensklasse.....	13
2.4.7 Luftinnhold.....	14
2.4.8 Langtidslast og polymerfibers temperaturobestandighet	14
2.5 Proporsjonering av fiberbetong	14
2.6 Forhåndsdokumentasjon av restfasthetsklasse	15
2.7 Samsvarskontroll	17
2.8 Utførelseskontroll	18
2.8.1 Generelt.....	18
2.8.2 Mottakskontroll	18
2.8.3 Transport på byggeplass, utlegging, pumping og komprimering.....	19
2.9 Tiltak i tilfelle avvik i produksjon eller utførelse	19
3 PRØVINGSMETODER OG EVALUERING AV PRØVERESULTATER.....	20
3.1 Innledning.....	20
3.2 Prøving av herdet betong av betongleverandør	20
3.2.1 Generelt	20
3.2.2 Bestemmelse av restbøystrekkfasthet iht. NS-EN 14651	20
3.3 Prøving av fersk betong	22
3.3.1 Metoder for bestemmelse av reologiske egenskaper.....	22
3.3.2 Fiberinnhold og fiberfordeling i fersk betong	24
3.4 Prøving av herdet betong støpt på byggeplass og i betongelementfabrikk	25

3.4.1	Generelt	25
3.4.2	Metode for bestemmelse av restbøyestrekfasthet fra utsagde bjelkeprøver.....	25
3.4.3	Metode for å ta hensyn til spesiell fiberorientering.....	26
3.4.4	Teoretisk reststrekfasthet.....	27
3.4.5	Bestemmelse av fiberinnhold og fiberorientering i herdet betong.....	27
4	DIMENSJONERINGSREGLER	30
4.1	Dimensjoneringsprinsipper.....	30
4.2	Bestandighet	31
4.3	Bruddgrensetilstand	32
4.3.1	Materialfaktorer.....	32
4.3.2	Bøyemoment og aksialkrefter	32
4.3.3	Momentkapasitet	32
4.3.4	Kapasitet for samtidig virkende aksialkraft og moment	34
4.3.5	Dimensjonering for skjærkraft for konstruksjoner med stangarmering på strekksiden.....	34
4.3.6	Torsjonsmoment i bjelker.....	40
4.3.7	4.3.8 Stavmodeller.....	40
4.4	Brukgrensetilstand	41
4.4.1	Spenningsbegrensning.....	41
4.4.2	Prinsipp for rissviddeberegning	41
4.5	Forslag til konstruksjonsregler for ulike typer konstruksjoner.....	43
4.5.1	Generelt	43
4.5.2	Plater på mark.....	43
4.5.3	Bjelker	43
4.5.4	Plater.....	44
4.5.5	Flatdekker	44
4.5.6	Søyler	44
4.5.7	Vegger, skiver og skall.....	44
4.5.8	Fundamenter.....	45
4.5.9	Forankring av armering.....	45
4.5.10	Støpeskjøter.....	45
4.6	Anvendelse av Kapittel 12 i Eurokode 2: Regneregler for bruk av uarmert betong i Pålitelighetsklasse 1 for fiberarmerte konstruksjoner	45
5	VEILEDNING	47
5.1	Introduksjon.....	47
5.2	Aktuelle bruksområder	47
5.2.1	Kombinert løsning.....	47
5.2.2	Konstruksjoner med kun fiber som armering.....	48

5.2.3	Erfaringer og eksempler – kombinert løsning.....	49
5.2.4	Erfaringer og eksempler – kun fiber	52
5.3	Mekaniske egenskaper (Grunnlag for valg av fibermengde og betongkvalitet).....	54
5.4	Bestandighet og bruk av fiberbetong i ulike miljø	56
5.5	Proporsjonering (Grunnlag for valg av materialsammensetning)	57
5.5.1	Generelt	57
5.5.2	Eksempler på prøveresultat.	58
5.6	Innblanding og fordeling av fiber	60
5.6.1	Transport til- og dosering i fabrikkblander/automixer:.....	60
5.7	Selvkomprimerende betong (SKB)	62
5.8	Utførelse av fiberbetong	62
5.8.1	Flyteretning og fiberorientering	62
5.8.2	Effekt av tverrsnittstykkelse	62
5.8.3	Anbefalinger for utstøping for å få en jevn fiberfordeling.....	64
5.8.4	Overflatebehandling	67
5.9	Beregning av armeringsspenninger, bøyestivhet og momentkapasitet vha. lamellmetoden	68
5.10	Beregningseksempler	69
5.10.1	Dimensjonering av bjelketverrsnitt	69
5.10.2	Beregningseksempel kontorbygg, flatdekke	75

1 INTRODUKSJON

Selv om bruken av fiberarmering øker, og det utvikles internasjonale regelverk og retningslinjer, er det behov for nasjonale anvisninger som denne publikasjonen fra Norsk Betongforening. Hensikten med publikasjonen er å gjøre det enklere og trygt å anvende fiberarmering i bærende konstruksjoner.

De mest aktuelle fibertypene for bærende konstruksjoner er stålfiber, polymerfiber og ulike kompositt-fibre (f.eks. med basaltfibre), og skal være deklarerert i henhold til gjeldende standarder (evt Teknisk godkjenning).

Bakgrunn

Bakgrunnen for denne publikasjonen, er et økende behov for retningslinjer for prosjektering, utførelse og kontroll av konstruksjoner utført i betong armert med fiber. Flere internasjonale regelverk er nå tilgjengelige, men ingen dekker det norske behovet helt, og det er derfor hensiktsmessig å utvikle et omforent nasjonalt dokument som henviser til gjeldende regelverk der dette er dekkende.

Retningslinjene referer hovedsakelig til NS-EN 1992-1-1 for prosjekteringsregler, NS-EN 206-1 for betongproduksjon, og NS-EN 13670 for utførelse, alle europeiske standarder med nasjonalt tillegg. For prøving og bestemmelse av fasthets parametere er NS-EN 14651: Prøvningsmetoder for betong med metalliske fibre, det viktigste grunnlaget.

Rapporten har tatt utgangspunkt i to tidligere rapporter:

Fjeld, S. et al (2006) Stålfiberarmering i betong. Veiledning for prosjektering, utførelse og kontroll, høringsutkast. Den rapporten ble ikke videreført av Norsk Betongforening som egen publikasjon, hovedsakelig på grunn av usikkerhet og mangler knyttet til temaene utførelse og kontroll.

Kanstad, T. , et.al: (2011) Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. SINTEF 2011 (ISBN 978-82-536-1223-2).

Videre er rapporten basert på, eller i samsvar med, en del internasjonale retningslinjer, regelverk og forskningsrapporter som angitt i publikasjonens enkelte kapitler.

Omfattende forskning og utvikling de siste åra har gitt ny innsikt i problemer og muligheter knyttet til bruk av fiber som armering i betongkonstruksjoner. Det er utviklet egnete materialtyper, det er utført laboratorie- og feltforsøk, og det er gjort teoretiske analyser og det er gjort praktiske erfaringer med utradisjonelle fiberarmerte konstruksjonselementer. For eksempel har fiberarmering i kombinasjon med selvkomprimerende betong i praksis vist seg å gi en bæreevne langt høyere enn tilsvarende konstruksjonselementer i vanlig vibrert betong.

Mye tyder nå på at teknologien har kommet opp på et nivå der fiberarmert betong kan brukes ut over de mer tradisjonelle områdene sprøytebetong og golv på grunnen. Praksis, forsøk og teori tyder på at fiberarmerte konstruksjoner med, og i enkelte tilfelle også uten, vanlig stangarmering kan gi akseptabel sikkerhet av lastbærende konstruksjoner dersom fiberen er fordelt og orientert som forutsatt. Slik fordeling kan en bare oppnå med nøyaktig utførelse og kontroll. Blanding, transport og utlegging av betongen krever derfor utvidet kontroll etter NS-EN 13670, supplert med krav gitt i denne publikasjonen. Spredningen i restfasthet bør være i samme størrelsesorden som for mekaniske egenskaper i vanlig armert betong. Videre må det sikres mot grove feil som f.eks. redusert fibermengde over støpesjikt-grensene, og slik at eventuelle hindringer under utstøping ikke skaper svakhetssoner med liten andel virksom fiber.

Et viktig forhold vedrørende fiberarmert betong er at moment- og/eller aksialkraftpåkjennte tverrsnitt armert med fiber alene har betydelig dårligere duktilitet enn tradisjonelt armerte tverrsnitt. Veiledningen forutsetter derfor at alle konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2 og høyere har stangarmering eller spennarmering som kan overføre strekkreftene fra moment og aksialkrefter. Også for konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 1 må den prosjekterende vurdere faren for nedstyrting nøye før en løsning med redusert stangarmering velges.

1.1 Formål

Formålet med denne rapporten er å utvikle retningslinjer som kan sikre en faglig forsvarlig prosjektering, utførelse og kontroll av lastbærende konstruksjoner utført i betong armert med fiber. Slike betongkonstruksjoner er forutsatt utført i samsvar med gjeldende regler og forskrifter, og tilsatt godkjent fiber.

Veiledningen supplerer gjeldende regelverk ved å definere prinsipper, dokumentasjonskrav, sikkerhetskrav og andre tilleggskrav for konstruksjoner som drar nytte av innstøpte fibre for å oppnå nødvendig styrke og funksjonelle egenskaper. En ønsker på denne måten å åpne for bruk av materialet i lastbærende konstruksjoner for å gjøre erfaringer som kan gi grunnlag for videre utvikling.

1.2 Bruksområde

Typiske bruksområder for publikasjonen er:

- fundamenter;
- vegger, skiver og skall;
- flatdekker, frittstående og på grunnen.
- effekt av konsentrerte laster på plater på mark
- rør og kulverter;
- bjelker og dekker

2 SPESIFIKASJON AV FIBERBETONG I BÆRENDE KONSTRUKSJONER

2.1 Generelt

I dette kapitlet omhandles det som er spesielt for fiberbetong. Alle generelle krav og bestemmelser i gjeldende regelverk gjelder i tillegg.

2.2 Henvisninger

I denne publikasjonen henvises det til følgende nasjonale standarder:

- NS-EN 1992-1-1+NA Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
- NS-EN 206+NA Betong - Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar
- NS-EN 13670+NA Utførelse av betongkonstruksjoner
- NS-EN 14651 Prøvningsmetoder for betong med metalliske fibre - Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)
- NS-EN 14721 Prøvningsmetode for betong med metalliske fibre - Måling av fiberinnhold i fersk og herdnet betong
- NS-EN 14845 Prøvningsmetoder for fibre i betong - Del 1: Referansebetong
- NS-EN 14845 Prøvningsmetoder for fibre i betong - Del 2: Effekt på styrke
- NS-EN 14889-1 Fibre for betong del 1: Stålfibre. Definisjoner, krav og samsvar
- NS-EN 14889-2 Fibre for betong del 2: Polymerfibre. Definisjoner, krav og samsvar
- NS-EN 12390-13: Prøving av herdnet betong - Bestemmelse av sekantmodul for elastisitet under trykk.

Det henvises også til følgende internasjonale regelverk:

- *fib* Model Code for Concrete Structures 2010 (www.fib-international.org)
- DafStb Guideline Steel fibre reinforced concrete. Addition and changes to DIN-EN 1992-1-1.

Og det henvises til følgende norske publikasjoner:

- Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 Sprøytebetong til bergsikring
- Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 29 Spesifikasjon og produksjonsveiledning for selvkomprimerende betong
- Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 21 Bestandig betong med alkalireaktivt tilslag
- Norsk betongforenings Publikasjon nr. 15 Betonggulv; Gulv på grunn og påstøp
- Sandaker og Carlsen (2002) Konkurransedyktige betongløsninger i nærings- /industribygg og boliger - Delprosjekt 3: Betonggulv - Rapport: Dimensjoneringskriterier for fiberarmert gulv (Norcem, Norges Forskningsråd) - Rapport nr. 9D4R02005

2.3 Grunnleggende krav

I henhold til NS-EN 206+NA spesifiseres fiberbetong for bruk i bærende konstruksjoner som «egenskapsdefinert betong». Det skal angis i produksjonsunderlaget at Utførelsesklasse 3 gjelder for de aktuelle konstruksjonsdelene. Alle spesifiserte egenskaper og krav til fiberbetong gjelder for betongen etter at fiberen er tilsatt.

Spesifikasjonen til produsent **skal** minst omfatte:

- Fasthetsklasse
- Bestandighetsklasse
- Restfasthetsklasse
- Maksimal tilslagsstørrelse, D_{upper} og D_{lower}
- Konsistensklasse eller tilsiktet konsistensverdi
 - For normalbetong: Synkklasser (S) eller tilsiktet synk
 - For selvkomprimerende betong: Synkutbredelsesklasse (SF) eller tilsiktet synkutbredelse, og viskositetsklasse (VS)

I tillegg **kan** det spesifiseres krav til:

- Utstøpingsmetode
- Fibertype og/eller fiber materialtype
- Fiberens temperaturbestandighet
- Minimum fiberinnhold
- Sementtype eller sementklasse, evt. andre krav til bindemidlet
- Tilslagstype eller kategori
- E-modul
- Andre tekniske krav

2.4 Spesielle forhold ved fiberbetong

2.4.1 Bestandighet

Fiberarmering kan benyttes i alle eksponeringsklasser unntatt XA2 og XA3. For disse eksponeringsklassene må betongens bindemiddelsammensetning og bruk av fiber vurderes spesielt.

Overdekningskrav $c_{min,dur}$ gjelder kun for stangarmeringen. Rissviddekravene er de samme som for vanlig armering.

Se for øvrig beregningsregler 4.4 og veiledning 5.4

2.4.2 Fasthetsklasser

Fasthetsklasser for fiberbetong angis på samme måte som for betong uten fiber. Fasthetsklassene er definert i NS-EN 1992-1-1+NA (Eurokode 2) og NS-EN 206+NA. Det antas for fiberbetong samme forhold mellom trykkfasthet og strekkfasthet som for betong uten fiber, se Tabell 2.1.

Tabell 2.1: Fasthetsklasser for karakteristiske trykk- og aksial strekkfastheter [NS-EN 1992-1-1+NA]

Fasthet	Fasthetsklasser (N/mm ²)							
	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65	B75
Sylinderfasthet f_{ck}	20	25	30	35	45	55	65	75
Terningfasthet $f_{ck,cube}$	25	30	37	45	55	67	80	90
Strekkfasthet (aksielt strekk) $f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,7	3,0	3,2	3,3

2.4.3 Restfasthetskklasse

Fiberbetongens restfasthetskklasse angir karakteristisk restbøyestrekfasthet ($f_{R,1k}$) for 0,5 mm rissvidde og duktilitetsklasse basert på restbøyestrekfasthet for 2,5 mm rissvidde ($f_{R,3k}$), som vist i Tabell 2.1. Fiberbetongens duktilitet under strekkpåkjenning øker fra klasse a til e. Begrepene er forklart i kapittel 3.1.

Tabell 2.2: Restfasthetskklasse (R)

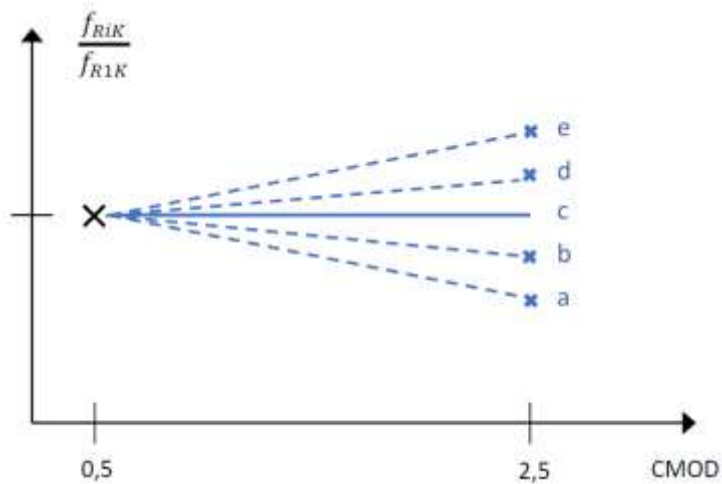
$f_{R,1k}$	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0
Duktilitetsklasse										
a	$f_{R,3k}=0,5f_{R,1k}$									
b	$f_{R,3k}=0,7f_{R,1k}$									
c	$f_{R,3k}=0,9f_{R,1k}$									
d	$f_{R,3k}=1,1f_{R,1k}$									
e	$f_{R,3k}=1,3f_{R,1k}$									

Forklaring til tabell: Duktilitetsklasse og f_{Rk1} angis, for eksempel som «restfasthetskklasse 5,0c». Restfasthetskklasse 5,0c har $f_{R,1k}=5,0$ N/mm² og $f_{R,3k}=0,9 \cdot f_{R,1k}=4,5$ N/mm². Restbøyestrekfasthetene $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$ skal da være kjent fra/dokumenteres av betongleverandøren.

For eksempel: B35 M60 R5,0c

Dette betyr B35, bestandighetsklasse M60, restfasthetskklasse R5,0 og duktilitetsklasse c.

For fasthetsklasser forutsetter bruk av denne veiledningen at også midlere restbøyestrekkefastheter ($f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$) er kjent fra betongleverandøren.



Figur 2.1: Illustrasjon av duktilitetsklassene, a-e.

Som et minstekrav for å utnytte fiberbetong til bærende konstruksjoner, skal karakteristisk restbøyestrekkefasthet ved 0,5 mm rissvidde tilsvare minimum 50 % av fasthetsklassens karakteristiske strekkfasthet:

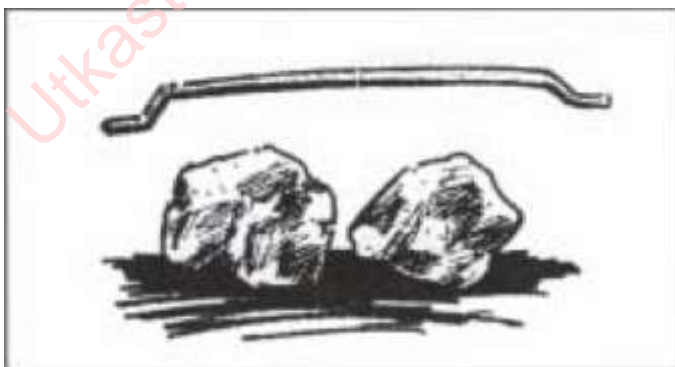
$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk,0.05}} \geq 0,5$$

Denne begrensningen medfører at minste restfasthetsklasse for forskjellige betongfasthetsklasser er:

- Klasse R1,0 for B12-B30
- Klasse R1,5 for B35-B55
- Klasse R2,0 for B60-B90

2.4.4 Fiber

Fiberlengden skal være minst to ganger maksimal tilslagsstørrelse D_{max} fordi fibrene skal føre strekkspenningene forbi tilslagskornene, se Figur 2.2 samt kapittel 5.6.



Figur 2.2: Fiberlengden skal være minst 2 ganger maksimal tilslagsstørrelse

Fibrene skal være deklarerert i henhold til følgende materialstandarder:

- NS-EN 14889 – 1 Fiber for betong Del 1: Stålfibere. Definisjonskrav, krav og samsvar, eller
- NS-EN 14889 – 2 Fiber for Betong Del 2: Polymerfibere. Definisjoner, krav og samsvar.

Resultatene fra betongleverandørens forhåndsdokumentasjon av restfasthetsklasse med samsvarende måling av fiberinnhold/fiberfordeling samt fiber innblandingsprosedyre skal fremlegges byggherren før oppstart, se Tabell 5 og Tabell 6. I tillegg framlegges øvrig dokumentasjon som fasthet iht. innledende prøvning, NS-EN 206+NA Tillegg A. Dette inkluderer også egenskaper ved evt. bruk av selvkomprimerende betong.

Dersom fibrene har et overflatebelegg, skal det være dokumentert hvilken virkning dette har på betongens egenskaper, og at overflatebelegget er kompatibelt med betongens sementlim og tilsetningsstoffer.

Dersom det benyttes fiber med sinkcoating må det benyttes inhibitor. Dette er for å hindre hydrogendannelse i heftsonen mellom fiber og betong.

2.4.5 *Tilslag*

D_{max} for tilslaget skal ikke være større enn halve fiberlengden.

2.4.6 *Konsistensklasse*

Spesifisering av betongens konsistens vil være avhengig av konstruksjonstype, geometri og armeringsløsninger, og preferert utstøpingsmetode.

Konsistensklasse S3 (100-150 mm synk) eller S4 (160-210 mm) anbefales for normalbetong. Ved spesifisering av tilsiktet synk gjelder toleransen ± 20 mm i hht. NS-EN 206+NA pkt. NA.8.2.3.3.

For selvkomprimerende betong er synkutbredelse (SF-klasse) og viskositetsklasse (VS-klasse) iht. NS-EN 206+NA vanlig å benytte. Ved spesifisering av tilsiktet synkutbredelse gjelder toleransen ± 50 mm i hht. NS-EN 206+NA. For viskositetsklasse anbefales VS2 ($t_{500} > 2,0$ sekunder), med toleranse $\pm 1,0$ sekund i hht. NS-EN 206+NA.

For selvkomprimerende fiberbetong er også passeringsevne (PL-klasse og PJ-klasse) aktuelle.

Se kapittel 3 for beskrivelse av prøvningsmetoder for fersk betong, samt kapittel 5 for mer veiledende stoff. Se for øvrig Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 29 for selvkomprimerende betong.

2.4.7 *Luftinnhold*

Innblanding av fiber kan påvirke betongens luftinnhold, og det samme kan transporten i betongbil, noe som da vil påvirke fastheten i betongen. Dette gjelder både for frostbestandig fiberbetong tilsatt ekstra luft, og for fiberbetong som ikke er tilsatt ekstra luft. For frostbestandig fiberbetong inngår luftmåling som en automatisk del av kontrollen på leveringsstedet. For fiberbetong uten ekstra luft skal en begrenset luftkontroll på leveringsstedet gjennomføres for å verifisere at luftinnholdet ikke endres vesentlig fra blandeverk til leveringsstedet.

2.4.8 *Langtidslast og polymerfibers temperaturbestandighet*

Det er knyttet usikkerhet til polymerfibrenes egenskaper under langtidslast, spesielt relatert til kryp. Dersom polymerfibrenes bæreevne forutsettes utnyttet over lengre tidsrom må disse egenskapene derfor dokumenteres spesielt. Videre må det ved konstruktiv utnyttelse av polymerfibre også tas hensyn til disse materialenes lave smeltetemperatur.

2.5 **Proporsjonering av fiberbetong**

Stabil fersk betong og riktig innhold og fordeling av fiber er helt sentralt for selve utførelsen og dermed egenskapene til ferdig herdet fiberarmert betong. Tilsetning av fiber på blandeverk sammen med delmaterialene for øvrig antas å være det mest optimale, men i praksis tilsettes fiberen ofte på bil. Fibertilsetning utføres i henhold til anvisninger fra leverandør av doseringsutstyr og/eller fiber. Alternativt kan det utarbeides egne prosedyrer i samarbeid mellom leverandørene og betongprodusent.

Tilsetning av fiber påvirker generelt fersk betongs egenskaper. Sammenliknet med betong uten fiber er en eller flere av følgende justeringer vanligvis nødvendige for en betong med fiber:

- Økt sand/stein-forhold eller økt fillerinnhold, slik at fiberen får tilstrekkelig plass.
- Økt vannbehov og tilhørende økning i bindemiddelvolum.
- Økt behov for superplastiserende tilsetningsstoff.

Prøveblandinger må påregnes, og betongens sammensetning tilpasses aktuell fibertype og mengde for å oppnå ønskede egenskaper i fersk betong. Kapittel 5 gir mer utfyllende informasjon om proporsjonering og fiberens innvirkning på betongens egenskaper.

I forbindelse med valg av betongens konsistens skal det tas hensyn til armeringsføring og overdekning, tverrsnittsgeometri og ytterligere forhold som kan hindre fiberen å flyte fritt med betongen og gi opphopning av fiber.

Ved bruk av selvkomprimerende betong må man være spesielt oppmerksom på valg av støpeteknikk. For ytterligere informasjon, se kap. 5 og Norsk Betongforening Publikasjon 29.

Før arbeidet settes i gang kan det i enkelte tilfeller være aktuelt å utføre en prøvestøp av relevant størrelse for å dokumentere at betongen egner seg for aktuelt utstyr og bruksområde, inklusiv konstruksjonsgeometri og armeringsføring.

2.6 Forhåndsdokumentasjon av restfasthetsklasse

Betongprodusenten skal dokumentere restfasthetsklassen (restbøyestrekfasthet ($f_{R,1k}$) og duktilitetsklasse ($f_{R,3k}/f_{R,1k}$) ved prøving av standardbjelker utstøpt med aktuell betong og fiber, og med aktuell blande- og transportutstyr, samt aktuell innblandingsmetode for fiber. En og samme betongresept skal dokumenteres med minimum seks standardbjelker. Dersom fiberen tilsettes på bil skal minst 50% av automixerens totalvolum være fylt med betong. Kontroll av fibermengde og –fordeling (minus- og plusstoleranser) skal gjøres fra samme sats som benyttes til å støpe ut bjelkene. Prøveomfang og –prosedyrer er gitt i Tabell 2.3. Dokumentasjon som skal forelegges byggherren før oppstart av arbeidene er presentert i Tabell 2.4.

