

Vurdering av basalt- og stålfibres effekt og mekaniske egenskaper i jetpeler

Truls Holm Høie
Andreas Vermedal

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Amund Bruland, BAT
Stefan Jacobsen, KT
Lars Hoksrud, Jetgrunn 2000 AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



Oppgavens tittel: Vurdering av basalt- og stålfibres effekt og mekaniske egenskaper i jetpeler	Dato: 08.06.12		
	Antall sider (inkl. bilag): 138		
	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave
Navn: Truls Holm Høie og Andreas Vermedal			
Faglærer/veileder: Terje Kanstad og Stefan Jacobsen ved Institutt for konstruksjonsteknikk Amund Bruland ved Institutt for bygg, anlegg og transport			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Lars Ø. Hoksrud, Jetgrunn 2000 AS			

Ekstrakt: Oppgaven er en eksperimentell og teoretisk studie av undervannsbetong armert med basaltfiber (monofilament) eller stålfiber. Undervannsbetong blir blant annet anvendt i jetpeler og støpes in-situ som permanente lastbærende konstruksjoner. I horisontal-pålastede konstruksjoner av jetpeler (eksempelvis støttemurer) kan det oppstå store bøyestrekkspenninger som uarmert betong ikke kan oppta. Den risser og går til brudd. Med en økt dimensjonerende bøyestrekkefasthet for betongen vil den derimot kunne holde. Oppgaven ser på de nevnte fibertypenes effekt på blant annet synkutbredelse, proporsjonalitetsgrense, restbøyestrekkefasthet og duktilitet etter riss i forhold til fibermengde.
--

Stikkord:

1. Fiberarmert betong
2. Undervannsbetong
3. Jetpeler
4. Bøyestrekkefasthet

 Signatur

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet av Truls Holm Høie og Andreas Vermedal ved henholdsvis Institutt for konstruksjonsteknikk og Institutt for bygg, anlegg og transport ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim våren 2012. Rapporten er utarbeidet som et selvstendig arbeid med faglig veiledning fra Prof. Terje Kanstad, Prof. Stefan Jacobsen og Prof. Amund Bruland. Oppgaven er skrevet for Jetgrunn 2000 AS med Lars Ø. Hoksrud som faglig kontaktperson.

Oppgaven er laget etter et ønske om å undersøke forbedringspotensialet til jetpellers bøyestrekfasthet ved bruk av fiber, og bygger videre på temaer behandlet i vår prosjektoppgave høsten 2011.

Vi ønsker å takke initiativtaker for oppgaven og daglig leder i Jetgrunn 2000 AS, Lars Ø. Hoksrud for faglig veiledning og oppfølging underveis. Vi vil også rette en stor takk til vår hovedveileder Terje Kanstad for faglig veiledning, hjelp til å diskutere veien videre i oppgaven og forslag til forbedringer.

En takk rettes også til våre medveiledere Stefan Jacobsen og Amund Bruland for faglige innspill og forslag til forbedringer.

Takk til Ove Loraas og Steinar Seehus ved NTNUs betonglaboratorium for tekniske innspill og hjelp med laboratorieprogrammet.

Trondheim, 8. juni 2012

Truls Holm Høie

Andreas Vermedal

Sammendrag

Denne masteroppgaven er en eksperimentell studie av en selvkomprimerende konstruksjonsbetong (styrkeklasse B35) med antiutvaskingssegenskaper armert med enten basaltfiber (monofilament) eller stålfiber. Formålet med oppgaven har vært å undersøke fibrenes effekter på blant annet betongens ferskeegenskaper, som eksempelvis synk og synkutbredelse, samt mekaniske egenskaper i herdet tilstand, hovedsakelig bøyestrekfasthet og trykkfasthet. Motivasjonen for oppgaven har vært et ønske om å øke proporsjonalitetsgrensen for undervannsbetongen, altså bøyestrekfastheten ved riss, samt å gi betongen duktilitet og restfastheter etter riss. Et av hovedkravene ved fremstilling av denne fiberbetongen var å opprettholde en tilfredsstillende lik reologi som referansebetongen.

For bruk av fiber i konstruksjonsbetongen i jetpeler vil en slik økning av beskrevne egenskaper kunne resultere i mindre bruk av stagforankring, reduserte pelediametere og/eller redusert peleantall. Dette betyr tidsbesparelse.

Basaltfibrenes effekt på bearbeidbarheten (synk og synkutbredelse) var stor allerede ved små fibermengder sammenlignet med stålfiber. For et krav til synkutbredelse på 560 mm var maksimum anvendbare innhold av basaltfiber kun 0,38 vol% (10 kg/m³). Den mest effektive endringen gjort i resepten for å fremskaffe disse verdiene, var å øke innholdet av superplastiserende tilsetningsstoff til maksimalt anbefalt. Matriksvolum og w/c-forhold ble også forsøkt øket, men med liten effekt. Det var i tillegg ønsket å beholde masseforholdet grunnet krav til bestandighetsklasse M45.

Stålfibrene ble kun testet med en fibermengde på 0,7 vol% (54,6 kg/m³). Selv uten endring av resepten fra referansebetongen viste dette fiberinnholdet seg å ha liten effekt på synkutbredelsen, med unntak av litt mindre synk på grunn av tendenser til oppbygning av fiberskjelett i midten. Likevel var det god stabilitet i betongen som medførte jevn spredning av stålfiber helt ut til randen.

Basaltfibrene viste ingen antydning til positiv effekt på bøyestrekfasthet og trykkfasthet ved 28 døgn herding. Bøyestrekktesten som ble brukt var i samsvar med NS-EN 14651. Etter riss ga fibrene ingen fastning og fiberbetongen gikk til brudd på samme måte som den uarmerte referansebetongen. Basaltfibrene er derfor uegnet som fiberarmering i denne undervannsbetongen for applikasjon i jetpeler.

Stålfibrene økte derimot middelverdien av proporsjonalitetsgrensen for bøyestrekfasthet fra 4,2 MPa (for referansebetongen) til 5,6 MPa. Stålfibrene ga i tillegg umiddelbar fastning etter første riss og økte restbøyestrekfastheten opp til ca. 7,8 MPa ved 1 til 1,5 mm rissvidde (CMOD). Betongen viste god duktilitet og stålfibrene tilfredsstilte kravet til minimumsarmering. For dimensjonering ved 0,5 mm rissvidde er den dimensjonerende restbøyestrekfastheten $f_{R,1} = 3,6$ MPa for stålfiberbetongen.

Den stålfiberarmerte undervannsbetongen er en god fiberbetong sammenlignet med en ordinær selvkomprikerende konstruksjonsbetong med samme stålfibervolum og omtrentlig lik trykkfasthet.

På grunn av den store mengden sement i betongen er varmeutviklingen ved herding høyere enn normalt. Dette vil resultere i overflateriss grunnet en temperaturgradient gjennom det store peletverrsnittet. Selv om dette normalt er ufarlige riss, som har en tendens til å lukke seg når konstruksjonen kjøles ned, kan de likevel fungere som svake punkt ved mekaniske laster og/eller miljømessige belastninger. Stålfiber ville kunne redusere disse rissviddene, men ikke fjerne de helt.

Summary

This Master's thesis is an experimental study on a self-compacting underwater concrete (strength class B35) reinforced with either basalt fibers (monofilament) or steel fibers. The purpose of the thesis has been to examine the effects of the fibers on fresh concrete properties (slump and slump flow among other things) and mechanical properties in the hardened state, mainly flexural tensile strength and compressive strength. The motivation for the thesis has been a desire to increase the limit of proportionality (LOP) for the underwater concrete, i.e. maximum flexural tensile strength before cracking, and to give the concrete ductility and residual strengths after cracking with the addition of fibers. One of the main requirements in the production of this fiber concrete was to maintain the same satisfactory rheology as the reference concrete.

For the use of underwater concrete in jet columns, such an increase of the described characteristics could result in less use of anchor rods, reduced column diameter and/or reduced number of jet columns. This means time saved at the construction site.

The effect of the basalt fibers on workability (slump and slump flow) was large even at small amounts of fibers compared to the steel fibers. For a slump flow requirement of 560 mm the maximum applicable amount of basalt fiber was only 0.38 volume percent (10 kg/m^3). The most effective change made in the concrete recipe to obtain these values, was to increase the amount of superplasticizer to the maximum recommended amount. Experiments were also done in increasing the matrix volume and the w/c-ratio, but this had little effect. Besides, it was desired to keep the mass ratio due to requirements of the durability class; M45.

Steel fibers were only tested with a fiber amount of 0.7 vol% (54.6 kg/m^3). Even without changing the recipe from the reference concrete, the fiber content appeared to have little effect on the slump flow. The only exception was a smaller slump because of the fibers' tendency to clot in the middle. Yet the stability of the fiber concrete was good, resulting in an even distribution of steel fibers all the way to the edge of the concrete in the slump flow test.

The basalt fibers showed no indication of positive effects on the flexural tensile strength and compressive strength at 28 days of curing. The test method that was used to examine the flexural tensile strength was the European Standard EN 14651. After cracking there was no hardening and the basalt fiber concrete fractured in the same way as the reference concrete (no reinforcement). Basalt fibers are therefore unsuitable as fiber reinforcement in the underwater concrete for application in jet columns.

The steel fibers however increased the mean value of LOP of the flexural tensile strength from 4.2 MPa (for the reference concrete) to 5.6 MPa. Steel fibers also gave immediate hardening after the first crack, and increased the residual flexural tensile strength up to about 7.8 MPa at 1 to 1.5 mm CMOD (crack mouth opening displacement). The ductility of the concrete was good and the steel fibers satisfied the requirement for minimum reinforcement.

For structure designing at 0.5 mm CMOD, the design residual flexural tensile strength $f_{R,1} = 3.6$ MPa for the steel fiber concrete.

The steel fiber reinforced underwater concrete is a good fiber reinforced concrete compared to a normal SFRSCC (steel fibre reinforced self-compacting concrete) with the same fiber amount and approximately equal compressive strengths.

Because of the large amount of cement in the concrete the heat development is higher than normal concrete. This will result in surface cracks due to a temperature gradient through the large cross section of the jet columns. Although these are normally harmless cracks, which tend to close when the structure cools down, they can still act as weak points when the structure is exposed to mechanical or environmental loads. Steel fibers can reduce the crack widths, but not remove them completely.

Innholdsfortegnelse

Forord	v
Sammendrag	vii
Summary	ix
Figurliste	xiv
Tabelliste	xv
1 Innledning og bakgrunn	1
1.1 Formål og motivasjon.....	1
1.2 Oppgavetekst og problemstilling.....	1
1.3 Omfang og begrensninger.....	2
1.4 Rapportens oppbygging.....	2
1.5 Forkortelser, ordforklaringer og betegnelser.....	3
2 Teorigrunnlag	7
2.1 Generelt.....	7
2.2 Jetpeler.....	7
2.2.1 Jetpelteknikken.....	7
2.2.2 Anvendelsesområder for teknikken.....	10
2.2.3 Dimensjonering av jetpeler.....	12
2.3 Prøvingsmetoder.....	15
2.3.1 Trykkfasthetsprøving.....	15
2.3.2 Bøyestrekfasthetsprøving. Bjelketest NS-EN 14651.....	16
2.3.3 Beregning av varmeutvikling.....	20
2.4 Fiber.....	22
2.4.1 Generelt.....	22
2.4.2 Fibertyper.....	24
2.4.3 Fibermengder.....	25
2.5 Betong.....	26
2.5.1 Betongs reologi/bearbeidbarhet med fiber.....	26
2.5.2 Antiutvaskingsbetong.....	27
2.6 Dimensjoneringsregler for fiberarmert betong.....	29
2.6.1 Klassifisering av fiberarmert betong etter trykkfasthet, reststrekfasthet og restbøyestrekfasthet.....	29

2.6.2	Fiberorientering og kapasitetsfaktor	32
2.6.3	Fiber som minimumsarmering.....	35
3	Laboratorieprogram	37
3.1	Generelt	37
3.2	Egenskaper for betongen	37
3.3	Materialer	38
3.3.1	Norcem Anleggsement	38
3.3.2	Silikastøv	38
3.3.3	Plastiserende og superplastiserende tilsetningsstoff.....	39
3.3.4	Retarderende tilsetningsstoff	39
3.3.5	Tilslag	40
3.4	Rutiner	41
3.5	Målinger	42
3.5.1	Synk og synkutbredelse	42
3.5.2	Densitet og luftinnhold	42
3.5.3	Antiutvaskingsegenskaper	42
3.6	Prøveblandinger.....	43
3.7	Utstøping	45
4	Resultater	47
4.1	Generelt	47
4.2	Trykkfasthet. Fasthetsklassifisering av betongblandingene.....	47
4.3	Bøyestrekfasthet	51
4.3.1	Basaltfiber.....	55
4.3.2	Stålfiber.....	56
4.4	Varmeutvikling.....	63
4.4.1	Resultater	63
4.4.2	Sammenligning.....	65
4.4.3	Estimering av temperatur i støpt pel	67
4.5	Sammendrag av resultater	68
5	Analyse og diskusjon.....	71
5.1	Fersk betong	71
5.1.1	Resultater	71

5.1.2 Årsaker.....	71
5.2 Basaltfiber (monofilament)	72
5.2.1. Resultater	72
5.2.2. Årsaker.....	72
5.2.3. Sammenlikning av resultater fra andre rapporter.	73
5.3. Stålfiber	79
5.3.1. Resultater	79
5.3.2. Middelstrekkspenning i stålfibrene	79
5.3.3. Sammenlikning med fasthet i Eurokode 2 (uten fiber).....	80
5.3.4. Stålfiber som minimumsarmering	80
5.4. Sammenlikning med andre typer fiberbetonger.	81
5.4.1 Sammenlikning med betong D	81
5.4.2 Sammenlikning med betong 21-2.....	86
5.5 Jetpeler med og uten stålfiber	88
5.6 Feilkilder.....	89
6 Konklusjon.....	91
7 Videre arbeid og forslag til løsninger	93
8 Litteraturliste.....	95
9 Vedlegg.....	99
A Oppgavetekst	101
B Regneeksempel: Skrå støttemur av jetpeler.....	105
C Resultater fra bøyestrekktester.....	117

Figurliste

2.1	Jetpeler benyttet som landkar	7
2.2	Produksjon av jetpeler	8
2.3	Kontinuerlig vegg av jetpeler ved Porsgrunn, Telemark.....	9
2.4	Jetstråle med vann under lavt trykk ved testing over bakken.....	10
2.5	Jetpelevegg ved utbyggingen av Storo Storsenter.....	11
2.6	Tetningsskjerm av jetpeler ved Birkeland vannverk, Birkenes.....	11
2.7	Underpining av Inkognitogaten 33, Oslo og støpesjakt ved Norsk Hydro Årdal	12
2.8	Kontinuerlig pelerekke med effektiv bredde.....	13
2.9	Skisse av kraftfordeling i et visst snitt i en støttemur.....	13
2.10	Én-aksiell trykkprøvemaskin. Maksimumslast 150 tonn	16
2.11	Lengder og oppsett for NS-EN 14651	18
2.12	Last-CMOD-diagram i NS-EN 14651.....	18
2.13	Spenningsfordeling gjennom tverrsnittet	19
2.14	NS-EN 14651, med én sentrert last	20
2.15	Fibrenes rolle ved mikro- og makroriss.....	23
2.16	Basaltfiber (monofilament) produsert av Technobasalt – Invest LLC.....	24
2.17	Dramix stålfiber HE 6560 og HE 6535	25
2.18	Innflytelse av tilslagets størrelse på fiberfordelingen av stive fibre.....	27
2.19	Effekt av stålfiber i undervannsbetong.....	29
2.20	Relasjonen mellom kar. restbøystrekkfasthet og kar. reststrekkfasthet.....	30
2.21	Effekten av forskalingsveggene i en støp	34
2.22	Soner for utregning av fiberorientering ved veggeffekt.....	35
3.1	Referansebetongen etter synkmåling.....	37
3.2	Kornfordeling av tilslag på vektbasis	40
3.3	EIRICH SG1 50 liters tvangsblender	41
3.4	Blandeprosedyre (blandingstid i pilene).....	41
3.5	Ordinær betong til venstre, undervannsbetong til høyre	42
3.6	Utstøping av bjelker	45
3.7	Herdekasse med isolasjon av isopor.....	45
4.1	Betongprøve avlastet i testmaskinen etter brudd.....	48
4.2	Betongterninger klare for trykktesting	48
4.3	Trykkfasthet mot masseforhold og herdetid ved 20°C.....	50
4.4	Referansebetong. Bruddform for terningene.....	51
4.5	Testmaskinen med betongbjelke klar for testing.....	52
4.6	Sammenligning av referansebetongen og betongen armert med basaltfiber.....	54
4.7	Sammenligning av 0,7 vol % stålfiber med referanse og basaltfiber	55
4.8	Bruddflaten etter splitting av basaltfiberbjelken. Riss etter endt bøyetest.....	56
4.9	0,7 vol% stålfiber. NS-EN 14651	56

4.10	Stålfiber som krysser bruddflaten.....	59
4.11	Middelstrekkspenning mot CMOD	61
4.12	Skjematisk snitt av loggerutsyr og herdekasse.....	63
4.13	Logget temperatur i herdekassen.....	64
4.14	Utviklet varme (Isothermic) og stigningstallet til kurven	65
4.15	Logget temperatur i herdekassen for en ordinær konstruksjonsbetong.....	66
4.16	Utviklet varme for en ordinær konstruksjonsbetong.....	66
4.17	Estimert temperaturutvikling for jetpel støpt i bakken, Hett 97.....	67
5.1	Fiberinnhold mot maksimum bøyestrekfasthet	74
5.2	Bøyestrekfasthet mot vol% av 24 mm basaltfiber.....	75
5.3	Volumprosent av fiber mot bøyestrekfasthet i	78
5.4	Resultater for 0,7 vol% stålfiber i betong D.....	83
5.5	Sammenlikning av gjennomsnittlig restbøyestrekfasthet for betong D	84
5.6	Middelstrekkspenning i stålfibrene for betong D og blanding 6.....	85
5.7	Sammenlikning av gjennomsnittlig restbøyestrekfasthet for betong D	87
5.8	Løsning for stagforankret støttemur mot stålfiberarmert betong i kritisk sone.....	89

Tabelliste

2.1	Dimensjoner og egenskaper for basaltfiber.....	24
2.2	Dimensjoner og egenskaper for stålfiber.....	25
2.3	Sammenlikning av fibermengder	26
2.4	Fasthetsklasser og karakteristiske fastheter for normalbetong og fiberarmert betong	29
2.5	Eksempler på reststrekfasthetsklasser med karakteristiske reststrekfastheter.....	31
3.1	Oversikt over prøveblandinger	44
4.1	Prøveresultater for trykkfasthet av betongblandingene	49
4.2	Last og bøyestrekspenninger ved proporsjonalitetsgrensen	54
4.3	Resultater for 0,7 vol% stålfiber.....	57
4.4	Standardavvik og karakteristiske fastheter for diverse rissvidder.....	57
4.5	Parametere til varmfunksjonen som settes inn i ligning 2.9.....	64
4.6	Input-verdier for temperaturutvikling i Hett 97.....	67
5.1	Oversikt over blandinger og resultater fra rapporten i 2009	74
5.2	Antatte mengder av hvert materiale i 1 m ³ fersk betong.....	75
5.3	Oversikt over resultater og fiberinnhold i de forskjellige testene	77
5.4	Karakteristiske og dimensjonerende restfastheter	79
5.5	Minimumsarmering for bjelketesten i følge Eurokode 2	81
5.6	Betongresept og informasjon for den fiberarmerte betong D.....	82
5.7	Resultater for 0,7 vol% stålfiber i betong D.....	83
5.8	Betongresept og informasjon for den fiberarmerte betong 21-2	87

1 Innledning og bakgrunn

1.1 Formål og motivasjon

Jetpeler har mange anvendelsesområder, alt fra fundamentering, sjakting og tettesjikt til støttemurer. Ved anvendelse av jetpeler som støttemurer, vil pelene plasseres ved siden av hverandre med overlapp. Denne peleveggen vil da bli utsatt for aksiallast fra egenvekt og eventuelt overliggende bygninger og tverrlast forårsaket av jord- og vanntrykk. Tverrlasten vil i enkelte geometriske tilfeller, som utgraving på en side, gi et stort moment i pelene som igjen vil gi en høy bøyestrekkspenning. Ved utførelse av spenningsberegninger vil det kunne vise seg at den dimensjonerende strekkfastheten til den respektive betongen ikke er stor nok. Brudd vil da forekomme hvis ikke geometrien på pelene endres.

Da betong ikke er særlig egnet til å ta strekkspenninger, og jetpeler er uarmerte, har en vanlig løsning på problemet vært å benytte strekkstag forankret til fjell eller i løsmasser. Strekkstagene festes i en gunstig høyde i pelen for å redusere det dimensjonerende bøyemomentet til en tilfredsstillende verdi. Dette er en enkel beregningsmessig løsning på problemet, men på byggeplass er det en tid- og ressurskrevende jobb med en stor kostnadsøkning. Eksempel på en stagforankret støttemur av jetpeler kan sees i figur 2.5.

Det er derfor ønskelig å undersøke muligheten til å øke den dimensjonerende strekkfastheten (angitt som f_{ctd} i "Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1") til betongen og geobetongen som brukes i jetpeler ved hjelp av fiber. En økt strekkfasthet vil kunne resultere i mindre bruk av strekkstag, redusert pelediameter og/eller redusert peleantall i støttemuren. Jetpeler produseres hovedsakelig ved hjelp av to ulike metoder, presentert i kapittel 2.2. Det har derfor blitt sett på to ulike fibertyper hvor det undersøkes deres effekt og egnethet i metodene. Injisering av "grout" (injeksjonsmasse) gjennom en liten dyse impliserer at fibrene i denne metoden må være små av størrelse. Det er derfor valgt å teste basaltfiber (monofilament). Da pelene også kan produseres ved å pumpe inn konstruksjonsbetong gjennom et føringsrør, er det valgt å se på både basaltfiber og stålfiber for denne metoden, hvor det utfra resultatene legges mest vekt på stålfibrene.

Formålet med masteroppgaven vil være å undersøke de mekaniske egenskapene ved ulike mengder av fibertypene opp mot en referansebetong, mens den ferske betongens egenskaper ønskes beholdt så lik som mulig referansebetongen.

1.2 Oppgavetekst og problemstilling

Prøving og testing av undervannsbetong skal utføres med basaltfiber og stålfiber som fiberarmering (kun én fibertype av gangen i en betongblanding). Hva må endres i resepten slik at bearbeidbarheten (synk, synkutbredelse og konsistens over tid) til den fiberarmerte betongen er tilfredsstillende nær referansebetongen, slik at den kan brukes i samme produksjonsprosedyre av jetpeler? Hvilken fibertype og fibermengde gir en ønskelig økt

bøyestrekfasthet og/eller restbøyestrekfasthet samt duktilitet? Med restbøyestrekfasthet menes bøyestrekfasthet etter riss i betongen. Hvilken fasthetsklasse, både for trykk og strekk, vil fiberbetongen havne i? Vil betongen få riss grunnet temperaturgradienter som følge av varmeutviklingen i de massive pelene?

Problemstilling:

Hvilken effekt har basaltfiber og stålfiber på både ferskegenskaper og mekaniske egenskaper for betongen i jetpeler?

1.3 Omfang og begrensninger

Innenfor den tildelte tiden som har vært til disposisjon har det vært nødvendig å begrense oppgaven til å kun gjelde testing av basaltfiber (24 mm monofilament) og stålfiber (Dramix HE 6560) kvalitet som fiberarmering for undervannsbetong. Det vil si at andre fibertyper også kunne vært interessante å teste, men ble ikke gjort på grunn av tidsmangel. Resepten for referansebetongen ble gitt av oppgavegiver, men endringer i resepten ble gjort ved tilsetning av fiber.

Fordelen av å være to studenter kom tydelig fram under laboratoriearbeidet. Testing av referansebetong og fiberbetong på laboratoriet omfattet synkmål, synkutbredelse, konsistens over tid, antiutvaskingsegenskaper, densitet, luftinnhold, stabilitetskontroll, varmeutvikling i herdeprosess, trykkfasthet, bøyestrekfasthet og fibertelling. Laboratoriearbeidet viste seg å bli mer omfattende enn først antatt, og det ble brukt mye tid på dette. Tynnslipanalyser ble derfor ikke utført, men det er ikke en alvorlig mangel.

1.4 Rapportens oppbygging

Det er overraskende få som har kjennskap til teknikken rundt jetpeler. Teknikken presenteres derfor først i teorikapitlet, kapittel 2, slik at leseren får en forståelse for hva dette dreier seg om og hvilke bruksområder og begrensninger som finnes for de ulike jetpemetodene. For å kunne utføre testene på betongen og analysere resultatene for fiberbetongen har det blitt opparbeidet et teorigrunnlag rundt de ulike prøvingsmetodene, materialene og klassifisering av fiberarmert betong. Deler av teorien er hentet fra prosjektoppgaven rundt det samme temaet utført høsten 2011.

Beskrivelsen av arbeidet i betonglaboratoriet følger deretter, beskrevet i kapittel 3. Dette bestod først av prøveblanding med tester av blant annet synk, synkutbredelse, densitet, luftinnhold, antiutvaskingsegenskaper, stabilitetskontroll osv. Resepten ble endret litt og litt mellom hver blanding for å kompensere for endringer i de nevnte parameterne, helt til en tilfredsstillende resept ble oppnådd. Ett av hovedkravene var at synkutbredelsen for fiberbetongen skulle være like god som referansebetongen, som er en selvkomprimerende undervannsbetong. Deretter ble alle betongblandingene, til sammen 6, støpt i terning- og bjelkeformer for henholdsvis trykktesting og bøyestrektesting. Støp i herdekasse ble også utført for undersøkelse av varmeutvikling.

Alt av resultater fra testene ble bearbeidet og presenteres i kapittel 4. Den fiberarmerte betongen sammenlignes med referansebetongen og klassifiseres etter metoder beskrevet i teorigrunnlaget. Varmeutviklingen sammenlignes med en ordinær konstruksjonsbetong.

I kapittel 5 blir resultatene analysert og diskutert, med mulige feilkilder i testene og beregningene. Kvaliteten av den stålfiberarmerte betongen sammenlignes blant annet med en lignende betong med likt fiberinnhold. Til slutt konkluderes det over erfaringer gjort i rapporten og videre arbeid foreslås.

1.5 Forkortelser, ordforklaringer og betegnelser

For at leseren skal få bedre innsikt i oppgaven er det valgt å ta med noen begreper som ofte blir brukt, definisjonen av disse samt ulike betegnelser. I oppgaven gjelder følgende definisjoner:

- *AUV-stoff*: antiutvaskingsstoff
 - *Bøystrekkfasthet*: betongens maksimale bøystrekkspenning før riss ved lineær spenningsfordeling under bøyning (moment).
 - *CMOD*: Crack Mouth Opening Displacement. Rissvidde ved overflaten.
 - *Eurokode 2*: NS-EN 1992-1-1: Prosjektering av betongkonstruksjoner
 - *Fiberarmert betong*: betong armert kun med fiber, uten vanlig armeringsjern.
 - *Fiberbetong*: betong armert kun med fiber, uten vanlig armeringsjern.
 - *Fiberveiledningen*: COIN-rapport med forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner (Døssland et al., 2011).
 - *Geobetong*: betong som lages når grout blandes med oppløste løsmasser i bakken.
 - *Grout*: en tyntflytende blanding av sement og vann med w/c-tall ned mot 0,5.
 - *LOP*: Limit Of Proportionality. Proporsjonalitetsgrense. Spenning eller last når betongen risser i bjelketest.
 - *Monitor*: en sylinder plassert over en borekrone med tre ulike dyser for grout, vann og luft.
 - *NSBT*: Norwegian Sawn Beam Test. Bjelketest hvor bjelkene sages ut av en større betongplate.
 - *Pilothull*: Hullet laget av borestrengen som føres ned.
 - *Pull-out-test*: Uttrekkstest av fiber innstøpt i betong.
 - *Reststrekkfasthet*: strekkfasthet for fiberarmert betong etter riss.
 - *Restbøystrekkfasthet*: bøystrekkfasthet for fiberarmert betong etter riss.
 - *SFRSCC*: Steel Fibre Reinforced Self Compacting Concrete. Stålfiberarmert selvkomprimerende betong.
 - *SFRVCC*: Steel Fibre Reinforced Vibrator Compacted Concrete. Stålfiberarmert selvkomprimerende betong.
 - *Strekkfasthet*: betongens maksimale enaksielle strekkspenning før riss.
 - *VEA*. Viscosity enhancing admixture. Viskositetsforsterkende tilsetningsstoff.
 - *VMA*. Viscosity modifying agents. Viskositetsendrende stoff.
-

Romerske store bokstaver

A	Tverrsnittsareal	$[mm^2]$
A_c	Tverrsnittsareal betongprøve	$[mm^2]$
A_f	Tverrsnittsareal av én fiber	$[mm^2]$
$A_{s,min}$	Minimumsareal for armering	$[mm^2]$
C	Betongens sementinnhold	$[kg/m^3]$
C_s	Betongens spesifikke varmekapasitet	$[kJ/kg \cdot K]$
C_a	Betongens spesifikke varmekapasitet per kubikkmeter	$[kJ/m^3 \cdot K]$
E	Elastisitetsmodul	$[N/mm^2]$
F_L	Kraft ved proporsjonalitetsgrense	$[N]$
F_{Rj}	Kraft ved rissviddekategori j	$[N]$
I	2. arealmoment for tverrsnitt	$[mm^4]$
M_L	Moment ved proporsjonalitetsgrense	$[Nmm]$
M_{Rj}	Moment ved rissviddekategori j	$[Nmm]$
M	Modenhet	$[timer]$
N	Ytre aksiallast	$[N]$
$Q(M)$	Varmeutvikling som funksjon av modenhet	$[kJ/kg]$
Q_∞	Total varmeutvikling etter uendelig lang tid	$[kJ/kg]$
W_{el}	Motstandsmoment	$[mm^3]$
\emptyset	Diameter	$[mm]$

Romerske små bokstaver

b	Tverrsnittsbredde	$[mm]$
b_{eff}	Effektiv tverrsnittsbredde	$[mm]$
b_t	Midlere bredde av strekksone	$[mm]$
c_b	Betongens varmekapasitet	$[kJ/kg \cdot ^\circ C]$
d	Avstand fra armeringssenter til ytre kant i trykksone	$[mm]$
f_{cd}	Dimensjonerende sylindetrykkfasthet for betongen	$[N/mm^2]$
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindetrykkfasthet	$[N/mm^2]$
$f_{cm,cube}$	Middelverdi av betongens terningtrykkfasthet	$[N/mm^2]$
$f_{ct,L}^f$	Bøyestrekfasthet ved proporsjonalitetsgrensen, LOP	$[N/mm^2]$
f_{ctd}	Dimensjonerende strekkfasthet for betongen	$[N/mm^2]$
$f_{ctk,0,05}$	Karakteristisk strekkfasthet for betongen (0,05-kvantil)	$[N/mm^2]$
f_{ctm}	Midlere strekkfasthet for betongen	$[N/mm^2]$
$f_{ctm,fl}$	Midlere bøyestrekfasthet for betongen (Eurokode 2)	$[N/mm^2]$
$f_{R,i}$	Restbøyestrekfasthet ved rissviddekategori i	$[N/mm^2]$
$f_{Rd,i}$	Dimensjonerende restbøyestrekfasthet ved rissviddekategori i	$[N/mm^2]$
$f_{Rk,i}$	Karakteristisk restbøyestrekfasthet ved rissviddekategori i	$[N/mm^2]$
$f_{ft,res}$	Reststrekfasthet	$[N/mm^2]$

$f_{ftk,res}$	Karakteristisk reststrekkfasthet	$[N/mm^2]$
$f_{ftd,res}$	Dimensjonerende reststrekkfasthet	$[N/mm^2]$
f_{yk}	Karakteristisk flytespenning for armeringsjern	$[N/mm^2]$
h	Tverrsnittshøyde	$[mm]$
h_{sp}	Tverrsnittshøyde ved kutt	$[mm]$
k	Konstant for utregning av karakteristisk restbøyestrekfasthet	$[-]$
l	Lengde	$[mm]$
n	Fiberantall	$[-]$
s	Standardavvik i prøveserie	$[-]$
v_f	Volumforhold fiber	$[-]$
y	Avstand fra punkt til arealsenter av tverrsnitt	$[mm]$

Greske bokstaver

α	Fiberorienteringsfaktor	$[-]$
α_c	Kurveparameter	$[-]$
α_{ct}	Koeffisient for betongs strekkfasthet, armert	$[-]$
$\alpha_{ct,pl}$	Koeffisient for betongs strekkfasthet, uarmert	$[-]$
α_θ	Termisk utvidelseskoeffisient	$[1/^\circ C]$
β_{cc}	Koeffisient avhengig av betongens alder	$[-]$
γ_c	Materialfaktor for betong	$[-]$
ε_θ	Termisk indusert tøyning	$[-]$
η_0	Kapasitetsfaktor for fiber	$[-]$
$\Delta\theta$	Adiabatisk temperaturøkning	$[^\circ C]$
ΔT	Temperaturforskjell	$[^\circ C]$
ρ_r	Betongdensitet	$[kg/m^3]$
σ	Normalspenning i Naviers formel	$[N/mm^2]$
$\sigma_{f,mid}$	Middelstrekkspenning i fibrer som krysser riss	$[N/mm^2]$
σ_t	Termisk indusert strekkspenning	$[N/mm^2]$
$\sigma_{t,max}$	Maksimal bøyestrekspenning i Naviers formel	$[N/mm^2]$
τ	Retardasjonsparameter	$[timer]$

2 Teorigrunnlag

2.1 Generelt

Formålet med dette kapittelet er å presentere teoristoff som kan være nyttig for videre lesning av rapporten. Kapittelet er ment å gi en klarhet for leseren om hva jetpeler er, klarhet i de ulike aktuelle prøvingsmetodene, bakgrunnsinformasjon om brukte materialer og hvilke regler som gjelder for fiberarmert betong.