Tabell 2.3: Program for forhåndsdokumentasjon av fiberbetong

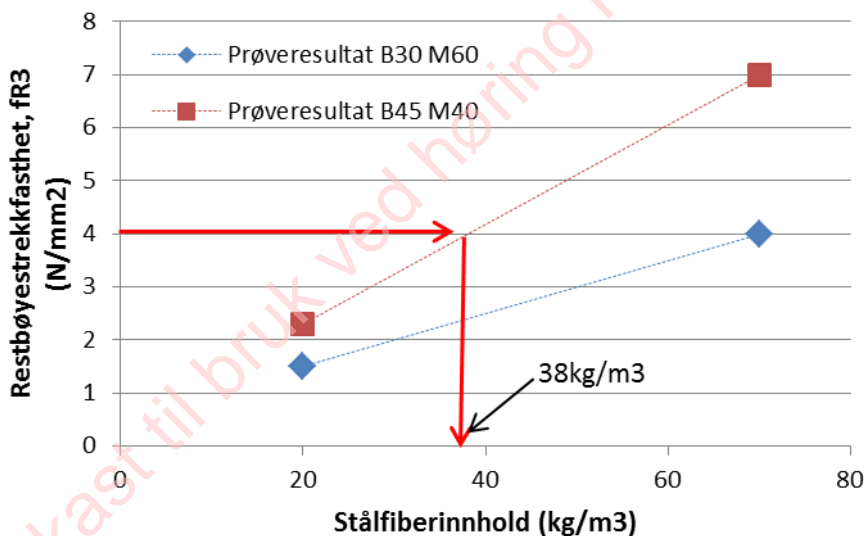
Nr	Beskrivelse
1	Bestemmelse av restbøyestrekfasthet utføres iht. NS- EN 14651.
2	Prøvestykkenes dimensjoner og utstøpingsprosedyre utføres i henhold til NS-EN 14651 som beskrevet i kapittel 3. Dersom alternativ metode benyttes skal resultatet korrigeres iht. en dokumentert relasjon mellom prøvemethodene.
3	Restbøyestrekfastheten bestemmes som karakteristisk verdi basert på minimum 6 prøvestykker, jfr. kapittel 3.2.2.
4	Restbøyestrekfasthet bestemmes for aktuelle betongkvaliteter, for eksempel B30 M60 eller B45 M40.
5	For fiberen (eller de fibertypene) som skal dokumenteres bestemmes restbøyestrekfasthet for den aktuelle betongkvaliteten, fortrinnsvis med minimum 2 doseringsnivåer for fiberen og minimum 6 bjelker for hvert doseringsnivå.
6	Restbøyestrekfasthet for mellomliggende fiberdoseringer kan bestemmes ved hjelp av interpolasjon som illustrert i Figur 2.3. Ekstrapolasjon er ikke tillatt. Alternativt kan dokumentert informasjon fra fiberleverandøren (skal være fra et akkreditert laboratorium) benyttes i begrenset omfang som beskrevet nedenfor.
7	<p>Verifikasjon av fiberinnhold og fiberfordeling i fersk betong i de leveranser hvor bjelker støpes fra 3 prøver av hver blanding; en prøve tas rett før støping av første bjelke, en prøve tas når halvparten av bjelkene er støpt, og en prøve tas rett etter at siste bjelke er støpt.</p> <p>Krav:</p> <p>Ved samtidig fibermåling og utstøping for bjelkeprøving gjelder følgende toleranser for fiberinnhold og –fordeling:</p> <ul style="list-style-type: none"> - målt fiberinnhold i hver enkeltprøve skal ligge mellom 0,8 og 1,2 av tilsiktet fiberdosering (dvs. $\pm 20\%$) - beregnet gjennomsnittsverdi skal ligge mellom 0,85 og 1,15 av tilsiktet fiberdosering (dvs. $\pm 15\%$) <p>Dersom disse kravene ikke oppfylles, gjennomføres ikke prøvingen av disse bjelkene og det skal gjøres tiltak for å forbedre doserings- og produksjonsmetode, før ny prøving gjennomføres.</p> <p>Metoden for måling av fiberfordeling (enkeltp prøve) og –innhold (gjennomsnitt) er beskrevet i</p>

	kapittel 3.3.2
8	Eventuelt andre egenskaper hvis beskrevet, f.eks. E-modul.
9	Hvis ikke annet er angitt, dokumenteres en gitt betongkvalitet og fibertype <ol style="list-style-type: none"> Minst en gang per år. Ved tvil eller vesentlige endringer i betongsammensetning¹⁾ eller konsistens

¹⁾ Ny dokumentasjon kreves hvis det gjøres vesentlige endringer i delmaterialene eller i deres volumforhold. Se for øvrig NS-EN 206 Tillegg A Innledende prøving.

Tabell 2.4: Dokumentasjon som skal forelegges byggherren før oppstart av arbeidene

Nr	Beskrivelse
1	Dokumentasjonen av reststrekkfasthet og fiberinnhold og –fordeling av tilhørende betonglass.
2	Prosedyre for innmating og innblanding av fiber, arbeidsbeskrivelse, se avsnitt 0
3	Betongresept, og en vurdering av luftinnhold og stabilitet av luft under transport.
4	Dokumentasjon av trykkfasthet/innledende prøving, iht. NS-EN 206+NA .
5	Eventuell annen dokumentasjon, f.eks. E-modul.



Figur 2.3: Eksempel på bestemmelse av nødvendig fiberinnhold for å oppnå spesifisert karakteristisk restbøystrekkfasthet (f_{r1k} og f_{r3k}) ved interpolasjon mellom dokumenterte prøveresultat.

Eksemplet i figuren over viser at for å oppnå 4 N/mm^2 restbøystrekkfasthet behøves 38 kg/m^3 stålfiber for betongen B30 M60 (dette tilsvarer restfasthetsklasse R4,0).

Betongprodusenten kan i tillegg utnytte fiberleverandørens dokumentasjon fra akkreditert laboratorium for å generalisere egne resultater til også å omfatte andre fibervolum, betongkvaliteter og endret materialsammensetning. Dette gjøres ved hjelp av interpolasjon av tilgjengelige resultat innen grensene $\pm 1,0 \text{ N/mm}^2$ for restbøystrekkfasthet. For ytterligere informasjon se Kapittel 5.

2.7 Samsvarskontroll

Samsvarskontroll av fiberbetong utføres i henhold til NS-EN 206+NA, med tilleggskontroll av fiberinnhold og –fordeling, og evt. konsistens/stabilitet som angitt i Tabell 2.5. Dersom kontrollen viser avvik må enten prosedyrene for fibertilsetning og fiber-innblanding forbedres og/eller fiberdoseringen økes. De korrigerende tiltakene skal verifiseres ved kontroll av fiberinnhold og -fordeling fra minst tre lass fra leveringen av de første 50 m³ etter forbedringene.

Tabell 2.5: Betongleverandørens samsvarskontroll

Kontrolltype	Omfang
Trykkfasthet Luft, Densitet	Samsvarskontroll iht. NS-EN 206+NA. Det skal verifiseres at luftinnholdet ikke endres vesentlig etter transport; for fiberbetong som ikke er tilsatt ekstra luft skal dette verifiseres med minst en luftmåling ved leveringsstedet.
Konsistens fersk betong	NS-EN 206+NA
Fiberinnhold og -fordeling	
1 Tilsetning i blander på blandeverk, automatisk dosering av fiber	Signert utskrift fra blandeverk hvor fibermengde og fibertype fremgår minst en gang per produksjonsdøgn iht. NS-EN206+NA. Fiberinnhold og fiberfordeling påvises på leveransestedet med 1 prøve i løpet av de første 50 m ³ . Dersom kravene ikke er tilfredsstilte gjennomføres 3 prøver i løpet av de påfølgende 50 m ³ . For krav, se rad 4.
2 Tilsetning i blander på blandeverk, manuell dosering av fiber	Følgeseddelen signeres av blandeoperatør og produksjonsleder, eller dennes representant, på at riktig fibermengde og –type er tilsatt. Fiberinnhold og fiberfordeling påvises på leveransestedet med 1 prøve i løpet av de første 50 m ³ . Dersom kravene ikke er tilfredsstilte gjennomføres 3 prøver i løpet av de påfølgende 50 m ³ . For krav, se rad 4.
3 Tilsetning på bil (manuelt eller automatisk)	Følgeseddelen, der det fremgår at riktig fibermengde og –type er tilsatt, signeres av transportør og produksjonsleder, eller dennes representant på byggeplass. Fiberinnhold og fiberfordeling påvises på leveransestedet, og med en frekvens som for fasthet iht. NS-EN 206+NA, dvs. 3 prøver første 50 m ³ , deretter 1 prøve pr. 200 m ³ eller minimum 1 prøve hver 3. produksjonsdag. For krav, se rad 4.
4 Krav til fiberinnhold målt for hvert av de 3 enkeltprøvene og til gjennomsnittet	<ul style="list-style-type: none"> - målt fiberinnhold i hver enkeltprøve skal være $\geq 0,80$ av tilsiktet/avtalt fiberdosering (dvs. ikke lavere enn 20% under) - beregnet gjennomsnittsverdi skal være $\geq 0,85$ av tilsiktet/avtalt fiberdosering (dvs. ikke lavere enn 15% under)

Ved pumping skal betongen slippes gjennom en rist før den går inn i pumpe for å kunne observere evt. fiberballing og for å unngå at eventuelle fiberballer kommer med.

Pumpeslangens diameter og lengde tilpasses fiberlengden og fibermengden. Pumpeslangens

diameter bør minst være 1,5 ganger fiberlengden. For å redusere risikoen for fiberklumper bør karet på betongpumpen ikke fylles opp. Dette for å unngå oppsamling av fibrer langs kanten på karet. Når betongen ikke pumpes bør skovlene i betongpumpa stoppes for å unngå fiberseparasjon i karet. Ved oppstart av pumping bør man starte forsiktig og øke trykket etter hvert.

2.8 Utførelseskontroll

2.8.1 Generelt

Ved utførelse av fiberbetong skal regler og krav for Utførelsesklasse 3 iht. NS-EN 1990-1-1+NA og NS-EN 13670+NA følges. Kontroll og dokumentasjon av utførelsen skal tilfredsstillende kravene i NS-EN 13670+NA, og de krav som er gitt i denne publikasjonen. Dette skal inngå som en del av entreprenørens kvalitetssystem.

En risikovurdering med hensyn til stabilitet i betongleveransen og støpearbeidet skal gjennomføres i regi av entreprenøren. Det er av sikkerhetsmessige grunner særdeles viktig at fiberkontinuitet sikres mellom ulike støpelag. Arbeidet planlegges og utføres slik at støpepauser som kan gi sjiktdannelse (svakhetssoner) ikke forekommer. Entreprenøren har ansvaret for dette og risikovurderingen skal forelegges byggherren.

Støpearbeidet skal planlegges og gjennomføres slik at eventuelle hindringer ikke skaper svakhetssoner med liten andel virksom fiber, i bærende konstruksjoner er dette svært viktig. Se ellers veiledningsdel kap. 5.8.

Ved uheldig kombinasjon av fibertype, fibermengde og betongsammensetning kan fibre balle seg sammen, derfor er prøveblanding viktig. Ved utstøping må det påses at fiberballer ikke forekommer. Ved pumping vil dette bli oppdaget på rist før pumping. Ved utstøping ellers kontrolleres dette visuelt under utstøpingen. Dersom fiberballing forekommer, skal denne betongen avvises, og produksjonen modifiseres.

2.8.2 Mottakskontroll

Dette kapitlet forutsetter at betongprodusentens produksjonskontroll er gjennomført iht. kapittel 2.7. Hver følgeseddel kontrolleres med hensyn til signering, betongresept/ reseptnummer, og at tilsatt fibermengde er anført og/ eller signert av den som tilsatte fiberen.

All betong skal ved mottak inspiseres for å påse at den inneholder riktig fibertype, og for å få en subjektiv oppfatning av betongens støpelighetsegenskaper og om fibre synes å være homogent fordelt og at fiberballer er unngått. Mottakskontrollen omfatter iht. NS-EN 13670+NA også kontroll av konsistens, densitet, luft (hvis MF-betong) og uttak av prøver for påvisning av trykkfasthet.

Ytterligere kontroll (identitetsprøving) av fiberinnhold og –fordeling utover produksjonskontrollen beskrevet i Tabell 2.5 utføres hvis dette er krevd i produksjonsunderlaget.

Luftinnholdet i fiberbetong kan i større grad enn i annen betong påvirkes av transport. Hvis det ved måling påvises (MF-betong), eller det er mistanke om en slik påvirkning, bør luftinnholdet ved blandeverket styres etter målt luftinnhold ved leveransestedet. Dette gjelder både dersom det er krav til luft eller ikke fordi fastheten er sterkt avhengig av luftinnholdet.

2.8.3 *Transport på byggeplass, utlegging, pumping og komprimering*

Transport og pumping av fiberbetong utføres på samme måte som for normal betong, se NS-EN 13670+NA.

Fiberbetongen må ikke overvibreres eller flyttes vesentlig med vibratoren da for mye vibratorenergi kan sende fiber bort fra vibratoren og etterlate områder med lite fiber, se kapittel 5.6.

I enkelte tilfeller kan støpeteknikk etc. påvirke fiberfordeling og –orientering i betydelig grad. Støpearbeidene skal normalt utføres slik at fiberfordelingen blir jevn og fiberorienteringen tilnærmet isotrop. Dersom en bestemt fiberorientering er forutsatt ved dimensjonering, skal produksjonsunderlaget beskrive hvilke egenskaper som skal dokumenteres på prøvestykker produsert på byggeplass inklusive prøveomfang og samsvarskriterier.

2.9 **Tiltak i tilfelle avvik i produksjon eller utførelse**

Dersom avvik konstateres for noen av de stille krav skal korrigerende tiltak gjennomføres umiddelbart. Avviksbehandlingen skal omfatte:

- Årsaken til avviket
- En vurdering av om avviket har en indirekte årsak i organisasjonsmessige forhold eller svakhet ved rutiner/ prosedyrer.
- Vurdering av konsekvensene for det støpeavsnitt hvor avviket er konstatert, hvorvidt avviket kan berøre flere støpeavsnitt enn der det opprinnelig ble konstatert, behov for tiltak.

For øvrig henvises det til NS-EN 13670+NA, pkt. 4.4.

Eventuelle avvik i fiberinnhold kan fastlegges ved å bestemme fiberinnholdet i utborede kjerner, alternativt kan ikke-destruktive testmetoder være aktuelle. Konsekvensene av avvik av fiberinnhold for resttrekkfastheten må vurderes.

Avvik i trykkfasthet kan ha konsekvenser for resttrekkfastheten, og kan medføre en redusert bæreevne. Se trykkfasthetsstandard og konstruksjonsfasthetstandard NS-EN 13791

For ytterligere informasjon, se veiledningskapittel 5.3 og 5.5.

3 PRØVINGSMETODER OG EVALUERING AV PRØVERESULTATER

3.1 Innledning

Dette kapitlet beskriver kort de aktuelle prøvingsmetodene som skal benyttes for påvisning av at krav som er spesielle for fiberbetong er oppfylt i henhold til kapittel 2. Dersom alternative metoder benyttes skal verdiene korrigeres iht. dokumenterte relasjoner mellom de aktuelle metodene. Metodene som beskrives omhandler aktuelle metoder for prøving av restbøyestrekfasthet, reologiske egenskaper av fersk betong, samt fiberinnhold og fiberfordeling i fersk og herdet betong.

3.2 Prøving av herdet betong av betongleverandør

3.2.1 Generelt

Fiberarmert betong bør ha en relativt stabil reststrekfasthet ved økende rissvidde. Denne reststrekfastheten kan være større eller mindre enn betongens strekkfasthet avhengig av fibermengde og fibreens forankringskapasitet og strekkstyrke.

Fiberleverandørene kan valgfritt deklare tabeller ut fra ulike doseringer og betongkvaliteter, men selv om de fleste leverandører vil ha denne type dokumentasjon tilgjengelig, er ikke dette tilstrekkelig for konstruktiv bruk iht. denne publikasjonen. Fiberleverandørenes anbefalinger kan likevel være et nyttig hjelpemiddel ved proporsjoneringen, og ved forhåndsdokumentasjon som vist i kapittel 5.3.

Fiberbetongens **restbøyestrekfasthet** er en materialparameter som bestemmes fra bøyemomentet i standardiserte prøvebjelker ved aktuelle rissvidder i underkant bjelke (CMOD = Crack mouth opening displacement) under antakelse av lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden (motstandsmoment for tverrsnitt av lineært elastisk materiale). Dette samsvarer ikke med virkelig spenningsfordeling etter opprissing, derfor karakteriseres denne materialparameteren ofte som en fiktiv fasthet og benyttes ikke direkte ved dimensjonering.

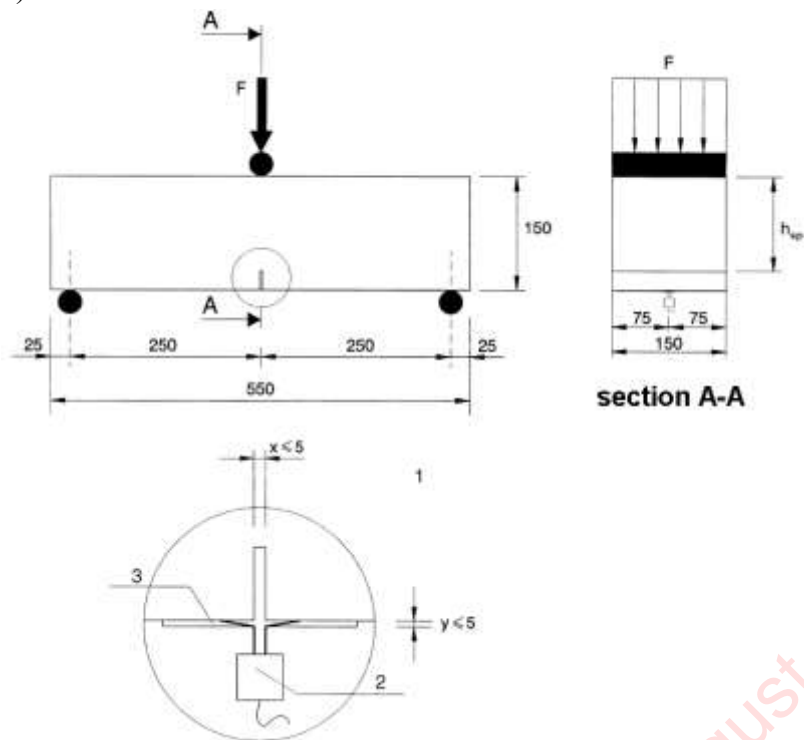
3.2.2 Bestemmelse av restbøyestrekfasthet iht. NS-EN 14651

Bestemmelsen av restfasthetsklasse i avsnitt 2.4.1 er i henhold til NS-EN 14651:

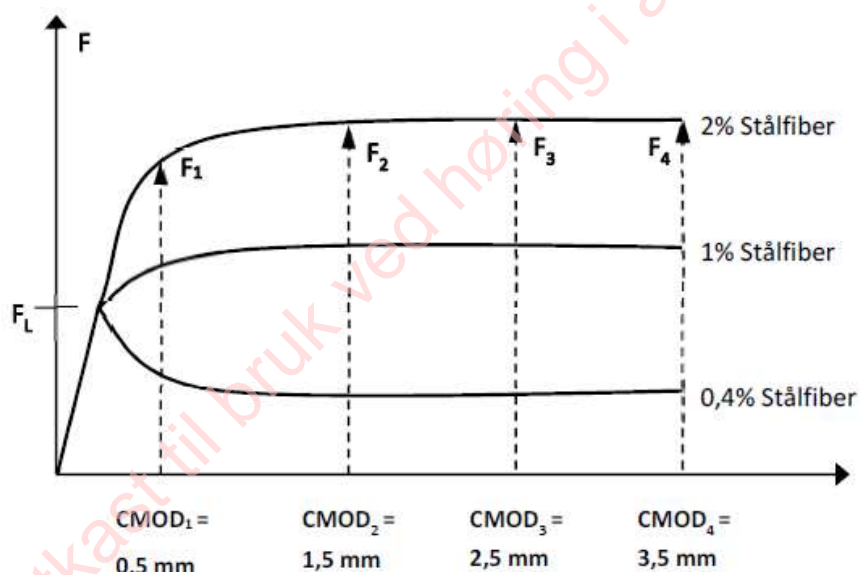
Prøvingsmetoder for betong med metalliske fibre – Måling av bøyestrekfasthet

(proporsjonalitetsgrense og restfastheter), Figur 3.1. I denne publikasjonen forutsettes det at den aktuelle prøvingsmetoden også benyttes for andre aktuelle fibertyper enn stålfiber.

a)



(b)



Figur 3.1: Bjelketest i henhold til NS-EN 14651. (a) Forsøksoppsett, (b) Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrensen (første riss) og last ved spesifiserte rissvidder (CMOD₁ – CMOD₄ = crack mouth opening displacements).

Utgangspunktet for bestemmelse av restbøystrekkfasthet er last ved opprissing og de fire forhåndsdefinerte rissviddene i bjelkens underkant ($F_{R,1}$ - $F_{R,4}$ vs CMOD₁-CMOD₄) illustrert i Figur 3.1. Restbøystrekkfastheten ($f_{R,i}$) kan da bestemmes fra målt last eller moment ved foreskrevet nedbøying for standard bjelkeprøver som:

$$f_{R,i} = 6M_{Ri}/bh^2, \text{ hvor } M_{Ri} = F_{Ri} \cdot L/4$$

Her er det benyttet lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden, eller motstandsmoment for uopprisset tverrsnitt. Ettersom det er enklere å måle nedbøyning (δ) enn rissåpning (CMOD), angir NS-EN 14651 følgende uttrykk for sammenhengen mellom de to størrelsene:

$$\text{CMOD} = (\delta - 0,04) / 0,85$$

Karakteristiske verdier (0,05-kvantilen) bestemmes deretter som:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s$$

hvor s er standardavviket fra prøveserien, og $k = 1,7$ når prøveopplegget beskrevet i avsnitt 2.5.3 følges.

Følgende fasthetsparametere vil dermed være kjent fra prøvingen:

$f_{c1,L}, f_{ctk,L}$	= Midlere og karakteristisk bøyestrekfasthet: strekkspenning ved første riss eller ved rissvidde = 0,05 mm ved "hardening" oppførsel
$f_{R,1}, f_{Rk,1}$	= Midlere og karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde
$f_{R,2}, f_{Rk,2}$	= Midlere og karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 1,5 mm rissvidde
$f_{R,3}, f_{Rk,3}$	= Midlere og karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde
$f_{R,4}, f_{Rk,4}$	= Midlere og karakteristisk restbøyestrekfasthet ved 3,5 mm rissvidde

De karakteristiske verdiene $f_{Rk,1}$ og $f_{Rk,3}$ benyttes til å bestemme restfasthetsklassen i kapittel 2, og videre forutsettes også de tilsvarende middelverdiene $f_{R,1}$ og $f_{R,3}$ kjent som en del av beregningsgrunnlaget i kapittel 4.

3.3 Prøving av fersk betong

3.3.1 Metoder for bestemmelse av reologiske egenskaper

Tilsetting av fiber påvirker betongens støpelighet, noe som også er tilfelle ved ordinære fibervolum (<60 kg/m³ stålfiber). Å finne gode målemetoder for støpelighet til fiberbetong har vist seg å være utfordrende. For en vanlig komprimerbar fiberbetong kan innblanding av fiber gi inntrykk av at betongen vil være vanskelig å støpe når den er i ro, men betongen kan likevel være velegnet, ettersom den avstivende effekten til fibre kan forsvinne ved bevegelse, slik at den kan støpes etter vanlige metoder. Målemetoder for bearbeidbarhet basert på statiske metoder (f.eks. synk) gir derfor ofte ikke tilstrekkelig svar på støpbarhet, men for å kunne benytte dynamiske målemetoder må betongen være flytende. Derfor vil synk allikevel være den best egnede målemetoden når betongen ikke er flytende.

Generelt er de tre mest aktuelle metodene er synk, synkutbredelse og LCPC-boks som nærmere beskrevet under:

Synk (Figur 3.2a er beskrevet i NS-EN 12350-2 og er den vanligste metoden for vurdering av konsistens for betong som skal vibreres. Synk er imidlertid en statisk metode og er dermed ingen fullgod indikator for bearbeidbarhet av fiberbetong, noe som spesielt gjelder ved lav viskositet eller høyt fiberinnhold. Metoden benyttes til å klassifisere betongen i ulike synkklasser.

1. **Synkutbredelse** (Figur 3.2b er beskrevet i NS-EN 12350-8 og baserer seg på synkmetoden som er beskrevet over. Utstyret som benyttes er i hovedsak det samme som for synk, men i tillegg trengs en plan stålplate med innmerking av en ring med diameter 500 mm, samt stoppeklokke. Det undersøkes hvor lang tid betongen bruker på å flyte ut til ringen, og denne tiden benevnes t_{500} . I tillegg måles diameteren (s_u) når betongen har fått flyte helt ut. Metoden benyttes til å klassifisere betongen i ulike utbredingsklasser/synkutbredelsesklasser.

I tillegg kan det settes et stål gitter rundt slumpkjeglen, og vi får den såkalte J-ringmetoden iht. NS-EN 12350-12. Det er mulig å undersøke hvorvidt betongen vil flyte gjennom små åpninger som for eksempel armeringsgitter og/eller andre hindringer, uten å segregere eller blokkere. Åpningene i gitteret bør være representativt for situasjonen i den virkelige konstruksjonen.

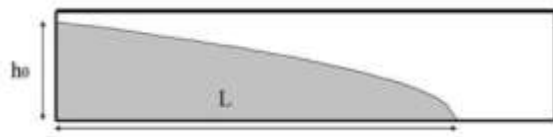
LCPC-boks metoden (Figur 3.2c) Her helles 8 liter betong ned i den ene enden i løpet av ca. 30 s, og utbredelseslengden og geometrisk form benyttes til å beregne betongens flyteskjærspenning. Visuelt beskriver også metoden betongens evne til å transportere fibrene, og den anses som mer representativ for situasjonen i en virkelig konstruksjon enn de to andre metodene.



a) Synk



b) Synkutbredelse



c) LCPC-boks

Figur 3.2: Målemetoder for betongens konsistens.

3.3.2 Fiberinnhold og fiberfordeling i fersk betong

Fiberinnhold og –fordeling skal kontrolleres både i forbindelse med støping av bjelker for forhåndsbestemmelse av restbøyestrekkefasthet, og som en del av samsvarskontrollen. Prøvingen gjennomføres etter NS – EN 14721 med modifikasjoner som beskrevet under. Omfanget for forhåndsdokumentasjon og samsvarskontroll er beskrevet i Tabell 2.3 og Tabell 2.5.

1) Prøvetaking

Én prøve består av tre prøveuttak som alle tas fra samme betonglass, en i starten, midten og slutten av lasset. Minimum prøvestørrelse er 8 liter.

2) Målemetode

Volumet av hvert prøveuttak bestemmes på følgende måte: Hvert prøveuttak fylles i en bøtte og toppen trekkes av. Volumet av betongen er da lik innvendig volum av bøtta.

Fibrene i hver prøve skiller fra den ferske betongmassen enten ved utvasking eller ved hjelp av andre innretninger beregnet til formålet. Til slutt tørkes og veies den samlede mengden av fiber til nærmeste hele gram.

Alternative målemetoder som gir tilsvarende nøyaktighet kan også benyttes.

3) Evaluering

Samsvar er oppnådd når resultatet av de tre prøveuttakene oppfyller kravene gitt i Tabell 2.3 og Tabell 2.5.

3.4 Prøving av herdet betong støpt på byggeplass og i betongelementfabrikk

3.4.1 Generelt

Prøving av herdet betong er mest aktuelt som forhåndsprøving, men kan også være aktuelt som etterkontroll ved utsaging/utboring av prøvestykker fra konstruksjonsdeler.

Støpeteknikk og geometri av konstruksjonen påvirker fiberfordeling og –orientering. Dette kan ha konsekvenser for sikkerhet, men kan også utnyttes for å oppnå gunstige løsninger ved for eksempel gjentatt produksjon. Det kan derfor være aktuelt å lage prøvestykker eller sage ut deler av konstruksjonselementer for dokumentasjon av:

- fiberinnhold og fiberorientering i herdet betong;
- mekaniske egenskaper i herdet betong, dvs. primært restbøyestrekkefasthet.

Etterfølgende avsnitt angir hvordan dette kan gjøres og tas hensyn til ved dimensjoneringen ved hjelp av informasjon fra utsagete bjelker. Alternative metoder basert på andre prøvestykker og mekanisk prøving eller elektrisk ledningsevne/magnetisme er også beskrevet i litteraturen. Temaet er ytterligere behandlet i kapittel 5.8.

3.4.2 Metode for bestemmelse av restbøyestrekkefasthet fra utsagde bjelkeprøver

Dersom in-situ målt bøyestrekkefasthet skal tas hensyn til kan metoden basert på sagete bjelker beskrevet i det etterfølgende benyttes. Dette er mest aktuelt ved selvkomprimerende betong og/eller dersom effekten av spesiell støpeteknikk eller utførelse skal tas hensyn til. Bjelkene må sages ut fra de støpte konstruksjonselementene slik at de er representative for de kritiske områdene i den virkelige konstruksjonen.

For denne metoden kan restbøyestrekkefastheten ved aktuell nedbøyning ($f_{R,i}$) bestemmes fra målt last eller moment på de sagete bjelkene som:

$$f_{R,i} = 6M_{Ri}/bh^2, \text{ hvor } M_{Ri} = F_{Ri} \cdot L/6$$

Som for metoden i forrige avsnitt er det benyttet lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden.

Følgende uttrykk kan benyttes til å bestemme sammenhengen mellom CMOD og deformasjon:

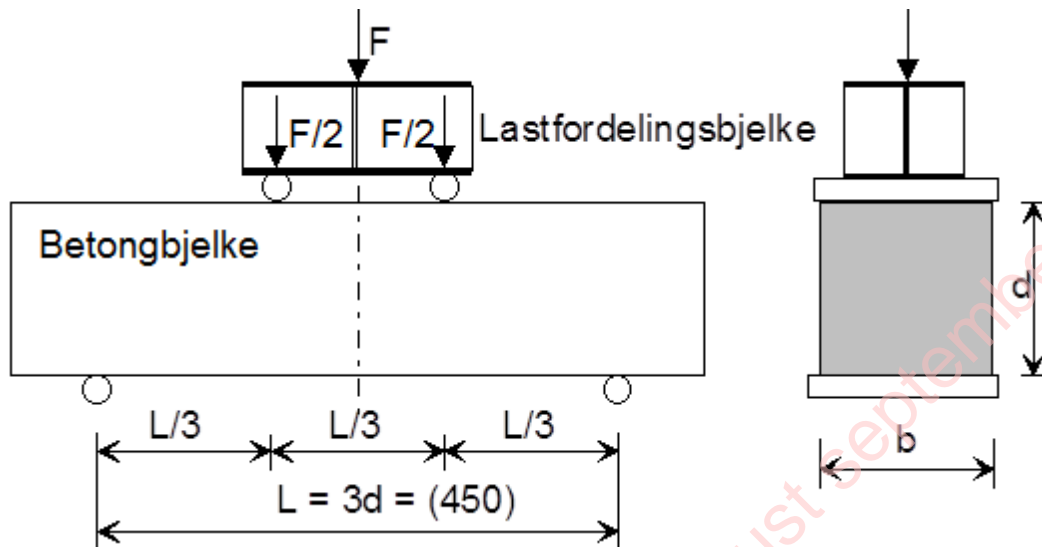
$$\text{CMOD} = 4h \cdot \delta / L \text{ (mm)}$$

Et mer nøyaktig uttrykk som tar hensyn til plassering av rissviddemålere og riss finnes beskrevet i Sandbakk [1].

Verdier tilvarende restbøyestrekkefasthetene fra NS-EN 14651 og de definerte fasthetsklassene kan dermed bestemmes:

$$\begin{aligned} f_{ct,L}, f_{ctk,L} &= \text{Midlere og karakteristisk bøyestrekkefasthet: strekkspenning ved første riss} \\ &\text{eller ved rissvidde} = 0,05 \text{ mm ved "hardening" oppførsel} \\ f_{R,1}, f_{Rk,1} &= \text{Midlere og karakteristisk restbøyestrekkefasthet ved 0,5 mm rissvidde} \\ f_{R,3}, f_{Rk,3} &= \text{Midlere og karakteristisk restbøyestrekkefasthet ved 2,5 mm rissvidde} \end{aligned}$$

Verdiene fra denne metoden kan generelt ligge noe lavere enn NS-EN 14651 ettersom en del fiber blir kappet ved utsagingen og dermed mister forankring, og fordi den gunstige vegg-effekten som orienterer fibre med bjelkenes lengderetning i NS-EN 14651 ikke er med i denne metoden. På grunn av de mange forhold som kan påvirke resultatene er det imidlertid vanskelig å etablere en generell sammenheng mellom metodene.



Figur 3.1: Metode basert på sagde bjelker

3.4.3 Metode for å ta hensyn til spesiell fiberorientering

Dersom fiberorienteringsfaktoren og den lokale fibermengden i bjelkeprøven ikke kan regnes å være representativ for de aktuelle utstøpningsforhold i konstruksjonen, kan restbøyestrekfastheten normaliseres til en generelt gyldig verdi som følger:

$$f_{R(k),i,norm} = f_{R(k),i} \cdot v_{f,nom} / (v_f(4\alpha - 1))$$

hvor:

v_f = målt volumforhold fiber

$v_{f,nom}$ = nominelt fiberinnhold i henhold til blanderesept

α = fiberorienteringsfaktor beregnet med målt fiberantall og volumforhold, $\alpha=0,5$ tilsvarer isotrop fiberorientering (3.4.4).

$f_{R(k),i}$ = Karakterisk eller midlere restbøyestrekfasthet bestemt ved prøving

$f_{R(k),i,norm}$ = Normalisert karakterisk eller midlere restbøyestrekfasthet

Tilsvarende kan restbøyestrekfastheten som skal benyttes for konstruksjonen korrigeres ut fra den normaliserte verdien dersom annen orienteringsfaktor enn den som tilsvarer isotrop fiberfordeling er dokumentert:

$$f_{R(k),i,struct} = f_{R(k),i,norm} (4\alpha_{struct} - 1) v_{f,struct} / v_{f,nom}$$

hvor:

- $v_{f,struct}$ = volumforhold fiber i aktuell konstruksjonsdel
 α_{struct} = fiberorienteringsfaktor dokumentert for konstruksjonen
 $f_{R(k),i,struct}$ = karakterisk eller midlere restbøystrekkfasthet for konstruksjonen

3.4.4 Teoretisk reststrekkfasthet

Den enaksiale effektive karakteristiske reststrekkfastheten for betong med gitt volumforhold fiber (kapittel 4.1) kan bestemmes teoretisk kombinert med prøving i aktuell betong, se nærmere omtale i kapittel 5 Veiledning. Veiledningen inkluderer også bestemmelse av orienteringsfaktor for fiber for aktuelle utstøpingsforhold. Reststrekkfastheten bestemmes som:

$$f_{Ftu,ef} = \eta_0 v_f \sigma_{fk,mid} \quad (3-1)$$

- hvor v_f = Volumandel fiber
 $\sigma_{fk,mid}$ = Karakteristisk verdi for middelspenningen i alle fibre som krysser risset med tilfeldig fordelte forankringslengder og retninger. Denne parameteren er sterkt avhengig av både fibertype og betongkvalitet, og må være bestemt fra relevante forsøk.
 η_0 = Kapasitetsfaktoren, dvs. forholdet mellom normalkraftresultanten av fibre med aktuell retningsfordeling, og resultantkraften i ensrettede fibre med samme spenning.

Kapasitetsfaktoren η_0 kan antas lik 1/3 for fibre med tilfeldig romlig retningsfordeling. Dersom fiberorienteringen er dokumentert ved forsøk kan følgende relasjoner mellom kapasitetsfaktoren og fiberorienteringsfaktoren benyttes:

$$\begin{aligned} \eta_0 &= 4/3 \alpha - 1/3 && \text{for } 0,5 < \alpha < 0,8 \\ \eta_0 &= 2/3 \alpha && \text{for } 0,3 < \alpha < 0,5 \end{aligned}$$

Hvor fiberorienteringsfaktoren beregnes fra fiberarealforholdet som følger:

$$\begin{aligned} \alpha &= \rho / v_f \\ \text{hvor } \rho &= n A_f / A_c, \end{aligned}$$

n er antall fibre,
 A_f er tverrsnittsarealet av en fiber,
 A_c er arealet av aktuell tverrsnittsdelt.

I kapittel 4.1 introduseres kapasitetsfaktoren κ_0 , Denne er 1,0 for antatte isotrope forhold, og kan relateres til kapasitetsfaktoren som:

$$\kappa_0 = 3 \eta_0$$

3.4.5 Bestemmelse av fiberinnhold og fiberorientering i herdet betong

Det bemerkes at det knyttes stor usikkerhet til bestemmelse av fibermengde i herdet betong ved uttrekk av fiber (knusing av betongen). Usikkerheten er spesielt stor for polymerfibre da

disse har mye lavere egenvekt enn herdet betong, og det er vanskelig å fjerne all sement fra fibrene. NS-EN 14488-7 "Fiberinnhold i fiberarmert betong" spesifiserer at telling av polymerfiber bør gjøres i fersk betong og at metoder basert på uttrekk fra herdet betong er uegnet

For ytterligere forklaring og definisjon av orienteringsfaktorer se NB15 og phd-avhandlingene Døssland [2], Zirgulis[3] og Sarmiento[4].

Som beskrevet i 3.4.4 kan den enaksiale karakteristiske reststrekkfastheten for betong med gitt volumforhold fiber bestemmes teoretisk kombinert med prøving i aktuell betong, som

$$f_{Fu,ef} = \eta_0 v_f \sigma_{fk,mid}$$

Uttrykket tar hensyn til fiberens orientering med en kapasitetsfaktor η_0 . Kapasitetsfaktoren η_0 er 1/3 for fibrer med tilfeldig romlig retningsfordeling, 1/2 for planorienterte fiber, og 1 dersom alle fibrene er ensrettet. (Merk at denne ikke samsvarer med kapasitetsfaktor κ_0 i kapittel 4.1 og som er 1,0 ved antatte isotrope forhold)

For massive betongkonstruksjoner er fiberorienteringen i hovedsak romlig orientert, slik at materialet er tilnærmet isotropt. Fiberen har en tendens til å orientere seg parallelt forskalingen, noe som fører til en mer 2-dimensjonal fiberorientering i konstruksjoner som har en relativt liten tykkelse i forhold fiberlengden, eksempelvis plater og vegger. For små bjelke eller søyletverrsnitt, vil samme effekt føre til at fiberen har en tendens til å orientere seg i lengderetning, det vil si en stor grad av ensrettede fiber.

Også andre faktorer enn konstruksjonstykkelsen påvirker fiberorienteringen. Forsøk viser at fiberen har en tendens til å orientere seg vinkelrett på flyteretningen ved bruk i SKB, og som beskrevet i kapittel 5.8.1 kan også bearbeiding/vibrering påvirke fiberorienteringen og plassering. Flere undersøkelser har vist at stangarmeringen kan påvirke fiberorienteringen, og også fiberfordelingen over tverrsnittshøyden.

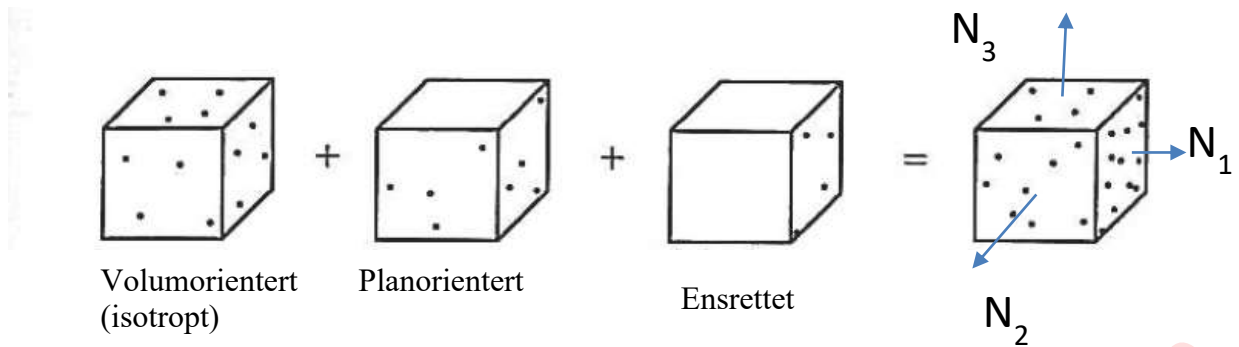
For å kunne ta hensyn til en gunstig fiberfordeling kan fiberorienteringen undersøkes ved å sage ut prøvestykker av konstruksjonen. Det telles så hvor mange fiber som krysser de tre flatene. For stålfiber er det lett å observere visuelt hver fiber som krysser sageflaten. Tellingen kan gjøres manuelt, eller digitalt ved hjelp av bildeanalyse («image analysis»).

Fibervolumet kan, som beskrevet i 3.4.4, bestemmes ved knusing av prøvestykkene. Dette er imidlertid en relativt arbeidskrevende metode.

En enklere metode for å estimere fibervolumet v_f i prøvestykket er presentert her. Denne betraktningen kan benyttes til å bestemme fiberinnholdet ved å telle fibre på flater i tre ortogonale retninger. Fibervolumet bestemmes som:

$$v_f = \left(N_1 + \frac{9}{16} N_2 + \frac{7}{16} N_3 \right) \frac{A_f}{A_c} \quad (3-2)$$

der $N_1 > N_2 > N_3$ er antall fiber på de tre flatene,
 A_f er arealet på hver fiber,
 A_c er tverrsnittsareal av terningen.



Figur 3.2: Enhver orienteringssituasjon er en kombinasjon av tre ideelle situasjoner. Antall fiber på hver flate bestemmer hvor stor andel som er hhv isotropt orientert, planorientert og ensrettet. Det anbefales å benytte middelverdien av to motstående flater.

- [1] Sandbakk, S. (2011) Fibre reinforced concrete, PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [2] Døssland, Å.L.(2008) Fibre reinforcement in load carrying concrete structures, PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [3] Zirgulis, G.(2015) Fibre orientation in steel fibre reinforced concrete. PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [4] Sarmiento, E.,V. (2016) Flowable fibre reinforced concrete for structural applications, PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.

4 DIMENSJONERINGSREGLER

4.1 Dimensjoneringsprinsipper

Konstruksjonene utført og dimensjonert etter denne publikasjonen skal tilfredsstillere funksjonskravene angitt i Eurocode 2 for dimensjonerende grensetilstander, styrke, brukskrav og levetid. Videre baseres beregningsmetodene for fiberbetong på tilsvarende prinsipper som beregninger for vanlig betong.

Fiberbetong med konvensjonell armering som er dimensjonert etter denne publikasjonen, kan brukes i konstruksjonsdeler i alle pålitelighetsklasser som definert i NS-EN-1990.

Fiberbetong uten konvensjonell armering kan brukes i pålitelighetsklasse 1 der det ikke er fare for liv ved sammenbrudd, eller i unntakstilfeller der det ikke er nedstyrtingsfare.

For konstruksjoner der sammenbrudd kan medføre tap av menneskeliv, eller er av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, skal det i tillegg til de vanlige kontrollene påvises at bøyemomenter og aksialtrekkrefter i karakteristisk lastkombinasjon kan bæres av tradisjonell slakk- eller spennarmering uten bidrag fra fiberarmeringen. I denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes lik 1,0.

Dersom plastiske beregningsmetoder (bruddlinjeteori), eller lineær elastisk analyse med begrenset omfordeling av kreftene benyttes for fiberarmerte plater og bjelker i bruddgrensetilstanden, skal det påvises at rotasjonskapasiteten er tilstrekkelig til at de forutsatte mekanismene kan dannes.

Fra svensk standard SS 812310:2014 fremkommer at forventet gjennomsnittlig variasjonskoeffisient er 20 % for reststrekkfasthet fra bjelkeforsøk, mens alt fra 15 % til 30 % kan forventes. For virkelige konstruksjoner med større bruddsoner og muligheter for betydelig kraftomlagring kan en betydelig lavere spredning observeres og utnyttes. For å unngå for gunstige resultater fra bøyeforsøk slik at spredningen i fasthet kan behandles konsistent, settes derfor en øvre grense for karakteristisk restbøyestrekfasthet tilsvarende 60 % av midlere restbøyestrekfasthet, slik at:

$$f_{R,1kber} = \min(f_{R,1k}, 0,6 \cdot f_{R,1m})$$

$$f_{R,3kber} = \min(f_{R,3k}, 0,6 \cdot f_{R,3m})$$

Restbøyestrekfasthetene $f_{R,1k}$ og $f_{R,3k}$ samt de tilsvarende middelveiene $f_{R,1m}$ og $f_{R,3m}$ forutsettes kjent fra valg av restfasthetsklasse som spesifisert i Tabell 2.2 i kap. 2 og prøveresultatene fra NS-EN 14651.

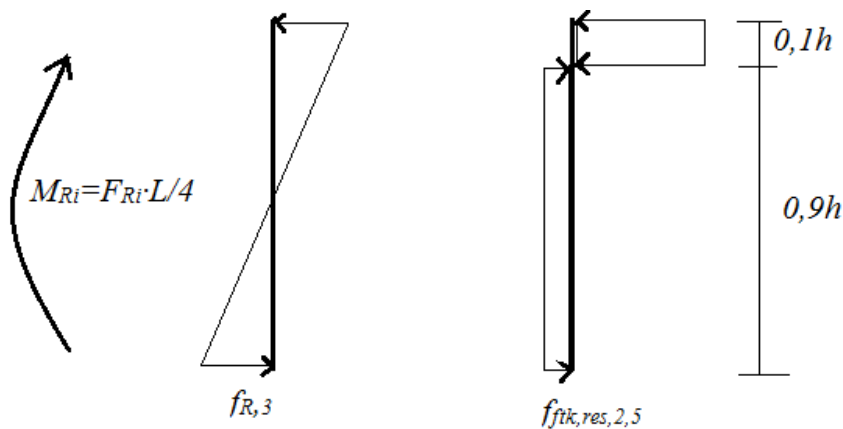
Videre bestemmes de karakteristiske enaksielle reststrekkfasthetene som:

$$f_{Fisk} = 0,45 f_{R,1kber} - \text{benyttes i bruksgrensetilstanden}$$

$$f_{Fuk} = 0,37 f_{R,3kber} - \text{benyttes i bruddgrensetilstanden}$$

Overnevnte relasjon er basert på at samme last antas opptatt av to ulike spenningsfordelinger som vist i Figur 4.1, lineær elastisk for bestemmelse av $f_{R,3k}$ og ideelt plastisk med antatt

trykksonehøyde for bestemmelse av f_{Ftuk} . For bestemmelse av f_{Ftsk} er strekksonehøyden med konstant spenning i figur 4.1 under antatt som $0,66h$.



Figur 4.1: Illustrasjon av relasjonen mellom karakteristisk reststrekkefasthet og karakteristisk restbøyestrekkefasthet, $f_{Ftuk} = 0,37 f_{R,3kber}$

Den effektive reststrekkefastheten bestemmes som:

$$f_{Fts,ef} = \kappa_0 \cdot f_{Ftsk}$$

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_0 \cdot f_{Ftuk}$$

hvor:

κ_0 = en fiberorienteringsfaktor

For ordinær vibrert betong i konsistensklassene S2-S4, settes fiberorienteringsfaktoren normalt til 1,0 eller 0,5 i spesielle tilfeller som beskrevet senere i dette kapitlet. For selvkompimerende betong og vibrert betong i konsistensklasse S5, kan faktoren bestemmes basert på prøving, med en øvre grense på 2,0. Alternativt kan fiberorienteringsfaktoren bestemmes fra telling på prøvestykker av herdet betong som vist i kap 3.4.5.

Dimensjonerende reststrekkefasthet for bruddgrensetilstanden bestemmes som:

$$f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}}$$

4.2 Bestandighet

Bæreevnen til konstruksjoner utført i fiberbetong er avhengig av miljøaggressivitet i tillegg til fasthetsegenskaper. For konstruksjonsdeler med stålfiberarmering utsatt for eksponeringsklasse XD1-2, og XS1-2 iht. Eurocode 2, skal reststrekkefastheten i tverrsnittet i de ytterste 10 mm mot eksponert flate ikke medtas ved kontroll av bruks- og bruddgrensetilstanden. For eksponeringsklasse XD3 og XS3 skal reststrekkefastheten i de ytterste 20 mm ikke medtas i tilsvarende kontroller.

4.3 Bruddgrensetilstand

4.3.1 Materialfaktorer

Materialfaktoren for reststrekkfastheten f_{Ftud} , som bestemt i kapittel 4.1 skal settes til:

$$\gamma_{cf}=1,5$$

For øvrig benyttes materialfaktorene angitt i Eurocode 2 for tradisjonell stangarmering og betong i trykk.

4.3.2 Bøyemoment og aksialkrefter

Ved å benytte fiber i betongen kan deler av betongtverrsnittet ta strekkrefter etter opprissing. Strekksonen kan forenklet karakteriseres ved en uniform spenningsfordeling med spenning tilsvarende dimensjonerende reststrekkfasthet, f_{Ftud} . Dersom mer nøyaktige metoder, f.eks. lineær fordeling over strekksonen ønskes benyttet henvises det til *fib* Model Code 2010 eller DIN-EN -1992-1-1 (se referanse kapittel 2.2)

Kapasitet for bøyemoment og aksialkraft kan bestemmes ved å anta at plane tverrsnitt forblir plane etter deformasjon, og at fiberbetongens trykksone og den konvensjonelle armeringens spennings- og tøyningsegenskaper er som gitt i Eurocode 2 pkt. 3.1.7 og 3.2.7.

For tverrsnitt utsatt for rent strekk skal tøyningene i fiberbetongen være mindre enn $3/h$ ‰ (tverrsnittshøyde h [m]). Tilsvarende skal strekk-tøyningene begrenses til $3/h$ ‰ i strekkkranden for tverrsnitt utsatt for bøyning.

4.3.3 Momentkapasitet

Momentkapasiteten skal bestemmes basert på følgende prinsipper:

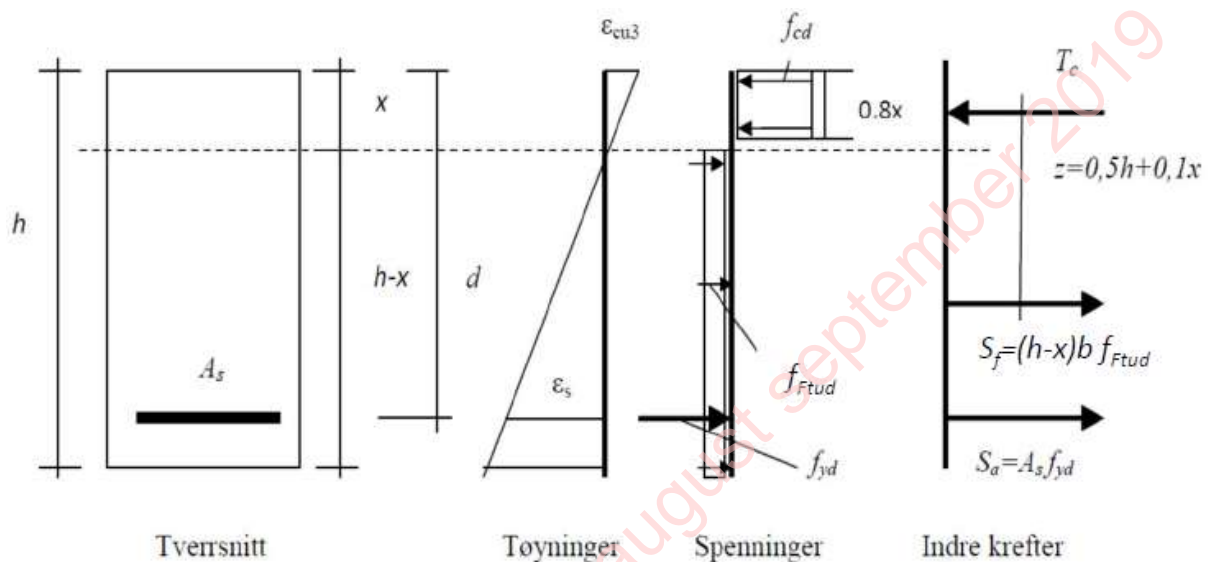
- Det skal påvises at konstruksjonsdelen bærer den dimensjonerende lasten med samvirke mellom stangarmering og stålfiber.
- Den konvensjonelle armeringens arbeidsdiagram er forutsatt å følge retningslinjene i Eurocode 2 punkt 3.2.7.
- Betongens trykksone skal karakteriseres ved bestemmelsene gitt i Eurocode 2 pkt 3.1.7.
- Strekkkapasiteten i fiberbetongen kan medtas som vist i Figur 4.1, med konstant spenning over strekksonehøyden.
- Ved beregning av kapasiteten skal trykksone høyden bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt: $T_c = S_f + S_a$ iht. Figur 4.1.
- Momentkapasiteten kan deretter bestemmes ved å ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt som: $M_{Rd} = S_f(0,5h+0,1x) + S_a(d-0,4x)$

For statisk ubestemte momentpåkjennte plater med slakk- eller spennarmering på strekksiden kan dimensjonerende reststrekkfasthet multipliseres med en faktoren for volumeffekter:

$$\kappa_G = 1,0 + 0,5 \cdot A_{ct} \leq \kappa_{G,maxs} = 1,5$$

Hvor A_{ct} er arealet av strekksonen.

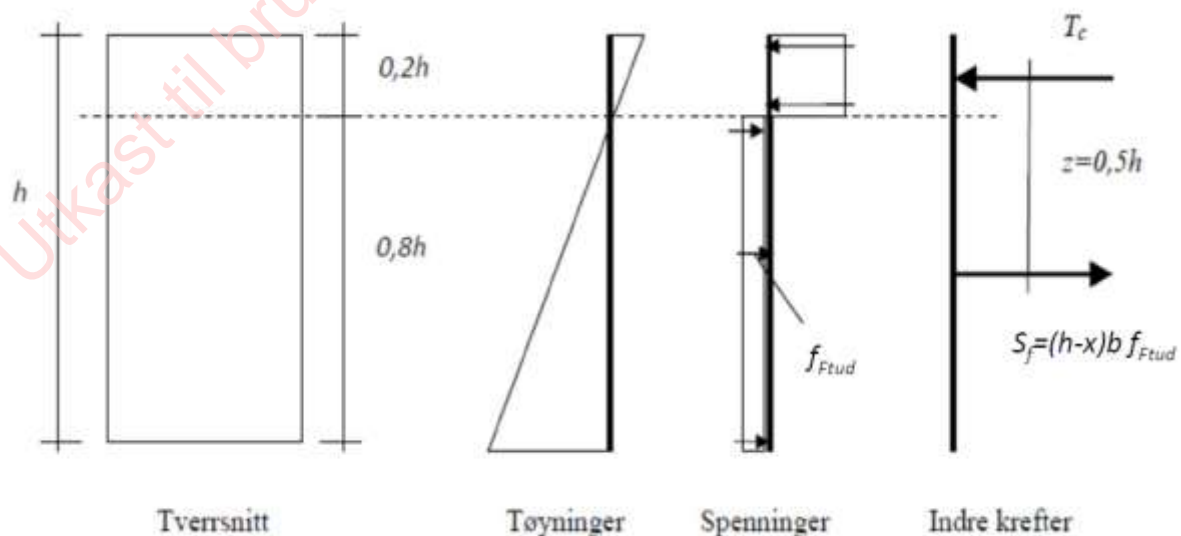
Dersom aksiell likevekt gir at den maksimale strekkføyningen overskrider $3/h$ ‰ som angitt i avsnitt 4.3.2, er det tilstrekkelig å sette trykkføyningen lik ϵ_{cu3} og den maksimale strekkføyningen lik $3/h$ ‰. Alternativt kan for eksempel lamellmetoder basert på prinsippene gitt ovenfor benyttes, se kap 5.9.