2.2 Jetpeler

En jetpel er en pel som støpes ut i bakken uten at det er behov for tradisjonell utgraving (figur 2.1). Teknikken bak jetpeler er i dag veletablert rundt om i verden, men teknikkene som anvendes i Europa i dag gir utelukkende en forbedring av jordmaterialets mekaniske egenskaper og beregnet kapasitet betraktes derfor ofte som volum forsterket jord. I Norge er det derimot utviklet to teknikker som muliggjør en langt høyere kvalitet og fasthet på pelene slik at de kan utnyttes som permanente konstruksjoner. Metodene har et in-situ styrings- og kontrollsystem basert på akustisk emisjon og elektromagnetiske bølgepulser og kan brukes i alle typer jordarter, fra bløt kvikkleire til steinfyllinger og løse bergarter (Høringsutkast Peleveiledningen, 2012).



Figur 2.1: Jetpeler benyttet som landkar for to jernbanebruer og en veibru i Porsgrunn, Telemark. Det ble til sammen satt 188 jetpeler i tre rader på begge sider av overgangen.

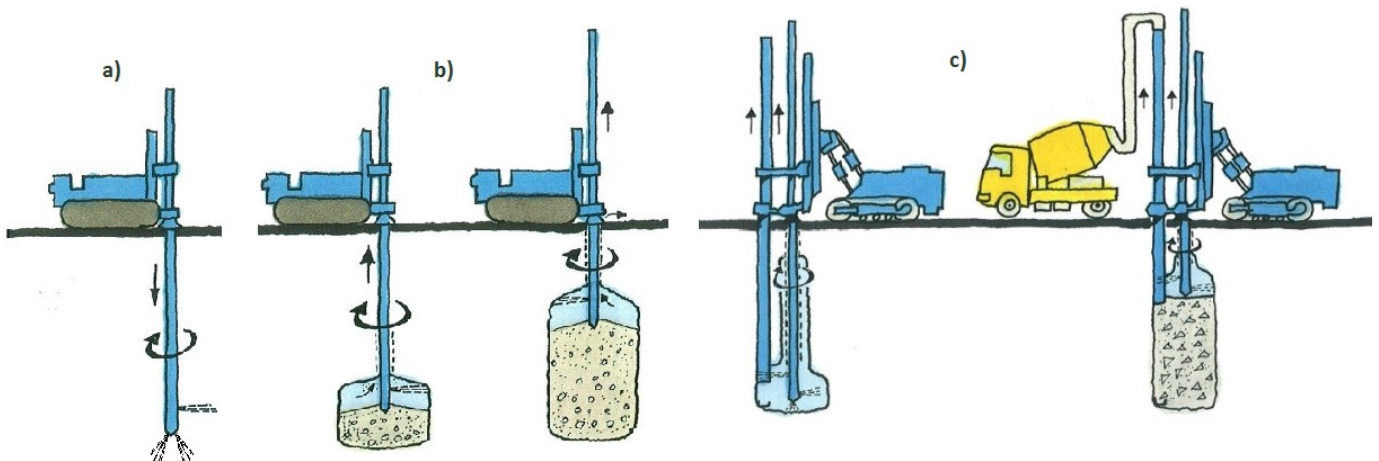
2.2.1 Jetpelteknikken

Grunnprinsippene bak teknikken går ut på at man bryter ned jordas struktur ved hjelp av en roterende høytrykks væskestråle (figur 2.4). Samtidig med denne erosjonen erstatter man enten de nedbrutte løsmassene med en in-situ betongutstøping, eller man blander de oppløste

jordmaterialene med et sementbasert bindemiddel, kalt grout, slik at det dannes en jetpæl av geobetong. Jetpælene som dannes kan ikke sammenlignes med tradisjonell jordforsterkning som kalk-sementpæler, da de som nevnt betraktes som permanente konstruksjoner med en høy trykkfasthet.

Uavhengig av metode startes prosessen med nedboring av en borestreng (figur 2.2 a). Borestrengen har en "monitor" i enden med en borekrone og flere dyser for spyling med luft og vann. Under nedføringen bores det med rotasjon og spyling horisontalt og skrått vertikalt samtidig som man kontinuerlig registrerer ulike parametre som nedføringshastighet og motstand. Dette brukes til bestemmelse av produksjonsparametere som skal sikre en mest mulig ensartet diameter og kvalitet på pelen under opptrekk (Hoksrud and Hovi, 1991).

Når borestrengen har nådd prosjektert kotenivå starter produksjonen av jetpælen. Monitoren trekkes da langsomt opp med rotasjon og kun horisontal spyling. Jorda eroderes ved hjelp av høytrykks vannstråler og eventuelt luftstråler, og presses opp til overflaten gjennom pilothullet. Samtidig injiseres det grout under høyt trykk i de oppløste massene (figur 2.2 b). Grouten blandes med jordmassene, som fungerer som tilslag, og det dannes en jetpæl av geobetong. Ved vanskeligere jordforhold, eksempelvis i leirer og steinfyllinger, benyttes metoden med in-situ betongutstøping. Da føres et støperør ned parallelt med borestrengen, og konstruksjonsbetong pumpes fortløpende inn etter hvert som jorden eroderes av høytrykks vannstråler (figur 2.2 c). Ved begge metodene vil det ved peleproduksjonen komme overskuddsmasser bestående av jord, vann, luft og noe sement opp til overflaten langs borestrengen, grunnet trykkoverskuddet i bakken. Disse overskuddsmassene må i sin tur tas hånd om og fraktes til deponi (Aas and Hoksrud, 2008).



Figur 2.2: a) Produksjon av jetpæler. Det bores ned til prosjektert nivå og massenes fasthetsprofil registreres. b) Jetpælene produseres ved rotasjon og opptrekk, samtidig som et erosjonsmedium bryter ned jordstrukturen og de oppløste jordmaterialene blandes med et sementbasert bindemiddel. c) Ved vanskelige jordforhold, som leire og steinfyllinger, benyttes det et alternativ til b) ved at løsmassene erstattes med en in-situ betongutstøping.

Jetpælenes diametere kan være fra 0,5 til 2,5 meter og de kan installeres ned til dybder på rundt 25-26 meter. Store dybder er likevel ikke alltid nødvendig da pælenes størrelse gjør at de kan utnyttes som svevæpeler med stor spissmotstand ved eksempelvis

fundamentering/refundamentering av bygg. Jetpelenes trykkfasthet er veldig avhengig av hvilken jordart pelene settes i. Ved bruk av metoden med in-situ betongutstøping (konstruksjonsbetong) vil fastheten være minimum 45 MPa. Ved geobetongmetoden, hvor man blander de oppløste jordmaterialene med grout/mørtel, oppnår man gjerne fastheter over 20 MPa i grus/sand og fastheter 3-10 MPa i leire. Geobetongpeler vil, på grunn av de store dimensjonene, ha tilstrekkelig styrke for de fleste aktuelle tilfeller. Permeabilitetsverdiene ligger i området 10^{-5} m/s til 10^{-10} m/s for geobetongpeler, avhengig av grunnforholdene, og rundt 10^{-12} m/s ved in-situ betongutstøping (Høringsutkast Peleveiledningen, 2012).

For verifisering av pelenes eksakte geometri og kontaktflate mot nabopelene benyttes et akustisk styringssystem som fanger opp energien når strålen treffer inntilliggende konstruksjoner (Hoksrud, 2002). Dette muliggjør produksjon av kontinuerlige vegger hvor hver andre pel settes først (primærpeler), deretter pelene i midten (sekundærpeler). Kontakten mellom peler som settes inntil hverandre er vanligvis meget god (figur 2.3).



Figur 2.3: Kontinuerlig vegg av jetpeler ved Porsgrunn, Telemark. Pelene er laget med geobetongmetoden hvor jordmassene fungerer som tilslag.



Figur 2.4: Jetstråle med vann under lavt trykk ved testing over bakken. Under bakken vil trykket økes da jetstrålen er omgitt av en konsentrisk luftstråle, noe som gir en enormt kraftig erosjonseffekt.

2.2.2 Anvendelsesområder for teknikken

I ulike byggeprosjekter viser det seg ofte at løsmassene i grunnen ikke har gode nok egenskaper. Deformasjonsegenskapene kan være uheldige, bæreevnen kan være utilstrekkelig, senkning av grunnvannstand kan forårsake setninger og det kan være fare for skred og ras. For å begrense skadene må tiltak settes inn. Det er kjent at mange av dagens metoder bygger på manuelt arbeid som seksjonsvis utgraving, forskaling, armering og utstøping. Ofte må også kostnadskrevenne temporære konstruksjoner som spuntvegger med stagforankring og jordforsterkning med kalk/semmentpeler etableres før den permanente konstruksjonen kan settes opp. Løsmassenes egenskaper som byggemateriale blir ikke utnyttet til det fulle.

Det legges i dag også stor vekt på at byggemetodene oppfyller strenge krav til støy, vibrasjoner og setninger, da spesielt i bykjerner og tettsteder.

Med jetpeler kan det etableres permanente, bærende konstruksjonselementer under bakken, som kan eliminere de fleste konvensjonelle byggemetoder. Jetpelene kan fungere som støttemur (temporær sikringskonstruksjon) i byggefasen og som en del av en permanent konstruksjon i ferdigfasen. Metoden vil være veldig gunstig hvis tilgjengeligheten på plassen er vanskelig, eksempelvis ved refundamentering fra kjellere. Den har også et lavt støynivå og vibrasjoner og setninger forekommer knapt. Grunnet eliminering av tradisjonelle arbeidere har metoden potensial til å betydelig redusere anleggstid og kostnader.

Anvendelsesområdene for jetpeler dreier seg hovedsakelig om fundamentering av nybygg, støttemurer (figur 2.5), refundamentering av bygg med setnings- og stabilitetsproblemer (figur 2.7a), og tetningsvegg i dammer og avfallsdeponier (figur 2.6). Eksempler på andre anvendelsesområder hvor jetpeler kan brukes er sikring av byggegroper, tetting mot spunt, sjakter og kulverter (figur 2.7b), landkar for bruer (figur 2.1 og 2.3), stabilisering av rasfarlige områder og sikring av tunnelhvelv med liten eller ingen fjelloverdekning (Hoksrud et al., 1990).



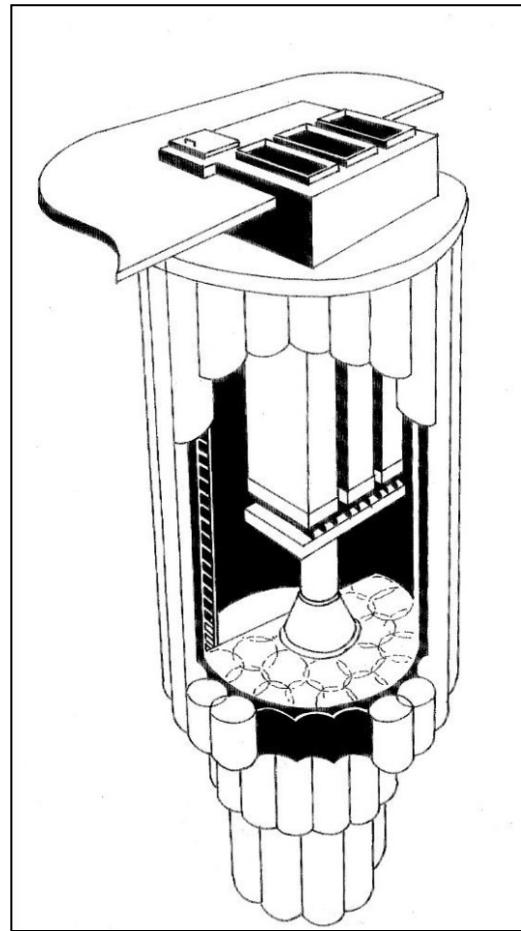
Figur 2.5: Ved utbyggingen av Storo Storsenter i Oslo, ble denne jetpelrekken utnyttet for sikring av byggegrop, underpining av eksisterende bygg og som bærende vegg i kommende parkeringskjeller. Jetpelene er uarmerte og derfor stagforankret for å redusere bøyemomentet.



Figur 2-6: Figuren viser toppen av en tetningsskjerm av jetpeler ved Birkeland Vannverk, Birkenes. Jetpelene er satt til fjell og injisert i etterkant for å tette kontaktsonen mellom pel og fjell, samt sprekker i grunnfjellet.



a) Underpining av Inkognitogaten 33, Oslo etter frigraving av jetpelene.



b) Støpesjakt ved Norsk Hydro, Årdal

Figur 2.7: Figuren viser to eksempler på anvendelse av jetpeler. a) viser underpining av verneverdige Inkognitogaten 33 i Oslo, hvor jetpelene fungerer som fundament og vegger for to nye kjelleretasjer. Ny parkeringskjeller ble etablert i kontakt med jetpelene som i etterkant ble wireskjært. b) viser skissen av en 25 m dyp støpesjakt som ble produsert for Norsk Hydro, Årdal. Den uarmerte sjakten, med en innvendig diameter på 9 meter, tar opp jordkreftene med trykkbuer.

2.2.3 Dimensjonering av jetpeler

Vanlig statikk

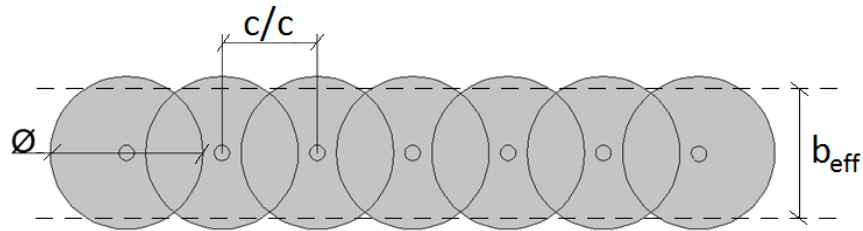
Ved dimensjonering av jetpeler anvendes vanlige statiske dimensjoneringsregler. For enkelhets skyld har man valgt å regne betongen som lineært elastisk for å finne maksimum trykk- og strekkspenning (bøyestrekkspenning) på grunn av moment og aksialkraft. Det antas altså en lineær spenningsfordeling gjennom betongens tverrsnitt.

Ved bruk av jetpeler som støttemur installeres pelene med en viss senteravstand, c/c , for å forsikre nok heft mellom pelene. Denne senteravstanden tilpasses hvert prosjekt for å tilfredsstille de krav som blir satt. Ved beregning betrakter man jetpelene som en kontinuerlig mur med en effektiv bredde (figur 2.8). Den valgte peldiameteren og senteravstanden bestemmer effektivbredden, som brukes til å beregne total vekt av pelerekken og 2.

arealmoment eller elastisk motstandsmoment per løpemeter. Utrekningene er enkle og kan sammenlignes med dimensjonering av spuntvegg. Formlene er gitt per løpemeter.

$$I = \frac{1}{12} b_{eff}^3 \quad (2.1)$$

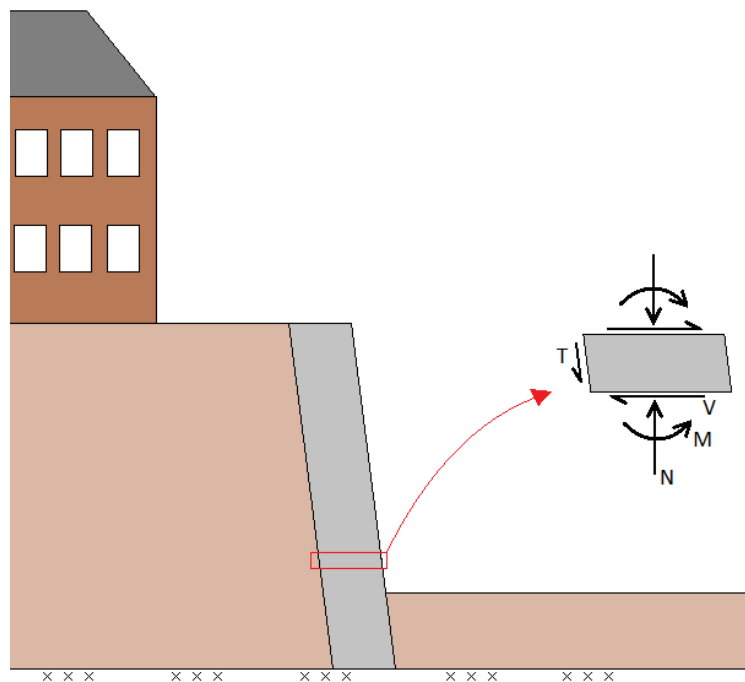
$$W_{el} = \frac{1}{6} b_{eff}^2 \quad (2.2)$$



Figur 2.8: Kontinuerlig pelerekke med en effektiv bredde.

En støttemur er ofte nødvendig slik at setninger kan forhindres der det skal gjøres en utgraving av jordmasser tett inntil bygninger. Etter utgraving på den ene siden vil det oppstå ulike krefter i støttemuren (se figur 2.9):

- Horisontalt jordtrykk (aktivt eller passivt) som skaper skjærkraft V og moment M .
- Vertikal påhengskraft, T , grunnet jordtrykket.
- Aksiallast, N , fra betongens vekt, påhengskrefter og eventuelle ytre laster fra fundamenter på peletoppen.



Figur 2.9: Skisse av kraftfordeling i et visst snitt i en støttemur.

Kreftene fra jordtrykket beregnes etter vanlig geoteknikk, enten $\alpha\varphi$ -analyse eller s_u -analyse avhengig av om det er i sand/grus eller leire. Man finner så de indre kreftene i støttemuren etter vanlig statikk hvor man betrakter pelerekken som en bjelke (utkraget).

Normalspenningene i et visst snitt beregnes så lineært med Naviers formel for bjelker:

$$\sigma = \frac{M}{I}y + \frac{N}{A} \quad (2.3)$$

Maksimum bøyestrekkspenning i et visst snitt blir da:

$$\sigma_{t,max} = \frac{M}{W_{el}} - \frac{N}{A} \quad (2.4)$$

Betongen som brukes i jetpelmetoden med in-situ betongutstøping klassifiseres etter fasthetsklassene i Eurokode 2, som gir at for uarmert betong skal det brukes en dimensjonerende strekkfasthet:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct}f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2.5)$$

hvor α_{ct} settes som $\alpha_{ct,pl} = 0,8$ i følge Eurokode 2 punkt 12.3.1. Grunnen til at α -verdien for uarmert betong er lavere enn for vanlig armert betong, hvor $\alpha_{ct} = 0,85$, er fordi uarmert betong er mindre duktil. γ_c er betongens materialfaktor og denne settes til 1,5.

Det sjekkes deretter at opptredende bøyestrekkspenning ($\sigma_{t,max}$) ikke er større enn dimensjonerende strekkfasthet (f_{ctd}). Dimensjonerende strekkfasthet vil være avhengig av hvilken jetpelmethode som brukes. Ved betongutsøpnings-metoden avhenger strekkfastheten stort sett bare av fasthetsklassen til betongen som brukes, mens i geobetong-metoden har man vært konservativ og bruker en dimensjonerende bøyestrekksfasthet på 0,5 MPa.

I beregninger hvor opptredende spenning er høyere enn fastheten må enten pelenes diameter økes slik at b_{eff} og W_{el} øker, eller det må brukes strekkstag for å redusere momentet. Men begge disse løsningene er kostbare. Trykkspenningene i pelen må også kontrolleres mot dimensjonerende trykkfasthet i betongen. Se vedlegg B for en eksempelutregning gjort av Jetgrunn 2000 AS på en støttemur utført med jetpeler.

Knekning av jetpeler ses bort fra fordi jordmassene rundt pelen gir fastholding mot knekning. I tillegg er det store diametere som brukes, noe som gir pelen en veldig liten slankhet.

Spaltestrekk

I overgangen fra armerte fundament til uarmerte jetpeler må det kontrolleres for spaltestrekk. Spaltestrekk skapes i den uarmerte betongen normalt på trykkspenningen som kommer fra fundament/søyle. Dette kan kontrolleres ved å begrense den dimensjonerende trykkfastheten i trykksonen i følge punkt 6.5.4 i Eurokode 2. Toppen av pelen må også kontrolleres mot punkt 6.7 ”Partielt belastede flater” i Eurokode 2.

Bæreevne

Det er også nødvendig å kontrollere jordartens bæreevne under pelefoten. Hvis derimot pelen settes helt til fjell er dette unødvendig. I tilfeller hvor jetpelen er etablert i et jordlag og ikke mot fjell kan pelen betraktes som en såkalt "svevepel" eller "friksjonspel". Dyptgående lange jetpeler kan beregnes slik man gjør med vanlige friksjonspeler av betong eller stål. Fordelen her er den store diameteren som gir en høy spissmotstand og sidefriksjon. Ved underpining av eksisterende fundament med jetpeler må en eventuell eksentrisk last tas med, noe som gir et moment. Dette resulterer i en nyttig fundamentbredde B_0 som brukes til å regne fundamenttrykket q_v , som kontrolleres mot bæreevnen (Emdal et al., 2009).

2.3 Prøvingsmetoder

2.3.1 Trykkfasthetsprøving

For å finne trykkfastheten til de ulike betongblandingene ble en én-aksiell trykkprøvemaskin benyttet.

Prøvelegemenes dimensjoner

Betongprøvene til trykkprøvingen støpes i terningformer og har mål på 100x100x100 mm. Dimensjoner og form på prøvelegemene er regulert av *"NS-EN 12390-1 Prøving av herdnet betong - Del 1: Form, mål og andre krav til prøvelegemer og former"*.

Støping og herding

Støping av betongen i formene skal følge *"NS-EN 12390-2 Prøving av herdnet betong - Del 2: Støping og herding av prøvelegemer for fasthetsprøving"*. Ved bruk av selvkompimerende betong skal det ikke gjøres noe mekanisk arbeid på støpen etter at formene er fylt opp. Prøven skal så stå til herding i formen i minimum 16 timer i romtemperatur, men ikke lenger enn 3 dager. Deretter skal prøven tas ut og plasseres i vannbad (20 ± 2 °C) helt frem til trykktesten.

Testmaskin

Testmaskinen som skal benyttes ved trykkfasthetsprøving er regulert av *"NS-EN 12390-4 Prøving av herdnet betong - Del 4: Trykkfasthet - Krav til prøvingsmaskiner"*. Her stilles det blant annet krav til trykk- og mellomleggsplater, kraftindikator i form av en tallskive eller digital skjerm som gjør det mulig å lese av kraft i nåtid, samt mulighet for å lese av den største oppnådde kraften etter at prøvingen er avsluttet. Prøven settes så mellom de to plane trykkflatene og trykkes sammen til det forekommer brudd i betongen.

Den aktuelle testmaskinen som ble benyttet til trykkfasthetsprøvingen var en Losenhausen én-aksiell trykkprøvemaskin (se figur 2.10) med en innstilt pålastningshastighet på 0,8 MPa/s. Pålastningshastigheten skal i følge *"NS-EN 12390-3 Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet"* være i området $0,6 \pm 0,2$ MPa/s. Maskinen var forhåndsinnstilt til å vise korrekt spenning for et areal 100×100 mm².



Figur 2.10: Én-aksiell trykkprøvemaskin. Maksimumslast 150 tonn.

Ut i fra trykkprøveresultatene klassifiseres betongen i samsvar med ”NS-EN 206-1 Betong – Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar.”

2.3.2 Bøyestrekfasthetsprøving. Bjelketest NS-EN 14651

For testing av bøyestrekfasthet for den fiberarmerte betongen er det valgt å anvende metoden beskrevet i standarden NS-EN 14651 "Prøvningsmetode for metalliske fibre. Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)". Punkt 1 "Scope" i denne standarden forklarer følgende:

"This testing method is intended for metallic fibres no longer than 60 mm. The method can also be used for a combination of metallic fibres and, a combination of metallic fibres with other fibres".

Denne metoden er derfor høyst relevant for testing av betongen armert med stålfiber, Dramix HE 6560, som er brukt i blanding nr. 6 (oversikt i kapittel 3.7). Ettersom basaltfibrene, som ikke er metalliske, anvendes uten stålfiber i blanding nr. 2 til 5 er det likevel valgt å bruke denne metoden for enklere å kunne sammenlikne de ulike resultatene. På forhånd er det vanskelig å forutsi hvordan basaltfibrene vil oppføre seg ved økt rissvidde, og om de vil gi et arbeidsdiagram som ligner stålfibrenes. Det er nettopp dette som skal undersøkes.

Resultater som testen gir

Resultater fra tester utført som beskrevet i NS-EN 14651 er restbøyestrekfasthet ved ulike rissvidder (CMOD) og proporsjonalitetsgrensen (LOP). CMOD står for Crack Mouth Opening Displacement og regnes som rissvidden ved underkant av bjelken. LOP står for Limit Of Proportionality og regnes som last eller spenning ved første riss eller maksimum last i løpet av intervallet 0 til 0,05 mm CMOD.

Bjelkens dimensjoner

Bjelken er støpt i en form som tilsvarer størrelsen på bjelken som skal testes, det vil si at kantene ikke blir avskåret. Det betyr at fiberretningen blir påvirket av formveggene. Bjelken skal ha dimensjonene 150x150x550 mm. Maksimum tillatt tilslagsstørrelse er 32 mm og

maksimum fiberlengde er 60 mm. Verdiene i denne oppgaven er innenfor disse kravene. Utstøpingen skal skje uten kompaktering av den ferske selvkomprimerende betongen. I følge NS-EN 14651 skal det støpes 12 stk. bjelker, mens det i Fiberveiledningen anbefales 6 stk. På grunn av et trangt tidsskjema på laboratoriet, grunnet mye trafikk fra andre masterstudenter, var det kun til å støpe 3 stk. bjelker per blanding.

Herding

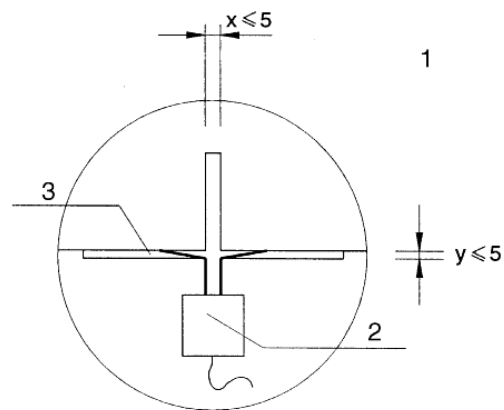
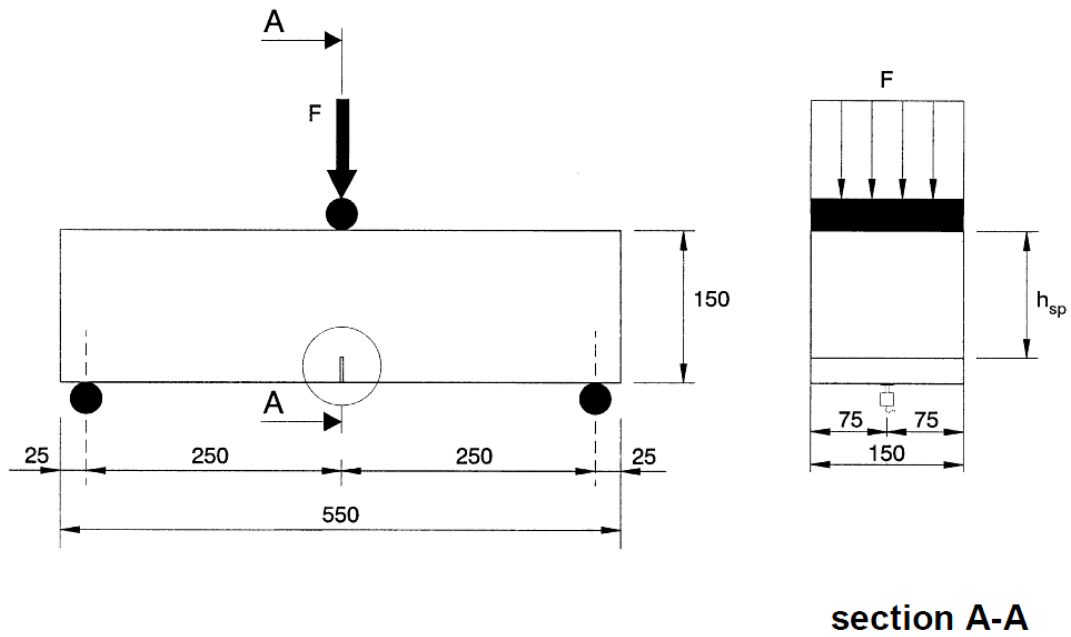
NS-EN 14845-1 og NS-EN 14845-2 oppgir at for referansebetong, uten og med fiber, skal testen gjennomføres etter 28 døgn herding. Dette tilsvarer først 1 døgn i form tildekket med plast og deretter 27 døgn i vannbad (20 ± 2 °C). Betongen som ble testet var tilsatt retarderende tilsetningsstoff og måtte derfor herde i to døgn før plassering i vannbad. Dette har derimot lite å si på fastheten ved 28 døgn.

Oppsett

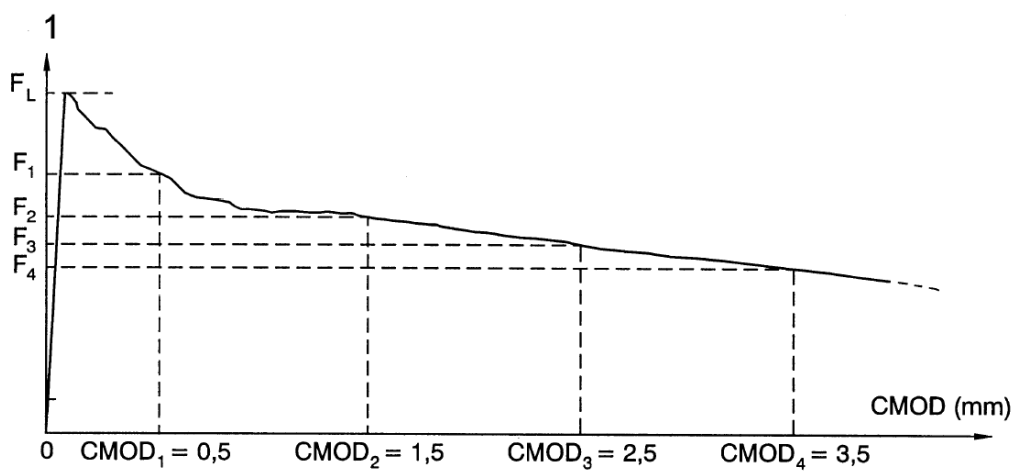
Oppsettet for forsøket med lengder, geometri og lastpunkt er vist i figur 2.11. Avstanden mellom oppleggene skal være 500 mm. Lasten skal påføres midt på bjelken, altså i en avstand 250 mm fra opplegget, og den skal påføres som en linjelast over hele bredden (liggende stålsylinder med diameter 30 mm). Det ene opplagerpunktet er bevegelig i horisontal retning. Et 25 mm dypt kutt (notch) i betongen skal lages på tvers av lengderetningen, midt på i lengden og i underkant. Dette skal forsikre at rissene begynner her. Kuttet skal være maksimum 5 mm bredt. Bjelkens høyde i det kritiske snitt blir derfor redusert til h_{sp} , som skal være 125 mm. Før kuttet utføres skal bjelken orienteres slik at den ujevne overflaten på toppen av bjelkestøpen havner på siden. Dette sikrer jevne overflater i overkant og underkant av bjelken under testingen.

Lastpåføring

NS-EN 14651 beskriver at lasten skal påføres slik at CMOD øker med 0,05 mm/min hvis dette kan kontrolleres. Når CMOD = 0,1 mm, skal lasten påføres slik at CMOD øker med 0,2 mm/min. Last og CMOD skal avleses med 5 Hz de første to minuttene, for deretter å senkes til 1 Hz. Testen skal avsluttes når CMOD er større enn 4 mm.



Figur 2.11: Lengder og oppsett for NS-EN 14651.



Figur 2.12: Last-CMOD-diagram i NS-EN 14651.

Fibrenes effekt på styrke

For en fiberprodusent skal det i følge NS-EN 14845-2 bli laget en serie med betongblandinger som skal testes med forskjellig fiberinnhold helt til styrkeoppførselen blir som følger:

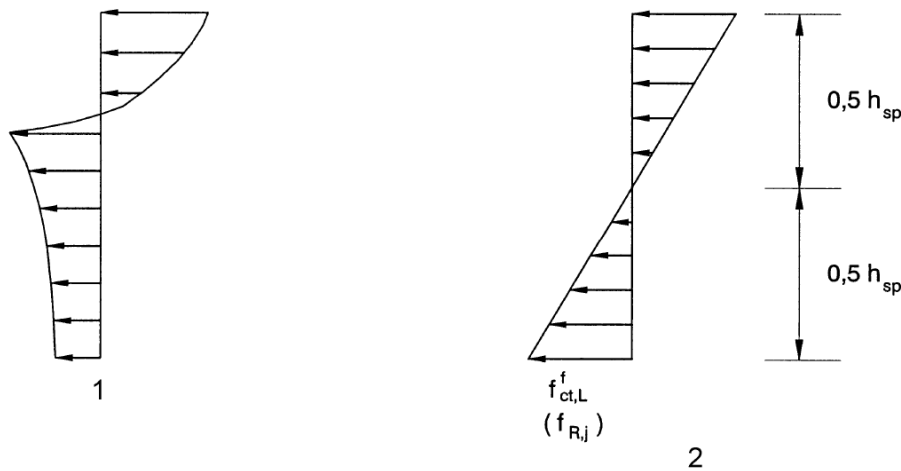
Fiberinnholdet som gir en restbøyestrekfasthet på minst 1,5 MPa ved 0,5 mm CMOD (tilsvarende 0,47 mm nedbøyning) og fiberinnholdet som gir en restbøyestrekfasthet på 1 MPa ved 3,5 mm CMOD (tilsvarende 3,02 mm nedbøyning) skal bestemmes. Dette er derimot ikke nødvendig for resultatene i denne rapporten, og ble derfor ikke gjort.

Rest bøyestrekpenninger og CMOD

Ut i fra de avleste verdiene for last og nedbøyning etter testen er utført finner man bøyestrekpenninger og CMOD ved hjelp av følgende formler. Nedbøyningene som registreres skal gjøres om til CMOD med tilnærmingen:

$$CMOD = \frac{\delta - 0,04}{0,85} \quad (2.6)$$

hvor δ er avlest nedbøyning på midten av bjelken. Figur 2.12 viser sammenhengen mellom last og de interessante CMOD-verdiene hvor restbøyestrekpenninger skal utregnes. For en lengde $L = 500$ mm mellom oppleggene og høyde $h_{sp} = 125$ mm vil CMOD være lik som nedbøyning δ (Kanstad, 2012). Restbøyestrekfasthet beregnes ved å betrakte spenningsfordelingen som lineær over tverrsnittet (figur 2.13 (2)).



Figur 2.13: Spenningsfordeling gjennom tverrsnittet. 1) ekte spenningsfordeling. 2) forenklet lineær spenningsfordeling.

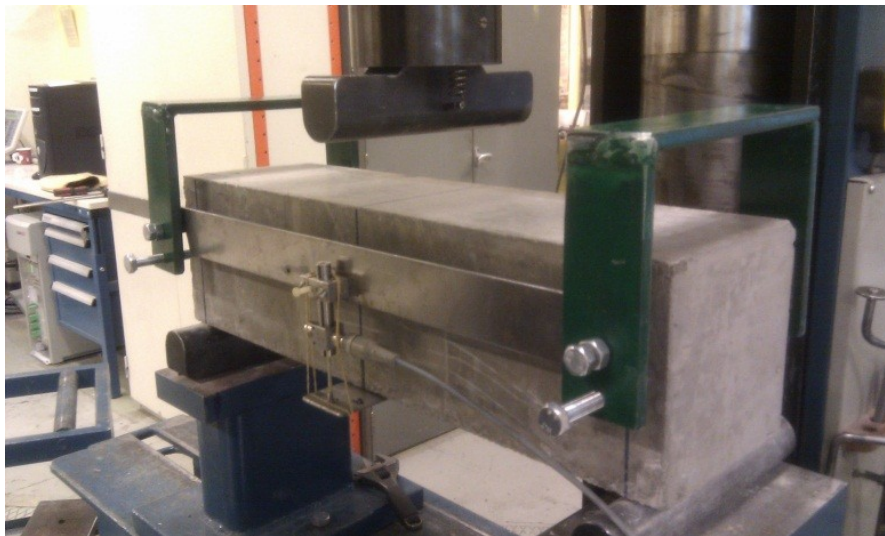
Restbøyestrekfasthet blir følgelig:

$$f_{R,j} = \frac{6M_{Rj}}{bh_{sp}^2} = \frac{3F_{Rj}l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.7)$$

og proporsjonalitetsgrensen (LOP) er gitt ved følgende formel:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.8)$$

hvor:	F_L	last ved proporsjonalitetsgrensen, maks last før $CMOD = 0,05$
	F_{Rj}	last ved $CMOD_j$
	l	lengden på spennet
	M_L	moment ved proporsjonalitetsgrense
	M_{Rj}	moment ved $CMOD_j$
	b	bjelkens bredde
	h_{sp}	bjelkens høyde ved kuttet
	$f_{ct,L}^f$	restbøyestrekfasthet ved proporsjonalitetsgrense
	$f_{R,j}$	restbøyestrekfasthet ved $CMOD_j$



Figur 2.14: NS-EN 14651, med én sentrert last.

2.3.3 Beregning av varmetvikling

Den kjemiske reaksjonen mellom sement og vann er en eksoterm prosess, noe som betyr at reaksjonen produserer varme. Ved full hydratisering utvikler ordinær portlandsement rundt 400-500 kJ/kg sement (Smeplass, 2003a). Full hydratisering oppnås derimot sjelden i praksis. Hydratiseringsgraden og dermed varmetviklingen avhenger blant annet av klinkermineralenes sammensetning, sementens finhet og mengde samt w/b-forholdet.

Betongens varmetvikling beskrives ofte matematisk i Norge med en empirisk formfunksjon, Freisleben, Hansen og Pedersens ligning:

$$Q(M) = Q_{\infty} \cdot \exp\left(-\left(\frac{\tau}{M}\right)^{\alpha_c}\right) \quad (2.9)$$

hvor:	$Q(M)$	varmetvikling som funksjon av modenhet
	Q_{∞}	total varmetvikling etter uendelig lang tid
	τ	retardasjonsparameter
	α_c	kurveparameter

Det er viktig å ha kontroll på betongens varmeutvikling blant annet fordi store temperaturforskjeller i en betongkonstruksjon vil kunne føre til sprekker og riss. Sprekker og riss dannes gjerne grunnet indre eller ytre fastholding. Indre fastholding forekommer grunnet temperaturdifferanser innad i en herdende konstruksjon. Når kjernen av konstruksjonen er varmere enn overflaten vil den relative lengdeendringen i kjernen være større enn hva den er ved overflaten. Dette kan gi strekkspenninger som gir riss fra overflaten og noen cm inn i konstruksjonen. Ytre fastholding forkommer når betongen støpes inntil eksisterende konstruksjon eller fjell. Den nystøpte betongen vil utvide seg grunnet varmeutviklingen og få en fastholding til fundamentet. Når betongen senere trekker seg sammen grunnet avkjøling, holdes den igjen av de eksisterende flatene og det kan oppstå strekkspenninger som kan føre til gjennomgående sprekker (Smeplass, 2003a).

2.3.3.1 Måling av adiabatisk varmeutvikling

Adiabatisk varmeutvikling vil si at det ikke foregår noen varmeutveksling med omgivelsene. En metode for å bestemme betongens adiabatisk varmeutvikling er adiabatisk kalorimetri. Metoden går ut på at forsøksbetongens temperatur måles kontinuerlig, mens omgivelsenes temperatur økes parallelt. Det vil da ikke være noen temperaturforskjell mellom betongen og omgivelsene, og varmestrømmen vil derfor være null. Ved å kjenne betongens egenvekt og varmekapasitet kan temperaturstigningen regnes om til varmemengde. Adiabatisk kalorimetri er en relativt komplisert målemetode og er ikke mye brukt. En av grunnene er at det viser seg vanskelig å kontrollere varmforsyningen til omgivelsene godt nok (Smeplass, 2003a).

2.3.3.2 Måling av semi-adiabatisk varmeutvikling

Som et alternativ til adiabatisk kalorimetri, kan man benytte seg av et tilnærmet adiabatisk målesystem. Målesystemet er standardisert og beskrevet i ”NS 3657:1993 Betongprøving – Måling av varmeutvikling”. Metoden går ut på at betongen herder i en kasse med godt isolerte vegger av isopor. Kassen rommer rundt 15 liter betong, og i midten av betongkuben plasseres en temperaturlogger som kan stilles inn til å logge temperaturen ved gitte intervaller. En annen logger benyttes til å måle referansetemperaturen i rommet. Metoden er meget enkel og muliggjør blant annet samtidig logging av flere betongprøver.

Er isoleringens motstand mot varmestrøm og lufttemperaturen kjent, kan det målte temperaturforløpet korrigeres, noe som gir en god tilnærming til et rent adiabatisk temperaturforløp.

Den beregnende adiabatisk temperaturstigningen kan omregnes til adiabatisk varmeutvikling med følgende ligning:

$$Q_{\infty} = \frac{\Delta\theta \cdot \rho_r \cdot c_b}{C} \quad (2.10)$$

hvor: Q_{∞} total varmeutvikling etter uendelig lang tid
 $\Delta\theta$ adiabatisk temperaturøkning
 ρ_r betongens densitet

c_b	betongens varmekapasitet
C	betongens sementinnhold

2.4 Fiber

2.4.1 Generelt

Viktige egenskaper

For at fibre skal virke hensiktsmessig i betongen må det stilles visse krav til fibrene. Noen av disse kravene kan være:

- Kjemisk motstandsdyktighet mot materialer i betongmatriksen
- Høy strekkfasthet
- Evne til å sikre god kohesjon med betong
- Gi restbøystrekkfasthet: bøystrekkfasthet etter opprissing
- Ikke redusere stabilitet, mobilitet og kompaktibilitet for mye
- Ikke klumpe seg i fiberballer
- Kunne pumpes sammen med betongen gjennom et fôringsrør

Rissprosessen

Hvis man ser på fibrenes evne til å gi betongen reststrekkfasthet eller restbøystrekkfasthet, altså at strekkspenningene blir tatt opp i fibrene etter at betongen risser, så vil rissprosessen spille en viktig rolle. Rissprosessen (engelsk: "cracking process") kan deles inn i tre faser når et betongvolum blir utsatt for makroskopisk strekkspenning (Rossi, 2001):

Fase 1: Utvikling av mikroriss fordelt gjennom hele betongvolumet. Mikroriss er et riss hvor dets lengde anses som veldig liten i forhold til størrelsen på prøven eller konstruksjonen.

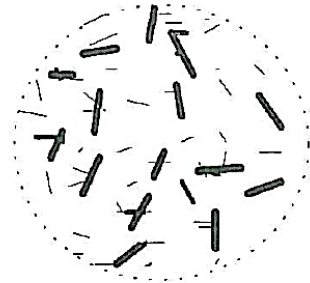
Fase 2: Mikroriss forenes og danner ett eller flere makroriss. Makroriss er et riss hvor dets lengde ikke kan anses som liten i forhold til størrelsen på prøven eller konstruksjonen. Dette er fasen hvor rissene blir lokalisert.

Fase 3: Ett eller flere makroriss forplanter seg og forårsaker brudd i betongvolumet.

Rissprosessen kan forstås slik at den første fasen samsvarer med materialets oppførsel, den andre fasen samsvarer med overgangen fra materialoppførsel til konstruksjonsoppførsel og den siste fasen samsvarer spesifikt med konstruksjonens oppførsel. Det har derfor blitt utviklet et konsept om at fiber fungerer på to skalaer (engelsk: "Multi-Scale Concept"), hvor fibrenes rolle virker inn på de forskjellige fasene i rissprosessen (Rossi, 2001).

I løpet av den første fasen med tilfeldig fordelte mikroriss kan metallfibre "sy igjen" aktive mikroriss og forsinke begynnelsen på fase 2. Man vil dermed få en økning av styrke og

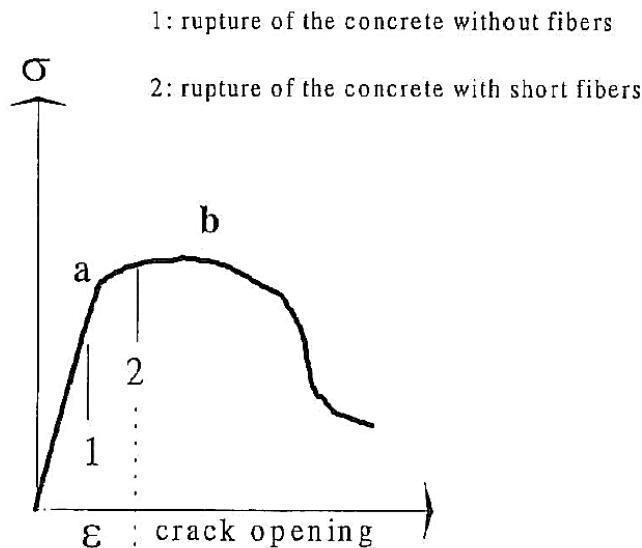
duktilitet i materialskalaen, se punkt a i figur 2.15. Når aktive makroriss utvikles i fase 2, kan metallfibre også "sy igjen" disse. Dette gir en bedre bæreevne og duktilitet i konstruksjonsskalaen. Kilden til denne informasjonen nevner spesifikt metallfibre, men det kan tenkes at det samme gjelder for andre typer fiber også.



a: role of short fibers during the microcracking process



b: role of long fibers during the macrocracking process



Figur 2.15: Fibrenes rolle ved mikro- og makroriss (Rossi, 2001).

Fiberstørrelse og mengde

Det er åpenbart at ikke samme fiberstørrelse vil medvirke i både fase 1 og fase 2 som forklart over. For å virke inn på aktive mikroriss trengs et stort antall fibre med liten diameter, det vil si høyt spesifikt overflateareal. Korte fibre vil virke mindre negativt på støpeligheten i forhold til lange fibre. For å virke inn på aktive makroriss trengs lange fibre som er godt festet i matriksen på hver side av risset, se punkt b i figur 2.15. Mengden lange fibre bør være mindre enn mengden korte fibre hvis støpeligheten er viktig.

Konstruksjonens dimensjoner og geometri spiller en stor og viktig rolle når det gjelder spenninger og rissvidder. Av den grunn kan en spesifikk fiberstørrelse være effektiv for en type konstruksjon, men ikke for en annen. I de tilfeller hvor tilslagets diameter er veldig liten i forhold til konstruksjonens størrelse burde fibre være to-tre ganger lengre enn diameteren til den største tilslagspartikkelen (Rossi, 2001).

2.4.2 Fibertyper

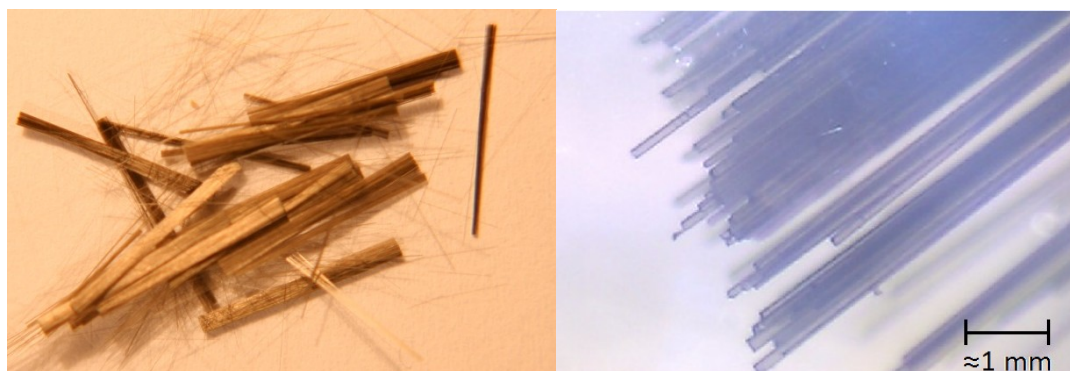
I denne oppgaven er det valgt å undersøke to forskjellige fibertyper og deres respektive egenskaper i betongen som brukes ved in-situ-støping. Disse to fibertypene er basaltfiber (monofilament) og stålfiber. Det presenteres her dimensjoner og materialegenskaper for fibrene.

2.4.2.1 Basaltfiber (monofilament)

Hovedfokuset under testene i laboratoriet lå på basaltfibrene. Basaltfiber brukt som fiberarmering i betong kan anses som nokså nytt i forhold til metallfiber. Det produseres også stangarmering laget av basalt, men dette feltet berøres ikke i denne oppgaven. Fibrene produseres av smeltet basaltstein og kan fås i forskjellige lengder, hvor 24 mm ble testet her. Karakteristikken for fibrene er vist i tabell 2.1, og et bilde av dem vises i figur 2.16.

Tabell 2.1: Dimensjoner og egenskaper for basaltfiber (Technobasalt, 2006, Technobasalt, 2012, Deák and Czigány, 2009).

Basaltfiber	Fiber- lengde, l_f [mm]	Fiber- diameter, d_f [μm]	Strekk- fasthet [MPa]	E-modul [GPa]	Densitet [g/cm ³]	Bruddtøyning [%]
Monofilament	24	16	1811 \pm 331	53,2 \pm 7,4	2,6	3,47 \pm 0,7



Figur 2.16: Basaltfiber (monofilament) produsert av Technobasalt – Invest LLC.

Basaltfibrene har en gjennomsnittlig diameter på kun 16 μm , mens partiklene i standard Portland sement har en diameter fra 1 til 100 μm , hvorav gjennomsnittet er 20 μm (Kjellsen, 2008). Basaltfibrener diameter er altså mindre enn sementpartiklens gjennomsnittlige diameter. Som forklart i kapittel 2.4.1 kreves et stort antall fibrer med liten diameter, det vil si høyt spesifikt overflateareal, for å virke inn på aktive mikroriss (Rossi, 2001). Det er derfor naturlig å anta at dette er tilfellet for disse fibrene.

Elastisitetsmodulen for fibrene er ca. 20 GPa høyere enn vanlig konstruksjonsbetong (for eksempel B35) og bruddtøyningen for strekk er ca. 20-40 ganger større. Begge er gode egenskaper.

2.4.2.2 Stålfiber

Stålfiber er den type fiber det finnes mest kunnskap om og er også mest brukt som fiberarmering i betong (Barros and Cruz, 2001). Det er stor variasjon i form, størrelse og anvendelsesområde. Det er valgt å presentere én type fiber som kommer i to forskjellige lengder. Det er en rett fiber med endekroker, produsert av Bekaert, som kalles Dramix. Karakteristikken for fibrene er vist i tabell 2.2, og et bilde av dem vises i figur 2.17.

Tabell 2.2: Dimensjoner og egenskaper for stålfiber (Sandbakk, 2011).

Dramix	Performance class	Fiberlengde, l_f [mm]	Fiberdiameter, d_f [mm]	Strekkfasthet [MPa]	E-modul [MPa]	Densitet [g/cm^3]
HE 6560	65	60	0,9	1160	210000	7,8
HE 6535	65	35	0,55	1160	210000	7,8



Figur 2.17: Dramix stålfiber HE 6560 (t.v.) og HE 6535 (midten). Fiber i pusset betonggulv (t.h.).

I laboratorietestene i denne oppgaven ble kun fibertypen HE 6560 testet av de to i tabellen over. Begge presenteres likevel fordi de omtales senere i oppgaven. Som forklart i kapittel 2.4.1 trengs lange fibre som er godt festet i matriksen på hver side av risset for å virke inn på aktive makroriss, se punkt b i figur 2.15. Forankringen av stålfibrene er i form av heft mellom fiber og matriks samt endekrokens plastiske bøyekapasitet. Stålfibrene vil kunne gi duktilitet og restfasthet til betong etter riss, og det interessante vil dermed være i hvor stor grad de gjør dette.

2.4.3 Fibermengder

Den vanligste enheten for å beskrive fibermengden i en betong er volumprosent (forkortet vol%), altså hvor stort volum av fiber det er i betongen i forhold til totalt volum av betong. Ved proporsjonering og blanding av betong vil det derimot være hensiktsmessig å bruke vekt av fiber per kubikkmeter ferdigblandet betong. Dette beregnes enkelt ved å multiplisere volumandel av fiber med fiberdensiteten. Antall kg tilsatt fiber vil derfor være avhengig av ønsket vol% og fiberdensitet.

Sammenligning av fibermengder

Ved å betrakte fiberdensitet og fibervolum kan diverse fibertyper sammenliknes, se tabell 2.3. Verdiene gitt i tabellen er hentet fra prosjektoppgaven utført høsten 2011.

Tabell 2.3: Sammenlikning av fibermengder

Fibertype	Diameter [mm]	Lengde [mm]	Densitet [kg/m ³]	Overflateareal [m ² /kg]	Antall fiber i 1 L betong med 1 vol% fiber	Fibernettnettverk i 1 m ³ betong med 1 vol% fiber [km/m ³]
Basaltfiber	0,016	24	2600	96,2	2000000	49736
Stålfiber	0,9	60	7800	0,57	260	15,7
Plastfiber ^{1,2}	0,9	48	910	4,88	320	15,7
Minibar ^{1,3}	1	45	1900	2,11	83	12,7

¹ Fiber ikke beskrevet i denne oppgaven.
² Plastfiber Barchip Shogun.
³ Minibar fra Reforcetech. Generasjon 2.

Tabellen viser en oversiktlig sammenlikning av de ulike fibre. For enklere å kunne forestille seg hvor mange fiber det er i en betong med 1 vol% fiber er det sett på et volum av betong på 1 liter. De små dimensjonene til basaltfibre gir et antall rundt 10 000 ganger høyere enn de andre fibertypene. Overflatearealene, fibernettnettverkene og antallene er for makrofibre (stålfiber, plastfiber og Minibar) nokså like. De vil derfor antageligvis ha lignende effekter på bearbeidbarheten, i motsetning til basaltfibre.

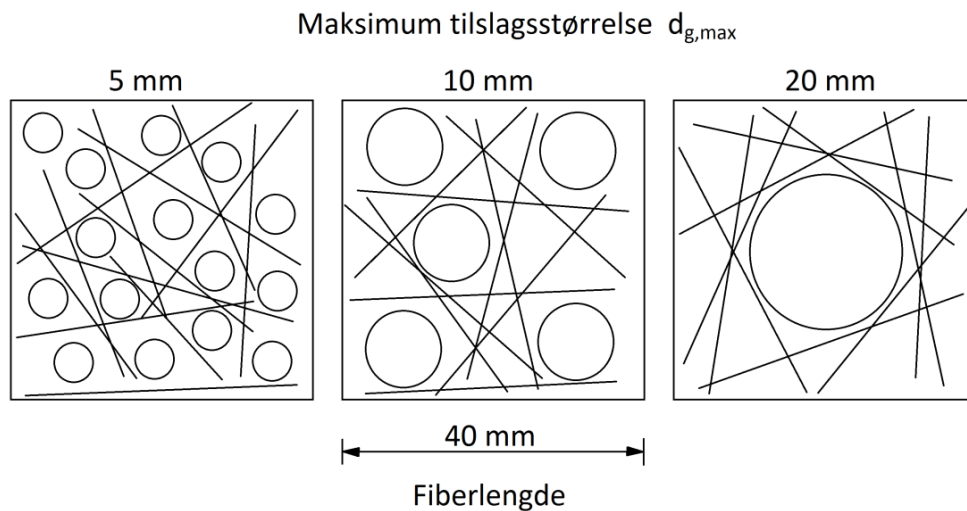
Valg av fibertype og fibermengde i en resept er basert på ønsket duktilitet, fasthet og rissforhindring, samt bearbeidbarhet ved støping (synk og synkutbredelse). Disse verdiene er erfaringstall fra tester.

2.5 Betong

2.5.1 Betongs reologi/bearbeidbarhet med fiber

En fiberarmert betongs herdede egenskaper er sterkt korrelert til dens ferske egenskaper på grunn av fiberfordelingen. Fiberfordelingens karakteristikk påvirker ferskeegenskapene til fiberarmert betong og omvendt. Det er derfor essensielt å kontrollere begge disse parameterne for å oppnå god mekanisk oppførsel (Mason et al., 2007). Det kreves normalt et høyere innhold av finstoff og mindre tilslagsstørrelse (stein) for en betong som inneholder fiber enn en betong uten fiber. Det er på grunn av fibrenes lange og slanke form (makrofiber) og/eller høye overflateareal som reduserer bearbeidbarheten. Endringene må til fordi de stive fibre øker porøsiteten til betongens "skjelett", bestående av sand og stein. Dette avhenger av det relative størrelsesforholdet mellom fiberlengde og tilslag, se figur 2.18. Økt fibermengde betyr økt behov for finstoff og reduksjon av steinstørrelse, som derpå betyr økt vannbehov (Døssland et al., 2011).

Det eksisterer en såkalt øvre "kritisk fibermengde" for tradisjonelle støpemetoder og selvkomprimerende betong. Brå reduksjon av bearbeidbarheten er kjennetegnet, hvor fiberballing ofte er resultatet ved overskridelse av denne grensen. Stabil fiberarmert selvkomprimerende betong blir oppnådd ved å tilstrebe en jevn tilslagsgradering uten partikkelsprang. Superplastiserende tilsetningsstoffer bør også brukes for å redusere vannbehovet, uten å ødelegge stabiliteten.



Figur 2.18: Innflytelse av tilslags størrelse på fiberfordelingen av stive fibre (Døssland et al., 2011).

Når betongen er i ro, kan fibrenes tilstedeværelse gi en oppfatning av at betongen vil være vanskelig å støpe, selv om den allikevel kan være velegnet. Fibrenes avstivende effekt forsvinner derimot ved bevegelse, slik at godt proporsjonert fiberbetong kan støpes etter vanlige, standardiserte metoder.

Segregering av fiber er uønsket. Økende grad av vibrering av fiberbetong har vist seg å gi økende grad av fibersegregering (Mason et al., 2007). Bruk av neddykket vibrator for komprimering er ikke anbefalt siden fibrene sprer seg der vibratoren er plassert. Resultatet av dette kan være svakere soner hvor fiber ikke er tilstede eller hvor fiberorienteringen er endret (Døssland, 2008).

2.5.2 Antiutvaskingsbetong

2.5.2.1 Generelt

Med antiutvaskingsbetong menes fersk betong som til en viss grad avstøter vann når den er ferdigblandet. Det er en slik type betong som brukes i undervannsstøping. Under blandingen tilsettes et tilsetningsstoff som kalles et AUV-stoff. Dette skal redusere utvasking av sement og andre finstoffer og redusere separasjonstendensene når betongen plasseres i vann (Myrdal, 2008). Tilsetningsstoffet kommer i pulverform og er sjelden flytende.