Figur 4.1: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning. Betongens bruddtøyning for trykk, ϵ_{cu3} , er gitt i tabell 3.1 i Eurocode 2.

For fiberbetong med karakteristisk reststrekkfasthet, f_{Ftud} , lavere enn 2.5N/mm^2 kan kapasiteten forenklet beregnes ved å anta at reststrekkfastheten, f_{Ftud} , virker over $0,8h$ og at den indre momentarmen er $0,5h$, se Figur 4.2. Momentkapasiteten for et rektangulært tverrsnitt er da gitt ved:

$$M_{Rd} = 0,4 f_{Ftud} b h^2$$

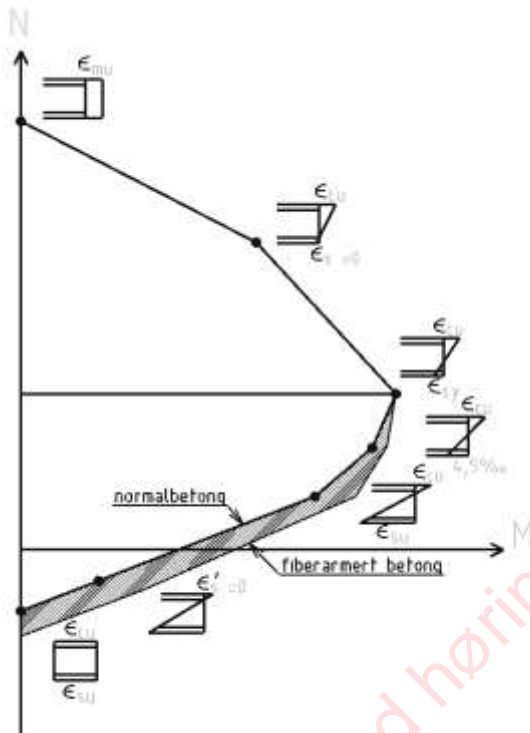


Figur 4.2: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning

4.3.4 Kapasitet for samtidig virkende aksialkraft og moment

Konstruksjonsdeler utført i fiberbetong med konvensjonell armering som er utsatt for samtidig virkende aksialkraft og moment, kan dimensjoneres ved bruk av M-N diagram.

Bruddkriteriene som danner grunnlaget for M-N diagrammet endres litt på strekksiden (under balansepunktet), men ikke på trykksiden ved bruk av fiber i betongen. Lamellmetode kan benyttes også her.



Figur 4.3: Prinsipiell virkning av fiber på M-N diagram.

4.3.5 Dimensjonering for skjærkraft for konstruksjoner med stangarmering på strekksiden

Grunnlag

Det er grundig dokumentert ved eksperimentelle forsøk at stålfiber gir økt kapasitet mot skjærbrudd, mens det ikke er dokumentert at syntetiske fibre har tilsvarende effekt. Reglene i dette kapitlet gjelder derfor bare for stålfiberarmert betong. Videre gjelder reglene i dette punktet for bjelker, staver, plater og skall hvor forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde er minst 3 ved tosidig opplegg og 1,5 ved utkraget konstruksjonsdel, utført i fiberbetong. Konstruksjonsdeler som ikke oppfyller dette kriteriet kan generelt beregnes og dimensjoneres ved hjelp av stavmodeller iht. pkt 6.5 i Eurocode 2 og 4.3.8 i denne publikasjonen.

Skjærkapasitet

Det finnes en rekke metoder og modeller for å beregne skjærkapasiteten til fiberarmert betong. De fleste er baserte på resultater fra ulike bjelkeprøvingsserier med konvensjonell bøyestrekkarmering i underkant bjelke (langsgående hovedarmering).

I komitearbeidet for ny Eurokode 2 (planlagt ferdigstilt 2021) er det etter omfattende diskusjoner gjort et valg om at skjær, gjennomlokking og torsjon kontrolleres på spenningsbasis. Hovedårsaken til dette er at det gir enklere og mer gjenkjennelige uttrykk («Ease of use»). Videre er modellene som blir inkludert i ny Eurokode 2 hovedsakelig basert på forskning utført ved det tekniske universitetet i Lausanne av Professor Aurelio Muttoni og hans medarbeidere [7-12], og forfatterne av denne NB-publikasjonen har valgt å basere seg på gjeldende forslag til ny Eurokode med referanser tilbake til originalpublikasjoner så langt det lar seg gjøre.

Ved den spenningsbaserte skjærkontrollen benyttes følgende parametere:

τ_{Ed} =	Opptredende skjærspenning [MPa], og
$\tau_{Rdc,F}$ =	Fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering [MPa], og
$\tau_{Rds,F}$ =	Fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet inklusive skjærarmering [MPa]

Der $\tau_{Rdc,F} > \tau_{Ed}$ vil det ikke være behov for skjærarmering, og kapasiteten kontrolleres i henhold til ligning (4-2)

Der $\tau_{Rdc,F} < \tau_{Ed} < \tau_{Rds,F}$ vil det være behov for skjærarmering, og kapasiteten kontrolleres i henhold til ligning (4-3)

I begge tilfeller summeres bidraget fra det konvensjonelt armerte tverrsnittet og bidraget fra fiberbetongen slik som tidligere foreslått av Døssland [1], COIN [2], og benyttet i Tysk og Dansk regelverk [3,4]. Til orientering benyttes en alternativ formulering i Svensk Standard [5] basert på *fib* Model Code 2010 [6].

Fordi sammenligninger mellom teori og forsøksresultater har vist at det ikke alltid er riktig å addere sammen full verdi av bidraget fra det konvensjonelt armerte tverrsnittet og fiberarmeringen er det innført en reduksjonsfaktor på førstnevnte.

Tverrsnittsdeler der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering; $\tau_{Rdc,F} > \tau_{Ed}$

Skjærkapasiteten beregnes av to ledd:

τ_{Rdc} :	Betongens skjærkapasitet, inklusive bidrag fra lengdearmering [MPa]
f_{Ftud} :	Fiberbetongens dimensjonerende reststrekkfasthet [MPa] som angitt i kapittel 4.1 og forutsatt $\kappa_0 = 1,0$

Betongens skjærkapasitet settes aldri mindre enn minsteverdien:

$\tau_{Rdc,min}$:	Betongtverrsnittets minste skjærkapasitet uten hensyn til armeringstetthet [MPa], hvor:
--------------------	---

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}} \quad (4-1)$$

Verdien d_{dg} fra ligning (4-1) ivaretar ujevnheter i skjærbruddsonen, og verdien settes som $16+D_{\text{lower}} \leq 40$ for betong med $f_{ck} < 60$ MPa og $16+D_{\text{lower}}(60/f_{ck})^2 \leq 40$ for betong med $f_{ck} > 60$ MPa. D_{lower} er den minste tillatte verdien av D_{max} , og skal spesifiseres av rådgivende ingeniør. Verdien d er den effektive tverrsnittshøyden.

Skjærkapasiteten til den fiberarmerte konstruksjonsdelen bestemmes som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} > \eta \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud} \quad (4-2)$$

hvor:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3}, \text{ og}$$

$$\eta = \max(1/(1 + 0,43 f_{Ftu}^{2,85}); 0,4)$$

Parameterne i uttrykkene for stålfibernes bidrag er fastlagt fra en database som inneholder det meste av skjærforsøk som er gjennomført for stålfiberarmert betong, Minelli et al. [13].

Tverrsnittsdeler der det er behov for skjærarmering; $\tau_{Rd,cF} < \tau_{Ed}$

Skjærkapasiteten beregnes av to ledd:

$\tau_{Rd,s}$: Kapasiteten til den innlagte skjærarmeringen [MPa]
 f_{Ftud} : Som definert i pkt Z over.

Den totale skjærkapasiteten for skjærarmert fiberbetong beregnes som:

$$\tau_{Rd,sF} = 0,75 \tau_{Rd,s} + f_{Ftud} \quad (4-3)$$

(Z)

hvor:

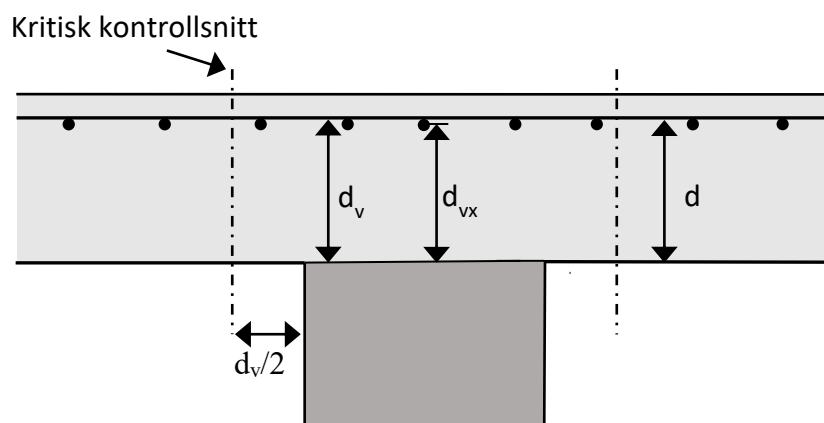
$$\tau_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s} \frac{z}{bd} f_{yd} \quad (\text{forutsatt rissvinkel} = 45^\circ)$$

Faktoren 0,75 reduserer bidraget fra skjærarmeringen ettersom man oppnår full kapasitet i den fiberarmerte konstruksjonsdelen ved mindre deformasjoner enn fullt utviklet tøyning i skjærarmeringen. Momentarmen, z , kan settes til $0,9d$.

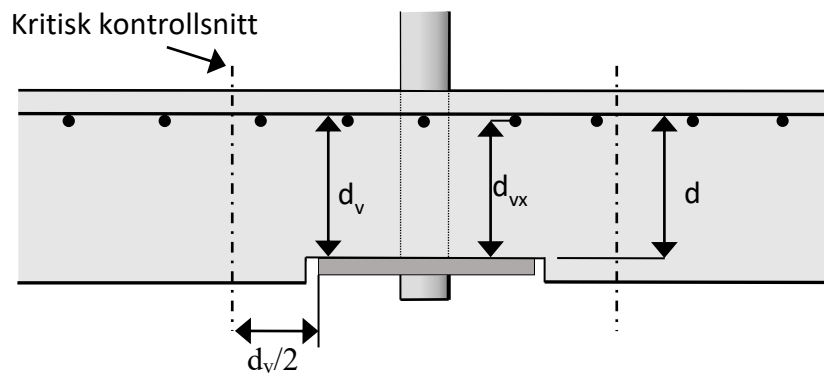
Kontroll av gjennomlorking der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering

For flatdekker og andre konstruksjoner der gjennomlorking er en mulig bruddsituasjon, kontrolleres opptredende skjærspenning, τ_{Ed} , i en avstand $\frac{1}{2}d$ fra kant opplegg, som vist i Figur 4.4 og Figur 4.5. Valget av kritisk snitt i avstand $\frac{1}{2}d$ er i samsvar med *fib* Model Code 2010, og forslag til ny Eurokode 2.

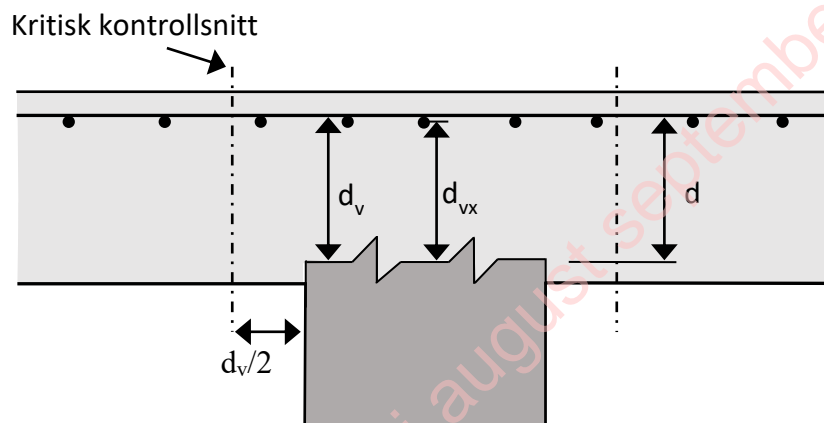
a)



b)



c)



Figur 4.4: Plassering av kritisk kontrollsnitt

Opptredende skjærspenning, τ_{Ed} , beregnes som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_0 d_v}, \quad (4-4)$$

hvor:

$\beta_e = 1,15$ for indre søyler

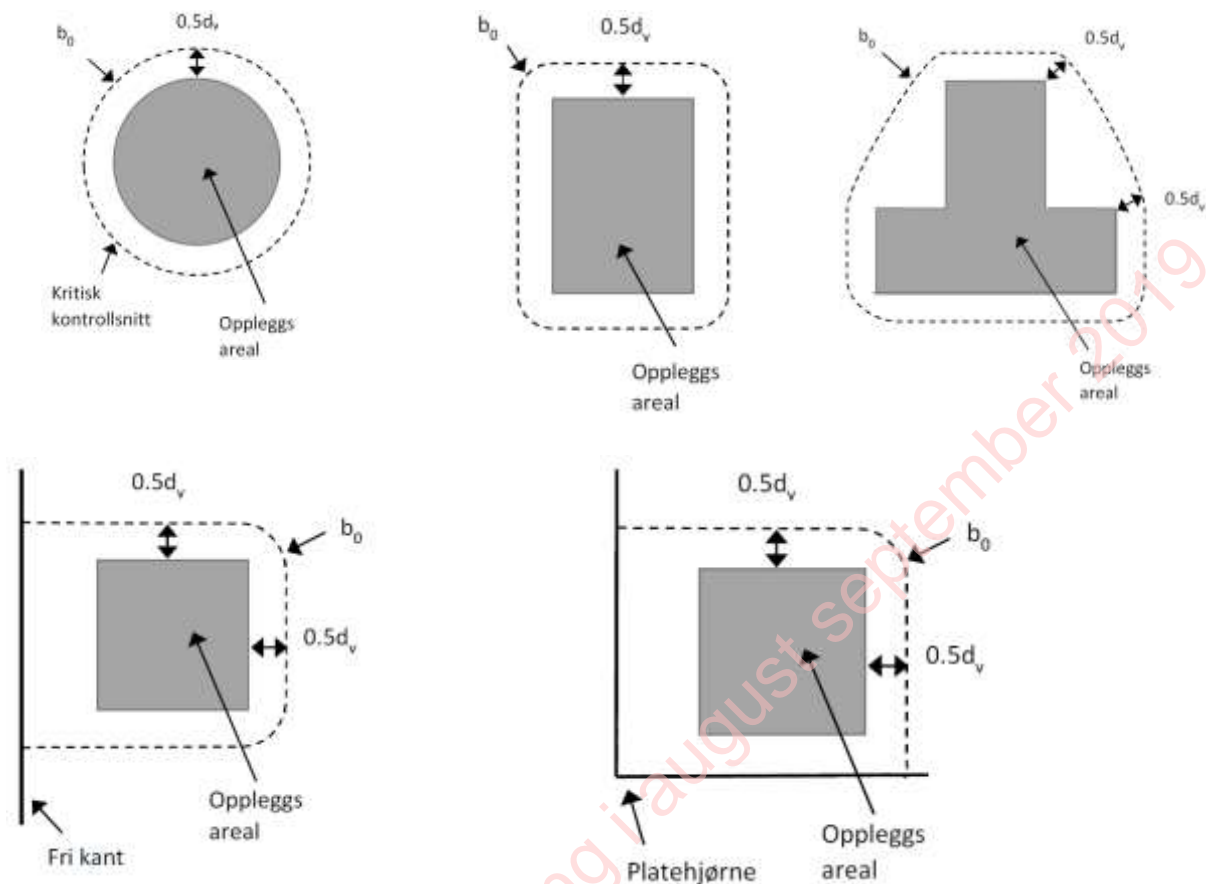
$\beta_e = 1,4$ for randsøyler og -vegger

$\beta_e = 1,5$ for hjørnesøyler

$\beta_e = 1,2$ for vegg hjørner

d_v = den gjennomsnittlige tverrsnittshøyden for armeringen i to retninger.

b_0 = lengden av kontrollsnittet, og kan bestemmes som anvist i Figur 4.4



Figur 4.5: Plassering av kritisk kontrollsnitt for vanlige tilfeller.

Skjærkapasiteten bestemmes som:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} \quad (4-5)$$

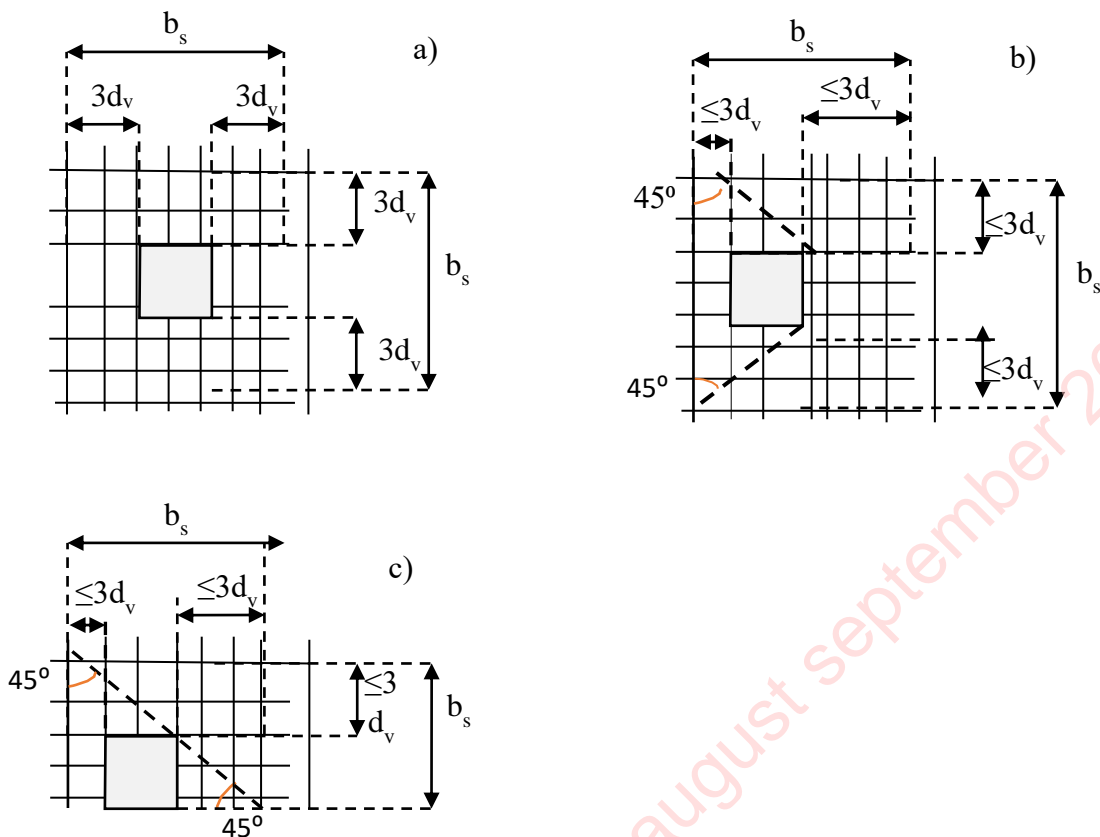
hvor:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}}, \text{ og}$$

f_{Ftud} : Beregnes som ovenfor med $\kappa_0 = 1,0$.

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

Ved beregning av effektivt armeringsforhold, $\rho_l = (\rho_x \times \rho_y)^{0,5}$ benyttes middelveiden av den forankrede strekkarmeringen over en platebredde lik søylebredden pluss $3d_v$ til hver side som definert i Figur 4.6.



Figur 4.6: Definisjon av medvirkende platebredde b_s for bestemmelse av effektivt armeringsforhold for a) indre søyler, b) endesøyler og c) hjørnesøyler

$$k_{bp} = \sqrt{5\mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5$$

μ_p er en koeffisient som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet innenfor kontrollsnittet, og settes som:

$$\mu_p = 8 \text{ for indre søyler}$$

$$\mu_p = 4 \text{ for endesøyler og langs vegg}$$

$$\mu_p = 2 \text{ for hjørnesøyler og vegghjørner}$$

I de kontrollsnitt der $\tau_{Ed} > \tau_{Rd,cF}$, må det tilsettes mer fiber, eller benyttes skjærarmoring, enten som oppbøyde stenger, bøyer eller stenger med T-hoder. Dimensjonering for skjærkraft for konstruksjoner uten stangarmoring

Skjærkapasiteten til den fiberarmerte konstruksjonsdelen bestemmes som:

$$\tau_{Rd,cF} = f_{Ftud}$$

Hvor den dimensjonerende reststrekkfastheten, f_{Ftud} , er definert ovenfor. Bakgrunnen er en antatt rissvinkel på 45° , og videre skal det for gjennomlorking antas et kritisk kontrollsnitt i avstand $0,5d$ fra belastet flate.

4.3.6 Torsjonsmoment i bjelker

Det er utført vesentlig mindre torsjonsforsøk med fiberbetong enn skjærforsøk. Man antar likevel at fiberbetong har gunstig effekt under torsjonspåkjenning på bakgrunn av de gunstige egenskapene med sikte på å begrense rissvidder. Forslaget nedenfor er basert på tysk regelverk foreslått av Oettel [14], og senere verifisering av Plizzari et al [15]. Det forutsettes i det etterfølgende at man kan ikke utnytte fiberbetongens bidrag til torsjonskapasitet hvis fiberbetongens kapasitet er utnyttet til opptak av skjær og/eller moment i det aktuelle tverrsnittet.

Torsjonskapasiteten skal påvises både i lengderetning og i tverretning, og som for skjærkapasitet summeres bidraget for fiberbetongen med en redusert kapasitet for det konvensjonelt armerte tverrsnittet.

Torsjonskapasiteten beregnes av følgende ledd:

$T_{Rd,sl}$:	Torsjonskapasiteten av lengdearmeringen [Nmm]
$T_{Rd,sw}$:	Torsjonskapasiteten av tverrarmeringen [Nmm]
$T_{Rd,clF}$:	Tillegget for torsjonskapasitet av lengdearmeringen grunnet fiberbetong [Nmm]
$T_{Rd,cwF}$:	Tillegget for torsjonskapasitet av tverrarmeringen grunnet fiberbetong [Nmm]

Den totale torsjonskapasiteten i beregnes som:

$$T_{Rd,slF} = 0,75T_{Rd,sl} + T_{Rd,clF}, \text{ og} \quad (4-6)$$

$$T_{Rd,swF} = 0,75T_{Rd,sw} + T_{Rd,cwF} \quad (4-7)$$

hvor:

$$T_{Rd,sl} = \frac{2A_k}{\mu_k \cot\theta} \sum A_{sl} f_{yd}$$

$$T_{Rd,sw} = 2A_k \cot\theta \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}$$

$$T_{Rd,clF} = f_{Ftu,d} t_{ef,i} 2A_k$$

$$T_{Rd,cwF} = f_{Ftu,d} t_{ef,i} 2A_k$$

Ved beregning av fiberbetongens dimensjonerende reststrekkfasthet settes $\kappa_0 = 1,0$ som ovenfor.

A_k er arealet innenfor midtlinjene til det effektive tverrsnittet mens $t_{ef,i}$ er tykkelsen av det effektive tverrsnittet og μ_k er omkretsen av arealet A_k .

4.3.7 4.3.8 Stavmodeller

En maksimal spenning på $f_{Fts,ef}$ og $f_{Ftu,d}$ og idealisert spennings-tøyningssammenheng i samsvar med Figur 4.1 kan benyttes for dimensjonering i bruks- og bruddgrensetilstanden. I slike konstruksjonsdeler anbefales det at κ_0 settes lik 0,5.

Fiberbetongens reststrekkfasthet $f_{Ftu,d}$ kan benyttes til helt eller delvis å erstatte tverrarmeringen i konstruksjonsdeler som beregnes med stavmodeller. Hovedarmeringen i slike konstruksjonsdeler kan reduseres med inntil 30% ved å ta hensyn til $f_{Ftu,d}$.

Fiberbetongens reststrekkfasthet $f_{ftu,d}$ kan også benyttes til helt eller delvis å erstatte tverrarmeringen som kreves for opptak av oppredende strekkspenninger i betongen under konsentrerte laster (partielt belastede flater).

4.4 Bruksgrensetilstand

4.4.1 Spenningsbegrensning

Eurokode 2 kap. 7.2 gjelder også for fiberarmert betong med eller uten stangarmering.

For elementer med kun fiberarmering og bruddgrenselast lavere enn risslast, er det ikke nødvendig med en verifikasjon av spenninger dersom krav i ULS er tilfredsstillt. For elementer med kun fiberarmering og bruddgrenselast høyere enn risslast skal det påvises at spenningene tilfredsstillter:

$$\sigma_t \leq 0.6 \cdot f_{Fts,ef}$$

der $f_{Fts,ef} = 0.45 \cdot f_{R1k} \kappa_0$

f_{R1k} er karakteristisk restbøyestrekfasthet ved $CMOD_1 = 0.5\text{mm}$, $\kappa_0 = 1,0$ for bøyepåkjente konstruksjonsdeler.

4.4.2 Prinsipp for rissviddeberegning

Fiber virker svært gunstig på både rissavstand og rissvidder i fiberbetong med konvensjonell armering, og selv moderate fibermengder kan begrense omfanget av opprissing i relativt stor grad slik at betongen vil være tilnærmet fri for synlige riss ved bruksgrenselast.

Krav til rissvidder for de ulike eksponeringsklassene gitt i EK2 Tabell NA.7.1N gjelder.

I kombinasjon med tradisjonell stangarmering kan rissvidden w_k på betongoverflaten beregnes på tilsvarende vis som i EK2 med korreksjon for bidraget fra fiberen. I denne publikasjonen benyttes imidlertid formuleringen fra *fib* Model Code 2010 [6] som utgangspunkt, og denne forventes også å bli benyttet i den nye versjonen av Eurokode 2. Generelt gjelder:

$$w_k = s_{r,max,cal} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (4-8)$$

der

$s_{r,max,cal}$	er rissavstanden ved stabilisert rissmønster eller alternativt den største kraftinnføringslengden i området til siden for risset ved generering av første riss
ϵ_{sm}	er midlere tøyning i armeringen inklusive svinnbidrag
ϵ_{cm}	$= \sigma_{sr}/E_S$ er midlere tøyning i betongen mellom rissene i nivå tilsvarende ϵ_{sm}

Tøyningsdifferansen $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ beregnes tilsvarende uttrykket i ligning (7.9) i EK2 der det korrigerede *tension stiffening*-uttrykket beregnes som;

$$\sigma_{sr} = k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{s,ef}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{s,ef}\right) \quad (4-9)$$

der

- k_t er faktor avhengig av lastens varighet lik 0,6 for kortvarig belastning og 0,4 for langvarig belastning
- f_{ctm} er midlere enaksiell strekkfasthet (EK2 Tabell 3.1)
- E_s E-modul for armeringsstål (200 000 N/mm²)
- E_{cm} er betongens midlere E-modul iht. tabell 3.1 i EK2.
- $\rho_{s,ef}$ $A_s/A_{C,ef}$ (betongareal i strekk som definert i EK2 Figur 7.1)

Det bemerkes at *tension stiffening*-leddet er inkludert uten påvirkning av fiberen.