AUV-stoffet bidrar også til å gjøre betongen homogen og gi den gode komprimerings-egenskaper slik som en selvkomprimerende betong. Det vil altså endre reologien til en god bearbeidbar og flytende betong (Khayat, 1995). Viskositet, kohesjon og motstand mot segregering øker og ekstern ”bleeding” reduseres når AUV-stoffer tilsettes betongen. Hovedkomponentene i stoffet er vannløselige organiske polymerer (typisk celluloseetere). Disse har vist seg å gjøre betongen veldig vannkrevende og må derfor kombineres med vannreducerende tilsetningsstoffer for å forsikre god nok fluiditet til å fylle formen uten vibrasjon. Skjærspenningene blir lave til tross for høy viskositet, det vil si at betongen flyter sakte (Myrdal, 2008).

Kombinasjonen av vannreducerende/superplastiserende tilsetningsstoffer og AUV-stoffer forlenger størkningstiden, spesielt ved høye konsentrasjoner av vannreducerende stoffer (Khayat, 1995). Dette er en god egenskap hvis det tar lang tid fra betongen er produsert til den blir støpt på byggeplass.

De vannavstøtende egenskapene til AUV-betong har vist seg å bli bedre over tid. Det vil si at jo lenger tid det tar fra betongen er ferdigblandet til den utsettes for vann jo bedre vil den motstå utvasking av sement og andre finstoff ved undervannsstøp (Hoksrud, 2012).

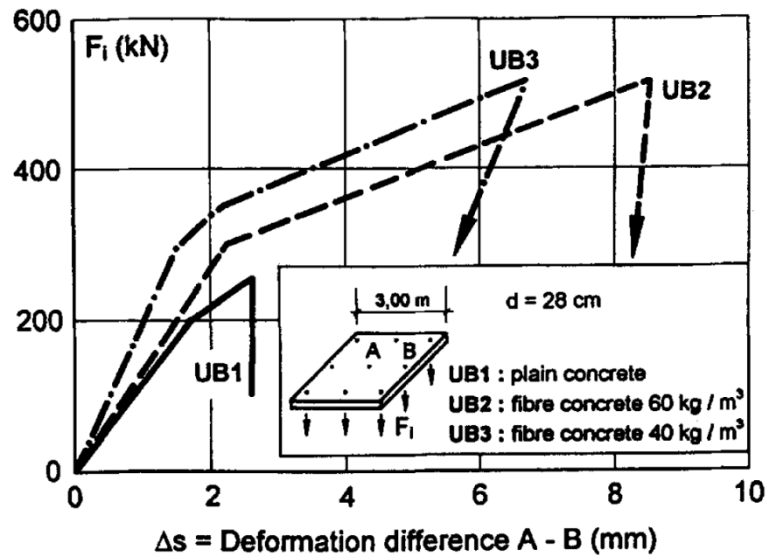
2.5.2.2 Endret fasthet med AUV-stoff

AUV-stoffet kan virke negativt på både trykkfasthet og strekkfasthet (Smeplass, 2012). Ved normal dosering kan det som en tommelfingerregel antas at fastheten reduseres på grunn av en virtuell økning av masseforholdet med 0,1. I praksis betyr dette at trykkfastheten reduseres med rundt 10 ± 3 MPa for anleggsement med masseforhold fra 0,4 til 0,8. En av årsakene til denne reduksjonen er AUV-stoffets cellulose-etere som legger seg i veien for sementhydratiseringen (Smeplass, 2012).

Til tross for tap av trykkfasthet vil forholdet mellom bøyestrekfasthet og trykkfasthet for en betong tilsatt et viskositetsforsterkende tilsetningsstoff (VEA) være lik som betongen uten VEA (Khayat, 1998).

2.5.2.3 Antiutvaskingsbetong med fiber

Fiberbetong med VEA eller VMA har vist seg å være mer motstandsdyktig mot fibersegregering enn vanlig betong, selv når vibrering anvendes (Mason et al., 2007). Dette er gunstig for antiutvaskingsbetong siden AUV-stoffet har en viskositetsøkende effekt. Antiutvaskingsbetong med fiber er derimot sjeldent og lite brukt (Smeplass, 2012). I 1998 ble denne kombinasjonen derimot brukt i Berlin som et betongdekke under et planlagt kjøpesenter (Falkner and Henke, 1998). Undervannsbetong ble brukt på grunn av høyt vanntrykk fra grunnvannet. Figur 2.19 viser at effekten av stålfibrene i undervannsbetongen er god, med fibermengder på 40 kg/m^3 og 60 kg/m^3 . Grunnen til bruk av fiber var et ønske om en sterkere og mer duktil bunnplate.



Figur 2.19: Effekt av stålfiber i undervannsbetong (Falkner and Henke, 1998).

2.6 Dimensjoneringsregler for fiberarmert betong

2.6.1 Klassifisering av fiberarmert betong etter trykkfasthet, reststrekkfasthet og restbøyestrekfasthet

Fiber kan som regel kombineres med betong i alle fasthetsklasser. Valg av fasthetsklasser og bestandighetsklasser skal være i overensstemmelse med Eurokode 2, og betongproduksjonen skal tilfredsstille kravene i NS-EN 206-1 og Fiberveiledningen.

2.6.1.1 Fasthetsklasser

Moderate fibermengder, gitt av krav til betongens homogenitet og støpelighet ved vanlige støpemetoder, kan antas ikke å påvirke betongens trykkfasthet, E-modul, tverrkontraksjonstall og varmeutvidelseskoeffisient i stor grad. Men i følge Fiberveiledningen bør trykkfasthet og E-modul eksperimentelt bestemmes for fiberarmert betong med høyere enn 1 vol% stålfiber og 0,5 vol% syntetisk fiber.

Ved deling av fiberarmert betong inn i fasthetsklasser brukes den karakteristiske trykkfastheten, på lik linje med vanlig betong uten fiber, med forenklet antakelse av samme forhold mellom strekkfasthet og trykkfasthet i følge Fiberveiledningen. Fasthetsklassene er definert i tabell 3.1 i Eurokode 2 og tabell 4.2 i Fiberveiledningen. Disse vises i tabell 2.4.

Tabell 2.4: Fasthetsklasser og karakteristiske fastheter for normalbetong og fiberarmert betong, fra Eurokode 2.

	Fasthetsklasser									
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70
Sylindertrykkfasthet, f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70
Terningtrykkfasthet, $f_{ck,cube}$	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85
Strekfasthet (aksial strekk) $f_{ctk,0,05}$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2

Fasthetsklassene i Eurokode 2 er basert på karakteristisk sylindrefasthet f_{ck} bestemt ved 28 døgns herding. Resultater for trykkfasthet fra eksperimenter med betongterninger må derfor gjøres om og klassifiseres etter sylindrefastheten.

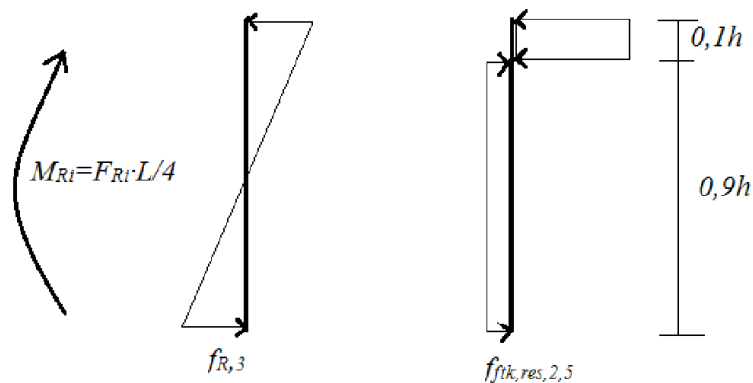
Fiberarmert betong klassifiseres også etter betongens karakteristiske resttrekkfasthet ved diverse rissvidder (CMOD). Resttrekkfastheten blir beregnet fra målinger av restbøyestrekfastheten funnet med testmetoden beskrevet i NS-EN 14651, se kapittel 2.3.2. Fiberveiledningen har valgt å legge vekt på de karakteristiske verdiene ved 2,5 mm CMOD, men klassifisering av resttrekkfasthet kan også gjøres ved en lavere eller høyere CMOD enn 2,5 mm, for eksempel ved 0,5 mm eller 3,5 mm (Kanstad, 2012).

I NS-EN 14651 blir restbøyestrekfastheten beregnet utfra lineær spenningsfordeling gjennom tverrsnittshøyden (se kapittel 2.3.2):

$$f_{R,i} = \frac{6M_{Ri}}{bh_{sp}^2} = \frac{3F_{Ri}l}{2bh_{sp}^2} \quad (2.11)$$

Følgende fasthetsparametre fra bjelketestene blir benyttet:

- $f_{ct,L}^f$ bøyestrekfasthet ved proporsjonalitetsgrensen
- $f_{R,1}$ restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde
- $f_{R,2}$ restbøyestrekfasthet ved 1,5 mm rissvidde
- $f_{R,3}$ restbøyestrekfasthet ved 2,5 mm rissvidde
- $f_{R,4}$ restbøyestrekfasthet ved 3,5 mm rissvidde



Figur 2.20: Relasjonen mellom karakteristisk restbøyestrekfasthet og karakteristisk resttrekkfasthet (Døssland et al., 2011).

Lineær spenningsfordeling (se figur 2.20) er en forenkling og samsvarer ikke med virkelig spenningsfordeling etter opprissing. Restbøyestrekfasthet benyttes derfor ikke direkte i dimensjoneringsreglene i Fiberveiledningen. Det defineres et forhold mellom karakteristisk restbøyestrekfasthet og karakteristisk resttrekkfasthet:

$$f_{ftk,res} = 0,37 \cdot f_{Rk,i} \quad (2.12)$$

Det vil si at restbøyestrekkefastheten er 2,7 ganger større enn reststrekkefastheten. Her inngår de karakteristiske verdiene, altså 0,05-kvantilen. Den karakteristiske restbøyestrekkefastheten ved diverse rissvidder kan beregnes utfra følgende relasjon:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s \quad (2.13)$$

Hvor s er standardavviket fra prøveserien og $k = 1,7$ når prøveopplegget er som beskrevet i NS-EN 14651 og punkt 5.3 i Fiberveiledningen. Karakteristisk restbøyestrekkefasthet for $CMOD_3 = 2,5$ mm blir dermed:

$$f_{Rk,3} = f_{R,3} - 1,7 \cdot s \quad (2.14)$$

Den fiberarmerte betongen klassifiseres så etter den karakteristiske reststrekkefastheten og den karakteristiske trykkfastheten. Et eksempel for dette er vist i tabellen under, hvor det legges vekt på verdier ved 2,5 mm $CMOD$.

Tabell 2.5: Eksempler på reststrekkefasthetsklasser med karakteristiske reststrekkefastheter og restbøyestrekkefastheter for fiberarmert betong (Døssland et al., 2011).

Restfasthets- klasse	R0,5	R0,75	R1,0	R1,5	R2,0	R2,5	R3,0	R3,5
$f_{ftk,res\ 2,5}$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
$f_{Rk,3}(2,5\text{mm})$	1,3	2,0	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	10,8

En fiberarmert betong kan for eksempel få beskrivelsen B25-R1,0, som betyr at den har en karakteristisk trykkfasthet på 25 MPa, en karakteristisk reststrekkefasthet på 1,0 MPa ved 2,5 mm $CMOD$ og en karakteristisk restbøyestrekkefasthet på 2,7 MPa ved den samme rissvidden. En velprøvd fiberbetong som har denne klassifiseringen er en B25 med 0,5 vol% stålfiber (60 mm med endekrok). En B45 med 1,0 vol% stålfiber (60 mm med endekrok) samt 1,0 vol% plastfiber (Barchip) vil havne i klassen B45-R3,0 (Kanstad, 2012).

Den karakteristiske restbøyestrekkefastheten anvendes sammen med materialfaktoren for å beregne den dimensjonerende verdien, som kan brukes ved en momentbetraktning i tverrsnittet (Kanstad, 2012).

$$f_{Rd,i} = \frac{f_{Rk,i}}{\gamma_C} \quad (2.15)$$

hvor: $f_{Rd,i}$ dimensjonerende restbøyestrekkefasthet ved rissviddekategori i
 γ_C materialfaktor, som er 1,5 i følge Eurokode 2 og Fiberveiledningen

Informasjonen gitt i dette kapitlet vil brukes til å klassifisere betongprøvene etter resultatene fra trykktestene og bøyestrekke-testene.

2.6.1.2 Korreksjon av reststrekkfasthet grunnet forskjellig fiberorientering

Dette er et punkt som ennå ikke er i bruk i dagens dimensjonering av fiberbetong, men det er et forslag i Fiberveiledningen. I denne oppgaven er det kun tatt med for å se på effekten av korreksjonen.

Den karakteristiske reststrekkfastheten kan normaliseres til en generelt gyldig verdi hvis det menes at fiberorienteringsfaktoren (se kapittel 2.6.2) i bjelkeprøvene ikke kan regnes å være representativ for de aktuelle utstøpningsforhold i konstruksjonen. For en rissvidde på 2,5 mm defineres dette forholdet som (Døssland et al., 2011):

$$f_{ftk,res,2,5,norm} = \frac{f_{ftk,res,2,5} \cdot v_{f,nom}}{v_f(4\alpha - 1)} \quad (2.16)$$

hvor: $f_{ftk,2,5,norm}$ normalisert karakteristisk rest strekkfasthet
 $f_{ftk,res,2,5}$ karakteristisk reststrekkfasthet bestemt ved prøving
 $v_{f,nom}$ nominelt fiberinnhold i henhold til blanderesept
 v_f målt volumforhold fiber
 α fiberorienteringsfaktor beregnet med målt fiberantall og volumforhold, se kapittel 2.6.2

Reststrekkfastheten blir altså nedjustert for å kompensere for en høyere fiberorienteringsfaktor i bjelkeprøvene enn i den aktuelle konstruksjonen, hvor det antas isotropisk fiberorientering. Korreksjonen kan også benyttes for andre dimensjonerende rissvidder enn 2,5 mm, som det brukes her. Den kan også brukes for den karakteristiske restbøystrekkfastheten.

2.6.2 Fiberorientering og kapasitetsfaktor

Fordelingen og orienteringen av fibre er bestemt av betongresepten, størrelse og geometri av prøveeksemplaret, støpeprosessen og potensielle hindre i støpeformen som for eksempel armeringsstenger. Fiberorienteringen og fiberfordelingen er med på å styre strekkfastheten til fiberarmert betong. En viktig egenskap ved selvkomprimerende fiberarmert betong (FRSCC, fibre reinforced selfcompacting concrete) er evnen til å fordele og transportere fibre helt til enden av støpen. Dette oppnås hvis den ferske betongen har god utbredelse (slump flow) og er stabil. For en betong som har tendenser til separering/segregering vil man normalt kunne forvente en høyere konsentrasjon av stålfibre i den nedre delen av betongstøpen (Døssland, 2008). Dette er selvfølgelig uønsket.

2.6.2.1 Teoretisk reststrekkfasthet

Det er utviklet flere metoder til å beregne eller estimere fiberorienteringsfaktoren (α) i herdet betong. Fiberorienteringsfaktoren brukes så til å finne kapasitetsfaktoren (η_0).

Kapasitetsfaktoren er definert i Fiberveiledningen som "forholdet mellom normalkraftresultanten av fibrer med aktuell retningsfordeling, og resultantkraften i ensrettede fibrer med samme spenning". Denne anvendes til å beregne en teoretisk reststrekkfasthet i samsvar med Fiberveiledningen. Reststrekkfastheten for fiberarmert betong er gitt som (Døssland et al., 2011, Døssland, 2008):

$$f_{ftk,res} = \eta_0 v_f \sigma_{fk,mid} \quad (2.17)$$

hvor: η_0 kapasitetsfaktoren
 v_f volumandel fiber
 $\sigma_{fk,mid}$ middelspenning i alle fibrer som krysser risset med tilfeldig fordelte forankringslengder og retninger. Parameteren er sterkt avhengig av både betongkvalitet og fibertype, og må være bestemt fra relevante forsøk.

Ved tilfeldig romlig (isotropisk) retningsfordeling av fibrer er kapasitetsfaktoren lik $\frac{1}{3}$, for fibrer orientert i et plan er den lik $\frac{1}{2}$ og hvis alle fibrer er orientert i samme retning normalt på rissplanet er den lik 1 (Døssland, 2008). Kapasitetsfaktoren kan beregnes utfra en gitt fiberorienteringsfaktor (Døssland et al., 2011):

$$\eta_0 = \frac{4}{3}\alpha - \frac{1}{3} \quad \text{for } 0,5 < \alpha < 0,8 \quad (2.18)$$

$$\eta_0 = \frac{2}{3}\alpha \quad \text{for } 0,3 < \alpha < 0,5 \quad (2.19)$$

Fiberorienteringsfaktoren (α) kan beregnes utfra fiberarealforholdet (Døssland et al., 2011, Thorenfeldt, 2003):

$$\alpha = \frac{\rho}{v_f} = \frac{n \cdot A_f}{A_c \cdot v_f} \quad (2.20)$$

hvor: n antall fibre telt opp i et snitt gjennom prøveeksemplaret
 A_f tverrsnittsarealet av én fiber
 A_c arealet av aktuell tverrsnittsdeler
 v_f volumandel fiber i betongresept

Den øvre og nedre grensen på henholdsvis 0,8 og 0,3 i likning 2.18 og 2.19 er bestemt fordi i en praktisk anvendelse så er en fiberorientering høyere eller lavere enn disse verdiene veldig usannsynlig. $\alpha = 0,5$ svarer til en isotropisk retningsfordeling av fibre (Døssland et al., 2011).

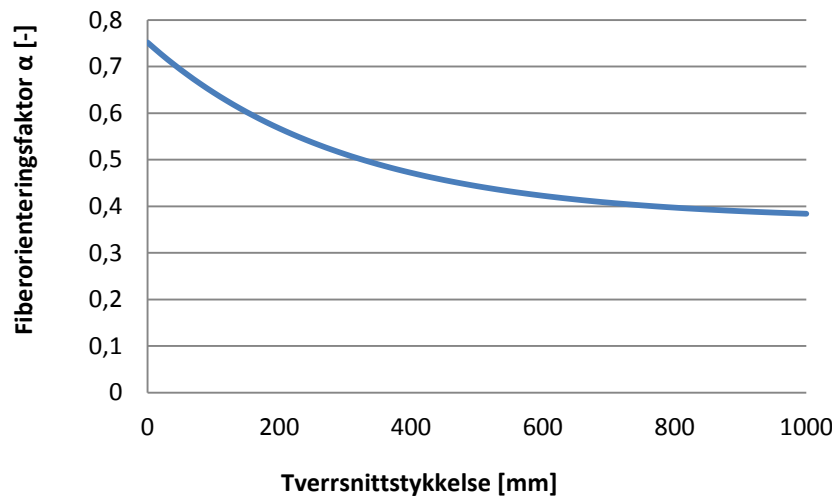
Fordelen med denne modellen i forhold til andre fremgangsmåter er dens lineære relasjon til fiberinnholdet og at anisotropisk fiberorientering relativt lett kan gjøres rede for.

2.6.2.2 Veggeffekt

Fibrer har en tendens til å orientere seg parallelt til forskalingsveggene, som betyr at fiberorienteringen blir økende to-dimensjonal med lavere tykkelse på elementet (Døssland, 2008). Effekten av dette ble i 1996 foreslått med en funksjon for estimering av fiberorienteringsfaktor (Lin, 1996):

$$\alpha = 0,382e^{-0,0033h} + 0,37 \quad (2.21)$$

hvor h er tykkelsen til konstruksjonselementet.



Figur 2.21: Effekten av forskalingsveggene i en støp. Fiberorienteringsfaktoren som funksjon av tverrsnittstykkelse i følge Lin (1996) (Døssland, 2008).

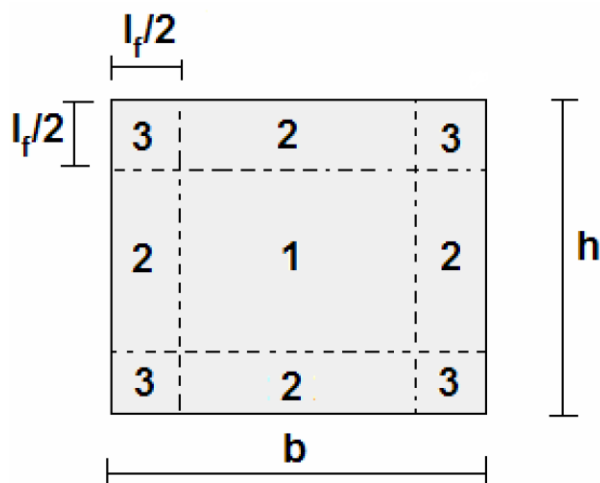
For bøyestrekktesten beskrevet i NS-EN 14651, med en bredde og høyde på bjelken lik 150 mm, blir $\alpha = 0,603$ med denne metoden. Som forklart tidligere har isotropisk retningsfordeling $\alpha = 0,5$ (Døssland et al., 2011). Det vil si at den korte avstanden mellom veggene i forskalingen forårsaker en mer plan fiberorientering.

Oppdeling av tverrsnittet i soner

En annen måte å estimere fiberorienteringsfaktoren på ble foreslått av Dupont (2003). Han delte tverrsnittet av en bjelke inn i tre forskjellige soner, se figur 2.22. I den midterste delen (1) ble fibrene antatt å ha tilfeldig romlig retningsfordeling, det vil si at de kan rotere fritt i alle retninger, med en fiberorienteringsfaktor på $\alpha_1 = 0,5$. I den ene ytre delen (2) er fibrene mindre frie til å rotere og det antas en fiberorienteringsfaktor på $\alpha_2 = 0,6$. I den siste ytre delen (3) er fibrene minst frie til å rotere, og fiberorienteringsfaktoren settes til $\alpha_3 = 0,84$. Ved å kombinere faktorene for de tre sonene ble følgende formel utledet for en helhetlig orientering av fibrene i tverrsnittet.

$$\alpha = \frac{\alpha_1(b - l_f)(h - l_f) + \alpha_2[(b - l_f)l_f + (h - l_f)l_f] + \alpha_3 \cdot l_f^2}{b \cdot h} \quad (2.22)$$

hvor: $\alpha_1 = 0,5$. fiberorienteringsfaktor i sone 1
 $\alpha_2 = 0,6$. fiberorienteringsfaktor i sone 2
 $\alpha_3 = 0,84$. fiberorienteringsfaktor i sone 3
 l_f fiberlengde



Figur 2.22: Soner for utregning av fiberorientering ved veggeffekt, i følge Dupont (2003).

For bøyestrekktesten beskrevet i NS-EN 14651, med en bredde og høyde på bjelken lik 150 mm, blir $\alpha = 0,602$ med denne metoden.

2.6.3. Fiber som minimumsarmering

Kapittel 9 i Eurokode 2 angir krav til minimumsarmering (stangarmering) ved dimensjonering av armerte bjelker og søyler. I punkt 9.1(3) står det følgende i standarden: "Minste armeringsareal er angitt for å hindre sprø bruddformer, store riss og også for å oppta krefter som oppstår ved tvungne påvirkninger." For bjelker angis følgende i ligning NA.9.1N i Eurokode 2:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (2.23)$$

hvor: $A_{s,min}$ minimumsareal av armering
 f_{ctm} midlere strekkfasthet bestemt fra fasthetsklasse i tabell 3.1 i Eurokode 2
 f_{yk} armeringsjernets karakteristiske flytespenning
 b_t midlere bredde av strekksone
 d avstand fra armeringssenter til ytterkant av trykksone

Formelen kan brukes for å finne minimumsarmering for bjelken i bjelketesten NS-EN 14651 og resultatene kan sammenlignes med fiberarmert betong.

Når kravene til minimumsarmering for de enkelte konstruksjonsdelene overholdes kan lasten økes etter opprissing, altså fastning (Døssland et al., 2011). Hvis fiber skal brukes i stedet for vanlig stangarmering, som tilfredsstiller minimumsarmeringen, betyr det at den fiberarmerte betongen må ha lik som eller større kapasitet enn den vanlige armeringen (Sandbakk, 2011). Det vil si at ved bruk av bjelketesten NS-EN 14651 på fiberarmert betong så må restbøyestrekfastheten for alle rissvidder være høyere enn proporsjonalitetsgrensen.

3 Laboratorieprogram

3.1 Generelt

En stor del av denne oppgaven er basert på arbeid i betonglaboratoriet ved NTNU. Av praktiske årsaker er det viktig at betongreseptene med de ulike fibermengdene har omtrentlig de samme flyteegenskapene som referansebetongen. Det er derfor foretatt tolv ulike prøveblandinger à 20 liter. Etter hver prøveblanding ble 30 sekunders og 2 minutters utbredelse målt, denne målingen ble gjentatt etter 2 timer for å se hvordan betongen oppfører seg over tid. Det ble også foretatt målinger av luftinnhold, densitet, betongens utvaskingsegenskaper og varmeutvikling under herdeforløpet samt sjekk av stabilitet.

3.2 Egenskaper for betongen

Betongen som brukes i de ulike reseptene klassifiseres som en selvkomprimerende betong og har blant annet et synkmål på over 250 mm. Betongen har et meget høyt matriksvolum og innehar egenskaper som gjør at den er spesielt godt egnet for undervannsstøp.

Bestandighetsklassen er M45, med et masseforhold $\left(\frac{w}{c+\sum k \cdot p}\right)$ på 0,45. Vann-sementforholdet i betongen er på 0,52 og fasthetsklassen er B35, noe som tilsvarer en 28 døgns karakteristisk terningfasthet på 45 MPa i følge Eurokode 2. Referansebetongen har et matriksvolum på rundt 450 liter, et synkmål på 280 mm, en utbredelse på 560 mm og er veldig seig og tiksotropisk (Fredvik et al., 1994). Den bevarer også sine egenskaper veldig godt over tid. Den seige oppførselen gjør at betongen er svært motstandsdyktig mot utvasking og den er derfor godt egnet for utstøping av jetpeler, som gjerne støpes under grunnvannstand.



Figur 3.1: Referansebetongen etter synkmåling.

Grunnet et høyt sementinnhold vil betongen gi en relativt høy varmeutvikling. Avbindingstiden er også utsatt grunnet innhold av retarder. Avbindingstid ved 20 °C er estimert til 26 timer etter blandestopp.

3.3 Materialer

Grunnet behov for en høy slutfasthet og god støpelighet er det valgt å bruke Norcem Anleggsement i betongresepten. Betongen inneholder også en stor mengde silikastøv noe som gir en økt stabilitet og mulighet for et høyere w/c-tall mens fastheten opprettholdes. Som tilslag er det brukt 0-8 mm sand og 8-16 mm stein. For å sørge for gode antiutvaskingssegenskaper og utflytningsegenskaper er det brukt henholdsvis AUV-stoff og superplastiserende tilsetningsstoff. Da betongen ofte har en lang transportvei er det også valgt å tilsette retarder til betongen. I tillegg er også betongen tilsatt enten basalt monofilamentfibre på 24 mm eller Dramix HE 6065 stålfibre.

For å unngå uforutsette effekter er de samme materialene brukt i samtlige resepter.

3.3.1 Norcem Anleggsement

Norcem Anleggsement er en spesialsement for anleggskonstruksjoner. Sementen er tilpasset bruk i bestandighetsklasse M45 og MF45 eller strengere, samt i konstruksjoner med krav til høy slutfasthet. Bestandighetsklassene M45 og MF45 gjelder for konstruksjoner i generelt fuktige miljø i kombinasjon med klorider, moderat kjemisk belastning og/eller frostbelastning. For å bli klassifisert i klasse M45 må betongen ha et masseforhold på 0,45 eller lavere. For MF45 må betongen i tillegg inneholde minimum 4 % luft samt inneholde frostresistent tilslag. Anleggsementen har et lavt alkaliinnhold, den gir god støpelighet og gode bearbeidbarhetssegenskaper ved lave vann-bindemiddelforhold og den har en høy 28 døgns fasthet. Varmeutviklingen er moderat og det spesifikke overflatearealet er 360 m²/kg. Anleggsement har en begynnende bindetid på 120 minutter, men grunnet innhold av størkningsretarder er den begynnende bindetiden i den brukte betongen kraftig utsatt (Kjellsen, 2008).

3.3.2 Silikastøv

Silikastøv, eller mikrosilika, er et avfallsstoff fra smelteprosessen ved produksjon av silisium- og ferrosilisium. Silikastøvet består av mikropartikler som samles i et røykgassfilter og har et veldig høyt innhold av silisiumdioksid (SiO₂) med en amorf struktur. Partikkelstørrelsen er kun 0,1 til 0,2 µm, noe som medfører at silikaen har et veldig stort overflateareal. Grunnet de nevnte egenskapene er silikaen veldig reaktivt med kalsiumhydroksid som produseres i tillegg til C-S-H (kalsium-silikat-hydrat) ved sementhydratiseringen. C-S-H er hovedproduktet av sementhydratiseringen og er det som gir betongen styrke. Når silikaen reagerer med kalsiumhydroksid dannes det ytterligere mengder C-S-H. Grunnet silikaens filleregenskaper dannes dette blant annet i eksisterende tomrom og er med på å gi en mer homogen fordeling av C-S-H-”gelen”. Reaksjonen med kalsiumhydroksid produserer C-S-H i en mye større hastighet og mengde enn mer ”urene” og grovere pozzolaner som eksempelvis flyveaske (Gapinski and Scanlon, u.d.).

I fersk betong har silikaen en positiv innvirkning på blant annet bearbeidbarheten. Dette fordi den består av et ultrafint pulver med nesten helt runde partikler og man får en ”kulelagereffekt”. Silikaen har også en stabiliserende effekt på den ferske betongen ved å redusere segregering og ”bleeding” og er derfor spesielt gunstig for selvkomprimerende

betonger med høyt matriksvolum. I herdet betong har silikaen flere positive effekter. Grunnet en K-faktor på mellom 2 og 5, kan silikaen bidra til å opprettholde styrken i betongen selv med et økt w/c-tall. For å ta med pozzolanene i beregningen bruker man gjerne masseforholdet: $\left(\frac{w}{c+\Sigma k \cdot p}\right)$. Silikaens kanskje største fordel i herdet betong er at den gjør betongen vesentlig tettere. Dette medfører en redusert permeabilitet og en økt bestandighet for betongen. Betongen blir blant annet mer frostsikker og mer motstandsdyktig mot kjemiske angrep og kloridinntrengning (Sellevoid, 2008).

3.3.3 Plastiserende og superplastiserende tilsetningsstoff

Plastiserende og superplastiserende tilsetningsstoff er de desidert mest brukte tilsetningsstoffene i betongbransjen. Stoffene er med på å redusere vannbehovet i betongen og man kan dermed få betong med bedre flyteegenskaper eller større styrke (mindre w/c-forhold). Hovedrollen til tilsetningsstoffene er å spre sementpartikler som er flokkulert i vannet. Dette foregår på to måter; elektrostatisk frastøtning og sterisk hindring.

De fleste plastiserende tilsetningsstoffer er basert på lignosulfonat. Lignosulfonat er sulfonert lignin og er et biprodukt fra produksjonen av papirmasse. Effekten av stoffet baseres på elektrostatisk frastøtning som vil si at spredningen av sementpartiklene forårsakes av negativt ladde sulfonationer på polymermolekylet lignin. Plastiserende stoffer med innhold av lignosulfonat har en retarderende effekt grunnet innhold av sukker (Myrdal, 2008).

Nyere tredjegerasjons superplastiserende tilsetningsstoff er basert på modifiserte polykarboksylater. Stoffet består av lange polymerkjeder med sidekjeder av en annen polymer, og kalles derfor for en kopolymer. Den superplastiserende effekten kommer av det man kaller sterisk hindring. I korte trekk betyr dette at sidekjedene til polymermolekylene fysisk hindrer sementkornene å flokkulere. Den plastiserende effekten til stoffer basert på polykarboksylater er 3-4 ganger høyere enn plastiserende stoffer basert på blant annet lignosulfonat (Myrdal, 2008).

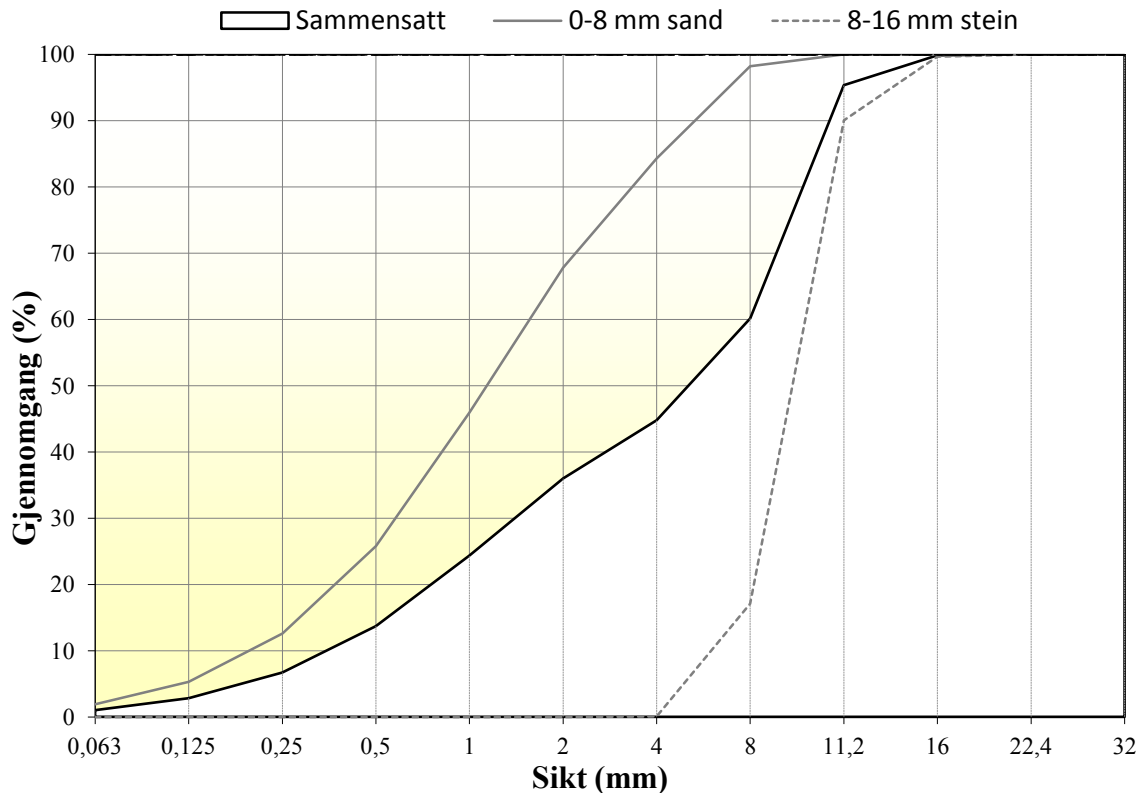
3.3.4 Retarderende tilsetningsstoff

Det finnes to retardertyper; herderetarder og størkningsretarder. Kun størkningsretarder er kommersielt tilgjengelig. Herderetarder forlenger selve herdeforløpet i betongen, mens størkningsretarder utsetter tiden det tar før herding i betongen initieres. Selve herdeforløpet vil med størkningsretarder forbli uendret eller noe aksellerert. Tilsetningsstoffet benyttes hovedsakelig for å oppnå lengre bearbeidingsstid, noe som kan være gunstig ved blant annet lang transportvei fra blandested til anlegg.

Størkningsretardere finnes hovedsakelig blant organiske forbindelser som lignosulfonater, ulike sukkertyper og fosfonater, men også uorganiske kjemikalier som fosfat kan virke retarderende. Det er fortsatt diskusjon rundt hvordan retarderene virker og det er lansert flere ulike teorier (Myrdal, 2008).

3.3.5 Tilslag

Tilslaget består av 0-8 mm sand og 8-16 mm stein. For å tilstrebe en stabil fiberarmert selvkompimerende betong er det viktig med jevn tilslagsgradering uten partikkelsprang, som forklart i kapittel 2.5.1. Kornfordelingen for det benyttede tilslaget vises i figur 3.2, hvor andelen av hvert tilslag er medberegnet.



Figur 3.2: Kornfordeling av tilslag på vektbasis.

Det er en god kornfordeling hvor alle de ønskede partikkelstørrelsene er representert. Men det er tydelig at det er et høyest innhold av 8-11,2 mm partikler. Fillerinnholdet (finstoff) i tilslaget anses som partikler under 0,125 mm. Det er altså litt under 5 % filler i det samlede tilslaget. Kapittel 2.5.1 forklarer også at det normalt kreves et høyere innhold av finstoff og mindre tilslagsstørrelse for betong som inneholder fiber enn betong uten fiber. Dette ble forsøkt kompensert litt for i prøveblandningene ved å erstatte litt av steinvolumet med volumet av tilsatt fiber. Det ble derimot ikke tilsatt mer finstoff.

3.4 Rutiner

Samtlige blandinger er blandet i EIRICH SG1 50 liters tvangsblender (figur 3.3). Prøveblandningene var på 20 liter mens utstøpingene ble utført med blandinger på 50 liter. Alle materialer er oppbevart i romtemperatur og i lukkede beholdere eller plastsekker for å hindre fukttap. Før hver blanding er vanntilsetningen korrigert for fukt i tilslagene.



Figur 3.3: EIRICH SG1 50 liters tvangsblender

For å forhindre uforutsette effekter er samme blandeprosedyre fulgt for alle blandinger, som vist i figur 3.4. Blandekaret og skovler fuktes først, deretter legges tilslag, sement, silika og eventuelle fibre i blanderen lagvis med steinene i bunn. Tørrstoffene blandes i ett minutt før vann og flytende tilsetningsstoff tilsettes. Blandingen fortsetter i ytterligere to minutter før tørre tilsetningsstoff tilsettes. Grunnet krav til oppløsning av stoffene fortsetter blandingen i fem minutter før man stanser i to minutter og remikser i ett minutt for å redusere en eventuell effekt av "false set". Total blandetid er elleve minutter.



Figur 3.4: Blandeprosedyre (blandingstid i pilene).

3.5 Målinger

3.5.1 Synk og synkutbredelse

Etter blanding ble synk og synkutbredelsen etter 30 sekunder og to minutter målt. Denne målingen ble gjentatt etter to timer. Tid til 500 mm utbredelse (t_{500}) ble også målt. Målingene ble utført med en synkkjegle (et konisk stålrør med høyde 300 mm) samt en plan flate med en avmerket sirkel med diameter 500 mm. Betongen ble fylt i kjeglen uten komprimering, da den er selvkomprimerende. Kjeglen ble deretter hevet rolig mens betongen bredte seg utover den plane flaten. Synkmålet, avstanden fra toppen av kjeglen til høyeste punkt i betongen, bør være over 25 cm for selvkomprimerende betong (Maage, 2010). I blandingene lå synkmålet på mellom 26 og 28 cm. Synkutbredelsen lå på mellom 540 mm og 600 mm. Betongen var meget stabil og beholdt sine egenskaper lenge etter blanding. Utbredelsen er eksempelvis så å si lik etter to timer for de fleste prøveblandingene.

3.5.2 Densitet og luftinnhold

Densitet og luftinnholdet på den ferske betongen ble også målt. Luftinnholdet ble målt med en beholder på 8 liter som ble fylt med betong. Betongen ble avrettet i toppen for å få en plan overflate. Det ble deretter påmontert en overdell som dannet et trykkammer over prøven. Resterende luftlommer over betongen ble fylt med vann. Prøven ble deretter satt under trykk og luftinnholdet kunne leses av direkte. Densiteten ble målt med den samme beholderen med kjent vekt og volum.

3.5.3 Antiutvaskingsegenskaper

For å teste antiutvaskingsegenskapene, ble betongen sammenlignet med en ordinær betong. To gjennomsiktige plastsylindere, med en høyde på rundt 300 mm, ble fylt med vann. De to betongtypene ble deretter sluppet ned i vannet (figur 3.5). Bindemiddelet ble umiddelbart skylt vekk og gav et grumsete vann for den ordinære betongen. Vannet i beholderen med antiutvaskingsbetongen, forble klart og bindemiddelet ble ikke skylt vekk.



Figur 3.5: Ordinær betong til venstre, undervannsbetong til høyre.

3.6 Prøveblandinger

Som nevnt ble det foretatt flere prøveblandinger i et forsøk på å få lik oppførsel for betongen med ulike fibermengder (se tabell 3.1). Det ble først støpt en referansebetong med ønskede utbredelser og antiutvaskingsegenskaper. Referansebetongen hadde et synkmål på 280 mm og en utbredelse på 560 mm. Den beholdt egenskapene godt over tid og målene var de samme etter to timer. Betongen var seig, relativt tiksotropisk, svært motstandsdyktig mot utvasking og stabil. Innholdet av SP-stoff (superplastiserende tilsetningsstoff) var 6 kg/m^3 .

Målet med prøveblandingene var å beholde utbredelsen på rundt 560 mm, uten å endre w/c-tallet, når ulike mengder basaltfiber ble tilsatt. Det ble først forsøkt med en fibermengde på 3 kg/m^3 . Etter en økning av SP-stoffet på 8 %, ble utbredelsen målt til 560 mm og 570 mm etter to timer. I neste prøveblending ble det forsøkt med 15 kg/m^3 fiber. Dette viste seg å ha en voldsom innvirkning på betongens egenskaper. Selv med en økning av SP-stoff på 40 %, ble utbredelsen kun 440 mm. Det ble gjort videre prøveblandinger med ytterligere økning i SP-stoffet samt en økning i matriksvolum fra 450 liter til 500 liter. Dette resulterte i en utbredelse på kun 360 mm. Det ble også gjort forsøk med å øke w/c-tallet fra 0,52 til 0,6, med et like høyt innhold av SP-stoff. Resultatet av dette ble en utbredelse på kun 410 mm.

Det ble bestemt å gå bort ifra 15 kg/m^3 og forsøke med 10 kg/m^3 fiber. Det ble her gjort to prøveblandinger, en med 8 kg/m^3 SP-stoff og en med $9,4 \text{ kg/m}^3$ (maksimalt anbefalt mengde). I den første blandingen ble det oppnådd en utbredelse på 485 mm. I den andre ble det oppnådd en utbredelse på 510 mm, som senere økte til 570 mm ved målingen etter to timer. Det ble besluttet at disse utflytningsegenskapene var tilfredsstillende.

Det ble også utført prøveblandinger med 8 kg/m^3 og $5,2 \text{ kg/m}^3$ fiber. SP-stoffet ble redusert litt og det ble oppnådd utbredelser på henholdsvis 525 mm (570 mm etter to timer) og 560 mm.

I tillegg til basaltfibrene ble det foretatt en prøveblending med 0,7 vol% Dramix HE 6065 stålfiber. SP-stoffet ble ikke økt i forhold til referansebetongen og det ble oppnådd en utbredelse på 570 mm. Stålfibrene fulgte med helt ut til kanten, men en god mengde fiber var flettet i hverandre og hang igjen i midten.

Mål av luftinnhold og densitet ble foretatt av alle relevante prøveblandinger. Når det gjelder densitet gikk denne stort sett nedover desto mer basaltfiber som ble tilsatt. Blandingen med stålfiber hadde densitet litt over referansebetongen. Luftinnholdet gikk opp ettersom mer basaltfiber ble tilsatt. Referansebetongen hadde et luftinnhold på 1,3 % mens blandingen med 10 kg/m^3 basaltfiber hadde et luftinnhold på 2,3 %. Blandingen med stålfiber hadde et luftinnhold på 1,1 %.

Den fullstendige oversikten over resultatene fra prøveblandingene finnes i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Oversikt over prøveblandinger

Miks		Initielle målinger				Målinger etter to timer				Densitet [kg/m ³]	Luft [%]	Kommentarer
		Utbredelse ved 2 min [mm]	Utbredelse ved 30 sek [mm]	Synk [mm]	T ₅₀₀ [sek]	Utbredelse ved 2 min [mm]	Utbredelse ved 30 sek [mm]	Synk [mm]	T ₅₀₀ [sek]			
1	Referansebetong *	575	520	280	26	555	490	275	34	2234	5	Forkastet grunnet dårlige utvaskingsegenskaper, forsøk med et annet AUV-stoff.
2	Referansebetong	560	510	280	27	540	480	270	42	2322	1,3	Forkastet grunnet litt dårlige utvaskingsegenskaper.
3	Referansebetong	560	490	280	34	560	490	280	34	2322	1,3	Gode utvaskingsegenskaper og gode flytegenskaper over tid. Betongens bindemiddel vaskes ikke bort.
4	3 kg/m ³ basaltfiber	560	510	270	26	570	500	270	28	2286	1,8	Minimalt behov for SP-stoff for å få like egenskaper som referansebetongen.
5	5,2 kg/m ³ basaltfiber	540	480	270	42	-	-	-	-	2313	1,7	Effekten av fiber merkes. Betongen krever mer SP-stoff grunnet den store overflaten til basaltfibrene.
6	8 kg/m ³ basaltfiber	525	450	265	52	570	480	270	39	2274	2,3	Høyt innhold av SP-stoff. Utflytnings-egenskapene bedres betydelig over tid, noe som er positivt.
7	10 kg/m ³ basaltfiber	485	400	250	NA	-	-	-	-	2267	2,6	Forkastet grunnet dårlige flytegenskaper.
8	10 kg/m ³ basaltfiber	510	450	260	66	570	495	270	32	2280	2,3	Maksimal anbefalt mengde SP-stoff. Utflytnings-egenskapene bedres betydelig over tid.
9	15 kg/m ³ basaltfiber	440	400	240	NA	-	-	-	-	-	-	Forkastet grunnet dårlige flytegenskaper, ytterligere målinger unødvendig.
10	15 kg/m ³ basaltfiber	360	330	220	NA	-	-	-	-	-	-	Forkastet grunnet dårlige flytegenskaper, selv med økt matriksvolum. Ytterligere målinger unødvendig.
11	15 kg/m ³ basaltfiber	410	370	230	NA	-	-	-	-	-	-	Forkastet grunnet dårlige flytegenskaper og lavere v/c-tall. Ytterligere målinger unødvendig.
12	0,7 vol % stålfiber	570	460	265	48	-	-	-	-	2343	1,1	Lavt luftinnhold og høy densitet. Stålfibrene, med liten overflate krever ikke økt mengde SP-stoff. Basaltfibre og stålfibre er ikke sammenlignbare.

* Betongen ble blandet med et annet AUV-stoff enn i originalresepten

- Betongblanding forkastet grunnet for dårlige egenskaper
- Betongblanding med tilfredsstillende egenskaper

3.7 Utstøping

Det ble besluttet å gjøre seks ulike utstøpninger. For hver utstøping ble det støpt tre bjelker og tre terninger for å teste fastheten. Hver støp var på 50 liter og ble blandet i EIRICH SG1 50L tvangsblender. De ulike blandingene inneholdt:

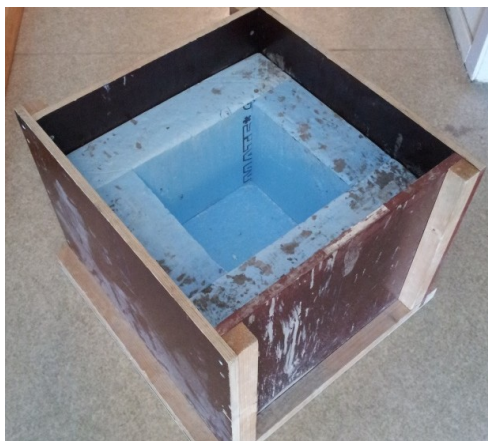
1. Referansebetong uten fiber (miks 3)
2. 3 kg/m³ basalt monofilamentfiber (miks 4)
3. 5,2 kg/m³ basalt monofilamentfiber (miks 5)
4. 8 kg/m³ basalt monofilamentfiber (miks 6)
5. 10 kg/m³ basalt monofilamentfiber (miks 8)
6. 0,7 volumprosent Dramix 65/60 stålfiber (miks 12)

Bjolkene ble støpt i former à 150 x 150 x 550 mm (figur 3.6), mens terningene ble støpt i vanlige 100x100x100 mm terningformer. Da betongen betegnes som selvkomprimerende, foregikk utstøpingen, både i bjelke- og terningformer, uten vibrasjon eller komprimering. Når formene var fylt opp og avrettet ble de dekket med plast og satt til herding i romtemperatur. Grunnet retarderinnholdet i betongen var avbindingstiden lang og det tok rundt 40 timer før bjolkene kunne tas ut av formene. Bjolkene ble merket og lagt i vannbad med en temperatur på 20 grader.



Figur 3.6: Utstøping av bjelker

I tillegg til utstøpingen av bjelker og terninger ble det også foretatt en utstøping av betong til måling av varmeutvikling (figur 3.7). Blandingen var på 20 liter og ble blandet i samme maskin. Betongen ble støpt i en isoporkasse på rundt 15 liter og tildekket.



Figur 3.7: Herdekasse med isolasjon av isopor

4 Resultater

4.1 Generelt

I dette kapitlet presenteres resultatene fra diverse tester utført på den herdende/herdete betongen. Testene som ble gjort var:

- trykktest for å finne trykkfasthet og fasthetsklasse i henhold til NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 206-1.
- bøyestrekktest for å finne bøyestrekktfasthet (proporsjonalitetsgrense) og restbøyestrekktfasthet i forhold til CMOD, i henhold til NS-EN 14651 og Fiberveiledningen.
- temperaturutvikling under herdeprosessen.

På grunn av stor pågang fra andre masteroppgavestudenter og liten kapasitet på testlaboratoriene ble ikke betongen testet etter 28 døgn herding. Trykktestene ble gjort etter 29 og 31 døgn mens bøyestrekktestene ble gjort etter 35 og 37 døgn. Dette kompenseres for slik at fasthetene gjøres om til en estimert 28 døgns fasthet.

4.2 Trykkfasthet. Fasthetsklassifisering av betongblandingene.

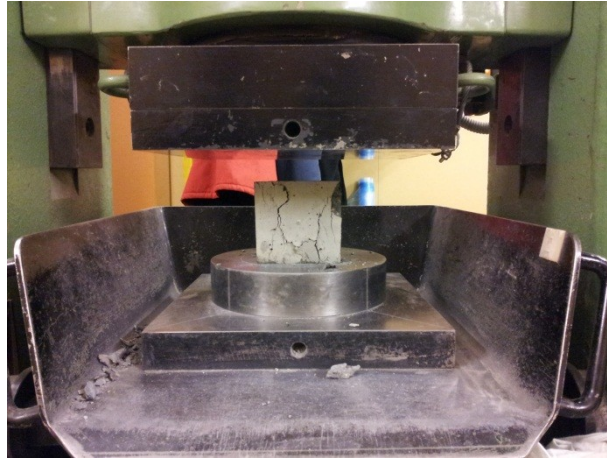
For å finne trykkfastheten til hver enkelt betongblanding ble en én-aksiell trykkprøvemaskin benyttet, som beskrevet i kapittel 2.3.1. Trykkfastheten bestemmer hvilken fasthetsklasse betongen havner i, som selvfølgelig er ytterst viktig ved dimensjonering av betongkonstruksjoner. Fasthetsklassen gjør det også mulig å sammenligne kvaliteten på denne betongen med andre betonger og fiberarmerte betonger. Moderate konsentrasjoner av fibre har ingen signifikant innflytelse på betongens trykkfasthet. Men fibrer kan forårsake et mindre sprøtt brudd (Døsland, 2008).

Dimensjoner og form

Betongprøvene var terninger på 100x100x100 mm, støpt og herdet i samsvar med NS-EN 12390-1 og NS-EN 12390-2.

Testmaskin

Testmaskinen som ble benyttet var en én-aksiell trykkprøvemaskin, i samsvar med NS-EN 12390-3 og NS-EN 12390-4. Pålastingshastigheten var 0,8 MPa/s.



Figur 4.1: Betongprøve avlastet i testmaskinen etter brudd.

Fremgangsmåte

Betongterningene ble tatt ut av vannbad (20°C) etter 31 og 29 døgn herding. Dette ble gjort ca. en halvtime før testing, i samsvar med NS 3668 (Smeplass, 2003b). Overflatene på terningene ble deretter tørket tørre fordi delvis tørre prøver vil kunne oppnå opp mot 20 % høyere trykkfasthet enn en fuktig prøve (Smeplass, 2003b). Dette grunnet at friksjonen mellom betongen og stålflatene i maskinen vil bli dårligere med vann til stede, noe som reduserer utviklingen av tredimensjonale trykkspenninger.

Prøvene ble deretter plassert i maskinen og sentrert med de jevnt plane flatene ned og opp, og med overflaten fra støpen til siden. Kraften ble deretter økt til betongterningen gikk til brudd, se figur 4.1.



Figur 4.2: Betongterninger klare for trykktesting. De to prøvene helt til høyre er allerede testet.

Nedjustering av fasthet

Prøvene ble støpt i 2 puljer (nr. 1 til 3 og nr. 4 til 6, se kapittel 3.7) med 2 dagers mellomrom. Dette medførte at på prøvingsdagen så hadde den første puljen herdet i 31 dager, mens den siste puljen hadde herdet i 29 dager. På grunn av liten økning i trykkfasthet per døgn på dette tidspunktet så vil 1-3 dager over 28 døgn ha lite å si på trykkfastheten. Men det er likevel tatt i betraktning.

Databladet til Norcems anleggsement gir ingen informasjon om fasthetsutvikling per dag rundt 28 døgns herding. Men ved å sammenligne output fra betongprogrammet Hett97 med ligningene 3.1 og 3.2 i Eurokode 2 finner man at stigningstallet for trykkfasthet rett før 28

døgn er nokså lik. Det er derfor besluttet å benytte de nevnte ligningene for nedjustering av fastheten, det vil si at man antar omtrentlig samme stigningstall for fasthetsutvikling et par dager før og et par dager etter 28 døgn:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (4.1)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (4.2)$$

Hvor $s = 0,20$ for anleggsement i fasthetsklasse CEM I 52,5 N. Dette gir en tilnærmet lineær nedjustering av trykkfastheten fra 31 og 29 døgn til 28 døgn.

Resultater

Ved brudd i betongterningen er det oppnådd maksimal spenning som materialet tåler. Denne verdien ble avlest på maskinens fysiske spenningsviser. Oversikt over resultatene for trykkfastheten vises i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Prøveresultater for trykkfasthet av betongblandingene.

Prøve	Fibertype og mengde	Trykkfasthet, $f_{c,cube}$ [Mpa]	Gjennomsnittlig trykkfasthet, $f_{cm,cube}$ [MPa]	Herdetid [døgn]	Omgjort til 28-døgns trykkfasthet [Mpa]
1-1	0 Referanse	55,0	54,4	31	53,9
1-2		55,0			
1-3		53,3			
2-1	3 kg basaltfiber 0,12 vol%	54,5	54,2		
2-2		52,2			
2-3		55,8			
3-1	5,2 kg basaltfiber 0,2 vol%	55,0	55,3		
3-2		55,4			
3-3		55,5			
4-1	8 kg basaltfiber 0,31 vol%	57,5	56,7	29	56,5
4-2		55,7			
4-3		57,0			
5-1	10 kg basaltfiber 0,38 vol%	55,3	56,0		
5-2		56,5			
5-3		56,1			
6-1	54,6 kg stålfiber 0,7 vol%	54,6	54,7		54,5
6-2		54,6			
6-3		55,0			

Klassifisering

Om man sammenligner verdiene i siste kolonne i tabell 4.1 er det liten forskjell i verdiene. Det betyr at disse fiberinnholdene har lite å si på trykkfastheten. Det vil derfor være riktig å

klassifisere fiberbetongen i samme klasse som referansebetongen med tanke på trykkfasthet. Betongen med 0,31 vol% basaltfiber ga høyest økning i trykkfasthet, men det utgjør kun 5 %.

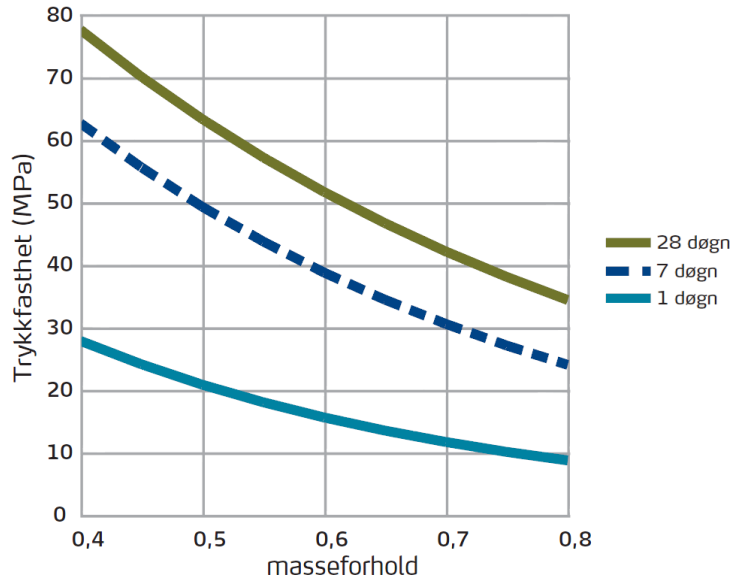
Samsvarskriteriene i NS-EN 206-1 gir at "Innledende produksjon" omfatter produksjonen til minst 35 prøvingsresultater. Kriterium 1 i Tabell 14 – Samsvarskriterier for trykkfasthet, i den samme standarden, sier at gjennomsnittlig trykkfasthet ($f_{cm,cube}$) skal være minimum 5 MPa større enn karakteristisk fasthet ($f_{ck,cube}$). Mens kriterium 2 sier at alle individuelle prøvingsresultater (f_{ci}) skal være større enn $f_{ck,cube} - 5$ MPa. Dette gir at $f_{ck,cube}$ for referansebetongen er ca. 48 MPa.

NS-EN 1992-1-1 oppgir en annen sammenheng; $f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa. Dette medfører at $f_{ck,cube}$ blir ca. 45 MPa. Med begge metodene havner betongen i fasthetsklasse B35 i Tabell NA.2 i NS-EN 206-1. Grunnen til det er at betongen klassifiseres etter sylindertykkfastheten og ikke terningtrykkfastheten. Terninger vil jevnt over være sterkere enn sylindere grunnet utvikling av tredimensjonale trykkspenninger.

Betongen er altså en **B35**, med og uten fiber.

Avvik fra Norcems datablad

Masseforholdet til betongen i alle blandingene er 0,45 (med antatt k-faktor for silikastøv på 2,0). Figur 4.3 er tatt fra Norcems datablad for anleggsement. Av figuren kan man lese at 28-døgns trykkfasthet for en betong med masseforhold på 0,45 er ca. 70 MPa, hvor den har herdet i vannbad (20 °C).



Figur 4.3: Trykkfasthet mot masseforhold og herdetid ved 20°C (Norcem, 2012).

Det er altså stor forskjell mellom oppnådd middelvei av trykkfasthet fra testene og Norcems erfaringstall. En mulig årsak til dette kan være antiutvaskingsstoffets negative effekt på mekaniske egenskaper som beskrevet i kapittel 2.5.2.2.

Bruddform

Av figur 4.4 kan man tydelig se tendenser til pyramideformsbrudd, altså 45 graders bruddlinjer. Dette er det normale for vanlig konstruksjonsbetong (Smeplass, 2003b). Bruddflatene gikk stort sett i sementpastaen, men det var enkelte tilfeller hvor heften mellom tilslag og sementpasta var dårlig slik at risset gikk i disse overgangssonene (ITZ, Interfacial Transition Zone). Se figur 4.4.



Figur 4.4: Referansebetong. Bruddform for terningene.

4.3 Bøyestrekfasthet

For å finne bøyestrekfastheten til hver enkelt betongblanding ble testmetoden NS-EN 14651 benyttet. Se kapittel 2.3.2 for nærmere beskrivelse av metoden. Som nevnt tidligere ble testene utført ved 35 og 37 døgns herding grunnet for liten kapasitet i testlaboratoriet. Nedjustering til 28 døgns fasthet har derfor blitt gjort etter ligning 4.3 og 4.4.

Bjelkenes dimensjoner

Bjelkene ble støpt i former som tilsvarer størrelsen på bjelken som skal testes, til forskjell fra NSBT hvor bjelkene blir skåret ut av en større betongplate. Den praktiske betydningen av dette er at formveggene påvirker fiberretningen og fibre vil ha en tendens til å legge seg mer i bjelkens lengderetning. Bjelken skal ha dimensjonene 150 x 150 x 550 mm. Det ble støpt 3 bjelker av betongblanding. Etter avforming ble det laget et kutt i en av sideflatene, som forklares under "*Oppsett*".

Testmaskin

Den benyttede testmaskinen var en én-aksiell strekk- og trykkprøvemaskin, i samsvar med EN 12390-4. Maskinen var koblet til den hydrauliske styringsenheten Instron 8800 som sørget for konstant pålastningshastighet på 0,21 mm/min, samt til en datamaskin hvor last- og nedbøyingsparametre ble lagret. To nedbøyningsmålere målte nedbøyningen på hver side av bjelken med en nøyaktighet på under 0,01 mm. Nedbøyning og last ble avlest med 2 Hz gjennom hele testen, i motsetning til det som er beskrevet i NS-EN 14651.



Figur 4.5: Testmaskinen med betongbjelke klar for testing. Lasten påføres nedover. Nedbøying og last avleses med 2 Hz.

Oppsett

Oppsettet for forsøket med lengder, geometri og lastpunkt er vist i figur 2.11 i kapittel 2.3.2. Avstanden mellom oppleggene skal være 500 mm. Lasten skal påføres midt på bjelken, altså i en avstand 250 mm fra opplegget, og den skal påføres som en linjelast over hele bredden. Toppflaten etter støpingen skal peke til siden for å få en jevnest mulig høyde på prøvelegemene. Et 25 mm dypt kutt (notch) i betongen skal lages på tvers av lengderetningen, midt på bjelken og i underkant. Høyden i det kritiske snitt blir derfor redusert til h_{sp} som skal være 125 mm. Sideflaten som kuttet vil være siden som peker ned i testmaskinen. Selve kuttet går på tvers midt på bjelken og er 25 mm dypt og 5 mm bredt. Kuttet skal forsikre at rissene begynner her.