Ved beregning av σ_s bør effekten av fibrene hensyntas. Dette kan eksempelvis gjøres ved bruk av lamellmetoden som beskrevet i kap 5.9.4.

Største rissavstand beregnes etter følgende uttrykk;

$$s_{r,max,cal} = (2c + 0,35 k_b \phi / \rho_{p,ef}) \cdot (1 - f_{Fts,ef}/f_{ctm}) \quad (4-10)$$

der

- c er betongoverdekningen til ytterste lag strekkarmering
- k_b er en koeffisient tilsvarende k_1 i EK2 som tar hensyn til hefteegenskapene ved armering med heft:
 - = 0,8 for stenger med god heft
 - = 1,6 for stenger med tilnærmet glatt overflate (f.eks. spennkabler)
- ϕ diameteren av armeringen
- $f_{Fts,ef}$ er den enaksiale reststrekkfastheten for bruksgrensetilstander bestemt med $\kappa_0=1,0$ for bøyepåkjente konstruksjonsdeler.

For konstruksjonsdeler som påføres tvangstøyninger der riss genereres eller påvirkes av fastholdingsbetingelser ved endene eller ved opplegg, kan uttrykket ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$) beregnes etter følgende uttrykk;

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = R_{ax} \epsilon_{free} - \frac{f_{ct,ef}}{E_{cm}} \geq 0 \quad (4-11)$$

der

- R_{ax} er fastholdingsgraden som settes lik 1,0 minus forholdet mellom tøyningen som genereres i den fastholdte konstruksjonsdelen og verdien av den påførte tøyningen. Forholdet kan bestemmes basert på lineær-elastisk beregning. I bunnen av en vegg kan eksempelvis R_{ax} settes lik 0,75.
- ϵ_{free} er den påførte tøyningen som genereres i perioden under og/eller etter bygging når fastholding etableres (eksempelvis for prefabrikkerte elementer).

For konstruksjonsdeler uten tradisjonell stangarmering finnes det ikke godt dokumenterte retningslinjer for beregning av dimensjonerende rissvidde w_k . Det kan imidlertid antas at konstruksjoner som ikke har behov for stangarmering i ULS beregnet etter denne publikasjon er urisset i SLS.

4.5 Forslag til konstruksjonsregler for ulike typer konstruksjoner

4.5.1 Generelt

Dette kapitlet er relatert til kapittel 9 i Eurokode 2 *Konstruksjonsregler* og gir utfyllende informasjon og forslag til regler for fiberarmert betong. Det henvises også til grensesnitt mot kapittel 12.

Det stilles et generelt krav til en minste armeringsmengde i tverrsnitt med eller uten aksialkraft etter følgende uttrykk;

$$M_{R,min}(N_{ED}) \geq M_{cr}(N_{ED})$$

der

$M_{R,min}$ er tverrsnittets momentkapasitet utregnet basert på $A_{s,min}$ og inklusive eventuell aksialkraft. Fibrenes bidrag kan inkluderes med reststrekkfastheten $f_{Ftu,ef}$ beregnet iht. kapittel 4.1.

M_{cr} er rissmomentet for aktuelt tverrsnitt beregnet med strekkfasthet f_{ctm} og inkludert armering og aksialkraft.

Generelt for konstruksjoner med nedstyrtningsfare gjelder at minimumsarmeringen i hovedretningen(e) ikke skal reduseres med mer enn 50% som følge av bidraget fra fiberen.

For tverrsnitt påkjent av rent strekk kan minimumsarmeringen beregnes iht. til uttrykket;

$$A_{s,min} = (f_{ctm} - f_{Ftu,ef})/f_{yk} \cdot A_c > 0,5 \cdot (f_{ctm}) \cdot A_c / f_y \quad (4-12)$$

4.5.2 Plater på mark

Publikasjonen kan brukes for plater støpt direkte på mark og sprøytebetong når disse skal dimensjoneres for lastvirkning. For tynne plater kan momentkapasiteten økes iht kapitel 5.8.2, alternativt som vist for statisk ubestemte plater i kapittel 4.3.3.

Anbefalinger for bruk av fiberarmert betong for plater støpt direkte på grunnen er for øvrig gitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr. 15.

4.5.3 Bjelker

Bjelker skal ha en minste armeringsmengde på strekksiden :

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b_t \cdot d \cdot (f_{ctm} - 2,15 f_{Ftu,ef})/f_{yk} > 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \quad (4-13)$$

Det forutsettes at $\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005$

Effektiv reststrekkfasthet $f_{Ftu,ef}$ beregnes iht. kapittel 4.1

For armerte betongbjelker kan kravet til minimum skjærarmering reduseres pga bidrag fra fiberbetongens resfasthet [mm^2/mm^2]:

$$\rho_{Fw,min} = \rho_{w,min} - \frac{f_{Ftu,ef}}{f_{yk}} \geq 0.$$

$$\text{forutsatt at } f_{Ftu,ef} \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

4.5.4 Plater

Minimumsarmeringkravet for plater er i prinsippet de samme som for bjelker, men gjelder begge retningene. Hovedarmeringen og en gjennomgående minimumsarmering på tvers av denne skal for tverrsnitt kun utsatt for bøyning begge ha et tverrsnittsareal som svarer til:

$$A_{s,min} \cdot f_{yk} = 0,26 \cdot (f_{ctm} - 2,15 \cdot f_{Ftu,ef}) \cdot b_t \cdot d > 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b_t \cdot d \quad (4-14)$$

For notasjoner vises det til punktet over. For tynne plater kan $f_{Ftu,ef}$ økes iht kapittel 5.8.2 eller 4.3.3.

For å medregne skjærarmering i skjærkraftkapasiteten skal denne ha et tverrsnittsareal referert til platens plan som minst svarer til [mm^2/mm^2]:

$$\rho_{w,min} = (0,1\sqrt{f_{ck}} - 0,3f_{Ftu,ef})/f_{yk}$$

Avstanden mellom armeringsstengene skal ikke være større enn 8 ganger tverrsnittstykkelsen og heller ikke over 1,2m.

4.5.5 Flatdekker

I utgangspunktet gjelder samme krav som for plater.

EK2 pkt 9.4.1(3) skal alltid være tilfredsstillt.

4.5.6 Søyler

Søyler kan utføres uten vanlig stangarmering dersom det kan påvises beregningsmessig at den valgte mengden fiberarmering er tilstrekkelig til å oppta de krefter som oppstår fra laster, svinn- og temperaturendringer.

4.5.7 Vegger, skiver og skall

Stangarmerte vegger, skiver og skall som også inneholder fiberarmering skal ha en armering i hovedretningene med et tverrsnittsareal på begge sider som minst svarer til:

$$\text{Horisontalt i yttervegger:} \quad A_{s,min} = 0,3 \cdot A_C \cdot (f_{ctm} - f_{Ftu,ef})/f_{yk} \quad (4-15)$$

$$\text{Skiver og skall, begge retninger:} \quad A_{s,min} = 0,3 \cdot A_C \cdot (f_{ctm} - f_{Ftu,ef})/f_{yk} \quad (4-16)$$

$$\text{Vegger for øvrig:} \quad A_{s,min} = 0,15 \cdot A_C \cdot (f_{ctm} - 1,7 \cdot f_{Ftu,ef})/f_{yk} \quad (4-17)$$

Enkeltarmerte vegger skal ha et tilsvarende samlet armeringsareal.

For tynne vegger kan $f_{\text{Fu,ef}}$ økes med en faktor 1.2 i dette uttrykket iht kapittel 5.7.2.

Vegger, skiver og skall kan utføres uten vanlig stangarmering dersom det kan påvises beregningsmessig at den valgte mengden fiberarmering er tilstrekkelig til å oppta de krefter som oppstår fra laster, svinn- og temperaturendringer. I vegger som hovedsakelig er påkjent av bøyning fra sidetrykk, skal også bestemmelsene om minimumsarmering i plater etter punkt gitt foran være oppfylt.

4.5.8 Fundamenter

Fundamenter kan utføres uten vanlig stangarmering. For øvrig gjelder krav til påvisning av kapasitet for moment og skjærkrefter gitt i denne publikasjonen.

For fiberarmerte fundamenter foreslås følgende tilpasninger til Eurokode 2:

- Fundamenter uten stangarmering skal ikke ha mindre tykkelse enn 200 mm. Unntatt fra dette kravet er lastbærende plater direkte på grunnen ved husbygging.
- For vegg- og søylefundamenter, kan kravet til minimum stangarmering regnes som for plater, se punkt foran.

4.5.9 Forankring av armering

Bruk av fiber i kombinasjon med vanlig armering anses ikke å innvirke på beregningsreglene i Eurokode 2 vedrørende krav til forankring og skjøting av armering.

4.5.10 Støpeskjøter

På tvers av alle støpeskjøter skal det foreskrives en minimumsarmering som ikke er mindre enn den som er forlangt i Eurokode 2 for de delene som støpes sammen uten bidrag fra stålfiberne.

4.6 Anvendelse av Kapittel 12 i Eurokode 2: Regneregler for bruk av uarmert betong i Pålitelighetsklasse 1 for fiberarmerte konstruksjoner

Kapittel 12 i Eurokode 2 gir dimensjoneringsregler for bruk av uarmert betong. For fiberarmert betong kan tilsvarende regler gjelde med følgende modifikasjoner:

12.3.1(1): $\alpha_{\text{cc,pl}}/\alpha_{\text{cc,pl}}$ settes lik 0.85

12.3.2(2): f_{ctd} settes lik f_{Ftud} med tøyningbegrensninger som angitt i kapittel 4.3.3.

Dette gir en forsiktig utvidelse av mulighetene innenfor kap 12.

Referanser:

- [1] Døssland, Å.L.(2008) Fibre reinforcement in load carrying concrete structures, PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [2] Kanstad, T. et al (2011) Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. Oslo: SINTEF 2011 (ISBN 978-82-536-1223-2).
- [3] DIN-EN
- [4] Kasper, T. et al (SFRC consortium) (2014) Design guideline for structural applications of steel fibre reinforced concrete. DTI, Copenhagen.
- [5] SS 812310 (2013) Svensk standard: Dimensionering av fiberbetongkonstruksjoner. Swedish Standard Institute.
- [6] *fib* Model Code 2010
- [7] Muttoni A., Fernández Ruiz M., Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*, Vol. 105, N° 2, 2008, pp. 163-172.
- [8] Muttoni A., Shear and Punching Strength of Slabs Without Shear Reinforcement, (in German: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung) *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 98, 2003, pp. 74-84.
- [9] Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A., Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results, *Engineering Structures*, Vol. 103, 2015, pp.157–173.
- [10] Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A., An analysis of the shear transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements, *Structural Concrete*, 2018.
- [11] Muttoni A., Fernández Ruiz M., Cavagnis F., Shear in members without transverse reinforcement: from detailed test observations to a mechanical model and simple expressions for codes of practice, *fib International Workshop on Beam Shear*, Zurich, Switzerland, September 5-6, 2016, *fib Bulletin* 85.
- [12] Fernández Ruiz M., Muttoni A., Sagaseta J., Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects. *Engineering Structures*, Vol. 99, 2015, pp. 360-372.
- [13] Minelli, F., Plizzari, G. (2018) Shear Design of FRC, Meeting CEN/TC250-SC2-WG1 TG2 "Fibre Reinforced Concrete, Milano, November 27, 2018.
- [14] Oettel V.V. (2016) Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton und Spannbetonbalken. Dissertation, TU Braunschweig, iBMB, Fachgebiet Massivbau, 2016.
- [15] Facconi, L., Minelli, F., Plizzari, G. (2019) Torsion in SFRC beams without transversal reinforcement, CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 2, meeting at Lillehammer June 6-7th 2019.

5 VEILEDNING

5.1 Introduksjon

Selv om bruken av fiberarmering øker, og det utvikles internasjonale regelverk og retningslinjer, er det behov for nasjonale anvisninger som denne publikasjonen fra Norsk Betongforening. Hensikten med publikasjonen og spesielt dette veiledningskapitlet er å gjøre det enklere og trygt å anvende fiberarmering i bærende konstruksjoner. Kapitlet inkluderer forfatternes erfaring innen anvendelse og forskning med de enkelte fibertypene som utgangspunkt.

De mest aktuelle fibertypene for bærende konstruksjoner er stålfiber, polymerfiber og ulike kompositt-fibre (f.eks. med basalt), og skal være deklartert i henhold til gjeldende standarder (evt Teknisk godkjenning) som angitt i kapittel 2.4.4:

Stålfiber med endeforankring, lengde i området 30-60mm og lengde/diameter-forhold i området 50-80. Det anbefales å bruke stålfiber med flytegrense over 1000 N/mm². Slik stålfiber finnes i vanlig svartstål, galvanisert og rustfri utførelse. Makro polymerfiber med lengde i området 30-60mm og lengde/diameter-forhold i området 50-80. Det anbefales å bruke polymerfiber med E-modul over 5000 N/mm². Minibars som er en basalt-resin kompositt har en viss erfaring og utbredelse. Disse har geometri som er sammenlignbar med stål og polymerfiber, og materialeegenskaper som gir restfasthets-egenskaper i området mellom stål- og polymerfiber dersom man relaterer egenskapene til fibervolum.

5.2 Aktuelle bruksområder

5.2.1 Kombinert løsning

I bærende konstruksjoner er det i dag mest vanlig med kombinert løsning som innebærer at fiberarmering benyttes sammen med ordinær armering og/eller spennarmering. Dette kan i prinsippet anvendes for alle mulige konstruksjonstyper, forutsatt at følgende prinsipp angitt i kapittel 4 er oppfylt:

For konstruksjoner påkjent av moment og/eller aksialkrefter der sammenbrudd kan medføre tap av menneskeliv, eller er av stor samfunnsmessig eller økonomisk betydning, skal det i tillegg påvises at bøyemomenter og aksialtrekkrefter kan bæres av tradisjonell slakk- eller spennarmering uten bidrag fra fiberarmeringen. I denne kontrollen kan alle last- og materialfaktorer settes lik 1,0.

Se for øvrig kapittel 5.2.2.

Fiberarmering bidrar til økt styrke og stivhet for forskjellig type påkjenning:

Fiber for opptak av bøyemoment

I kombinerte løsninger påkjent av moment og/eller aksialkraft vil fiberarmering gi økt stivhet, reduserte rissavstander og rissvidder samt økt momentkapasitet også for relativt beskjedne fibermengder (for eksempel 20-40 kg stålfiber per m³). Dette forutsetter imidlertid at reglene for minimumsarmering som angitt i kapittel 4.4 er oppfylt. I kombinerte løsninger gir fiberarmeringen en gunstig effekt med hensyn til å oppnå reduserte rissvidder og bedre vanntetthet.

Fiber som skjæramering

Det er dokumentert gjennom svært mange forsøksserier at stålfibre er effektive som skjæramering. De romlig fordelte fibre krysser skjærrissene langs hele rissflaten. For å kunne utnytte effekten av fiber er det, tilsvarende som for konvensjonelle skjærbøyler, nødvendig med tilstrekkelig lengdearmering for å skråstille skjærrisset. Beregningsreglene for skjærkapasitet i denne veiledningen forutsetter derfor at det benyttes konvensjonell armering i strekksonen.

5.2.2 *Konstruksjoner med kun fiber som armering*

For normale fibermengder (20-60kg/m³) vil ikke fiberen føre til rissfordeling i et tverrsnitt utsatt for rent strekk. Når betong er utsatt for bøyning kan derimot fiberbetongens arbeidsdiagram utnyttes også for vanlige fibervolum. Reststrekkfastheten i betongen fører til omfordeling av spenninger etter opprissing. Det oppstår en ny likevektstilstand, og som fører til at momentkapasiteten øker i forhold til uarmert betong.

I kapittel 4 er følgende prinsipp angitt:

Fiberbetong uten konvensjonell armering kan brukes i pålitelighetsklasse 1 der det ikke er fare for liv ved sammenbrudd, eller i unntakstilfeller som angitt i kapittel 5.2.4.

Mest aktuelt her er banketter og vegger uten horisontal belastning, samt i noen tilfeller også søylefundamenter, altså konstruksjonselement hvor brudd ikke medfører nedstyrtingsfare, og hvor undergrunnens stivhet bidrar til duktil bruddoppførsel (sekundæreffekt).

I tillegg gir Kapittel 12 i Eurokode 2 regneregler for bruk av uarmert betong, disse kan benyttes også for fiberarmert betong med modifikasjoner som angitt i kapittel 4.6.

Som en del av kombinert armeringsløsning kan deler av konstruksjoner utføres uten tradisjonell armering. Det må da påvises at dette ikke innebærer nedstyrtingsfare ved for eksempel bruddlinjeteori. Eksempler er midtfelt i slakk- og/eller spennarmerte flatdekker, og deler av fundamenter, for eksempel peleunderstøttede plater som beskrevet ovenfor.

Ren fiberarmert betong brukes i stor skala for gulv på grunn (NB15) og i sprøytebetong for bergsikring (NB7). Slike konstruksjoner kan dimensjoneres etter denne veiledningen.

Det er i flere prosjekter i Norge også støpt bærende vegger med ren fiberarmert betong der det ikke er vesentlige laster ut av planet.

5.2.3 Erfaringer og eksempler – kombinert løsning

Nye Start Stadion i Kristiansand (Arena Sør) ble bygd på en gammel søppelfylling, hvor grunnen bestod av leire med søppel på toppen. Det ble pelet ned til fjell, på det meste 20 meter. Det 250 mm tykke **gulvet** ble armert med en kombinasjon av stålfiber og armeringsnett. Gulvet hviler på peler med pelehoder, og i prinsippet er det et flytende gulv. Over pelene er det støpt pelehoder som er 80 cm i diameter og armert med fiber pluss nett. Det flytende gulvet er armert med ett nett i overkant over alle pelehoder, og i randsonen er det lagt et nett i underkant. Ut over dette er det stålfiberbetongen som bærer lastene alene. Over betongplaten er det fylt på sand, jord og gressmatte. I følge entreprenøren var det vanskelig å få tak i jernbindere, og stålfiber var derfor er meget interessant alternativ. Entreprenøren sparte mellom 50 og 100 tonn armering på prosjektet. Det ble brukt 120 tonn fiber pluss 70 tonn armeringsnett, mot mellom 250 og 300 tonn tradisjonell slakkarmering som opprinnelig beskrevet. Anslått besparelse i timeverk var ca 30%, mens antatt kostnadsbesparelse var ca 10%.

Fiberbetongen ble levert av Unicon AS, Rambøll var konsulent.



Figur 5.1: Bilder fra Arena Sør i Kristiansand (Kilder: Byggeindustrien, Bekaert).

I et studentarbeid ved Linköpings Tekniska Högskola, (Simmons, G.: «Pålade plattor för stora laster» 2002) ble **peleunderstøttede gulv** undersøkt og nettarmert og fiberarmert løsning ble sammenliknet.

Det er sammenlignet to gulv, begge på omtrent 15.000 m²; Green Cargo i Händelö og Ahlsell i Hallsberg, hvor førstnevnte var nettarmert og det andre en kombinert løsning med stålfiber og stangarmering. I det andre alternativet er stangarmeringen plassert over pelehodene slik at den danner et rutemønster av fiktive bjelker i betongen. Dimensjonerende last for begge var 3 tonn pr. kvadratmeter (30 kN/m²).

Utformingen til gulvene er noe forskjellig. Det nettarmerte gulvet er støpt fast i kantelementene, mens det fiberarmerte ligger flytende. Der er det er lagt to lag plastfolie mot

underlaget for å minske friksjonen. Plastfolien fungerer også som diffusjonssperre. Mot veggene er det plassert plastfolie for å hindre at betongen blir fastholdt, og rundt alle søyler og innvendige fundamenter, er det 20 mm myk isolasjon. Betongen som ble brukt var K35 (tilsvarer B25) med v/c tall 0,55-0,57. Det ble brukt stålfibre i dosering 40 kg/m³ og stangarmering over pelehodene var 5Ø16 i overkant og 4Ø16 i underkant.

Tabell 5.1 Nøkkeltall to peleunderstøttede industrigulv, Sverige

<u>Fiberbetong</u>	<u>Nettarmert betong</u>
Pålning i fält 3,6x3,6 m	Pålning i fält 4,8x4,05 m
1400 Fyllning med jord	1500 Fyllning med jord
Geotextil	100 Fyllning med förstärkningsgrus
200 Fyllning med förstärkningsgrus	50 Stenmjöl
50 Krossasfalt	Pålpottor i betong 1x1x0,3 m
20 Stenmjöl	2 lager 0,20 folie
Pålskalle i betong ϕ 700, h=400 mm	280 betong, nätarmering
2 lager 0,20 folie	Dammbindare
240 Fiberarmerad betong	
10 Hårdbetong 5 kg/m ²	

Sammenligningen av direkte kostnader for de to gulvene viser at fiberarmert betong er noe dyrere enn nettarmert betong, men med hensyn på byggetid er fiberbetongen sannsynligvis allikevel det beste alternativet. Fra et produksjonssynspunkt er fiber klart å foretrekke bortsett fra der rør for gulvvarme gjør utførelsen vanskelig.



Figur 5.2 Typisk støp av peleunderstøttet SFRC plate (Hedebratt 2001)

I Fortin Eiendom's **kontorbygg** i Otto Nielsens vei (37kg/m³ fiber) Nielsensvei 12 i Trondheim ble stålfiber brukt sammen med ordinær stangarmering for å oppnå økt skjærkapasitet i fundamentplater for sjakter og avstivende vegger (ca 60 m³ betong, 2016/17). Tradisjonell armering for skjær ble dermed erstattet med fiber. Tilsvarende ble stålfiber brukt i bunnplata for et boligbygg i Jarleveien 10 i Trondheim (2015/16) for å oppnå økt

skjærkapasitet under veggene (betongvolum med fiber: 100m^3 , byggherre: Trondheim kommune).

I et **boligbygg** på Heimdal (byggherre Trondheim kommune, entreprenør HENT AS, 2015-16) ble ca halve bunnplata (100m^3) støpt med 30 kg/m^3 stålfiberarmering i tillegg til vanlig lengdearmering for å oppnå tilstrekkelig skjærkapasitet under veggene.

For stålfiberarmering som erstatning for tradisjonell skjær- og lengdearmering i **etteroppspente flatdekker** med uninjerte kabler har firma Thilt AS en teknisk godkjenning (CCL Deck). Dette konseptet er anvendt i flere store prosjekter, bla. dekket over parkeringskjelleren i boligprosjektet Munkvoll Gård (2015, 800m^2) og to kontorbygg i Trondheim: Trondheimsporten på Sorgenfri (2016/17) og Dora AS på Nyhavna (2016/2017).

Ved SINTEF Byggforsk og NTNU er effekten av **stålfiber undersøkt eksperimentelt og teoretisk** for flere spesielle skjærproblem. Dette gjelder for eksempel bjelker med oppleggneser og bjelker med sirkulære utsparinger som vist i figuren under, men også bjelker med I-tverrsnitt og etteroppspente bjelker. Resultatene og de aktuelle beregningsmetodene er publisert i vitenskapelige artikler [3]. Den generelle erfaringen er at bruk av fiberarmering kan bidra til en mer robust løsning for skjærproblemer.



Figur 5.3: Spesielle skjærproblem hvor effekten av stålfiber er undersøkt [3].

Follotunnelen er et av de største norske betongprosjektene noensinne (2016-2019). Tunnelen er ca 20 km lang, har dobbelt løp og går fra Oslo til Ski. Den sirkulære tunnelforingen er sammensatt av prefabrikkerte betongelementer hvor stålfiber er benyttet som minimumsarmering. Konseptet er imidlertid at lastene tas opp av tradisjonell stangarmering.

De fleste norske betongbruer har **kantbjelker** som er støpt flere uker etter utstøping av bruplata. De fleste kantbjelkene har stor grad av opprissing, noe som har stor konsekvens for utseende og kan ha effekt på konstruksjonens bestandighet. Forsøk i laboratoriet og et fullskalaforsøk (Sandsgård bru i Sandnes) har vist at omfanget av opprissing reduseres ved hjelp av fiberarmering.

I Norge har både Contiga (Moss) og Spenncon (Verdal) forsøkt å tilsette stålfiber i **huldekkementproduksjonen**. Dette har fungert, og kan være aktuelt for å øke elementenes skjærkapasitet, f.eks. dersom man må ta utsparinger nært opplegg i lange spenn.

5.2.4 Erfaringer og eksempler – kun fiber

Fiberarmering som erstatning for tradisjonell armering i innervegger:

Boligprosjektet Konfeksjonsfabrikken er en større boligutbygging som ble utført av Veidekke. Prosjektet ligger på Rodeløkka i Oslo på en av tomtene fra tidligere Freia Fabrikker. Utbyggingen er utført i 4 byggetrinn og ble oppført i perioden 2012 – 2014. Ut i fra prøveresultater og en kost-nyttevurdering, i samarbeid med fiberlaverandør og konsulent, ble det valgt å utføre innervegger for byggetrinn 4 med selvkomprimerende fiberbetong og bruk av basaltfiber. Betongkvalitet B30 M60, eksponeringsklasse XC1.

Fiberbetongen omfattet innervegger som kun er belastet med skjær- og vertikalkraft, der største skjærkrefter kom i fra seismisk påvirkning tatt ut i fra en 3D-analyse. Frittstående vegger ble armert tradisjonelt. Det ble forutsatt at veggene med fiberbetong skulle være understøttet langs hele veggens lengde og at ingen laster virker eksentrisk slik at veggene blir utsatt for bøyning. Minimumskravet til armeringsmengde etter NS-EN 1992-1-1 var dimensjonerende. Basert på beregningene ble nødvendig mengde basaltfiber bestemt til 5,7 kg/m³. Det gjort forsøk med ulike betongresepter. Før arbeidene ble igangsatt ble det foretatt prøvestøp med aktuell resept og det ble utarbeidet prosedyrer for utførelsen.



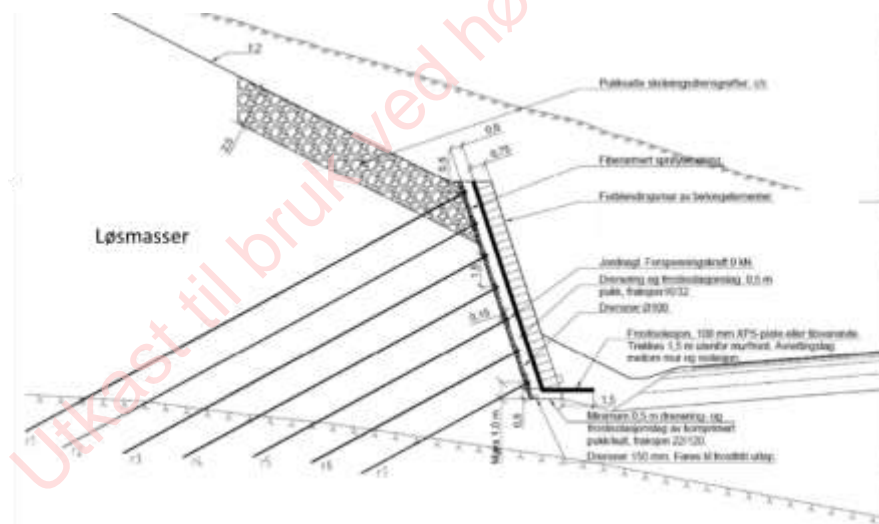
Figur 5.4: Boligprosjektet Konfeksjonsfabrikken



Figur 5.5: Utsnitt av 3D-modellen for byggetrinn 4, Konfeksjonsfabrikken

Støttemurer/stabilitetssikring - Jordnaglet støttemur i sprøytebetong:

I de øverste ca. 3 meterne av en opptil totalt 9 m høy vegskjæring i løsmasser ble det i ett tilfelle brukt en fiberarmert sprøytebetongvegg i kombinasjon med bergforankrede stag/bolter, se Figur 5.6 og Figur 5.7. Utenpå sprøytebetongen, på hvert stag, ble det festet stålplater 600x600x30 mm (lastfordelingsplater). Utgravingen av løsmassene, sprøyting og bolting skjedde etappevis. Faktorer i en vurdering av løsning må involvere både anleggs- og permanent fase (jord-/grunnvannstrykk, type masser, drenering, erosjon, etc). I dette tilfelle ble bare første utgravingsetappe utført med fiberarmert sprøytebetong og bolter, mens de neste etappene (nedre delen) av veggen ble utført med nettarmert sprøytebetong.



Figur 5.6: Jordnaglingsmur, tegning. Fiberarmert sprøytebetong ble brukt over de to øverste bolterekkene, mens videre nedover ble det brukt nettarmert sprøytebetong.



Figur 5.7: Jordnaglingsmur, utførelse av første/øverste utgravingsetappe. Sprøyting (venstre) og bolting (høyre). Foto: Statens vegvesen

Andre betongbetongprodukter der fiber kan erstatte kamstål:

En rekke betongprodukter produseres og installeres som konstruksjonstype tilhørende pålitelighetsklasse 1. Sannsynlighet og konsekvens ved sammenbrudd med hensyn til personskade/personskade anses å være minimal. Slike betongprodukter er typisk for installasjoner i grunnen, og kan eksempelvis være som følger;

- rør og kummer av ulike slag (inkl. infiltrasjonskummer, trekkekummer osv.)
- fordrøyningsmagasin
- mindre kulverter for rørfremføring og som kabelkanal
- slisserenner, kanalelement
- støttemurer for enklere konstruksjoner, bekkeinntak
- fundamenter for gjerder, skilt og lysmaster, fenderstein, både over og under grunn

Det eksisterer en rekke standarder for disse produktene, eksempelvis NS 3121, NS 3139 og NS-EN 1917. Disse standardene omtaler bruk av stålfiber i betongproduktene.

Plasstøpte tunnelhvelv i berg har ved flere anledninger i Norge vært støpt uten bruk av armering. Dette har vært mulig basert på detaljert prosjektering både av statisk oppførsel av hvelvet i samvirke med det omkringliggende (støttende) bergvolumet for aktuelle lastsituasjoner og valg av egnet betongresept for å minimalisere svinriss. Stålfiber tilsatt i betongen vil for slike konstruksjoner bidra positivt til å begrense og fordele riss og gir en gunstig effekt for å oppnå bedret sikkerhet mot vannlekkasjer.

I tillegg finnes det en mengde anvendelsesmuligheter i mindre konstruksjoner, sekundærkonstruksjoner, for eksempel **flytebrygger** for småbåthavner, **forankringsklosser** etc.

5.3 Mekaniske egenskaper (Grunnlag for valg av fibermengde og betongkvalitet)

Generelt er det slik at moderate mengder fiberarmering ikke påvirker trykkfasthet, strekkfasthet eller E-modul i særlig grad. Et unntak fra dette er at bruk av enkelte fibertyper i

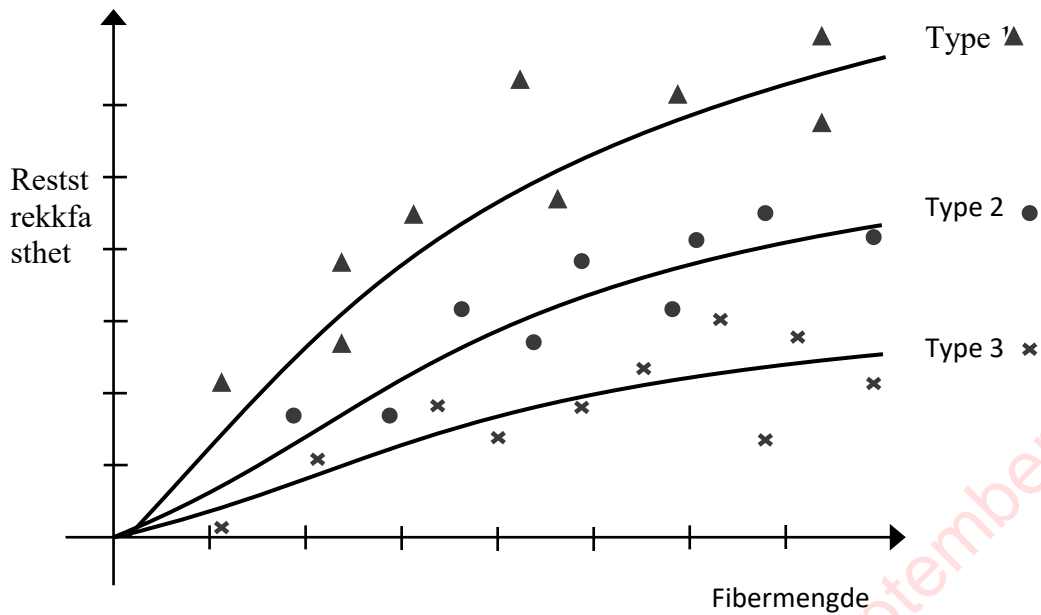
enkelte sammenhenger kan føre til betydelig økt luftinnhold, og dermed redusert styrke og stivhet. Se avsnitt 2.4.7 angående hvordan dette skal ivaretas. Denne veiledningen kan derfor konsentrere seg om fibrenes bidrag til opptak av strekkrefter etter 1.riss, dvs restfastheten. Denne bestemmes ved 0,5mm rissvidde (CMOD) for bruk i bruksgrensetilstanden, og ved 2,5mm rissvidde (CMOD) for bruk i bruddgrensetilstanden. For både stål- og polymerfibre er det gunstig at rissutviklingen etter 1.riss styres av heftglidning mellom betong og fiber da dette gir størst duktilitet, og for eksempel så er de vanligste stålfibertypene og minst en type polymerfiber spesialdesignet for dette gjennom endekroker og overflatemønstre. To forhold som kan redusere den ønskete duktiliteten er for lavt pastavolum (steinrik betong), for mye luft eller generelt for dårlig kvalitet av sementpastaen. I tillegg kan for sterk sementpasta eller for svake fiber forhindre den ønskete bruddtypen ved at fibrene ryker før de glir i sementpastaen. Generelt viser dette at design av fiberbetong er et komplekst tema, og at det er hensiktsmessig at systemet for dimensjonering av fiberbetong er «performance-based» (ytelsesbasert) gjennom at restfastheten må påvises og produksjonen av fiberbetongen forhåndsgodkjennes før den kan spesifiseres og anvendes av den prosjekterende for lastbærende konstruksjoner.

Den enaksielle restfastheten er den avgjørende parameteren for dimensjonering, og kurvene i Figur 5.8 viser omtrentlige variasjonsområder for restfasthet versus fibermengder for ulike fibertyper. De vanligste fibertypene gir en relativt stabil reststrekkfasthet ved økende rissvidde. Restfastheten kan være større eller mindre enn betongens strekkfasthet avhengig av fibermengde og fibrenes forankringskapasitet og strekkstyrke. Flere fiberleverandører har tabeller over restbøyestrekfasthet for ulike doseringer og betongkvaliteter. Slike anbefalinger kan være et nyttig hjelpemiddel ved proporsjoneringen, og de kan benyttes i planleggingsfasen, men ikke ved den endelige dimensjoneringen.

Det er viktig at fiber- og betongkvalitet står i forhold til hverandre, for eksempel er det forskjellige fibertyper som brukes til gulvstøp og lastbærende dekker. Videre er optimal stålqualität høyere for høyfast betong enn for normalbetong.

I dag er de vanligste fibermengdene $< 0,5\%$, ($< 40 \text{ kg/m}^3$ stålfiber, $< 5 \text{ kg/m}^3$ polymerfiber), men disse grensene er i utvikling, og på det europeiske markedet er det nå også betydelig etterspørsel etter betong med opptil $1,0\%$ (80 kg/m^3) stålfiber til bruk i bærende konstruksjoner.

Hvilke fibervolum og hvilke betongkvaliteter som er mest økonomiske og mest anvendbare er det derfor svært vanskelig å si noe entydig om. Det er blant annet avhengig av aktuelle bruksområder, og framtidig utvikling av regelverk og marked.



Figur 5.8: Énaksial reststrekkfasthet vs fibermengde. Avhengig av fibertype, fibervolum og betongsammensetning.

5.4 Bestandighet og bruk av fiberbetong i ulike miljø

Et av hovedpoengene med å benytte fiberarmering i kombinert løsning er at det bidrar til reduserte rissvidder, og dermed også større motstand mot inntrengning av skadelige påvirkninger og følgelig forbedret bestandighet

Fiber nær overflaten utsettes for korrosjon som kan føre til rustutslag. Rustutslag på overflaten har ikke noen konsekvenser for bæreevne eller bestandighet. Denne overflateeffekten tas hensyn til som beskrevet i Kap.4.2. Dersom rustutslag må unngås av estetiske hensyn kan eventuelt galvanisert eller rustfri stålfiber benyttes.

For stålfiberarmert betong gjelder overdekningskravet $c_{\min, \text{dur}}$ for stangarmeringen. I utsatt miljø, skal fiberarmeringen i det ytterste betongsjiktet ikke tas med ved dimensjonering i bruks- og bruddgrensetilstanden.

For fiberarmert betong og kombinert løsning, skal de samme rissviddekravene som for vanlig armert betong benyttes.

I følge det tyske regelverket «DafStb Guideline Steel fibre reinforced concrete» som refererer til DIN-EN 1992-1-1, kan stålfiberarmert betong uten stangarmering ikke benyttes i de strengeste eksponeringsklassene XS2, XS3, XD2 og XD3 der fiberbehovet er bestemt ved beregninger. Dette er egentlig ikke bestandighetsrelatert, formuleringen skyldes at det ikke finnes gode nok beregningsmetoder for rissvidder for konstruksjonsdeler med fiberarmering alene. I denne publikasjonen er dette ivare tatt gjennom et krav om spenningsbegrensning i kapittel 4.3.1.

Statens vegvesen har 100 år brukstid som krav til den permanente sikringen i tunneler (sprøytebetong + boltesystem). Det ble i 2012-2015 gjennomført en tilstandsvurdering av

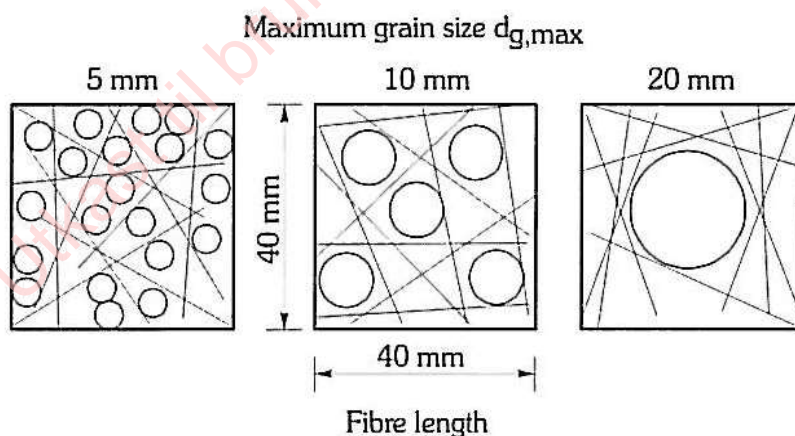
flere opptil 25 år gamle tunneler utført med sprøytebetong med masseforhold 0,40-0,50 [1, 2]. For aggressivt miljø der lekkasjevann er saltholdig (undersjøiske tunneler) ble det sett at hovedutfordringen er sulfatangrep, biofilmdannelse og en kombinasjon av mikrobiologisk og fysisk nedbrytning som kan gi en lokal reduksjon av sprøytebetongens tverrsnitt etter få år. Det ble konkludert med at sprøytebetongtykkelsen bør være minimum 100 mm der lekkasjevann er saltvann. Sprøytebetongens tykkelse samt heftsonen mot berget ble erfart å være de klart viktigste faktorene for bestandighet, og typen fiber brukt i sprøytebetongen har mindre innflytelse. For oversjøiske tunneler der lekkasjevann ikke er saltholdig kreves det minimum 80 mm sprøytebetongtykkelse for å sikre ønsket brukstid. Statens vegvesens krav til sprøytebetongtykkelse (sikringsomfang), materialer og utførelse er gitt i Håndbok N500 Vegtunneler og Håndbok R761 Prosesskode 1. Av miljømessige årsaker (spredning av plast i naturen) ble det fra 2015 i Håndbok R761 ikke tillatt å bruke polymerfiber.

5.5 Proporsjonering (Grunnlag for valg av materialsammensetning)

5.5.1 Generelt

Betong som inneholder fiber krever normalt større innhold av finstoff og mindre steinstørrelse enn betong uten fiber. Årsaker til dette er at makrofibrene lange, slanke form og/eller høye overflateareal reduserer betongens bearbeidbarhet [Figur 5.9]. Generelt avtar støpbarheten til fiberbetong med økende lengde på fiberen (evt. økt slankhetstall).

For tradisjonelle støpemetoder og selvkomprimerende betong vil det eksistere en øvre «kritisk fibermengde». Denne kjennetegnes ved en brå reduksjon av bearbeidbarheten, og i tillegg kan det forekomme fiberballing. Rettledning for maksimale kritiske fibermengder W_f [kg/m^3] med hensyn til betongens støpelighet er behandlet flere steder i litteraturen, se f.eks. (Vikan 2008).



Figur 5.9: Innflytelse av tilslagets størrelse på fiberfordelingen (Johnston 1996).



Figur 5.10: Eksempel på inhomogen betong med fiberballing til venstre. En homogen SKB med stålfiber er vist til høyre.

5.5.2 Eksempler på prøveresultat.

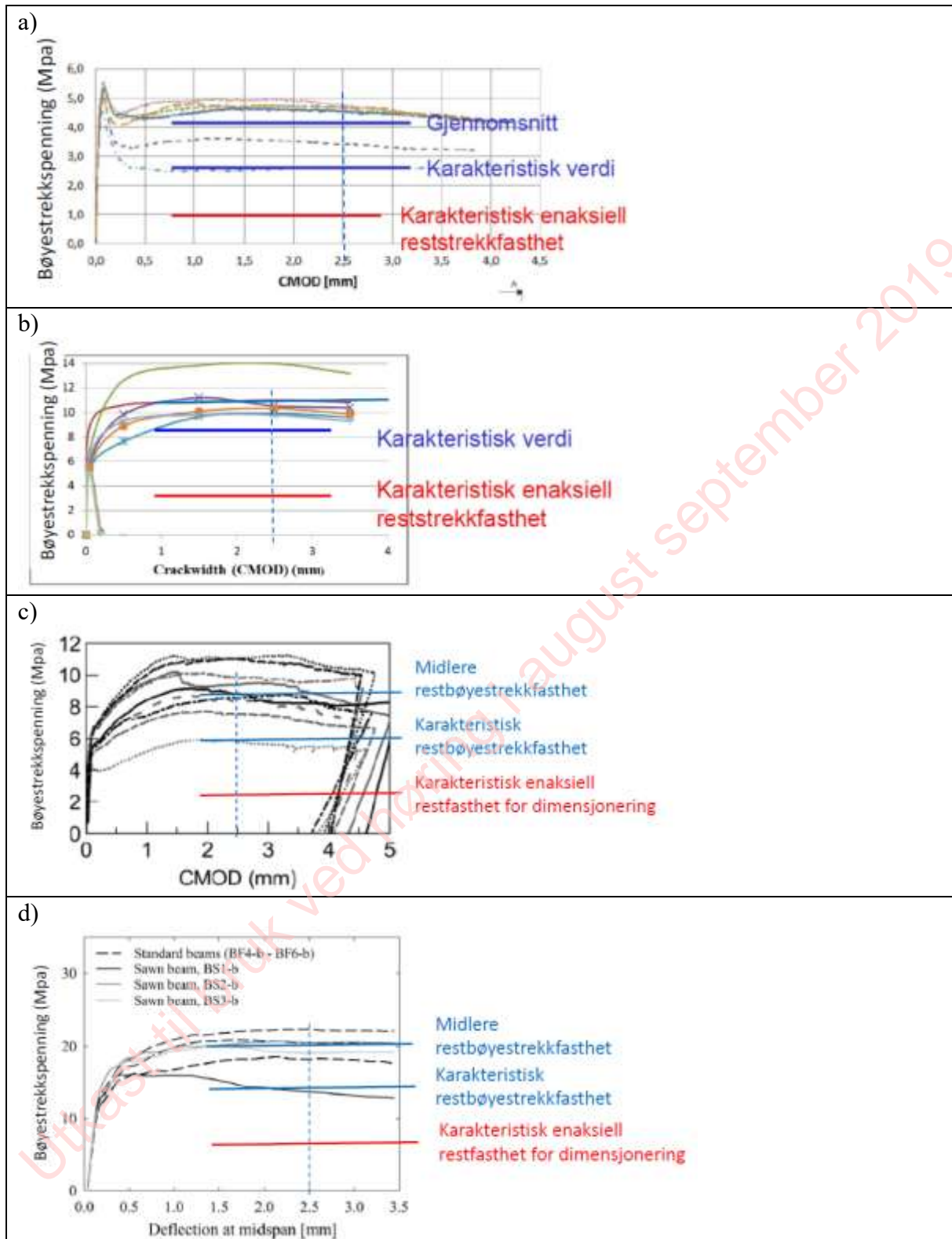
I dette kapitlet gis noen eksempler på oppnådde prøveresultater, dvs mekanisk oppførsel og ulike restfastheter, for noen aktuelle betongkvaliteter anvendt i FoU-prosjekter.

Fiberbetongen i Figur 5.11a ble benyttet i det tidligere omtalte fullskalaforsøket i Ålesund (levert av Dyrøy betong) [6] og var en selvkomprimerende B35 med 30kg/m^3 60mm lange stålfiber.

Fiberbetongen i Figur 5.11b var selvkomprimerende og ble levert av Unicon til støping av typiske prefab-bjelker som beskrevet i det foregående [5]. Betongkvaliteten var B45 og den inneholdt 80kg/m^3 stålfiber (1,0%).

Fiberbetongen i Figur 5.11c var selvkomprimerende, ble levert av Unicon med $v/b=0,47$ 40kg/m^3 stålfiber (0,5%). Tilnærmet samme betong ble levert til flere deler av Zirgulis' PhD-prosjekt [4].

Figur 5.11d viser resultat for en uvanlig betong med lavt vann/bindemiddelforhold ($v/b=0,35$), og høyt innhold av 60mm lange stålfiber (160kg/m^3 stålfiber (2,0%)). Forsøkene ble gjennomført av Sarmiento [5], mens resepten ble utviklet som en del av forskningsprogrammet COIN som ble gjennomført ved SINTEF/NTNU i perioden 2007-2014 (www.COINWEB.no).



Figur 5.11: Eksempler på prøveresultater fra NS-EN 14651: Prøvmingsmetoder for betong med metalliske fibre - Måling av bøystrekkfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter). Angitt midlere og karakteristisk restbøystrekkfasthet og enaksiell karakteristisk restfasthet. a) B35 med 30kg/m³ stålfiber (0,38%), b) B45 med 80kg/m³ stålfiber (1,0%), c) v/b=0,47 40kg/m³ stålfiber (0,5%), d) v/b=0,35 160kg/m³ stålfiber (2,0%).

5.6 Innblanding og fordeling av fiber

5.6.1 Transport til- og dosering i fabrikkblander/automixer:

Dosering i fabrikkblander

Tilsett fibre sammen med sand og stein, eller i nyblandet betong.

Tilsett aldri fibre som første komponent

Dosering i automixer sammen med betongen

Kjør trommelen på høy hastighet, minst 12 omdreininger pr. minutt.

Etter at all fiber er tilsatt, kjør trommelen i 1 minutt pr. m³, men ikke mindre enn 5 minutter.

Dosering i automixer

Tilsett aldri fiber som første komponent.

Ikke fyll trommelen helt full når det skal tilsettes fiber.

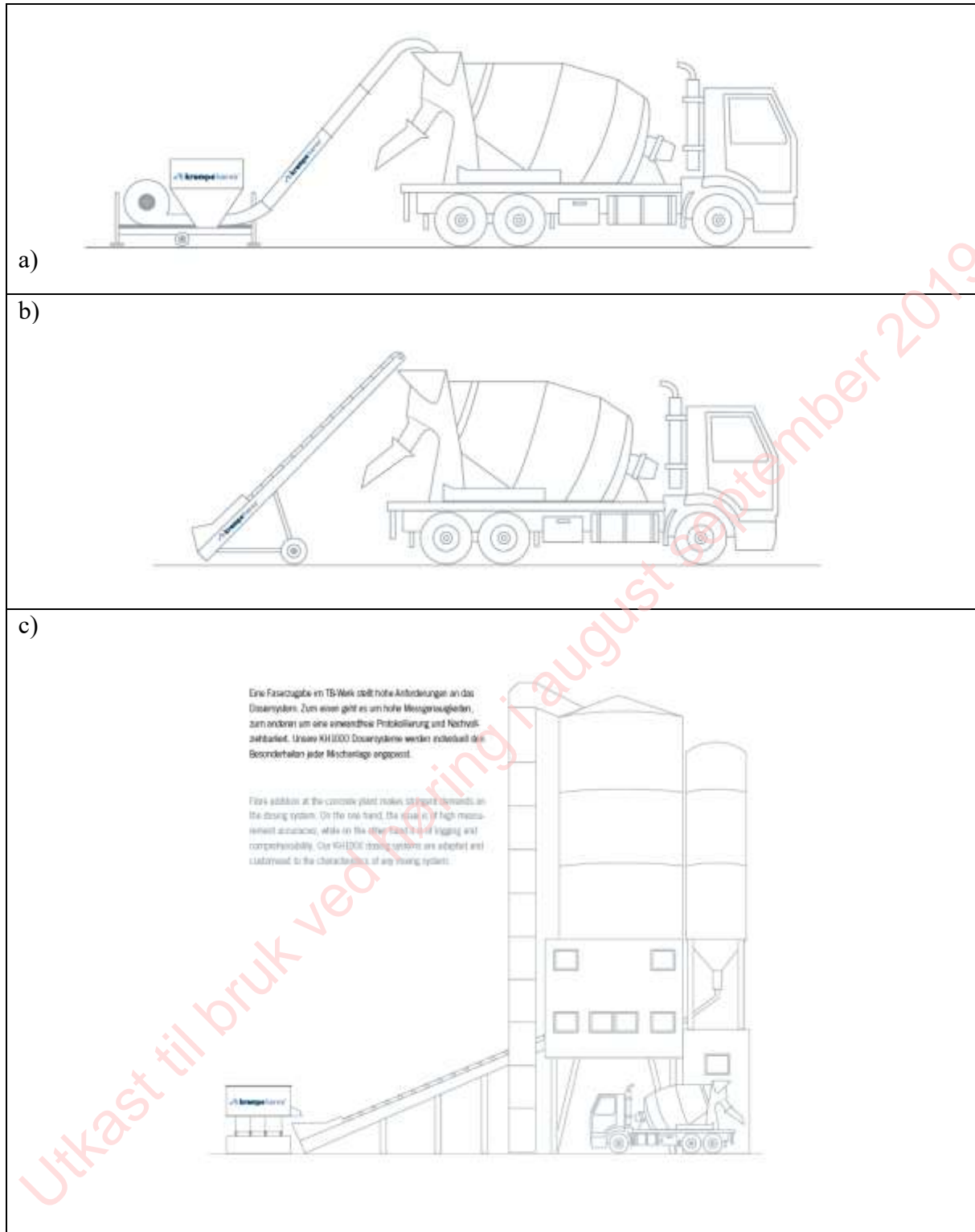
Tilsett fibrene kontinuerlig med maks mengde 40 kg pr. minutt.

*Kjør trommelen på høy hastighet, minst 12 omdreininger pr. minutt **under tilsetting.***

Etter at all fiber er tilsatt, kjør trommelen i 1 minutt pr. m³, men ikke mindre enn 5 minutter.



Figur 5.12: Tilsetting av fiber med transportbånd til venstre og med innblåsing på byggeplass fra spesialhenger.



Figur 5.13: . a) Dosering med fiberblåser er en meget god metode for å tilsette fibre i automikser. Rør med utløp senkes ned i påfyllingstrakten, og er utformet slik at fibrene blåses innover i lasset.

b) Dosering med transportbånd er en enkel metode for å tilsette fibre i automikser. All fiber blir tilsatt i påfyllingstrakten.

c) Eksempel på oppstilling av automatisk doseringsmaskin på bakkenivå. Transportbånd som bringer fibrene opp i fabrikkblander eller i nedslippstrakten fra blanderen. Det er en fordel om maskinen står innendørs, f.eks. i en container, beskyttet mot vær og vind.

5.7 Selvkomprimerende betong (SKB)

Norsk Standard er i liten grad spesifikk på de ulike hensyn som bør tas ved produksjon og utførelse av selvkomprimerende betong (SKB). Norsk Betongforenings publikasjon nr. 29 Veiledning for produksjon og bruk av SKB (NB29) gir rammer for produksjon og bruk av SKB for betongleverandør/entreprenør, samt byggherrens representanter i prosjektet. Før levering av SKB skal det gjennomføres prøveblanding som verifiserer at kravene til ferske betongegenskaper er tilfredsstillende, og at betongen er stabil og ikke separerer. Beregn tilstrekkelig periode med reseptutvikling og prøveblandinger/kontroll. For produksjon og mottakskontroll, se NB29.

Viskositetsklasse VS2 ($t_{500} \geq 2$ sekunder) bidrar til stabilitet.