Fremgangsmåte

Bjelkene ble tatt ut av vannbad (20°C) etter 30 og 28 døgns herding og kuttet på den ene siden som forklart over. De ble deretter oppbevart på en palle, under plast, i 7 døgn. Før bjelkene ble testet ble alle nødvendige dimensjoner målt; høyde (h_{sp}) ved kuttet på hver side av bjelken, og bredde (b) i overkant og underkant. Det er viktig at dette gjøres på alle bjelkene fordi disse parameterne brukes til å beregne bøyestrekkspenningene.

Bjelkene ble deretter markert for påmontering av nedbøyningsmålere, på hver side. De ble så lagt på opplagerne og måleutstyret ble festet og nullstilt. Lastpunktet midt på bjelken ble så vidt belastet av maskinen slik at alt var klart til å begynne testen. Lasten ble deretter økt og nedbøyningen ble registrert.

Nedjustering av bøyestrekfasthet

Prøvene ble støpt i 2 puljer (nr. 1 til 3 og nr. 4 til 6, se kapittel 3.7) med 2 dagers mellomrom. Dette medførte at på prøvingsdagen så hadde den første puljen herdet i 37 dager, mens den

siste puljen hadde herdet i 35 dager. Utvikling av strekkfasthet over tid kan estimeres i samsvar med punkt 3.1.2 (9) og ligning 3.4 i Eurokode 2. Dette er nesten på lik linje med trykkfastheten, men et lavere stigningstall. I dette tilfellet inngår en parameter α som settes til 2/3 fordi herdetiden t er over 28 døgn. Nedjusteringen av bøystrekkfasthet til 28 døgn i resultatene gjøres derfor på lik måte som med strekkfasthet og følger Eurokode 2:

$$f_{ctm}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (4.3)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (4.4)$$

hvor s er en koeffisient som avhenger av sementtypens fasthetsklasse. For anleggssement i fasthetsklasse CEM I 52,5 N er $s = 0,2$. α settes som sagt til 2/3. Det er også foreslått en α på 0,59 (Bjøntegaard et al., 2003), hvor den samme parameteren kalles n_t . Det utgjør derimot en neglisjerbar forskjell i resultatene ved å bytte disse.

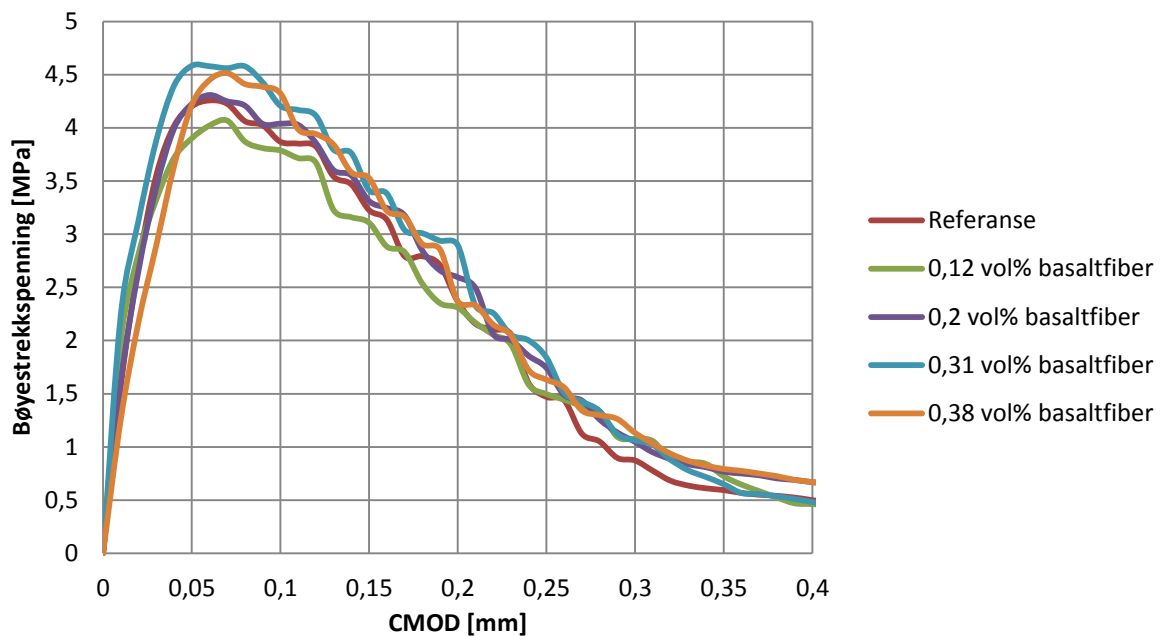
Det er valgt å nedjustere bøystrekkfastheten for alle bjelkeprøvene på lik måte, uavhengig av betong og fibertype.

Resultater

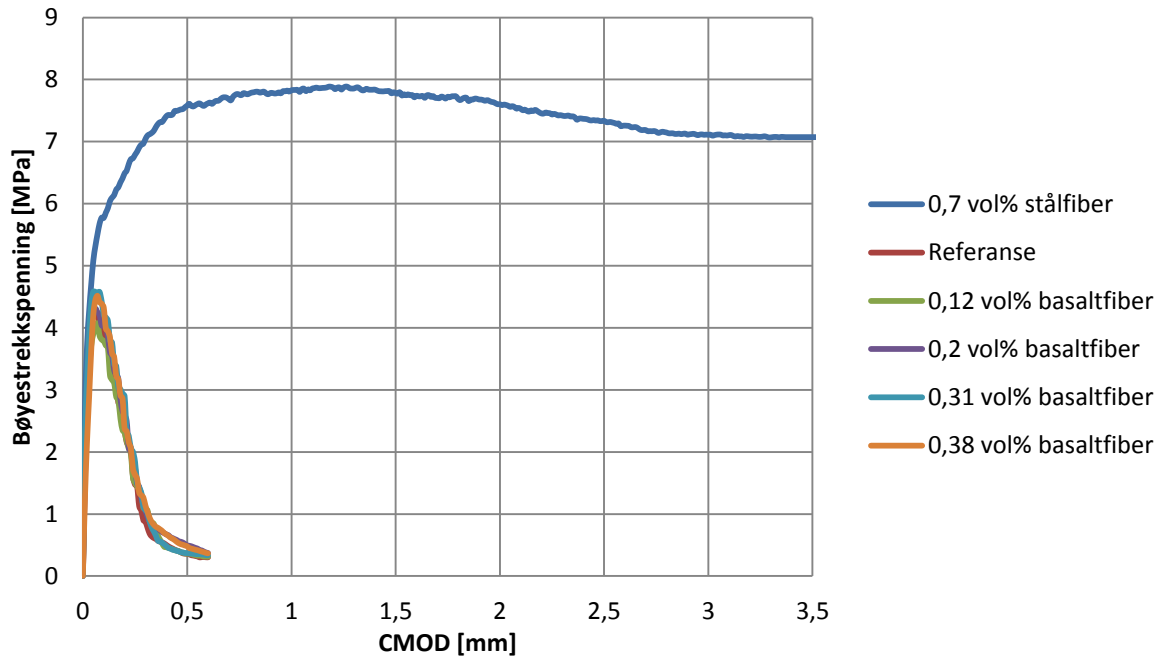
Alle de avleste verdiene (høyde, bredde, nedbøyning, last og tid) ble brukt som input i et Excel-template hvor bøystrekkspenninger ble beregnet (se vedlegg C for alle testene). Det er antatt at CMOD er lik som nedbøyning. Dette er korrekt når lengden mellom oppleggene er 500 mm og bjelkens høyde ved kuttet er 125 mm, se kapittel 2.3.2. Tabell 4.2 og grafene i figur 4.6 og 4.7 viser resultatene for de 6 ulike blandingene.

Tabell 4.2: Last og bøyestrekkingsspenninger ved proporsjonalitetsgrensen. NS-EN 14651.

Prøve	Fibertype og mengde	Last ved LOP, F_L [kN]	Spenning ved LOP, $f_{ct,L}^f$ [Mpa]	Gjennomsnittlig $f_{ct,L}^f$ [MPa]	Herdetid [døgn]	Omgjort til 28-døgn fasthet [Mpa]	
1-1	0	14,4	4,7	4,3	37	4,2	
1-2		11,6	3,8				
1-3		13,3	4,4				
2-1	3 kg basaltfiber 0,12 vol%	11,1	3,6	4,2		37	4,1
2-2		13,2	4,3				
2-3		14,4	4,7				
3-1	5,2 kg basaltfiber 0,2 vol%	13,6	4,5	4,4		37	4,3
3-2		11,9	3,9				
3-3		14,3	4,7				
4-1	8 kg basaltfiber 0,31 vol%	12,3	4	4,7	37	4,6	
4-2		15,8	5,2				
4-3		14,9	4,9				
5-1	10 kg basaltfiber 0,38 vol%	12,4	4,1	4,5	35	4,4	
5-2		13,4	4,4				
5-3		15,3	5,1				
6-1	54,6 kg stålfiber 0,7 vol%	19,4	6,4	5,7	35	5,6	
6-2		17,4	5,7				
6-3		14,9	4,9				



Figur 4.6: Sammenligning av referansebetongen og betongen armert med basaltfiber. NS-EN 14651.



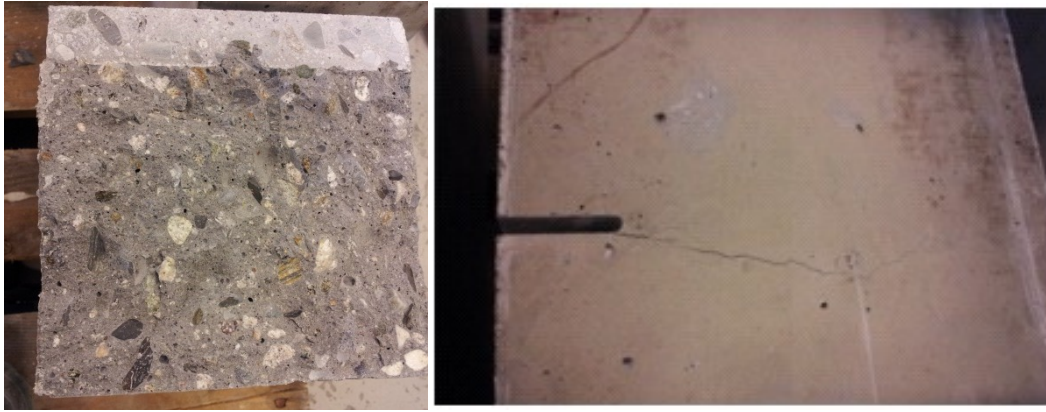
Figur 4.7: Sammenligning av 0,7 vol % stålfiber med referanse og basaltfiber. NS-EN 14651.

Grafene i figur 4.6 og 4.7 er gjennomsnittsverdiene for de forskjellige betongsammensetningene. Hver kurve er et gjennomsnitt av 3 bjelketester. Etter toppunktet for kurvene i figur 4.6 risser betongen og kapasiteten faller drastisk. På grunn av raskere nedbøyning etter at risset oppstår er det færre avleste verdier i dette området. Dette gjør det verre for Excel å beregne gjennomsnittskurvene og de får dermed det «svingete» utseendet man kan se i figuren.

4.3.1 Basaltfiber

Etter risset vil ikke betongen kunne ta en høyere last. Det er altså ingen fastning med basaltfibrene. Testen ble stoppet allerede ved en CMOD på 0,5 mm. Det var da en synlig sprekk gjennom 4/5 av høyden til tverrsnittet. En videre pålastning ville bare ha knekt bjelken i to. Basaltfibrene har dermed ingen innvirkning på betongen etter riss. En visuell undersøkelse av bruddflaten til betongen med høyest basaltfiberinnhold viste kun få tegn til utstikkende fibre, se figur 4.8.

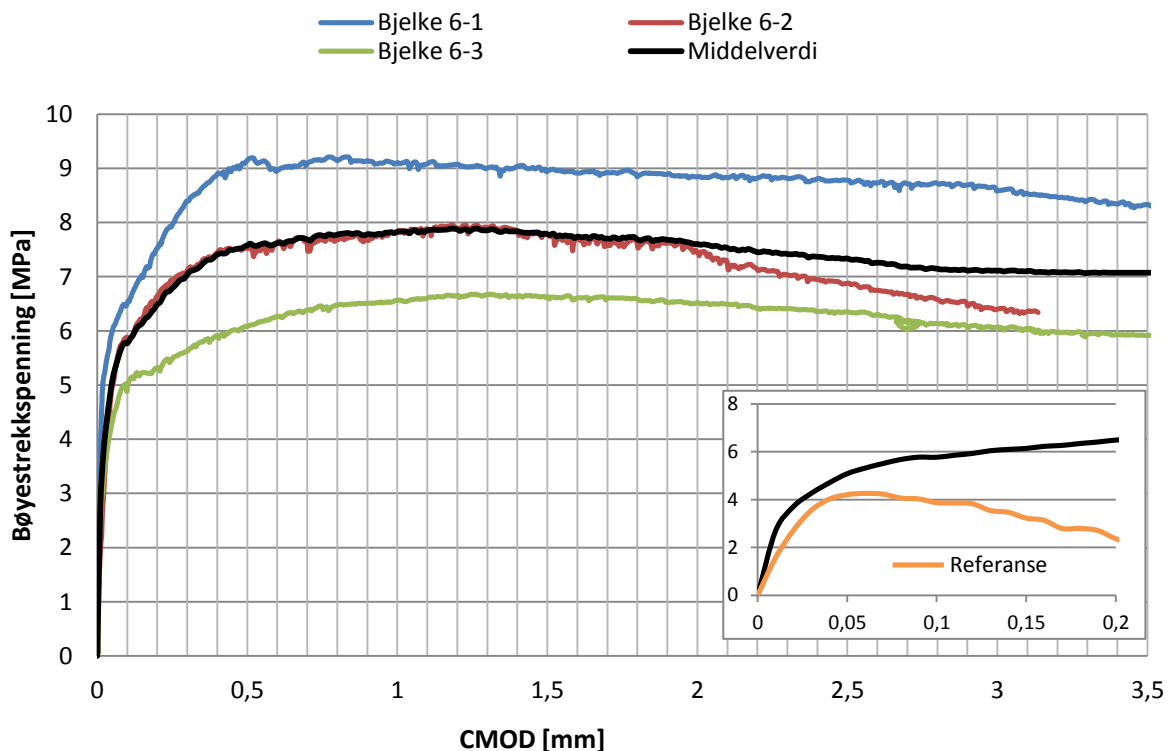
Av tabell 4.2 og figur 4.6 er det tydelig at basaltfibrene ikke bidrar noe særlig til økning av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrensen). 0,31 vol% basaltfiber gir høyest økning, fra 4,2 MPa (referanse) til 4,6 MPa. Men dette er også en verdi som referansebetongen fikk i prøve 1-1. Gjennomsnittlig proporsjonalitetsgrense varierer med kun 0,5 MPa (fra 4,1 MPa for 0,12 vol% fiber til 4,6 MPa for 0,31 vol%).



Figur 4.8: Venstre; bruddflaten etter splitting av basaltfiberbjelken. Høyre; riss etter endt bøyetest.

4.3.2 Stålfiber

Stålfibrenes bidrag til bøyestrekfastheten er gitt av den blå kurven i figur 4.7, til sammenlikning med referansen og basaltfibrene. Denne kurven er tatt som gjennomsnittet av de tre bjelketestene vist i figur 4.9.



Figur 4.9: 0,7 vol% stålfiber. NS-EN 14651.

Stålfibrene øker proporsjonalitetsgrensen fra 4,2 MPa (referanse) til gjennomsnittlig 5,6 MPa, det vil si en økning på 33 %. Dette punktet kan sees i figur 4.9 som en liten knekk i kurven ved ca. 0,1 mm CMOD. Men stålfibrenes mest bemerkelsesverdige bidrag er under rissutviklingen. I stor kontrast til basaltfibrene kan lasten økes helt opp til et toppunkt på gjennomsnittlig 7,9 MPa ved en CMOD på rundt 1,2 mm. Resultatene fra de tre bjelketestene med stålfiber kan sees i tabell 4.3.

Tabell 4.3: Resultater for 0,7 vol% stålfiber. NS-EN 14651.

	Bjelke 6-1	Bjelke 6-2	Bjelke 6-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,6	150,86	151	151,2	mm	0,3%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,46	122,78	122,71	122,7	mm	0,1%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	19,4	17,4	14,9	17,2	kN	13,1%
$f_{ct,L}^f$	6,4	5,7	4,9	5,7	N/mm ²	13,1%
$f_{R,1}$	9,0	7,5	6,0	7,5	N/mm ²	20,2%
$f_{R,2}$	9,0	7,9	6,7	7,9	N/mm ²	14,9%
$f_{R,3}$	8,8	7,2	6,5	7,5	N/mm ²	16,1%
$f_{R,4}$	8,6	6,6	6,0	7,1	N/mm ²	19,1%

Merk: Verdiene i tabell 4.3 er ikke nedjustert i forhold til 28 døgns fasthet.

4.3.2.1 Klassifisering av den stålfiberarmerte betongen

Fiberveiledningen beskriver en måte å klassifisere restfastheten til fiberarmert betong, se kapittel 2.6.1.1. Karakteristiske verdier (0,05-kvantilen) bestemmes som:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s \quad (4.5)$$

hvor s er standardavviket fra prøveserien og $k = 1,7$ når prøveoppbygget er som beskrevet i NS-EN 14651 og punkt 5.3 i Fiberveiledningen. Standardavvik og karakteristisk restbøyestrekfasthet er vist i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Standardavvik og karakteristiske fastheter for diverse rissvidder.

Rissvidde [mm]	Middelverdi restbøyestrekfasthet [MPa]	Standardavvik i prøveserie	Karakteristisk restbøyestrekfasthet [MPa]	Karakteristisk reststrekfasthet [MPa]
CMOD ₁ = 0,5	7,5	1,22	5,4	2,0
CMOD ₂ = 1,5	7,9	0,94	6,3	2,3
CMOD ₃ = 2,5	7,5	0,96	5,9	2,2
CMOD ₄ = 3,5	7,1	1,11	5,2	1,9

Karakteristisk restbøyestrekfasthet og reststrekfasthet for CMOD₁ = 0,5 mm er altså henholdsvis $f_{R,1} = 5,4$ MPa og $f_{ftk,res,0,5} = 2,0$ MPa. Dimensjonering ved lave rissvidder er gunstig ved krav til permeabilitet.

Fiberbetongen klassifiseres så etter reststrekfastheten og trykkfastheten. Oversikt over eksempler på klasser er vist i tabell 2.5. Merk at klassene i denne tabellen gjelder for 2,5 mm CMOD, men klassifisering for andre rissvidder kan også gjøres.

Stålfiberbetongen som ble testet her får dermed beskrivelsen **B35-R2,0**, både når det gjelder dimensjonering ved 0,5 mm og ved 2,5 mm CMOD. For å sette dette litt i perspektiv så er en

B45-betong med 0,5 vol % stålfiber i klasse B45-R1,5, og en B45 med 1 vol% stålfiber samt 1 vol% plastfiber i klasse B45-R3,0 (Kanstad, 2012).

Ved dimensjonering av jetpeler med denne fiberbetongen er det altså den karakteristiske restbøyestrekfastheten med materialfaktor som kan benyttes ved en momentbetraktning i tverrsnittet (Kanstad, 2012). Materialfaktoren er i følge Eurokode2 $\gamma_c = 1,5$.

4.3.2.2 Estimering av fiberorienteringen: Veggeffekt

Som nevnt i kapittel 2.6.2.2 har fibrer en tendens til å orientere seg parallelt til forskalingsveggene, som betyr at fiberorienteringen blir økende to-dimensjonal ved lavere tykkelse på elementet. Denne oppførselen kan estimeres og tas hensyn til med følgende formel:

$$\alpha = 0,382e^{-0,0033h} + 0,37 \quad (4.6)$$

hvor h er høyden (eller bredden) til konstruksjonelementet. Med $h = 150$ mm, fås:

$$\alpha = 0,382e^{-0,0033 \cdot 150} + 0,37 = 0,603$$

En annen metode for å estimere fiberorienteringen kan gjøres ved å dele opp tverrsnittet i 3 soner (se kapittel 2.6.2.2 og figur 2.22), for så å anta forskjell i friheten til å rotere for fibrene i hver sone. Dupont (2003) utledet med denne metoden en formel for å finne fiberorienteringsfaktoren for et bjelketverrsnitt. I formelen inngår bjelkens bredde og høyde, fiberlengde og fiberorienteringsfaktor for hver sone, se likning 4.7.

$$\alpha = \frac{\alpha_1(b - l_f)(h - l_f) + \alpha_2[(b - l_f)l_f + (h - l_f)l_f] + \alpha_3 \cdot l_f^2}{b \cdot h} \quad (4.7)$$

$$\alpha = \frac{0,5(150 - 60)(150 - 60) + 0,6[(150 - 60)60 + (150 - 60)60] + 0,84 \cdot 60^2}{150 \cdot 150}$$

$$\alpha = 0,602$$

De to metodene estimerer fiberorienteringsfaktoren nesten helt likt i dette tilfellet.

4.3.2.3 Fibertelling og fiberorientering

Grunnet de små dimensjonene på basaltfibrene, og det store antallet, ble det ikke gjort forsøk på å telle fibermengden/-fordelingen gjennom bruddflaten i bjelkene armert med basaltfiber. Det er derimot enkelt å telle stålfiber. Etter bøyestrekktesten ble bjelkene brutt i to og det ble opptelt antall gjennomgående stålfiber i tverrsnittet. NS-EN 14651 beskriver ingen metoder for fibertelling. En mer korrekt måte å gjøre det på ville vært å snitte bjelkene i en avstand $1,5l_f$ fra risset, hvor l_f er fiberlengden (Døssland, 2008), eventuelt 50 mm til den ene siden slik som det gjøres i Sandbakk (2011). Bruddflatene var nokså ujevne (se figur 4.10), så antall opptelte fiber kan ha vært litt høyere enn i et plant snitt.

Gjennomsnittlig var det ca. 180 stålfiber på tvers av bruddsonen i de tre bjelkene. Fiberorienteringsfaktoren, se kapittel 2.6.2.1, er gitt som (Thorenfeldt, 2003):

$$\alpha = \frac{\rho}{v_f} = \frac{n \cdot A_f}{A_c \cdot v_f} \quad (4.8)$$

Diameteren for stålfibrene er 0,9 mm, aktuelt betongtverrsnitt er 150x150 mm² og volumandel fiber er 0,007. Med disse verdiene får man:

$$\alpha = \frac{180 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,9}{2}\right)^2}{150 \cdot 150 \cdot 0,007} = 0,73$$

Sammenlignet med de estimerte verdiene ligger den beregnede verdien langt over. En fiberorienteringsfaktor på $\alpha = 0,5$ tilsier isotropisk fiberorientering, $\alpha = 0,625$ tilsier plan fiberorientering og $\alpha = 1,0$ tilsier ensrettet fiberorientering. Det vil si at fiberorienteringen i de stålfiberarmerte bjelkene er et sted mellom plan og ensrettet. Det var god fordeling av fibre gjennom tverrsnittet, altså ingen høyere konsentrasjon av fibre i bunn eller topp.



Figur 4.10: Stålfiber som krysser bruddflaten.

4.3.2.4 Kapasitetsfaktor og middelstrekkspenning

Kapasitetsfaktoren η beskriver "forholdet mellom normalkraftresultanten av fibrer i aktuell retningsfordeling og resultantkraften i ensrettede fibrer med samme spenning" (Døssland et al., 2011). Kapasitetsfaktoren kan angis som funksjon av fiberorienteringsfaktor, se kapittel 2.6.2.

$$\eta_0 = \frac{4}{3}\alpha - \frac{1}{3} \quad \text{for } 0,5 < \alpha < 0,8 \quad (4.9)$$

$$\eta_0 = \frac{2}{3}\alpha \quad \text{for } 0,3 < \alpha < 0,5 \quad (4.10)$$

Den estimerte verdien for fiberorientering er $\alpha = 0,60$, som gir kapasitetsfaktor $\eta_0 = 0,47$. Fra opptellingen av fiber med $\alpha = 0,73$ fås $\eta_0 = 0,64$.

Kapasitetsfaktoren kan brukes til å anslå en teoretisk reststrekkfasthet for stålfiberarmert betong (Døssland et al., 2011, Thorenfeldt, 2003):

$$f_{ft,res} = \eta_0 v_f \sigma_{f,mid} \quad (4.11)$$

hvor $\sigma_{f,mid}$ er middelstrekkspenning i alle fibrer som krysser risset med tilfeldig orientering og forankringslengder, se også kapittel 2.6.2.1. Denne parameteren er i følge Fiberveiledningen sterkt avhengig av betongkvalitet og fibertype, og må bestemmes fra relevante forsøk. Ved kombinerings av ligning 2.12 og ligning 4.11 kan $\sigma_{f,mid}$ beregnes ut i fra målte verdier av f_R fra resultatene:

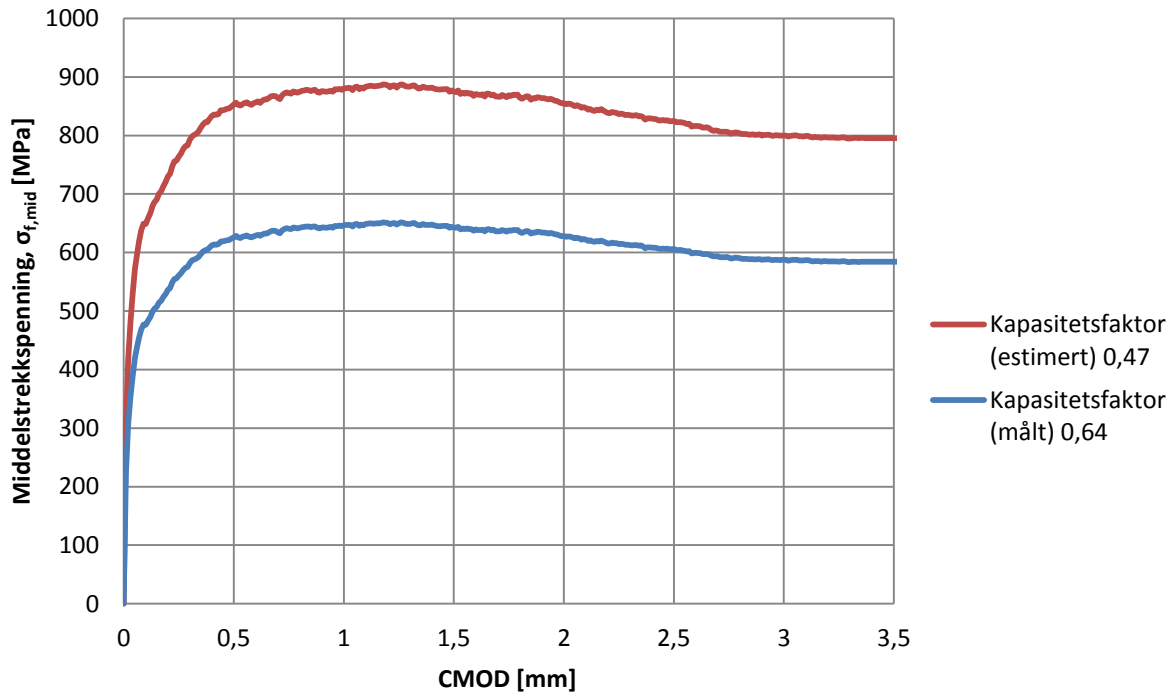
$$\sigma_{f,mid} = \frac{f_{ft,res}}{\eta_0 v_f} = \frac{0,37 \cdot f_R}{\eta_0 v_f} \quad (4.12)$$

Ved uttrekkstester av fiber (pull-out-tester) oppnår stålfibrene normalt høyest strekkspenning rundt 1 mm uttrekk (Sandbakk, 2011), avhengig av fibrenes innstøpningslengde ($l_f/6$ eller $l_f/2$) og betongtype.

I dette tilfellet oppnår stålfibrene høyest middelstrekkspenning rundt 1 mm til 1,5 mm rissvidde, hvor restbøyestrekfastheten gjennomsnittlig er 7,8 MPa. Ved bruk av ligning 4.12 blir maksimum middelstrekkspenning:

$$\sigma_{f,mid} = \frac{0,37 \cdot 7,8}{0,64 \cdot 0,007} = 644 \text{ MPa}$$

Ligning 4.12 kan også brukes til å beregne middelstrekkspenning $\sigma_{f,mid}$ som funksjon av rissvidde. Dette gjøres utfra testresultatene i figur 4.9 og man får en kurve for $\sigma_{f,mid}$ som funksjon av CMOD som vises i figur 4.11.



Figur 4.11: Middelstrekkspenning $\sigma_{f,mid}$ mot CMOD.

Middelstrekkspenningen er sterkt avhengig av kapasitetsfaktoren. Kurvene viser at det er stor forskjell mellom $\sigma_{f,mid}$ for den estimerte og for den målte fiberorienterings- og kapasitetsfaktoren. Den målte fiberorienteringsfaktoren gir et mer reelt bilde av bjelketesten. Det vil si at hvis man kun hadde brukt den estimerte verdien hadde man overkalkulert strekkspenningen i fibrene. For å kunne oppnå lik restbøyestrekfasthet må altså jevnt fordelte fibrer ta opp større strekkspenninger enn ensrettede fibrer. Jo mer ensrettet fiberorientering, desto lavere blir middelstrekkspenningen i stålfibrene.