Generelle erfaringer for tradisjonell SKB uten fiber viser at synkutbredelse > 700 mm er risikofyllt med hensyn til å gi separasjon (ved manglende erfaring og/eller dårlig forarbeid). Godt forarbeid er ekstra viktig for å unngå separasjon og «stratosbetong» (ustabil luft). Med fibertilsetning kan det være problematisk å oppnå så store synkutbredelser. Stabil SKB med høy synkutbredelse (også langt over 700 mm) kan produseres i tilfeller hvor det er gjennomført godt forarbeid, og riktige delmaterialer er tilgjengelige. Det fordres generelt tilgang på ekstern filler, enten i form av en fillerrik sekundærsand, eller som rent pulver. For SKB med fiber i de høyeste synkutbredelsesklassene anbefales det å benytte andre målemetoder, se kapittel 3.

5.8 Utførelse av fiberbetong

5.8.1 Flyteretning og fiberorientering

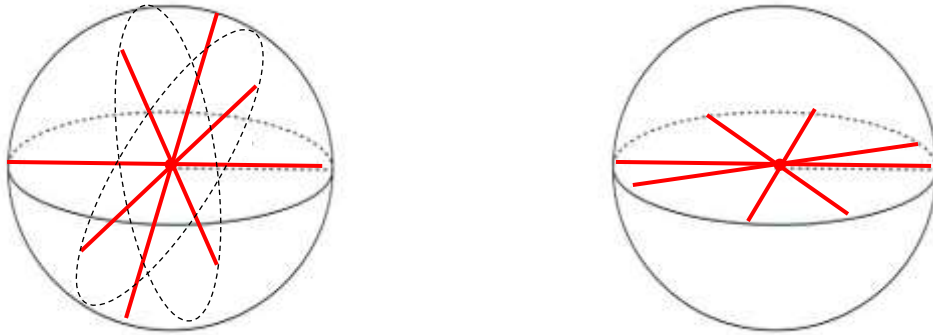
Stålfiber har en tendens til å orientere seg vinkelrett på betongens flyteretning. Dette er verifisert gjennom en rekke forsøk med fiberarmert SKB, der slange eller tobb holdes i ro i et punkt på plate- eller veggelementer. I forbindelse med gjentatt produksjon av enkeltelementer (typisk for prefabrikerte elementer) kan denne effekten utnyttes ved å optimalisere utstøpning slik at fiberens retningsorientering sammenfaller med kritiske områder for moment- eller strekkpåkjenning. Dette kan i så fall påvises med prøvingsmetoder beskrevet i kapittel 3.44.

For derimot å unngå at den ene fiberretningen blir fremtredende, er det mest hensiktsmessig å flytte slange eller tobb frem og tilbake; se anbefalinger for utstøpning av SKB nedenfor.

5.8.2 Effekt av tverrsnittstykkelse

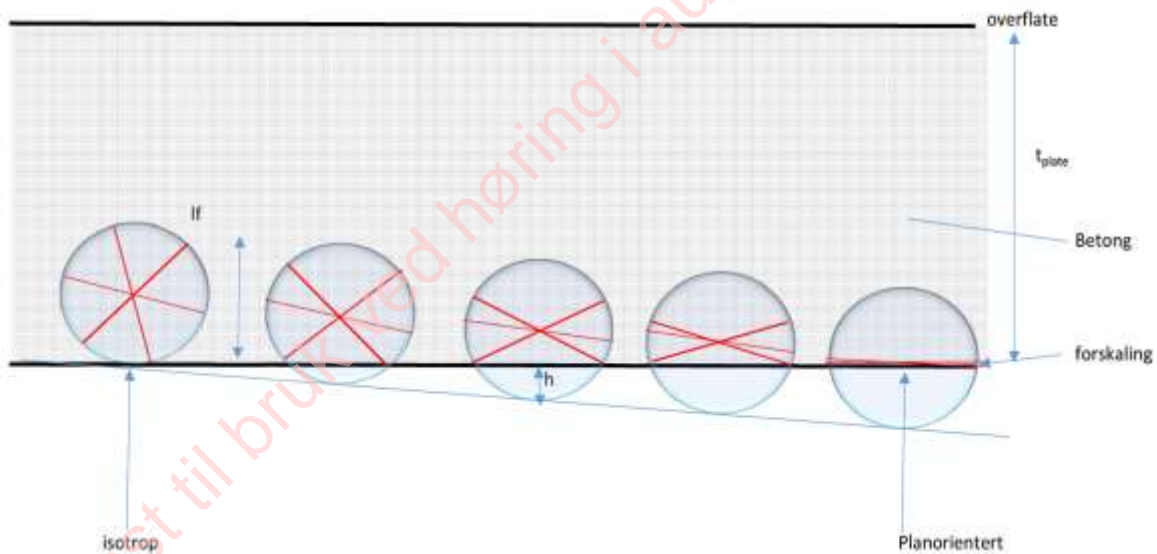
Fiber har en klar tendens til å orientere seg parallelt med forskaling. Dette fører til at fiberen har en tendens til å orientere seg todimensjonalt i vegger og plater, og endimensjonalt i bjelker. Hvor utpreget denne planorienteringen er vil avhenge både av tverrsnittstykkelse og fiberlengde. Jo mindre tverrsnittstykkelse og større fiberlengde, dess større grad av planorientering. Dette vil eksempelvis virke gunstig inn for momentkapasiteten til et fiberarmert gulv, som ofte har en lav tverrsnittstykkelse.

Kulene i Figur 5.14 representerer alle retninger en fiber kan orienteres i, der senter kule ligger midt i fibre illustrert med rødt.



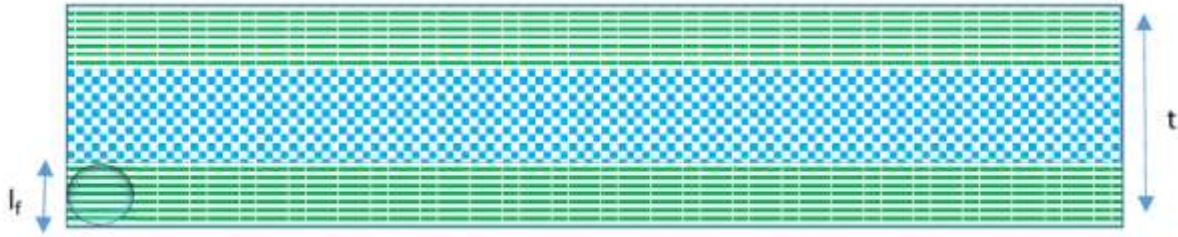
Figur 5.14: Fiberorientering i volum til venstre, og fiberorientering i plan til høyre (3D figur). De røde strekene illustrerer fiber med lengde lik kulens diameter, og 4 fiber er tegnet inn for i hver kule. I en ideell isotrop situasjon vil like mange fiber være orientert i alle retninger. I en ideell planorientertsituasjon like mange fiber i hver korde langs sirkelen.

Hvordan fiberorienteringen påvirkes av en forskalingsflate er illustrert i Figur 5.15. Når kulen ligger innenfor overflaten kan isotrop orientering antas. Når kulen krysser forskalingsflaten, vil fiber i kulesegmentet ut forbi forskalingsflaten «tvinges tilbake» inn forbi planet, slik at andelen planorienterte fiber øker.



Figur 5.15: Snitt gjennom en plate. Fiberorientering illustrert med kule med diameter tilsvarende fiberdiameter l_f . Kun fiber orientert i snittretning vist (2D figur), tre fiber per kule. Forskaling illustrert med sort strek. Isotrop fiberorientering midt i platen, og i det kule berører forskalingen. Større andel av fibre blir planorienterte når kule går nedover, det vil si når høyden h på kulesegment utfor forskalingsflate øker.

Forutsatt jevn fiberfordeling kan det vises at gjennomsnittlig 41% av fiberen er planorientert i en avstand l_f fra overflaten. Som vist i kapittel 3.4.4 er kapasitetsfaktoren $\eta_0=0.33$ for isotropt orienterte fiber, og $\eta_0=0.5$ når alle fibre er planorienterte. Med 41% av fibre planorienterte nært forskalingsflaten, blir kapasitetsfaktoren $\eta_0=0.40$.



Figur 5.16: En plate med tykkelse t . Fiberorientering i lyseblå midtsone antas isotrop med kapasitetsfaktor $\eta_0=0.33$. Nært bunn og topp plate kan kapasitetsfaktor $\eta_0=0.40$ antas.

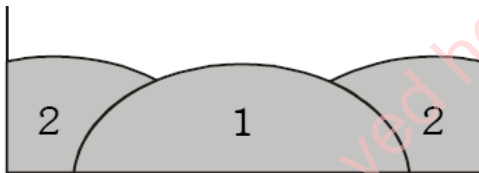
Basert på dette kan restfastheten for tynne plater økes med en faktor $0.4/0.33=1.2$, altså med 20%, ved beregning av momentkapasitet.

Det anbefales at denne momentkapasitetsøkningen bare benyttes dersom $t/l_f < 3.5$

5.8.3 Anbefalinger for utstøping for å få en jevn fiberfordeling

Vibrert betong

Ved bruk av stavvibrator kan det oppstå soner rundt vibratoren med lavere fiberkonsentrasjon. For fiberbetong er det derfor spesielt viktig å føre vibratoren med en jevn hastighet for å sikre et homogent materiale. På byggeplass er det vanskelig å holde kontroll på at dette utføres riktig. Det anbefales det derfor å unngå all bruk av stavvibrator i konstruksjoner der svakhetssoner uten fiber er kritiske, eksempelvis for strekkutsatte deler av bjelker og dekker. For slike konstruksjoner bør det fortrinnsvis benyttes vibrobrygge eller formvibrering.



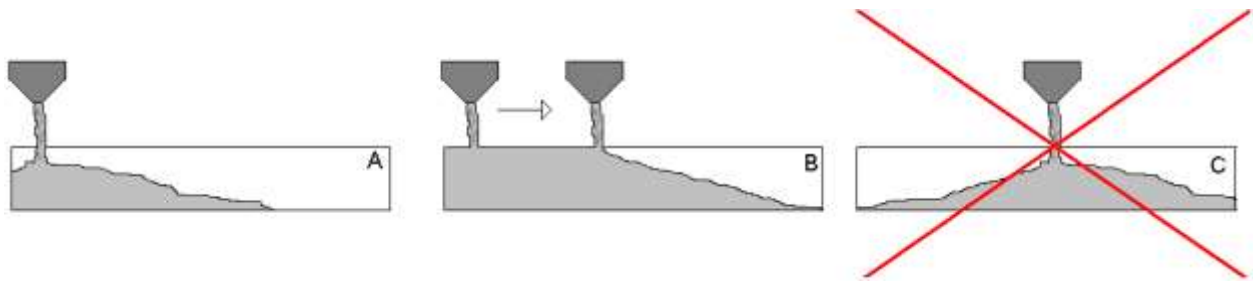
Figur 5.17: Anbefalt utstøping av bjelker med vibrert betong [RILEM TC162-TDF 2000]. Betongvolum plassert på midten skal være ca 2 x volumet plassert på endene.

SKB

Bruk av SKB med fiber er gunstig med tanke på å oppnå en jevn fiberfordeling, så fremt proporsjonering og utstøping er utført riktig.

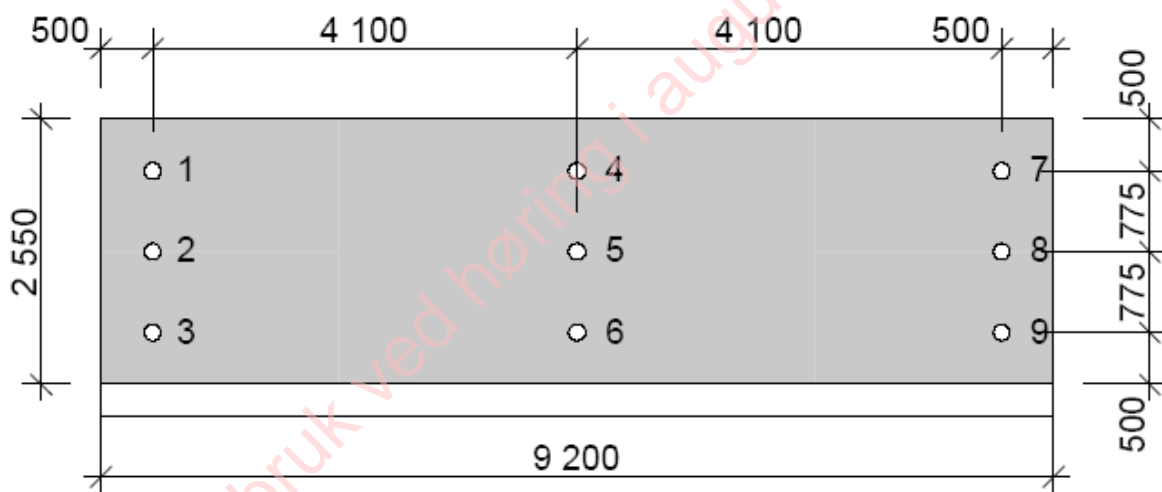
Det er viktig med en stabil SKB for å få en jevn fiberfordeling. Dersom betongen viser tendenser til separasjon vil det med stålfiber bli et høyere fibervolum nederst i tverrsnittet, mens det med syntetiske fiber blir størst konsentrasjon i de øvre delene av tverrsnittet.

Flyteretningen til betongen bør være mest mulig konstant gjennom konstruksjonen for å få en mest mulig konstant retningsorientering av fibre. Forutsatt en jevn flyteretning, har forsøk vist at en stor prosent av fibre er planorienterte i en bjelke- eller et dekkeelement, og dette er gunstig med tanke på elementets momentkapasitet. Eksempel på en utstøping som gir en jevn flyteretning er gitt i Figur 5.18A. Orienteringen av fiberen er også jevn (men mer isotrop) om slange/tobb føres langs forskalingen (Figur 5.18B).



Figur 5.18: Figur 5-88: Utstøping av dekke eller plate. A) Gunstig: Tobb/slange står stillestående i den ene enden av forskalingen => jevn flyteretning med stor grad av planorienterte fiber. B) Gunstig: Tobb/slange flyttes langs formen (langs støpefronten). Dette gir en homogen fiberbetong. C) Ugunstig: Betongen fylles i midt i formen. Dette gir en stor grad av vertikalt orienterte fiber midt på bjelke/plate der momentet ofte er størst.

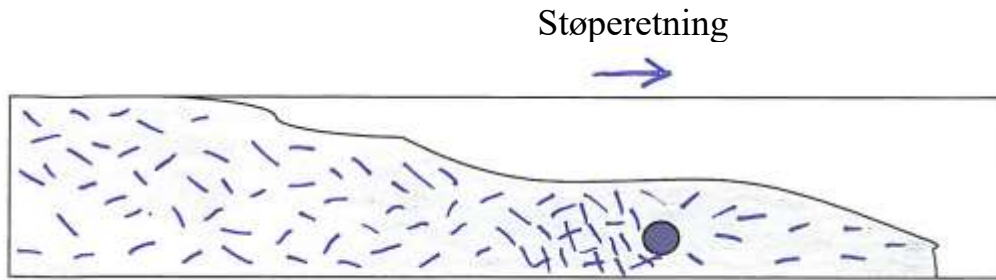
For et veggelement er flyteretningen til SKB mer kompleks. Omfattende forsøksserier med støping av veggelementer der betongen er pumpet via slange festet til det ene nedre veggjørnet har vist at det er en klar tendens til vertikal orientering ved veggder, og horisontal orientering midt på veggen. (Dette sammenfaller med observert flyteretning, og orientering vinkelrett på flyteretningen.) For plaststøpte vegger anbefales det å støpe med neddykket slange ført frem og tilbake langs veggen ettersom betongen lett separer når den slippes fra topp ved toppen av forskalingen, som igjen gir en inhomogen fiberfordeling og retningsorientering.



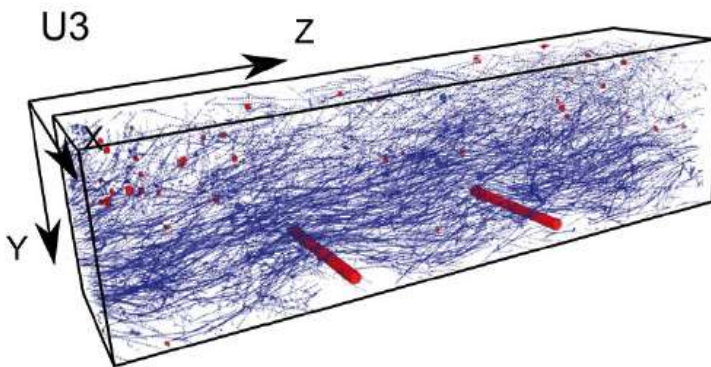
Figur 5.19: Eksempel på forsøksserie med sylindre boret ut fra fiberarmert SKB vegg, i forbindelse med bygging Nermotunet på Hafjell (Alf Egil Mathisen 2008). Det ble variert mellom å slippe betongen (SKB) ned i fra starten av veggen (1-2-3), senter vegg (4-5-6) eller enden av veggen (7-8-9). Forsøk viser at det beste resultatet blir ved å gå med en pumpe slange frem og tilbake langs forskalingen. I praksis vil staggjennomføringer begrense muligheten for å føre slangen frem og tilbake. Det beste resultatet for vegger over ca 7m oppnås da ved å øke til to eller flere ifyllingspunkt (ved å løfte slangen over stagrekke).

Det anbefales at **avstanden mellom armeringsstenger**, og armeringslag er $\geq 2,0$ ganger fiberlengden for å unngå fiberoppopping ved armeringen. Videre må det tas hensyn til armeringsplassering ved utsøping slik at situasjoner som vist i Figur 5.20 unngås.

a)



b)



Figur 5.20: Illustrasjon av hvordan hindringer kan forårsake ujevn fiberfordeling i konstruksjoner, a) skisse, b) CT-scannet bjelke saget ut fra støpt plate, Zirgulis [2].

Utkast til bruk ved høring i august september 2019

5.8.4 Overflatebehandling

På horisontale flater bør det brukes en form for overflatevibrering som for eksempel dissing med flytavretter. Etter utstøping kan det være mye fiberoppstikk i en SKB, men med lett dissing vil fibrene legge seg og finstoff i betongen vil dekke dem. Eventuelt kan en spesialvals benyttes som vist i figur under.



Figur 5.21: a) Disse b) Flytavretter c) Utstøping Spesialrulle for å fjerne fiber i overflaten (design Alf Egil Mathisen 2009).

5.9 Beregning av armeringsspenninger, bøyestivhet og momentkapasitet vha. lamellmetoden

Tar sikte på at Program legges ut på NB's side

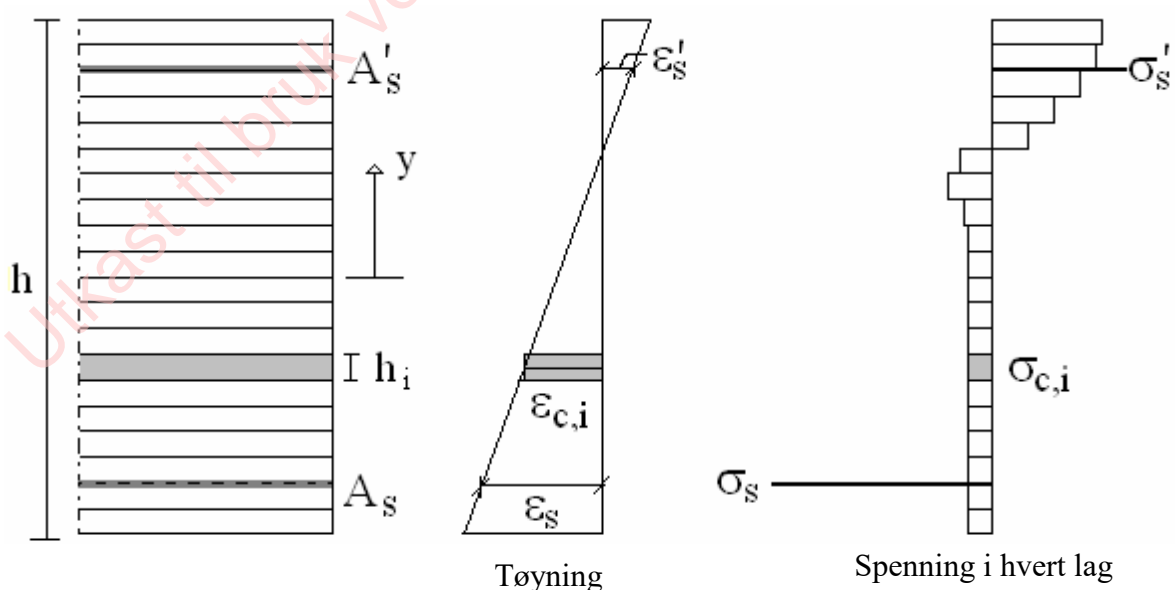
Lamellmetoden kan benyttes til å beregne momentkapasiteten til armert fiberbetong. Bjelkens respons under tøyningsforløpet kan beregnes ved hjelp av denne metoden (gjerne illustrert vha moment-krumningskurve).

Modellen er basert på at tverrsnittet deles i lag bundet sammen med fjærer. Det antas at hvert lag har en konstant spenning, mens tøyningfordeling over høyden er lineær. Bjelkens respons er da summen av alle fjærene. Basert på fiberbetongens arbeidsdiagram, kan middelspenning i hvert lag beregnes for hvert steg (dvs. for en gitt tøyning) inntil likevekt er oppnådd; $N = \sum_{i=1}^n \sigma_i \cdot h_i \cdot b = 0$

$$M = \sum_{i=1}^n y_i \cdot \sigma_i \cdot h_i \cdot b$$

Der b er bjelkens bredde, y_i , h_i og σ_i er illustrert i figur under. Armering inkluderes i relevant lag for å finne samlet momentkapasitet. Den konvensjonelle armeringens arbeidsdiagram er forutsatt å følge retningslinjene i Eurokode 2 punkt 3.2.7.

Det kan benyttes et dataprogram (Eksempelvis Excel vha «Solver» funksjon) for å bestemme likevekt for hver iterasjon. Et slikt program er tilgjengelig via forfatterne av denne publikasjonen.



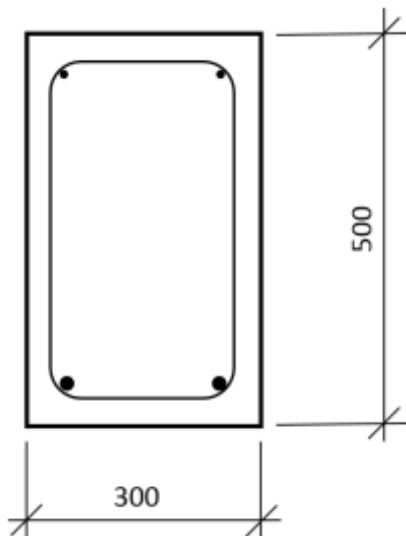
Figur 5.22: Lamellmetoden

5.10 Beregningseksempler

5.10.1 Dimensjonering av bjelketverrsnitt

Generelt

Eksemplet viser dimensjonering av et tverrsnitt påkjent av bøyemoment og skjærkraft der det antas nedstyrtingsfare. Prosjekteringen er utført i bruks- og bruddgrensetilstanden. Fremgangsmåten er også anvendelig for typiske én-veis plater etc.



Figur 5.23: Tverrsnitt for dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstanden

Følgende geometri- og materialer velges;

Tverrsnitt: $b \times h = 300 \times 500$

Materialer

Betong: B35
 Resttrekkfasthet, karakteristisk: $f_{R,1k} = 4 \text{ N/mm}^2$
 $f_{R,3k} = 3,6 \text{ N/mm}^2$

Betongen spesifiseres som B35-R4,0c.

Materialfaktor:

Betong	$\gamma_m = 1,5$
Stålfiber resttrekkfasthet:	$\gamma_{cf} = 1,5$
Armering:	$\gamma_s = 1,15$

Dimensjonerende fasthet iht. Eurokode 2;

Betong:

$$\begin{aligned} \text{Trykkfasthet} \quad f_{cd} &= 0,85 \cdot 35 / 1,5 = 19,83 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Strekfasthet} \quad f_{ctd} &= 0,85 \cdot 2,2 / 1,5 = 1,25 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Midlere strekkfasthet} \quad f_{ctm} &= 3,2 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Stålfiber

$$\begin{aligned} \text{Bruksgrensetilstanden} \quad f_{Ftsk} &= 0,45 f_{R,1kber} = 0,45 \cdot 4 = 1,8 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Bruddgrensetilstanden} \quad f_{Ftuk} &= 0,37 f_{R,3kber} = 0,37 \cdot 3,6 = 1,33 \text{ N/mm}^2 \\ f_{Ftud} &= f_{Ftuk} / \gamma_{cf} = 1,33 / 1,5 = 0,89 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Armering

$$\text{Fasthet} \quad f_{sd} = 500/1,15 = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Det forutsettes videre at aktuell eksponeringsklasse er XC3. Ved strengere klasser som XD1 til XD3 og XS1 til XS3 skal reststrekfastheten i de ytterste 10 mm mot eksponert flate ikke tas med i bæreevnen ved dimensjonering i bruddgrensetilstanden.

$$\text{Betongoverdekning iht. tabell NA.4.4N i NA til EC2:} \quad c_{\min, \text{dur}} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Nominell overdekning iht. figur 4 i NS-EN 13670+NA:} \quad c_{\text{nom}} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

Med antatt armeringsdiameter $\phi 16$ og bøyler $\phi 10$ blir d lik:

$$d = 500 - 10 - 35 - 16/2 = 447 \text{ mm}$$

Minimumsarmering

Basert på brukskrav om kapasitet i tverrsnitt før og etter opprissing, gjelder kravet til minimumsarmering som følger:

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot b_t \cdot d \cdot (f_{ctm} - 2,15 \cdot f_{Fu,ef}) / f_{yk} > 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b_t \cdot d / f_{yk}$$

$$\text{forutsatt at } \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \geq 0,005$$

og der

$$f_{Fu,ef} = \kappa_0 \cdot f_{Ftuk}$$

$$f_{Ftuk} = \alpha_{t3} \cdot f_{R,3k}$$

$$\alpha_{t3} = 0,37 \quad (\text{kapittel 8.1.5})$$

$$\kappa_0 = 0,5$$

$$f_{Fu,ef} = 0,5 \cdot 1,33 = 0,67$$

$$A_{s, \min} = 0,26 \cdot 300 \cdot 447 (3,2 - 2,15 \cdot 0,67) / 500 = 122 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \min} \geq 0,13 \cdot 3,2 \cdot 300 \cdot 447 / 500 = 112 \text{ mm}^2$$

Beregnet behov for minimumsarmering er liten, men det må uansett legges inn en minste mengde av stangarmering for å ivareta kravet om lastbærende evne for laster beregnet med lastfaktor 1,0 og materialfaktorer 1,0.