4.3.2.5 Korreksjon av reststrekfasthet grunnet forskjellig fiberorientering

Se kapittel 2.6.1.2 for nærmere beskrivelse. Reststrekfastheten for den stålfiberarmerte betongen kan nedjusteres for å kompensere for at fiberorienteringen i jetpelene antas å være isotropisk i motsetning til den målte fiberorienteringen i bjelkeprøvene. Dette gjøres på følgende måte (Døssland et al., 2011):

$$f_{ftk,res,2,5,norm} = \frac{f_{ftk,res,2,5} \cdot v_{f,nom}}{v_f(4\alpha - 1)} \quad (4.13)$$

Merk at dette er karakteristiske verdier. v_f er det målte volumforholdet av fiber. Denne antas her å være lik $v_{f,nom}$ som er volumforholdet i henhold til resepten, altså 0,007. Dette gjøres fordi volumforholdet ikke ble kontrollert etter utstøping. Den korrigerede reststrekfastheten ved 2,5 mm CMOD blir dermed:

$$f_{ftk,res,2,5,norm} = \frac{2,2 \cdot 0,007}{0,007 \cdot (4 \cdot 0,73 - 1)} = 1,15 \text{ MPa}$$

og for 0,5 mm CMOD:

$$f_{ftk,res,0,5,norm} = \frac{2,0 \cdot 0,007}{0,007 \cdot (4 \cdot 0,73 - 1)} = 1,04 \text{ MPa}$$

Denne korreksjonen kan også gjøres for den karakteristiske restbøyestrekfastheten. For 0,5 mm CMOD blir denne:

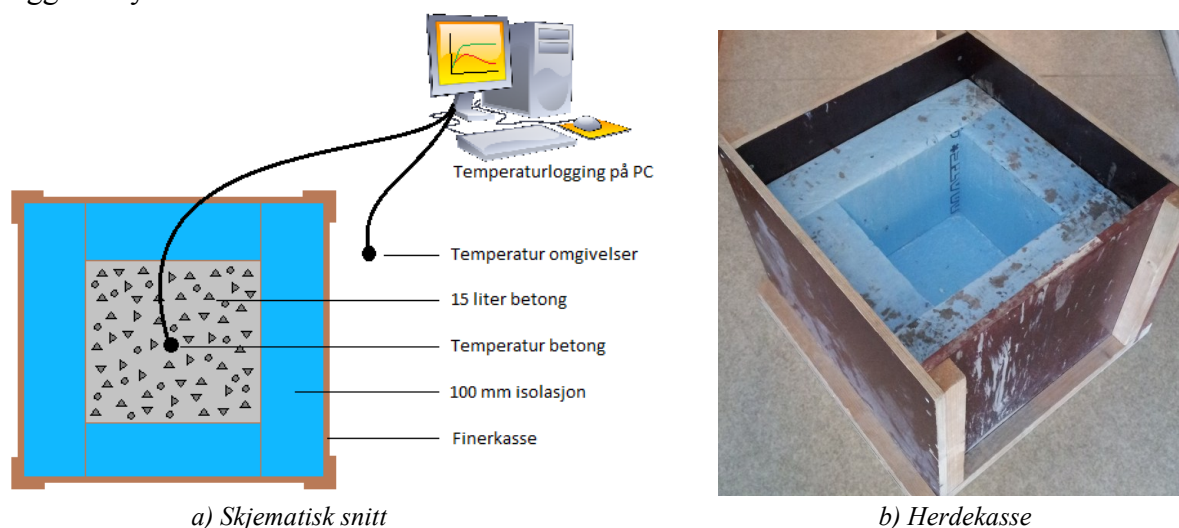
$$f_{Rk,1,norm} = \frac{5,4 \cdot 0,007}{0,007 \cdot (4 \cdot 0,73 - 1)} = 2,8 \text{ MPa}$$

Disse verdiene diskuteres i kapittel 5.3.

4.4 Varmeutvikling

Da den aktuelle referansebetongen inneholder store mengder sement ($>450\text{kg/m}^3$) vil det være naturlig å anta at betongens varmeutvikling er svært høy. Hensikten med dette forsøket var derfor å finne ut om dette stemte og å finne en verdi for den adiabatisk temperaturen og den isothermiske varmeutviklingen. Varmeutviklingen ble bestemt ved bruk av målemetoden omtalt i kapittel 2.3.3.2.

Metoden er regulert av "NS 3657:1993 Betongprøving - Måling av varmeutvikling" og går ut på at betong støpes i en kasse på 14-15 liter. Kassen er isolert med 100 mm tykke isoporvegger i alle retninger. En loggerenhet som plasseres i kassen er koblet til en datamaskin som logger betongtemperaturen samt omgivelsestemperaturen hvert 15. minutt. Loggingen foregikk i syv døgn. Figur 4.12 viser herdekassen og et skjematisk snitt av loggerutstyret.



Figur 4.12: Skjematisk snitt av loggerutstyr og herdekasse. Herdekassen brukes til å bestemme betongens temperaturutvikling

4.4.1 Resultater

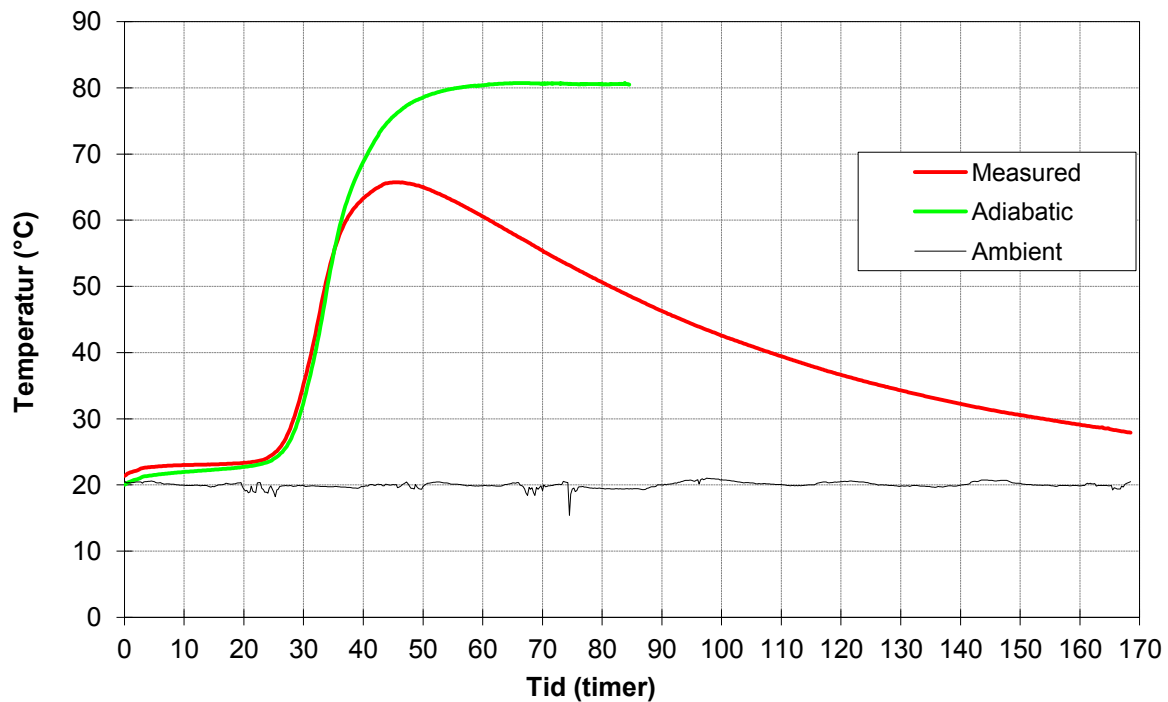
Temperaturutviklingen fra herdekassen er vist i figur 4.13. Her er også den teoretiske adiabatisk temperaturøkningen tegnet inn. Denne er funnet via et regneark, utarbeidet av Sverre Smeplass, Skanska Norge AS, på bakgrunn av betongens densitet, betongens spesifikke varmekapasitet, sementinnhold og adiabatisk varmeutvikling i henhold til ligning 2.10. Den adiabatisk varmeutviklingen er utregnet på bakgrunn av erfaringsdata fra sementen, mens betongens spesifikke varmekapasitet er regnet ut med følgende ligning:

$$C_s = \frac{C_a}{\rho_r} \quad (4.14)$$

hvor: C_s betongens spesifikke varmekapasitet
 C_a betongens spesifikke varmekapasitet per kubikkmeter
 ρ_r betongens densitet

Det antas at betongens tørrstoff har en spesifikk varmekapasitet på 0,8 kJ/kg · K, mens væsken har en spesifikk varmekapasitet på 4,2 kJ/kg · K. Dette gir følgende utregning:

$$C_s = \frac{C_a}{\rho} = \frac{\left(\left(4,2 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \right) \cdot 250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) + \left(\left(0,8 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}} \right) \cdot 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)}{2322 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}} = 1,14 \frac{\text{kJ}}{\text{kg} \cdot \text{K}}$$

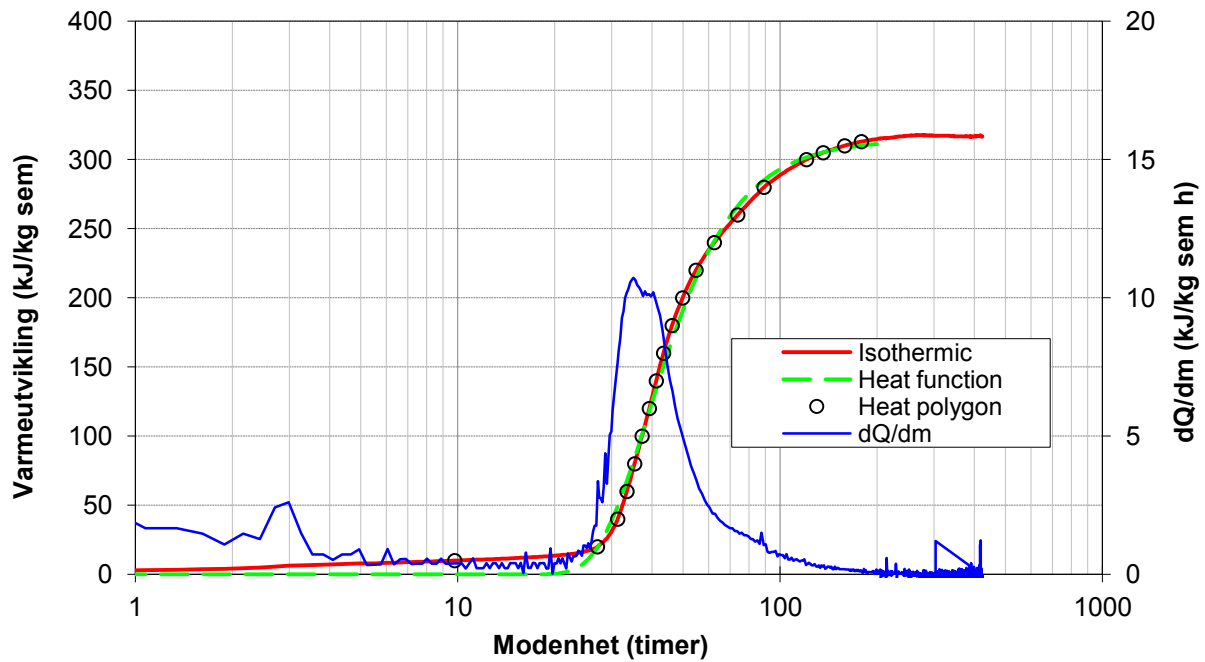


Figur 4.13: Logget temperatur i herdekassen (Measured), logget temperatur på omgivelsene (Ambient) og utregnet adiabatisk temperatur (Adiabatic).

I figur 4.14 presenteres varmeutviklingen plottet mot modenheten. Varmeutviklingen er utregnet fra det samme regnearket, som tar i bruk ligning 2.9. Her er det også benyttet et varmetapstall som gjør at den adiabatisk temperaturen blir konstant etter en viss tid, ved å sette kriteriet at $dQ/dm = 0$ ved høye modenheter. Parametere til varmefunksjonen fra herdekassen er presentert i tabell 4.5, hvor Q_∞ er total varmeutvikling etter uendelig lang tid, τ er retardsjonsparameter og α_c er kurveparameter.

Tabell 4.5: Parametere til varmefunksjonen som settes inn i ligning 2.9

Q_∞	314
τ	38,98
α_c	2,81
Varmetapstall	0,0153

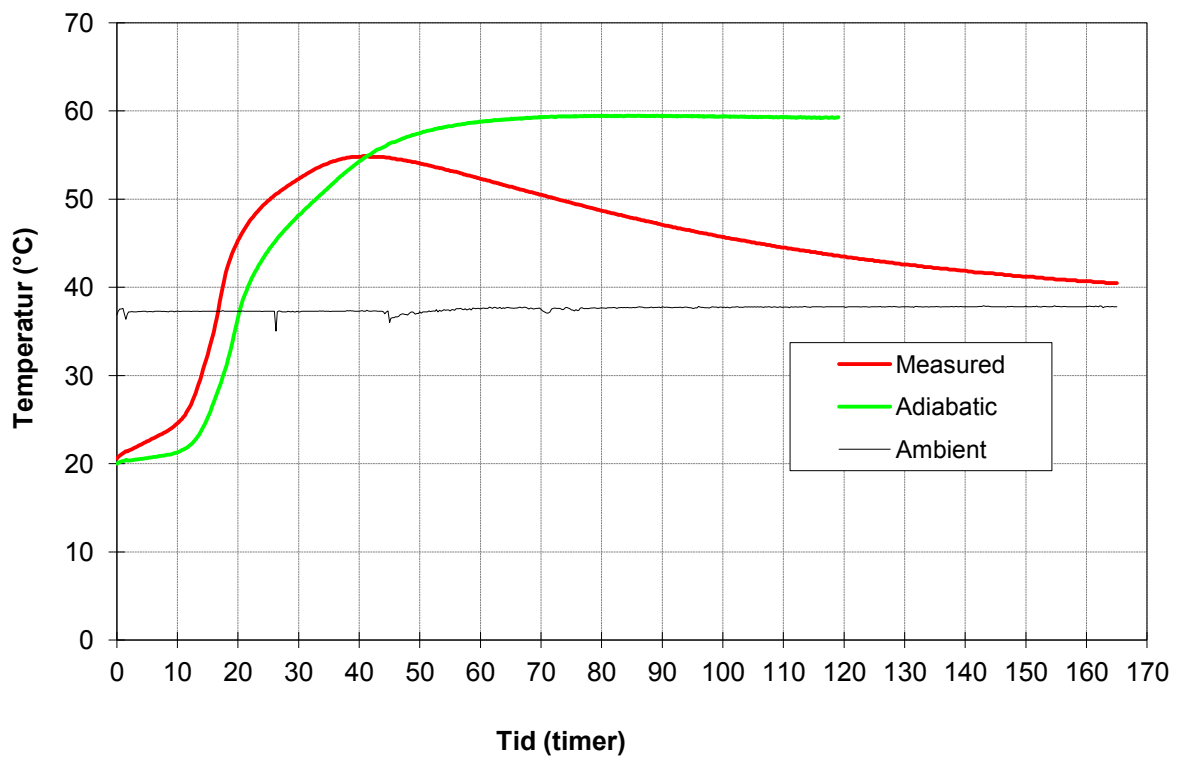


Figur 4.14: Utviklet varme (Isothermic) og stigningstallet til kurven (dQ/dm) plottet mot betongens modenhet.

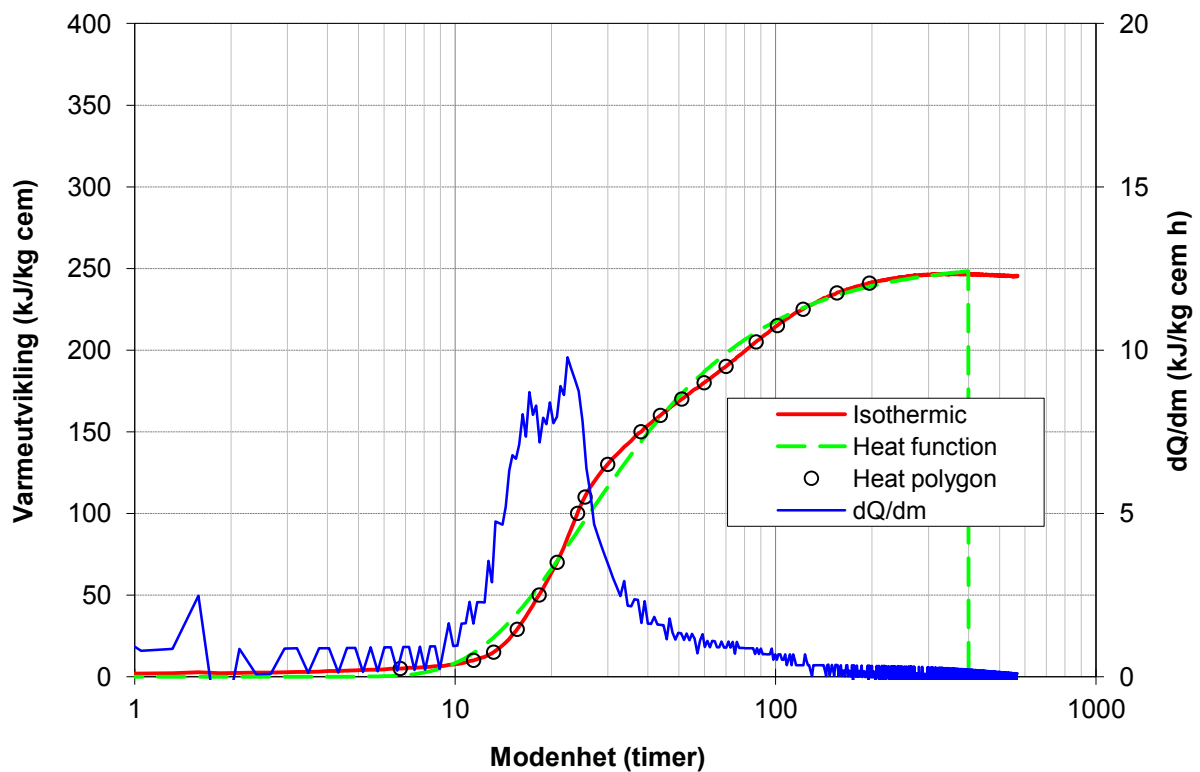
4.4.2 Sammenligning

For å ha en referanse til varmeutviklingen er det valgt å sammenligne referansebetongen med en ordinær B35 konstruksjonsbetong med Norcem Anlegg FA sement. Denne betongen har en lavere varmeutvikling blant annet grunnet et lavere sementinnhold på rundt 350 kg/m^3 samt innhold av flygeaske som reagerer senere i herdeforløpet og fordeler varmeutviklingen over en lengre tidsperiode. Temperaturutviklingen fra herdekassen vises i figur 4.15, mens varmeutviklingen plottet mot modenheten vises i figur 4.16.

Initieringstidspunktet for herdefasen er veldig forskjellig for de to betongene. Dette er blant annet fordi referansebetongen inneholder retarder. Den maksimale varmeutviklingen for den ordinære konstruksjonsbetongen ligger på rundt 250 kJ/kg sement, mens den ligger på i underkant av 320 kJ/kg sement for referansebetongen. Varmeutviklingen for referansebetongen er relativt høy og ved støping av jetpeler vil det bli en stor temperaturdifferanse mellom kjernen og overflaten av pelen. Denne temperaturdifferansen vil føre til overflateriss grunnet indre fastholding (Smeplass, 2012). Dette er derimot ikke altfor alvorlige riss, da de har en tendens til å lukke seg etter at betongen avkjøles.



Figur 4.15: Logget temperatur i herdekassen for en ordinær konstruksjonsbetong.



Figur 4.16: Utviklet varme for en ordinær konstruksjonsbetong.

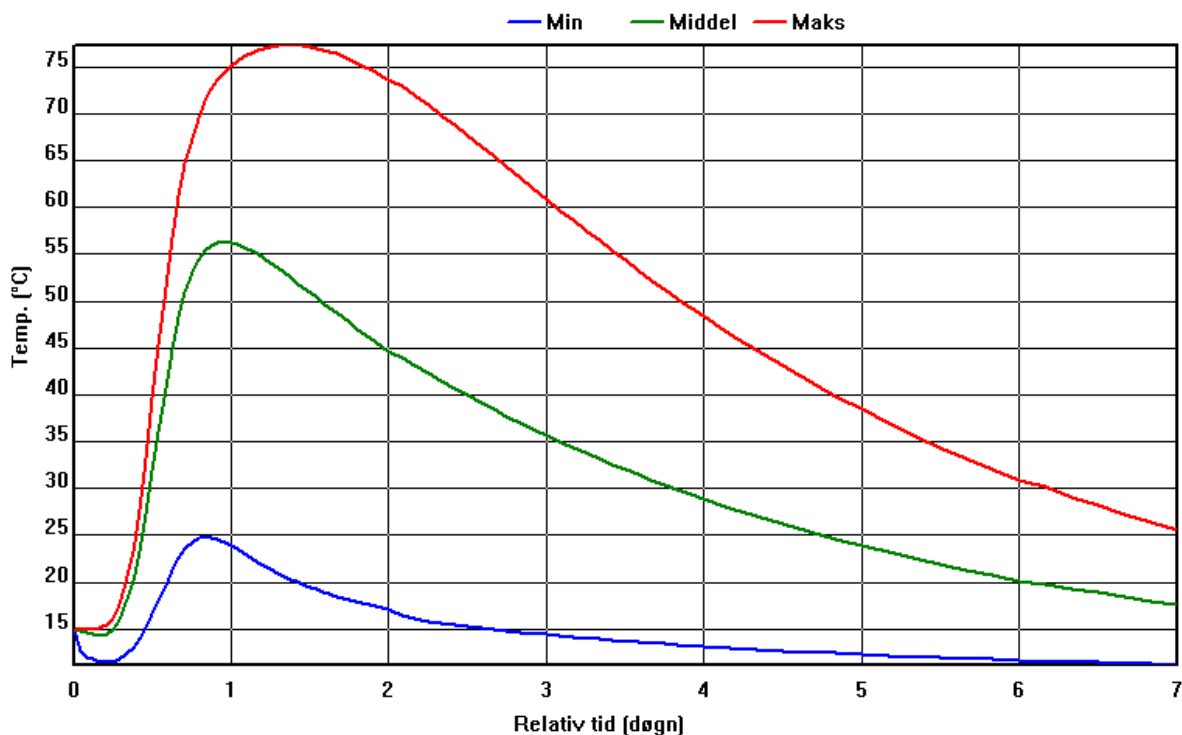
4.4.3 Estimert temperatur i støpt jetpel

Ved bruk av programmet Hett 97 er det mulig å estimere temperaturutvikling under en herdeprosess for en betongstøp med diverse parametere; dimensjon, forskaling, sementtype og -mengde, fasthet, lufttemperatur osv. Det er riktignok ikke en funksjon for betong støpt i våt jord, men ved å velge lignende støpeforhold "over bakken" kan temperaturutviklingen likevel estimeres for en jetpel. Tabell 4.6 viser anvendte verdier:

Tabell 4.6: Input-verdier for temperaturutvikling i Hett 97.

Dimensjoner	Betong	Betong-temperatur start	Forskaling	Vindstyrke	Lufttemperatur
Sirkulær søyle, 1 m radius	Anlegg B35-M45	15 °C	3 mm stål uisolert	Stiv kuling 15 m/s	10 °C

Verdiene i de 3 siste kolonnene i tabell 4.6 skal simulere støpeforholdene; våt og kald jord. I virkeligheten vil den våte jorden bli oppvarmet over tid grunnet temperaturøkningen i betongen. Dette medfører da endrede parametere og mest sannsynlig en varmere betong i ytterkant av pelen enn estimert. Med verdiene i tabell 4.6 produserer Hett 97 en temperaturutvikling som vist i Figur 4.17.



Figur 4.17: Estimert temperaturutvikling for jetpel støpt i bakken, Hett 97. Temperatur i kjernen (Maks), middeltemperatur (Middel) og temperatur i ytterkant (Min). Retardert størkning er ikke medberegnet.

Temperaturutviklingen i senter av pelen når nesten en adiabatisk tilstand med temperatur opp mot 76 °C. Maksimum utregnet adiabatisk temperatur er 81 °C, vist i figur 4.13. Det er en

maksimal temperaturforskjell mellom kjernen og ytterkant på ca. 55 °C etter rundt 1,5 døgn herding. Forsinket størkning på grunn av innhold av retarder er ikke medberegnet i figur 4.17.

Indre fastholding kan føre til riss grunnet betongens termiske utvidelse. Denne termiske utvidelseskoeffisienten vil normalt variere fra $0,7 - 1,2 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ for vanlige tilslag avhengig av fuktinnhold og modenhet. For en røff utregning er det vanlig å anta et gjennomsnitt for den termiske utvidelseskoeffisienten (α_θ) på $1,0 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ for betong (Smeplass, 2003a).

Sonen med middeltemperatur er i nøytral tøyningstilstand mens ytterkanten med minimumstemperatur er i strekk. Temperaturforskjellen her er maksimalt 33 °C. Temperaturindusert tøyning blir da:

$$\varepsilon_\theta = \alpha_\theta \cdot \Delta T = 1,0 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}} \cdot 33^\circ\text{C} = 3,3 \cdot 10^{-4} = 0,33 \text{ ‰}$$

Hvis det antas at elastisitetsmodulen for betongen er 15 000 MPa på det gitte tidspunkt, fås følgende strekkspenning i ytterkant av jøpeltverrsnittet:

$$\sigma_t = E \cdot \varepsilon_\theta = 15000 \text{ MPa} \cdot 3,3 \cdot 10^{-4} = 4,95 \text{ MPa}$$

Merk at dette kun er antatte verdier. Hett 97 estimerer en trykkfasthet på ca. 16 MPa i ytterkanten på det samme tidspunktet som denne temperaturdifferansen. Dette gir en strekkfasthet på rundt 1-2 MPa. Det er altså en større strekkspenning enn strekkfasthet på dette tidspunktet. Temperaturdifferansen vil derfor føre til overflateriss grunnet indre fastholding. Men med tilstedeværelse av stålfiber vil slike riss kunne reduseres i vidde, men ikke fjernes helt.

4.5 Sammendrag av resultater

Trykkfastheten for betongblandingene ble bestemt ved hjelp av en én-aksiell trykkprøvemaskin på terninger med dimensjonene 100x100x100 mm. Terningtrykkfastheten for alle blandningene ved 28 døgn lå rundt 54-55 MPa. Av den grunn havnet alle prøvene i samme fasthetsklasse; B35, etter omgjøring til karakteristisk trykkfasthet.

Bjelketesten, NS-EN 14651, måler momentkapasiteten før og etter riss. Momentkapasiteten brukes så til å finne bøyestrekfasthet og restbøyestrekfasthet som er beregnet utfra en lineær spenningsfordeling gjennom tverrsnittet. Disse verdiene er derfor fiktive.

Mellom referansebetongen og basaltfiberbetongen var det veldig liten forskjell i bøyestrekfasthet (figur 4.6), og gjennomsnittlig proporsjonalitetsgrense varierte kun med 0,5 MPa fra laveste til høyeste verdi (4,1 MPa for 0,12 vol% fiber til 4,6 MPa for 0,31 vol% fiber). Basaltfibrene ga ingen fastning og betongen oppførte seg som referansebetongen etter riss.

0,7 vol% stålfiber økte proporsjonalitetsgrensen fra 4,2 MPa til 5,6 MPa og ga deretter god fastning (figur 4.7 og figur 4.9). Restbøyestrekfasthetene ved ulike rissvidder var som følger: $f_{R,1} = 7,5 \text{ MPa}$, $f_{R,2} = 7,9 \text{ MPa}$, $f_{R,3} = 7,5 \text{ MPa}$ og $f_{R,4} = 7,1 \text{ MPa}$. Klassifisering for

karakteristisk resttrekkfasthet ved 0,5 mm og 2,5 mm CMOD ga klasse R2,0, i samsvar med Fiberveiledningen. Stålfiberbetongen fikk dermed klassen B35-R2,0. Maksimum middelstrekkspenning for stålfibrene på tvers av risset ble beregnet til 644 MPa. Det er altså god heft mellom stålfibre og matriks.

Parameterne som ble brukt til å finne betongens varmefunksjon var en retardasjonsparameter på 38,98 timer, en kurveparameter på 2,81 samt en total varmeutvikling på 314 kJ/kg. Varmetapstallet var 0,0153. Maksimal varmeutvikling er relativt høyt og vil skape temperaturgradienter som gir overflateriss i konstruksjoner av en viss størrelse grunnet indre fastholding. Rissene vil likevel ikke ha noen påvirkning på de store jetpelene, og de har en tendens til å lukke seg etter avkjøling av betongen.

5 Analyse og diskusjon

I dette kapittelet blir resultatene analysert og diskutert. Aktuelle feilkilder for testene og beregningene blir belyst. Her sammenlignes også kvaliteten på den stålfiberarmerte betongen med en lignende betong med likt fiberinnhold.

5.1 Fersk betong

5.1.1 Resultater

Resultatene for betongens egenskaper i fersk tilstand var til en viss grad forutsett. Innholdet av AUV-stoff og det høye matriksvolumet ga en betong med gode flyteegenskaper, men som samtidig var stabil og veldig seig (tykttflytende og viskøs). Hvilken effekt fibre ville ha på betongen var noe usikkert men det viste seg fort at basaltfibre hadde en enorm innvirkning på betongens flyteegenskaper. Ved kun 15 kg/m^3 (0,58 vol %) ble betongen såpass hemmet at det måtte bli tatt i bruk vibrator om betongen skulle kunne brukes. Maksimal mengde basaltfiber som ga akseptable egenskaper var 10 kg/m^3 (0,38 vol %), det ble da brukt en maksimaldosering av SP-stoff på 2 % av sementvekt.

Resultatene fra blandingen med stålfiber var ikke like overraskende. En mengde på 0,7 vol%, som for øvrig er tilfredsstillende som minimumsarmering (se kapittel 5.3.4), ga gode flyteegenskaper med tendenser til at fibre stod igjen i et skjelett i midten. De fleste fibre fulgte imidlertid med helt ut til kanten, ergo en god stabilitet som beskrevet i kapittel 2.5.1. Ved blandingen med stålfiber ble det ikke brukt ytterligere mengde SP-stoff.

Densitet og luftinnhold var også som forventet. Densiteten gikk litt ned desto mer basaltfiber som ble tilsatt, mens luftinnholdet gikk opp. Når det gjelder stålfiber gikk densiteten litt opp og luftinnholdet litt ned.

5.1.2 Årsaker

Årsakene til at betongen blir såpass "hemmet" av basaltfibre ligger nok først og fremst i fibrenes størrelse. Fiberprodusenten oppgir at fibre ikke absorberer vann slik som overflater i sand og stein i tilslaget. I proporsjoneringen er dette en viktig post for å beregne redusert fritt vann. Basaltfibrenes minimale diameter ($16 \mu\text{m}$) gir derimot et stort overflateareal på hele $96 \text{ m}^2/\text{kg}$, som er 170 ganger større enn stålfibre. Dette gir antageligvis store overflatespenninger mot vann og sement som dermed bindes til overflaten av basaltfibre og gir betongen en lavere synk.

5.2 Basaltfiber (monofilament)

5.2.1. Resultater

Trykkfastheten for betongen med basaltfiber var som forventet, den endret seg veldig lite fra referansebetongen og alle havnet i samme fasthetsklasse. Dette er normalt.

Resultatene for bøyestrekfasthet med innblanding av basaltfiber er ikke veldig oppsiktsvekkende. Av gjennomsnittverdiene gitt i tabell 4.1 er det betongen med 8 kg basaltfiber (0,31 vol%) som peker seg ut som den beste blandingen. Men ved å se på resultatene for hver enkelt prøve observerer man eksempelvis at referansebetongen i prøve 1-1 har høyere bøyestrekfasthet enn prøve 4-1, med 8 kg basaltfiber. Det er altså stor spredning i resultatene hvor enkeltprøver avviker mye fra gjennomsnittet. Effekten av fibre på bøyestrekfastheten ved proporsjonalitetsgrensen er derfor neglisjerbar ved alle de utprøvede fibermengdene i denne betongen.