Laster

Karakteristiske snittkrefter oppgis som følger;

Egenvekt

Bøyemoment (felt)	30,6 kNm
Skjærkraft (mot støtte)	17,5 kN

Nyttelast

Bøyemoment (felt)	110 kNm
Skjærkraft (mot støtte)	63 kN

Dimensjonerende laster

Beregnes iht. ligningene 6.9 og 6.10 i Eurokode 0.

Bruksgrensetilstanden

Bøyemoment $M_{bruk} =$	$30,6 \cdot 1,0 + 110 \cdot 1,0$	$=$	146,6 kNm
Skjærkraft $V_{bruk} =$	$17,5 \cdot 1,0 + 63 \cdot 1,0$	$=$	80,5 kN

Bruddgrensetilstanden

Antar at nyttelasten er dominerende.

Bøyemoment $M_{brudd} =$	$30,6 \cdot 1,2 + 110 \cdot 1,5$	$=$	201,7 kNm
Skjærkraft $V_{brudd} =$	$17,5 \cdot 1,2 + 63 \cdot 1,5$	$=$	115,5 kN

Permanent del av jevnt fordelt last for reduksjon av skjærkraft mot opplegg, antatt 5 kN/m.

For beregning av nødvendig armering uten bidrag fra fiber i betongen, benyttes materialfaktorer lik 1,0 og lastfaktor 1,0. Opptrepende krefter i bruddgrensetilstanden blir da som beregnet for bruksgrensetilstanden.

Bruddgrensetilstanden*Bøyemoment*

Momentkapasiteten bestemmes basert på prinsippene som forklart i kapittel 4.2.

Først beregnes nødvendig stangarmering med utgangspunkt i lastnivå med lastfaktor 1,0 og materialfaktorer lik 1,0.

Trykkbruddkapasitet («karakteristisk»)

$$M_{ck}' = 0,28 \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d^2 = 1\,664 \text{ kNm}$$

Nødvendig lengdearmering

$$A_s \sim M_y / (z \cdot f_{sk})$$

$$\text{der } z = (1 - 0,17 M / M_{ck}) \cdot d = 440 \text{ mm}$$

$$A_s = 146,6 \cdot 10^6 / (448 \cdot 500) = 665 \text{ mm}^2$$

Tilsvarende beregning basert på ordinær bruddgrensetilstand gir følgende armeringsbehov;

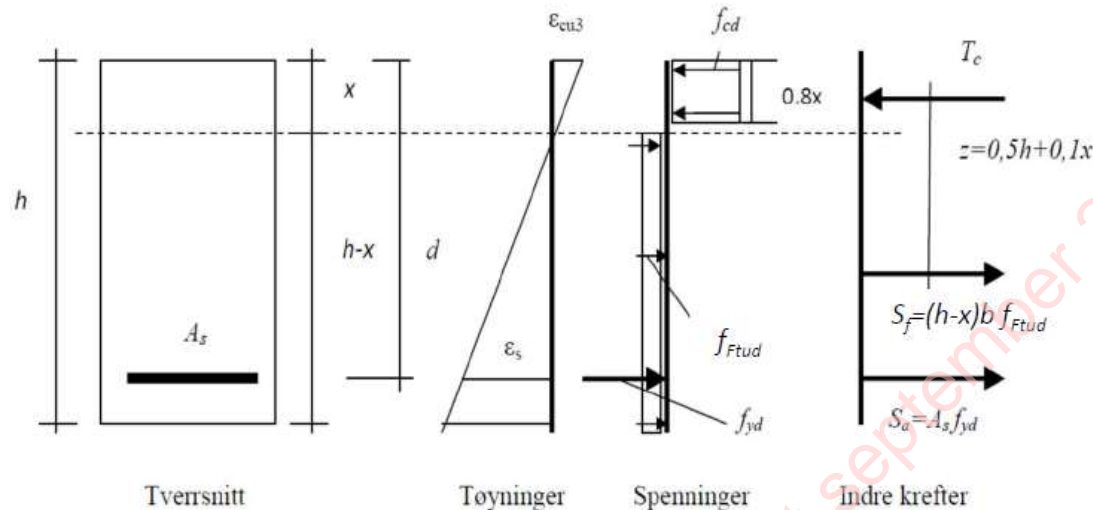
$$A_s = 1071 \text{ mm}^2$$

Potensialet for å oppnå besparelse ved bruk av fiber blir ca. 400 mm².

4Ø20 vil være tilfredsstillende for tverrsnitt uten fiber, $A_s = 1256 \text{ mm}^2$.

For tverrsnitt der fiberen inkluderes i bæreevnen må det inkluderes en mengde tilsvarende noe over 2Ø20, eksempelvis;

4Ø16 vil være tilfredsstillende for tverrsnitt med fiber, $A_s = 804 \text{ mm}^2$.



Figur 5.24 Spennings- og tøyningsfordeling for tverrsnittet med fiberbetong

Fiberens kapasitetsbidrag (rent fiberarmert tverrsnitt) forenklet beregnet med bøyemomentkapasitet om trykkresultantens beliggenhet blir;

$$M_{Rd} = 0,4 f_{Ftud} b h^2 = 0,4 \cdot 0,89 \cdot 300 \cdot 500^2 = 27 \text{ kNm}$$

For tverrsnitt med stangarmering kreves aksial likevekt;

$$T_c = S_f + S_a$$

$$0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = (h-x) \cdot b \cdot f_{Ftud} + A_s \cdot f_{sd}$$

$$0,8 \cdot x \cdot 300 \cdot 19,83 = (h-x) 300 \cdot 0,89 + 804 \cdot 434$$

Trykksonehøyden x ($= \alpha \cdot d$) beregnes til: $x = 95,9 \text{ mm}$

Momentkapasiteten bestemmes ved likevekt om trykkresultantens beliggenhet som;

$$M_{Rd} = S_f (0,5h + 0,1x) + S_a (d - 0,4x)$$

$$= 26 + 144,5 = 169 \text{ kNm} < M_{Ed} = 202 \text{ kNm}$$

Kapasiteten er mindre en dimensjonerende moment. Innlagt armeringsmengde (4Ø16) må økes for å få tilstrekkelig kapasitet.

Tilsvarende beregning med 2Ø20+2Ø16 gir tilstrekkelig kapasitet, for en B35-R4,0c betong. I videre beregninger for skjær og rissvidder benyttes likevel 4Ø16.

Skjærkraft

Det vises til kapittel 4.3.5 for grunnlag for dimensjonering for skjærkraft. Metoden som benyttes for dimensjonering av skjærkapasitet er basert fiberbetongens reststrekkfasthet (NS-EN 14651).

Skjærkapasiteten i det følgende er basert på kontroll av spenninger der det påvises at opprettede skjærspenning er mindre enn fiberbetongens skjærkapasitet.

Opprettede skjærspenning kan beregnes etter elastisitetsteori som;

$$\tau_{Ed} = \beta_s \frac{V_{Ed}}{b_o d_v} = \frac{3}{2} \frac{115,5 \cdot 10^3}{300 \cdot 447} = 1,29 \text{ N/mm}^2$$

Kontrollerer først om tverrsnittet har kapasitet uten bidrag fra skjærarmering. Kapasiteten beregnes med bidrag fra betongen inklusive lengdearmeringen τ_{Rdc} og fiberbetongens strekkapasitet etter opprissing f_{Ftud} .

Minsteverdien av betongbidraget, $\tau_{Rdc,min}$, settes til;

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} = \frac{10}{1,5} \sqrt{\frac{35}{434} \cdot \frac{36}{447}} = 0,54 \text{ N/mm}^2$$

der tilslagstørrelse D_{lower} er antatt lik 20 mm; $d_{dg} = 16+20 = 36$ mm.

Betongbidraget inklusive armering beregnes til;

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} = \frac{0,6}{1,5} \left(100 \cdot 0,0060 \cdot 35 \frac{36}{447} \right)^{1/3} = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

der $\rho_l = A_s / (d \cdot b_w) = 804 / (447 \cdot 300) = 0,0060$

Beregnet betongbidrag er mindre enn minsteverdien, betongbidraget settes derfor lik $\tau_{Rdc} = 0,54 \text{ N/mm}^2$.

Faktoren η beregnes som;

$$\eta = \min(1+0,43 f_{Ftud}^{2,85}; 2,5) = \min(1+0,43 \cdot 0,888^{2,85}; 2,5) = 1,71$$

Skjærkapasiteten beregnes dermed til ;

$$\tau_{Rd,cF} = \frac{\tau_{Rd,c}}{\eta} + f_{Ftud} > \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud}$$

$$\tau_{Rd,cF} = 0,54/1,71 + 0,88 = 1,21 \text{ N/mm}^2 < 0,54 + 0,89 = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

Skjærkapasiteten inklusive bidrag fra fiber og stangarmering fastsettes derfor til : $\tau_{Rd,cF} = 1,43 \text{ N/mm}^2 > \tau_{Ed}$. Kapasiteten er dermed tilstrekkelig uten skjærbøyler.

Brukgrensetilstanden

Da tverrsnittet inneholder stangarmering er det krav om kontroll av rissvidder i bruksgrensetilstanden. Det vises til kapittel 4.4 for bestemmelser vedrørende beregninger inklusive bidrag fra fiber. Rissvidden w_k beregnes som;

$$w_k = s_{r,max,cal} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \eta_r \epsilon_{cs})$$

Største rissavstand beregnes som

$$s_{r,max,cal} = (2 \cdot c + 0,35 \cdot k_b \cdot \phi / \rho_{p,ef}) \cdot (1 - f_{Fts,ef} / f_{ctm})$$

der $c = 35$ mm (inklusive bøyler $\phi 10$)

$$k_b = 0,8 \text{ (god heft)}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$f_{Fts,ef} = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{p,ef} = A_s / A_{c,eff}$$

$$A_{c,eff} = 31\,600 \text{ mm}^2 \text{ (minste verdi av } h_{eff} \text{ er } (h-x)/3)$$

$$\rho_{p,ef} = 804 / 31\,600 = 0,0254$$

$$s_{r,max,cal} = (2 \cdot 35 + 0,35 \cdot 0,8 \cdot 16 / 0,0254) \cdot (1 - 1,8 / 3,2) = 246,4 \cdot 0,438 = 108 \text{ mm}$$

Tøyningsforholdet beregnes som;

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{c,ef}} \cdot \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{c,ef}\right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Fiberens bidrag må inkluderes ved beregning av opprettede spenning σ_s i lengdearmeringen. Fibermengden er imidlertid beskjeden og spenningen i armeringen blir høy i bruksgrensetilstanden. En forenklet metode er å inkludere fiberen med en konstant spenning lik $f_{Ftsk} = 0,675 \text{ N/mm}^2$ i strekksonen. Beregnet spenning i lengdearmeringen reduseres noe og blir i størrelsesorden 340 N/mm^2 .

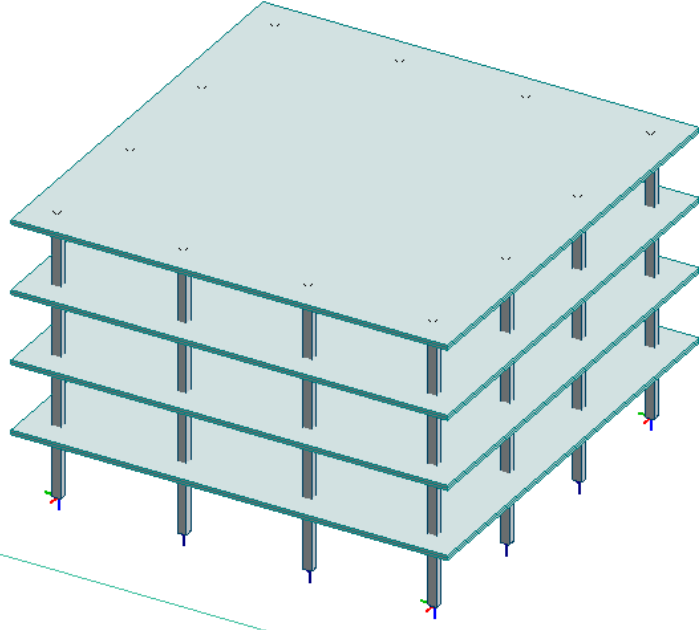
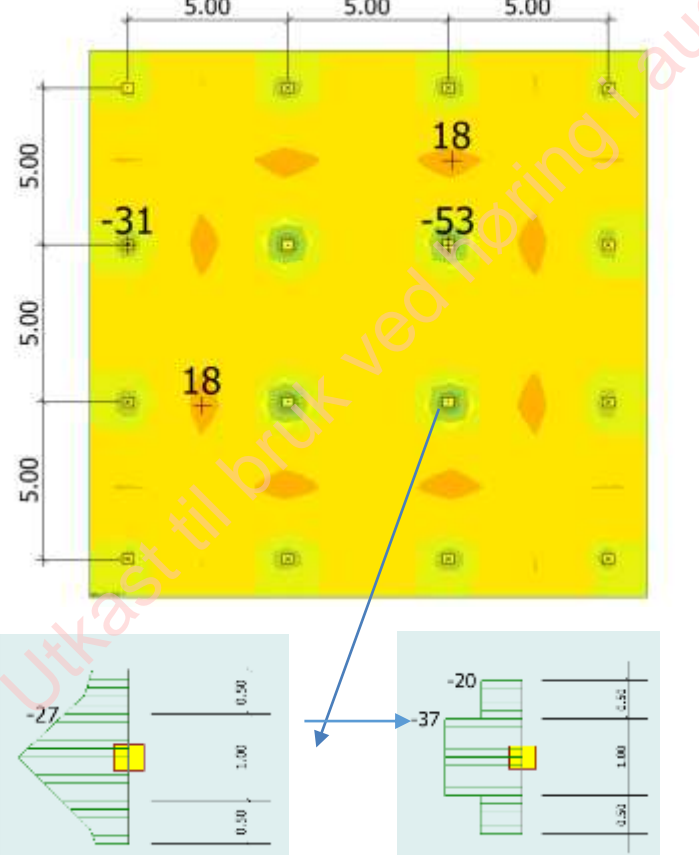
$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{340 - 0,4 \cdot \frac{3,2}{0,0254} \cdot \left(1 + \frac{200\,000}{34\,000} \cdot 0,0254\right)}{200\,000} = 0,00141$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6 \frac{408}{200\,000} = 0,00122 \quad (\text{ok.})$$

Rissvidden beregnes til $w_k = 108 \cdot 0,00141 = 0,15 \text{ mm}$

Den gunstige effekten av redusert rissvidde oppnås i hovedsak av at rissavstanden reduseres som følge av bidraget fra fiberen.

5.10.2 Beregningseksempel kontorbygg, flatdekke

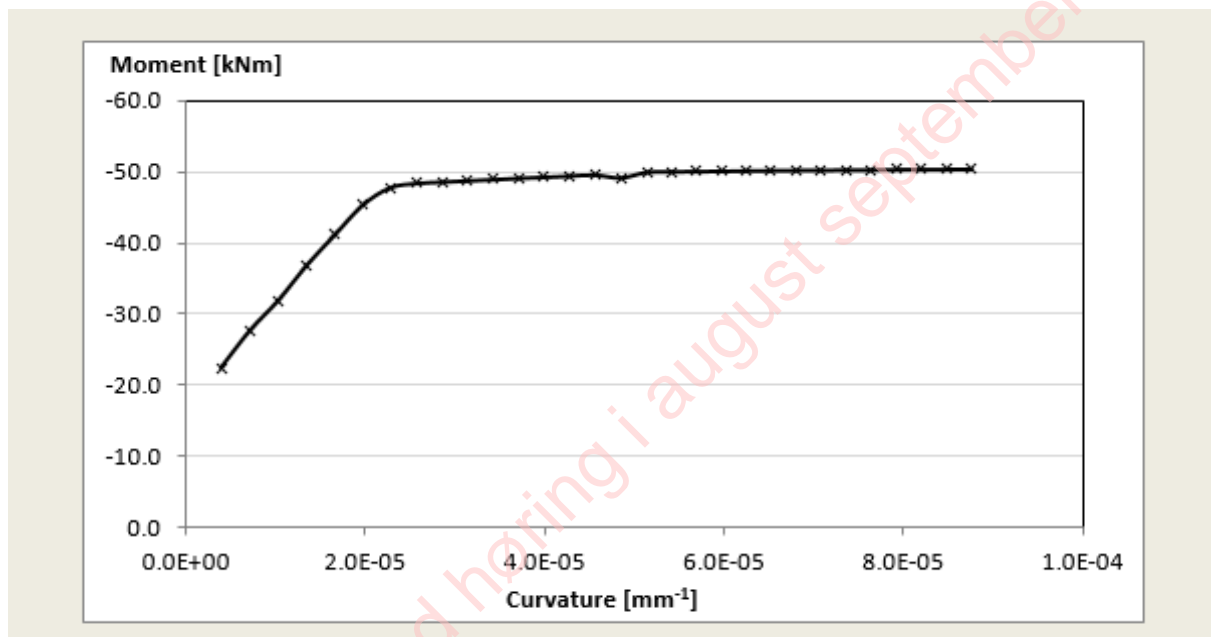
	<p>Eksempel kontorbygg, 4 etasjer</p> <p>Betong B35, klasse 6,0c (Tilsvarende ca 80kg/m³ stålfiber)</p> <p>Søyler 0,3mx0,4m, i avstand 5x5m</p> <p>Dekke t=0,2m</p> <p>Fundament 2,7x2,7x0,4m</p> <p><u>Laster:</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Påført egenlast 1kN/m² • Nyttelast 3kN/m² • Snø,tak 2.8kN/m²
	<p>Dimensjonerende moment M_1 dekke [kNm/m] vist til venstre.</p> <p>Maksimalt underkants- moment: $M_{felt} = -19\text{kNm/m}$ (peak verdi)</p> <p>Maksimalt overkants-moment: $M_{støtte} = 54\text{kNm/m}$ (peak verdi)</p> <p>0,5m fra senter søyle er overkantsmomentet redusert til 27kNm/m, illustrert nederst i figur til venstre. Sone 0,5m til begge sider av søyle forsterkes med kamstål som overkantsarmering, dimensjonerende moment 37kN/m². Sone ut forbi dette får et dimensjonerende moment 20 kNm/m. Gjennomsnittlig verdi for hver 0.5m er benyttet som illustrert.</p> <p>Tilsvarende blir maks feltmoment 18kN/m fordelt over lengde 0.5m. Altså:</p> <p>$M_{Ed,ok1} = -37\text{kN/m}$ $M_{Ed,ok1} = -20\text{kN/m}$ $M_{Ed,uk} = 18\text{kN/m}$</p>

Momentkapasitet dekke

Med restbøyestrekfasthetsklasse 6,0c blir $f_{R,3k}=5,4 \text{ N/mm}^2$, $f_{Ftuk} = 0.37 f_{R,3k}$ og momentkapasitet $M_{Rd}=1.2 \times 0.4 \times f_{Ftuk} / 1.5 \times bh^2=23\text{kNm/m}$, dvs ingen beregningsmessig behov for kamstål i felt. Momentetkapasitet er da økt med 20% for tynne plater iht kapittel 5.8.2.

For å tilstrekkelig momentkapasitet over søyler, legges det inn 4Ø12 over støtter i begge retninger. Beregning med lamellemetoden gir da tilstrekkelig kapasitet, som vist i figur under.

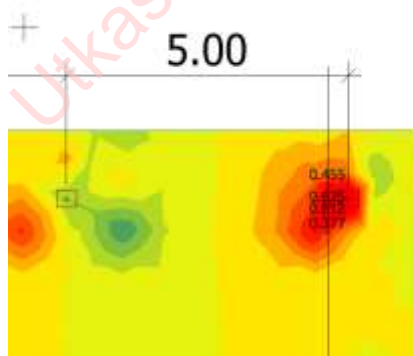
For et tradisjonelt armert dekke ville armering Ø12 c/c 200 uk felt og Ø12 c/c 110 overkant støtte gitt tilstrekkelig kapasitet.



Figur 5.25: Moment-krumningsforløp for dekket ved bruk av lamellemetoden. Med 4Ø12 blir momentkapasiteten 44kNm/m > 33kNm/m, dvs tilstrekkelig kapasitet.

Skjærkapasitet dekke

Dimensjonerende skjærspenning $\tau_{Ed}=0.63 \text{ N/mm}^2$ i en avstand $d/2$ fra søyleopplegg (fra FEM-analyse):



Figur 5.26: Plott av skjærspenninger fra FEM analyse. Maksimale skjærspenning opptrer ved hjørnesøyler.

Skjærkapasiteten beregnes iht Kapittel 4.3.5 som:

$$\tau_{Rd,cF} = \frac{\tau_{Rd,c}}{\eta} + f_{Ftud} > \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud}$$

Med armering 4Ø12 i hver retning, steinstørrelse $D_{lower}=20\text{mm}$ og dermed $d_{dg}=36$ blir:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} = \frac{0,6}{1,5} \left(100 \cdot 0,0021 \cdot 35 \cdot \frac{36}{163} \right)^{1/3} = 0,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = \min(1 + 0,43 f_{Ftu}^{2,85}; 2,5) = \min(1 + 0,43 \cdot 2,00^{2,85} = 3,5; 2,5) = 2,5$$

$$\tau_{Rd,c,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} = \frac{10}{1,5} \sqrt{\frac{35}{500} \cdot \frac{36}{163}} = 0,89$$

$$\tau_{Rd,cF} = 0,47/2,5 + 1,33 < 0,89 + 1,332$$

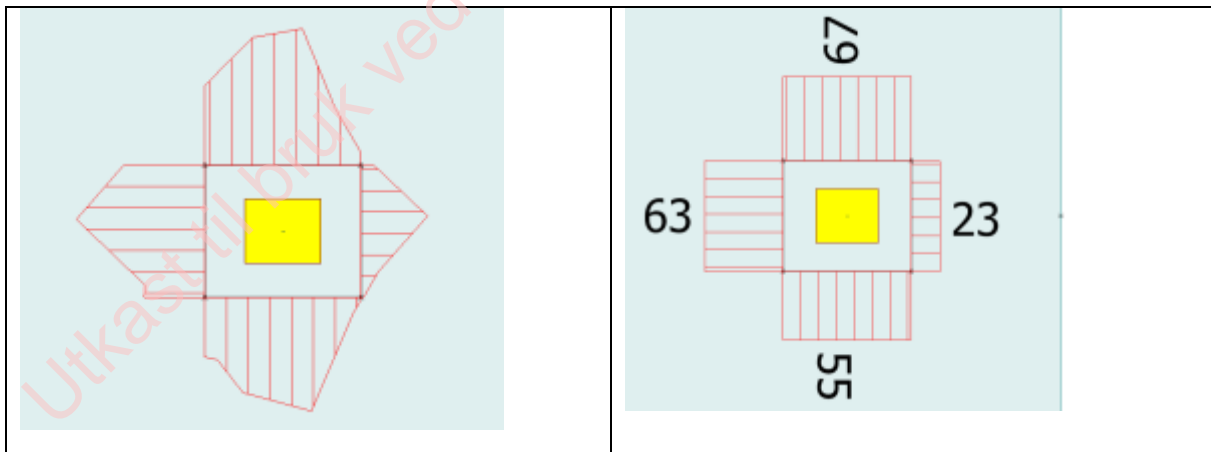
$$\Rightarrow \tau_{Rd,cF} = 2,2 > \tau_{Ed} = 0,63 \text{ Ingen behov for skjærarmering}$$

Gjennomlokking

For flatdekker er det vanligvis gjennomlokking over søyler som utgjør den mest relevante skjærkontrollen. I et kontrollsnitt med avstand $d/2$ til søyle er $V_{Ed}=141\text{kN}$. Opprettede skjærspenning, τ_{Ed} , beregnes som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e V_{Ed} / (b_0 d_v), \text{ hvor } \beta_e = 1,15 \text{ for indre søyler iht kapittel 4.3.}$$

$$\tau_{Ed} = 1,15 \cdot 141 \cdot 1000 / (1912 \cdot 160) = 0,52 \text{ N/mm}^2.$$



Figur 5.27: V_{Ed} i kontrollsnitt med avstand d til søylekant er $(63+23) \cdot 0,62 + (67+55) \cdot 0,72 = 141\text{kN}$

I felt uten kamstål er skjærkapasiteten til dekket $\tau_{Rd,cF} = f_{Ftud} = 1,3 > 0,52 \text{ N/mm}^2$, dvs tilstrekkelig kapasitet mot gjennomlokking selv uten å ta hensyn til lengdearmeringen.

Ved søyle er skjærkapasiteten høyere, pga stangarmering fra søyle til søyle.

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \tau_{Rd,c} + f_{Ftud}$$

I gjennomlokkingskontroll økes skjærkapasiteten $\tau_{Rd,c}$ med en faktor k_{bp} som beskrevet i kapittel 4.x:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} k_{pb} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{ag}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_c} \sqrt{f_{ck}}$$

$$\text{Her blir } k_{bp} = \sqrt{5 \mu_p \frac{d_v}{b_0}} \leq 2,5 = \sqrt{5 \cdot 8 \frac{163}{1912}} = 1.85$$

der $\mu_p=8$ for indre søyler.

$$\text{Altså blir } \tau_{Rd,cF} = 1.85 \cdot 0.47 = 0.87$$

$$\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed} = 0.87 / 0.52 = 1.67$$

$$\tau_{Rd,cF} = 1.67 \cdot 0.87 + 1.3 = 2.78 \text{ N/mm}^2 > \tau_{Ed} = 0.50 \text{ N/mm}^2$$

Kapasitet mot gjennomlokking er tilstrekkelig med god margin*.

*) Merknad: Iht kapittel 4.3.2 skal konstruksjoner der sammenbrudd kan føre til tap av menneskeliv armeres med slakk- eller spennarmering. Dette medfører supplering med kamstål i flatdekkene, som ikke er hensyntatt i eksempelet. Beregningen vil imidlertid være gyldig for flatdekker der det ikke er nedstyrtningsfare.

Referanser

- [1] Hagelia P. (2016) Miljøbelastningar i vegtunnelar: Etatsprogrammet Varige konstruksjonar 2012-2015. Statens vegvesen rapport nr. 577
- [2] Hagelia P. (2018) Durability of sprayed concrete for rock support – A tale from the tunnels. Proc. of the 8th Int. Symp. on Sprayed Concrete – Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Trondheim, Norway, June 11-14, pp.172-187
- [3] Kanstad, Terje (2016) Shear capacity of fibre reinforced concrete - beams with openings and beams with dapped ends. I: *FRC: The modern Landscape. proceedings of BEFIB 2016*. Rilem publications 2016 ISBN 978-2-35158-186-5. p. 1346-1359
- [4] Zirgulis, G. (2015) Fibre orientation in steel fibre reinforced concrete. PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [5] Sarmiento, E., V. (2016) Floawable fibre reinforced concrete for structural applications, PhD-thesis, Department of structural engineering, NTNU.
- [6] Trygstad, Steinar; Kanstad, Terje. Fibre-reinforced SCC in Post-tensioned flat slabs: Full scale test and design methods. I: *The 1st Concrete Innovation Conference*. Oslo: Tekna 2014 ISBN 978-82-8208-0415.

Utkast til bruk ved høring i august september 2019