5.2.2. Årsaker

Av kapittel 2.4.1 er det å forstå at korte og små fibre påvirker proporsjonalitetsgrensen og lange fibre på tvers av riss påvirker restbøyestrekfastheten i en positiv retning (Rossi, 2001). Dette er ikke tilfellet for basaltfibre i blanding 2 til 5 (kapittel 3.7). Mulige årsaker for den neglisjerbare effekten av basaltfibre kan være:

- Basaltfibre tilstedeværelse innkapsler mer luft i forhold til referansebetongen, som gir matriksen et mindre tverrsnittsareal og gjør den svakere.
- I blandeprosessen blir basaltfibre (24 mm) brutt til kortere fibre (<24 mm) som betyr kortere forankringslengder på hver side av risset.
- Dårlig heft mellom sementpastaen og basaltfibre.

I tabell 3.1 kan man observere, utfra testene på den ferske fiberbetongen, et økende luftinnhold ved økt fibermengde. Minimumskravene til synkutbredelse viste seg å være dimensjonerende for den maksimale fibermengden ($\approx 0,4$ vol%). Fibrenes eventuelle positive effekt på bøyestrekfasthet, som funksjon av fibermengde, blir i dette tilfellet antageligvis utlignet med luftinnholdets negative effekt.

Blandeprosessen og forbehandlingen av den ferske betongen er forsøkt å være så lik som mulig den virkelige prosessen før og på byggeplass. Fibrene må derfor kunne tåle å bli omrørt mye i den ferske betongen, uten å miste sin form. Hvis dette ikke er tilfellet for basaltfibre er dette ugunstig. Det ble ikke gjort forsøkt på å måle fiberlengden etter blanding/omrøring grunnet de små dimensjonene.

For å undersøke heft mellom betong og fiber er uttrekkstester (pull-out) den mest egnede metoden. Etter omfattende søking er det likevel ukjent om dette er gjort for basaltfibre. Maksimumspenning som basaltfibre kan oppnå grunnet heft er derfor også ukjent.

5.2.3. Sammenligning av resultater fra andre rapporter.

I dette kapittelet sammenlignes resultatene for basaltfiber utprøvd i denne oppgaven med to andre rapporter fra 2009 og 2011, utarbeidet i Ukraina for basaltfiberprodusenten Technobasalt. Grunnen til dette er at disse rapportene viser mer positive resultater. Betongene som ble testet i disse rapportene var av B20-kvalitet for førstnevnte og B25- og B30-kvalitet for sistnevnte.

Rapportene og deres resultater blir først presentert hver for seg, for så å bli sammenlignet. Testene ble gjort først og fremst for å undersøke mulighetene for å øke betongens bøyestrekfasthet.

5.2.3.1 Rapport fra 2009 (*Klimov and Piskun, 2009*)

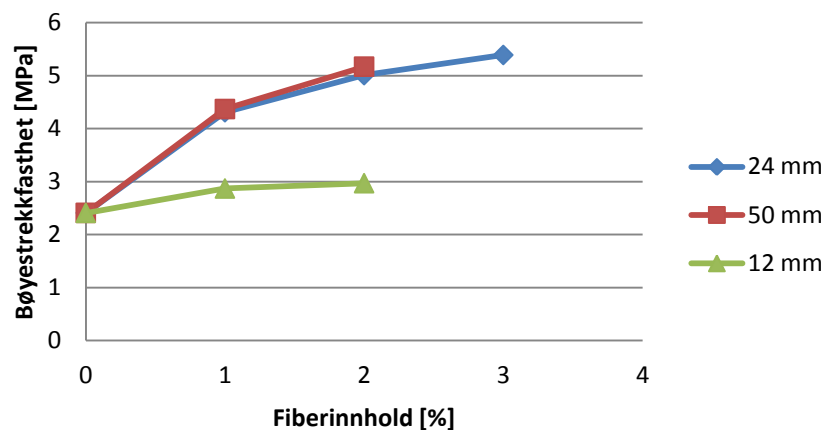
I de første testene utført i den tidligste fasen av undersøkelsene rundt basaltfibrene ble det brukt fiberinnhold i betongen som var tilnærmet lik de vanlige volumprosentene av stålfiber (det vil si rundt 1 vol%). Med testene ønsket man å finne den mest effektive fibermengden og fiberlengden som ga høyest bøyestrekfasthet. Det ble derfor testet 3 forskjellige lengder av basaltfiber (12, 24 og 50 mm) og 3 forskjellige fibermengder (1, 2 og 3 vekt% av tørt materiale i betongen; sement og tilslag). Betongen som ble produsert var en finkornet betong med Portland blast-furnace sement og elvesand. I rapporten er det ikke oppgitt selve resepten, men det oppgis at sement-sand forholdet var 1 til 3.

Rekkefølgen i blandingsprosessen var tørrblanding med sement og sand først, deretter basaltfiber, og til slutt vann. Betongen ble så utstøpt i former og komprimert på et vibrasjonsbord. Bjelkene som ble brukt i bøyestrektesten var 100x100x400 mm.

Det ble støpt 5 bjelker per blanding for å gi en gjennomsnittlig verdi i testene. Prøvene herdet i 28 døgn før de ble testet. Dimensjonene på bjelken og oppsettet for lastpåføringen var ulikt det beskrevet i NS-EN 14651. Lasten ble påført som to punktlaster i tredelspunktene, som skaper et uniformt moment på midtre del av bjelken. Oppsettet har likhetstrekk med NSBT, men dimensjonene på bjelken er ikke de samme. Bøyestrekkspenningen ble regnet lineært fordelt gjennom tverrsnittet. Lasten ble økt kontinuerlig med en hastighet på 0,05 MPa bøyestrekkspenning per sekund til brudd. Av trykkprøver viste det seg at betongkvaliteten var i overensstemmelse med en B20 styrkeklasse.

Tabell 5.1: Oversikt over blandinger og resultater fra rapporten i 2009 (Klimov and Piskun, 2009).

Fiberlengde	Antall tester	w/c	Fiberinnhold [%]	Gj.snittlig bøyestrekfasthet [Mpa]	Prosentvis økning av styrke
0	5	0,50	0	2,41	-
12	5	0,45	1	2,87	119 %
	5	0,50	2	2,97	123 %
24	5	0,45	1	4,31	179 %
	5	0,50	2	5,01	208 %
	5	0,55	3	5,39	224 %
50	5	0,45	1	4,37	181 %
	5	0,50	2	5,17	215 %



Figur 5.1: Fiberinnhold (som vektprosent av sement og sand) mot maksimum bøyestrekfasthet.

Det er altså liten forskjell på effekten mellom fibrene på 24 mm og 50 mm som vist i figur 5.1. Det er derfor valgt å fokusere på fibrene på 24 mm, ettersom det er denne lengden som er brukt i denne oppgaven.

Fiberinnholdet er i rapporten angitt som vektprosent av sement og sand. Dette er vanskelig å sammenligne direkte med volumprosent fiber eller vekt av fiber i 1 m³ betong. Siden rapporten ikke oppgir resepten er det derfor blitt gjort et forsøk på å beregne tilnærmede mengder av hvert materiale ved å anta følgende densiteter:

Sement: 3100 kg/m³
 Sand: 2650 kg/m³
 Basaltfiber: 2600 kg/m³
 Vann: 1000 kg/m³

Ved å sette opp en likning for volumandeler i 1 m³ får man:

$$\frac{v}{1000} + \frac{c}{3100} + \frac{s}{2650} + \frac{f}{2600} = 1$$

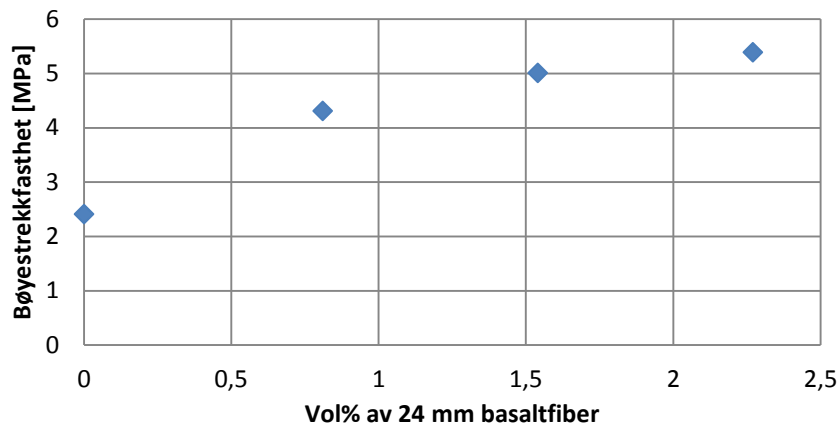
hvor v er vannvekt, c er sementvekt, s er sandvekt og f er fibervekt. Det neglisjeres eventuelle tilsetningsstoffer og pozzolaner som ikke er nevnt i rapporten. Ved å sette inn w/c-tall, sement-sand-forhold på 1 til 3, og fiberinnhold i vektprosent av sement og sand fås følgende resepter for blandingene med 24 mm basaltfiber:

Tabell 5.2: Antatte mengder av hvert materiale i 1 m³ fersk betong.

Fiber-lengde	Fiber-innhold [%]	w/c	Sement [kg]	Sand [kg]	Vann [kg]	Matriks-volum [l/m ³]	Fiber [kg]	Volum-prosent fiber [%]
24	1 ¹	0,45	521	1563	234	402	21	0,81
24	2 ¹	0,5	504	1512	252	397	40	1,54
24	3 ¹	0,55	488	1464	268	391	59	2,27

¹ Vektprosent av sement og sand

Så utfra denne forenklingen er det tydelig at det er nokså høye volumprosent av fiber som er brukt. Fra blanderesultatene i kapittel 3 var maksimalt basaltfiberinnhold ca. 0,4 vol%. Dette impliserer derfor at betongen brukt i rapporten fra 2009 må ha hatt en lav synk og en lav utbredelse, som muligens har vært grunnen til komprimering av betongen i formene på vibrasjonsbord. Ved bruk av volumprosentene og de respektive bøyestrekfastheter fås relasjonen vist i figur 5.2.



Figur 5.2: Bøyestrekfasthet mot vol% av 24 mm basaltfiber. 0 vol% tilsvarer referansebetong B20 (finkornet tilslag, sand).

Rapportens konklusjon om basaltfiber for denne B20-betongen er:

- 12 mm fiber gir ingen endring i bruddoppførsel, det vil si sprøtt brudd, men bøyestrekfastheten økes ca. 1,2 ganger.
- 24 mm og 50 mm fiber gir plastisk deformasjon, duktilitet. Første riss skjer ved 0,75 til 0,85 ganger bruddlast.
- Med 24 mm og 50 mm fiber økes bøyestrekfastheten med 1,79 til 2,24 ganger.

Last (bøyespennning) mot nedbøyning (CMOD) ble ikke registrert ved dette forsøket, kun last. Dette ville vært interessant for å kunne se når betongen risser og om man får fastning. Det ville også gitt viktige verdier for sammenlikning. Informasjonen i konklusjonspunkt nr. 2 gir at bøyestrekkspenning ved riss (LOP) er mellom 3,9 MPa og 4,6 MPa for 50 mm og 24 mm fiber. Det er likevel større enn bøyestrekkefastheten til referansebetongen som var 2,41 MPa. Det vil si at LOP øker ved innblanding av de lange fibre. Merk at dette er middelverdier og ikke karakteristiske verdier.

5.2.3.2 Rapport fra 2011 (Palchik and Smeshko, 2011)

I de siste testene utført tidlig i 2011 ble det lagt vekt på å undersøke effekten av et mye mindre fiberinnhold i betongen enn ved de første testene i 2009. Figur 5.2 viser at det er et stort gap mellom verdiene for referansebetongen og verdiene for betongen med et fiberinnhold på rundt 0,8 vol%. Antagelse av en lineær sammenheng mellom disse punktene vil muligens være feil. Undersøkelse av fibermengder i dette gapet er derfor interessant.

Det ble derfor undersøkt bøyestrekkefastheter med fiberinnhold fra 1 til 6 kg basaltfiber per kubikkmeter betong (tilsvarer 0,038 til 0,231 vol%). Det ble undersøkt tre forskjellige betongtyper; B25, B30 og en M100 sementløsning. I B25- og B30-betongene ble det brukt sand og knust stein med kornfordeling 5-10 og 10-20 mm. Resept og masseforhold er merkelig nok ikke oppgitt i rapporten. Både 12 mm og 24 mm basaltfiber ble brukt men her blir det fokusert på 24 mm. Rekkefølgen i blandingen var tørrblanding med sement og tilslag først, deretter basaltfiber, og til slutt vann. Prøvene ble så utstøpt i former og komprimert på et vibrasjonsbord.

For bøyestrekktestene ble det støpt bjelker med dimensjonene 100x100x400 mm (likt som den første testen i 2009). For trykktestene ble det støpt terninger på 100x100x100 mm. For hver blanding ble det støpt tre prøver. Resultatene vises i tabell 5.3.

Tabell 5.3: Oversikt over resultater og fiberinnhold i de forskjellige testene.

Betong-kvalitet	Fiberlengde [mm]	Antall tester	Fiber-innhold [kg]	Fiber-innhold [vol%]	Gj.snittlig bøyestrekfasthet [MPa]	Prosentvis økning av styrke	Gj.snittlig trykkfasthet [Mpa]
B25	0	3	0	0	3,34	-	31,8
	24	3	1	0,038	3,39	101 %	32,4
		3	2	0,077	3,71	111 %	34,7
		3	3	0,115	3,90	117 %	35,0
		3	4	0,154	4,11	123 %	35,4
		3	5	0,192	4,32	129 %	36,2
		3	6	0,231	4,14	124 %	34,3
B30	0	3	0	0	3,83	-	36,2
	24	3	1	0,038	4,63	121 %	40,2
		3	2	0,077	4,68	122 %	41,9
		3	3	0,115	4,84	126 %	40,5
		3	4	0,154	4,93	129 %	39,4
		3	5	0,192	4,31	113 %	37,8
		3	6	0,231	4,22	110 %	35,6
M100	0	3	0	0	3,10	-	11,0
	24	3	0,6	0,023	3,91	126 %	15,4
		3	0,9	0,035	4,26	137 %	15,6
		3	1,2	0,046	4,38	141 %	13,8
	12	3	0,6	0,023	4,47	144 %	14,8
		3	0,9	0,035	4,58	148 %	17,4
		3	1,2	0,046	3,81	123 %	15,8

Det var altså mest effektivt å tilsette 5 kg basaltfiber per kubikkmeter betong (0,192 vol%) for B25, som ga en styrkeøkning på 29 %. For B30-betongen var det mest effektivt å tilsette 4 kg basaltfiber per kubikkmeter betong (0,154 vol%). Ved disse lave mengdene av fiber var strekkfastheten veldig sensitiv til endring av fiber-innholdet. En økning fra 5 kg fiber til 6 kg fiber ga en nedgang i styrken, noe som ikke er helt intuitivt.

Rapportens konklusjon om basaltfiber var følgende:

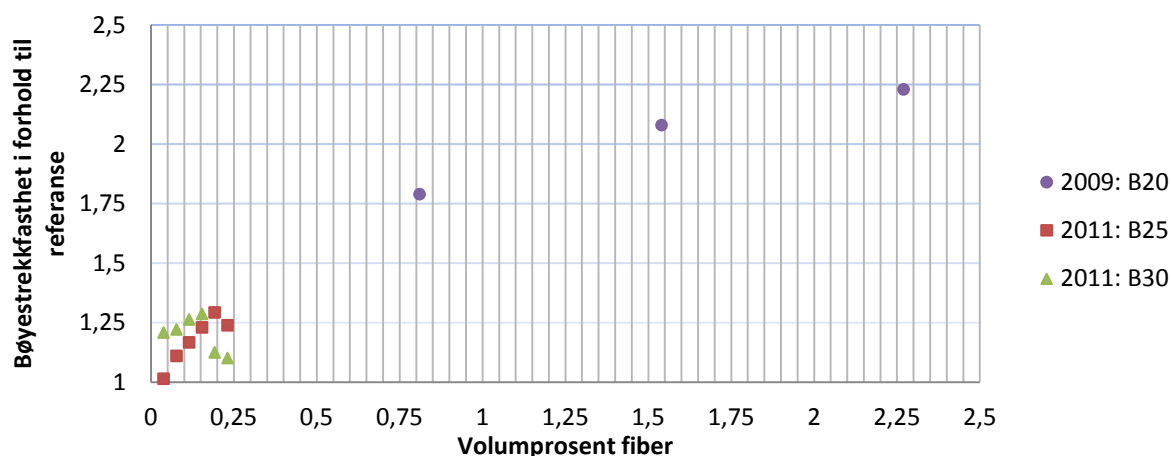
1. Tilsetting av 1 til 5 kg fiber i en B25-betong økte bøyestrekfastheten opp til 29 %. Trykkfastheten økte med 14 %.
2. Tilsetting av 1 til 4 kg fiber til en B30-betong økte bøyestrekfastheten opp til 29 %. Trykkfastheten økte med 9 %.
3. Tilsetting av 0,6 til 0,9 kg av 12 mm fiber til en M100 sementløsning økte bøyestrekfastheten opp til 48 %. Trykkfastheten økte med 58 %. Tilsetting av 0,6 til 1,2 kg av 24 mm fiber til en M100 sementløsning økte bøyestrekfastheten opp til 41%. Trykkfastheten økte med 25 %.

5.2.3.3 Sammenlikning av testene fra 2009 og 2011 med resultater i kapittel 4.3

Det er store forskjeller på resultatene presentert i kapittel 4.3 og resultatene fra disse to rapportene. Begge rapportene konkluderer med økt bøyestrekfasthet ved tilsetning av fiber, i motsetning til resultatene i kapittel 4.3.

Om resultatene i testen fra 2009 sammenlignes med resultatene fra 2011 er det tydelig at 0,8-2,3 vol% basaltfiber (24 mm) for B20 er mye mer effektivt enn 0,192 vol% for B25 og 0,154 vol% for B30. På grunn av ulik betongsammensetning i de forskjellige testene er det derimot ikke riktig å sammenlikne disse direkte, men det gir en pekepinn på styrkeegenskapene.

Testmetoden for bøyestrekking brukt i disse rapportene er ulik NS-EN 14651. Det er også brukt vibrering av fersk betong i bjelkeformene som mest sannsynlig har forårsaket en mindre porøs betong. Fibervolumene og matriksvolumene i testen fra 2009 antyder en lav synk og synkutbredelse i forhold til resultatene i tabell 3.1. På grunn av vibreringen var det mulig med de høye fibervolumene siden betongen ikke trengte å være selvkomprimerende.



Figur 5.3: Volumprosent av fiber mot bøyestrekfasthet i forhold til referansebetongens styrke.

Figur 5.3 viser en sammenlikning av resultatene i de to rapportene med forskjellige fiberinnhold. Merk at fiberinnholdet for B20-betongen er beregnet utfra antydninger i resepten. Det er tett med tester ved lave fibervolum, men det er et stort gap fra 0,23 vol% og opp til 0,81 vol%. De høyeste fiberinnholdene som eksperimentelt var mulig i prøveblandingene i denne oppgaven (se tabell 3.1), som tilfredsstilte utbredelseskravene, var 0,31 og 0,38 vol% basaltfiber. Disse verdiene ligger i dette gapet, men som forklart i kapittel 5.2.1 er effekten av basaltfibrene neglisjerbar i denne betongen. Det er derfor vanskelig å finne en sammenheng mellom bøyestrekfasthet og fiberinnhold.

Det stilles spørsmålsteget ved utførelsen av disse rapportene og ved den store forskjellen i fasthet for de små fiberinnholdene. Resepter og alle resultater er ikke oppgitt i rapportene, så det er vanskelig å tolke disse resultatene videre.

5.3. Stålfiber

5.3.1. Resultater

Stålfibrene hadde en overraskende god effekt på betongens bøyestrekfasthet. Fibrene økte proporsjonalitetsgrensen i tillegg til å gi sterk fastning frem til ca. 1 mm CMOD. Dette gjaldt for alle tre bjelkeprøvene med stålfiber.

I bjelketesten NS-EN 14651 bidrar forskalingsveggene til en økt fiberorienteringsfaktor i bjelkens lengdeakse. Dette gir en høyere restbøyestrekfasthet enn ved isotropisk orienterte fibrer men samtidig mindre spredning av testresultater i forhold til NSBT (Sandbakk, 2011). Denne effekten kan man derimot ta hensyn til ved å redusere reststrekfastheten, som vist i kapittel 4.3.2.5. Men denne metoden er ennå ikke i bruk (Kanstad, 2012). I stedet benyttes det her de karakteristiske verdiene for restbøyestrekfasthet og reststrekfasthet som omgjøres til dimensjonerende verdier som forklart i kapittel 2.6.1.1.

Ved dimensjonering for diverse rissvidder ut i fra resultatene presentert i kapittel 4.3.2, fås de dimensjonerende verdiene vist i tabell 5.4:

Tabell 5.4: Karakteristiske og dimensjonerende restfastheter.

Rissvidde [mm]	Karakteristisk restbøyestrek- fasthet, $f_{Rk,i}$ [MPa]	Dimensjonerende restbøyestrek- fasthet, $f_{Rd,i}$ [MPa]	Dimensjonerende reststrek- fasthet, $f_{ftd,res}$ [MPa]
CMOD1 = 0,5	5,4	3,6	1,3
CMOD2 = 1,5	6,3	4,2	1,6
CMOD3 = 2,5	5,9	3,9	1,5
CMOD4 = 3,5	5,2	3,5	1,3

For en rissvidde på 0,5 mm er altså den dimensjonerende restbøyestrekfasthet $f_{R,1} = 3,6$ MPa, og den dimensjonerende reststrekfastheten $f_{ftd,res,0,5} = 1,3$ MPa.

5.3.2. Middelstrekspenning i stålfibrene

Beregning av middelstrekspenning (kapittel 2.6.2.1 og kapittel 4.3.2.4) gjør det mulig å undersøke hvor god heft og spenningsoverføring det er mellom stålfiber og betong, altså hvor stor gjennomsnittlig spenning det er i fibre med tilfeldig fordelte forankringslengder og retninger på tvers av et riss. Disse verdiene kan sammenlignes med resultater fra pull-out-tester. Middelstrekspenningen er sterkt avhengig av kapasitetsfaktoren, som kan variere mye fra prøve til prøve. Resultatet fra bjelketesten var en beregnet maksimum middelstrekspenning på $\sigma_{f,mid} = 644$ MPa rundt 1 mm CMOD for en kapasitetsfaktor på 0,64. Sammenlignet med resultater presentert av Sandbakk (2011) er dette en nokså gjennomsnittlig verdi for fiberspenning ved pull-out-tester i betong med sylindetrykkfasthet på over 50 MPa. Det vil si at fibrene i blanding 6 oppnår høye strekspenninger med tanke på at det er tilfeldige forankringslengder og delvis plan fiberorientering. For sammenlikning av blanding 6 med en liknende betong utprøvd av Sandbakk (2011), se kapittel 5.4.

5.3.3. Sammenlikning med fasthet i Eurokode 2 (uten fiber).

Referansebetongen og blanding 6 ble i trykktestene klassifisert som B35. Om betongproduksjonen er i samsvar med NS-EN 206-1 kan tabell 3.1 i Eurokode 2 benyttes for bestemmelse av midlere og karakteristisk strekkfasthet; henholdsvis $f_{ctm} = 3,2$ MPa og $f_{ctk,0,05} = 2,2$ MPa. Ved dimensjonering av et betongtverrsnitt (uarmert) uten hensyn til fiber vil dimensjonerende strekkfasthet bli (se ligning 2.5):

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,8 \cdot 2,2 \text{ MPa}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

Den er altså litt lavere enn dimensjonerende reststrekkfasthet ved 0,5 mm rissvidde for stålfiberbetongen.

Midlere bøyestrekfasthet for armerte betongdelers kan bestemmes etter ligning 3.23 i Eurokode 2:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} \quad (5.1)$$

Denne gjelder for stangarmerte tverrsnitt. Med dimensjonene i bjelketesten NS-EN 14651 og en forenklet antagelse om at betongen er minimumsarmert etter Eurokode 2 blir bøyestrekfastheten 1,48 ganger større enn strekkfastheten, med $h = 125$ mm. Regelen gir kun positivt bidrag til bøyestrekfastheten når $h < 600$ mm. Midlere bøyestrekfasthet blir $f_{ctm,fl} = 4,7$ MPa og den karakteristiske bøyestrekfastheten blir $f_{ctk,fl} = 3,2$ MPa for klasse B35. Dette stemmer noenlunde med resultatene i bjelketesten, hvor den midlere bøyestrekfasthet ved proporsjonalitetsgrensen var $f_{ct,L}^f = 4,3$ MPa for referansebetongen (uarmert).

Dimensjonerende verdi for bøyestrekfasthet for klasse B35 med dimensjonene i bjelketesten blir da $f_{ctd,fl} = 2,7$ MPa, med antagelse av minimumsarmering. Denne verdien nærmer seg derimot $f_{ctd} = 1,2$ MPa jo større tverrsnittshøyde. Det er altså en lavere verdi enn for den stålfiberarmerte betongen, hvor dimensjonerende restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm rissvidde er $f_{R,1} = 3,6$ MPa. Man ser da tydeligere egnetheten til stålfibrene.

5.3.4. Stålfiber som minimumsarmering

Tanken bak minimumsarmering er at kapasiteten til tverrsnittet etter riss skal være minst like stor som kapasiteten før riss (Sandbakk, 2011), som forklart i kapittel 2.6.3. Med tanke på bjelketesten NS-EN 14651 betyr det at $f_{R,i}$ må være større enn $f_{ct,L}^f$ for alle rissvidder. Dette er tilfellet for den utprøvde stålfiberbetongen (tabell 4.3). Det vil si at fibrene tilfredsstiller kravet til minimumsarmering. Kurven for bøyestrek går aldri lavere enn proporsjonalitetsgrensen ved større CMOD.

Det er også vist av Sandbakk (2011) at 0,7 vol% stålfiber er nok til å tilfredsstille kravet for minimumsarmering. En betongbjelke med konvensjonell armering ble testet og sammenliknet med en betongbjelke med stålfiber. Armeringsjernet som ble brukt som minimumsarmering

var Ø8 mm. Dette tilsvarer ca. to ganger minimumsarealet etter Eurokode 2. Bjelken med stålfiber viste seg å ha bedre kapasitet enn bjelken med armeringsjernet.

Minimumsarmering i følge Eurokode 2 for referansebetongen brukt i bjelketesten er vist i tabell 5.5. Det er her brukt ligning 2.23.

Tabell 5.5: Minimumsarmering, $A_{s,min}$, for bjelketesten i følge Eurokode 2.

Testtype	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	b_t [mm]	d [mm]	$A_{s,min}$ [mm ²]	$0,0013b_t d$ [mm ²]
NS-EN 14651	2,8	500	150	91	19,1	17,7

Midlere bøyestrekfasthet, f_{ctm} , er beregnet fra resultatet for bøyestrekfasthet for referansebetongen, altså gjort om ved hjelp av ligning 5.1. d er satt til 91 mm grunnet en antatt overdekning på 34 mm fra snittet i underkant av bjelken. Ved en eksperimentell sammenlikning skulle det da ha blitt brukt armering i strekksonen med et areal på minimum 19,1 mm² (areal for Ø8 mm er 50,3 mm²).

5.4. Sammenlikning med andre typer fiberbetonger.

I denne sammenlikningen blir det kun lagt vekt på den stålfiberarmerte betongen og ikke betongen armert med basaltfiber. Dette gjøres fordi basaltfibrene ikke ga noe særlig endring av de mekaniske egenskapene til betongen slik stålfibrene gjorde. I dette kapitlet sammenliknes kun de mekaniske egenskapene og ikke den økonomiske siden av fiberbetongene.

Det vil i dette kapitlet bli gjort to sammenlikninger med den utprøvde stålfiberarmerte betongen, som heretter blir kalt blanding 6. Begge de utvalgte betongene er utprøvd i Sindre Sandbakks dr.gradsavhandling (Sandbakk, 2011):

1. *Betong D*. Lik fibertype og fibermengde som blanding 6. Litt høyere trykkfasthet. Denne sammenlikningen er grundig.
2. *Betong 21-2*. Større fibermengde, i tillegg plastfiber. Litt lavere trykkfasthet. Denne sammenlikningen er kort.

5.4.1 Sammenlikning med betong D

Betongen kalles *Concrete D* i dr.gradsavhandlingen til Sindre Sandbakk. I dette kapitlet vil derfor Sandbakks betong refereres til som *Betong D*. Betongresepten for betong D er noe ulik blanding 6 på mange punkter. Resepten for denne er vist i tabell 5.6. Betong D kan betraktes som en vanlig konstruksjonsbetong. Den har et normalt silika- og kalksteinspulverinnhold og tilslaget er nokså ordinært.

Tabell 5.6: Betongresept og informasjon for den fiberarmerte betong D brukt i Sandbakk, 2011.

Betong D	Mengde	Enhet
Sement (CEM II/A-V 42,5 R)	368	[kg/m ³]
Silika	6% 22	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Limestone powder (kalksteinspulver)	5 % 18	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Vann	214	[kg/m ³]
Tilslag (0-8 mm)	1025	[kg/m ³]
Tilslag (8-16 mm)	683	[kg/m ³]
Superplastiserende Glenium 151	1 % 3,7	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Masseforhold v/b	0,52	$v/(c + \sum kp)$
v/p	0,42	v/p hvor p er partikler $< 0,125$ mm
Matriks	380	[l/m ³]
Fiber Dramix 6560	0,7 % 54,6	Volumprosent [kg/m ³]
f_{cm}	52	[MPa]
f_{ctm}	3,23	[MPa]

5.4.1.1 Resept

Betong D har et matriksvolum på 380 l/m³. Det vil si at denne betongen er selvkomprimerende (Smeplass, 2004). Blanding 6 derimot har en matriks på rundt 450 l/m³. Masseforholdet i betong D er 0,52, mens i blanding 6 er det 0,45. Dette skyldes et høyere sementinnhold og et høyere silikainnhold i blanding 6. K-faktoren for silika i begge masseforholdene er antatt som 2,0. Volumprosenten av Dramix HE 6560 stålfiber i begge betongene er 0,7 vol%.

5.4.1.2 Trykkfasthet

Den midlere sylindertykkfastheten ved 28 døgn for betong D ble målt til $f_{cm} = 52$ MPa i følge Sandbakk (2011). Midlere terningtrykkfasthet for blanding 6 ble målt til $f_{cm,cube} = 54,5$ MPa. Den vil derfor ha en litt lavere sylindertykkfasthet enn betong D, selv om blanding 6 har et lavere masseforhold. Sementen som brukes i betong D (Standardsement FA CEM II/A-V 42,5 R) har også et lavere fasthetskrav enn sementen som brukes i blanding 6 (Anleggsement CEM I 52,5 N) i følge Tabell 3 i NS-EN 197-1.

Figur 4.3 i gir det normale forholdet mellom w/b-tallet og trykkfastheten ved 28 døgn for Norcem Anleggsement. For blanding 6 skulle man kunne anta en trykkfasthet på ca. 70 MPa i følge figuren, som stemmer dårlig med målte verdier. Grunnen til dette avviket kan komme av AUV-stoffets negative effekt på fasthet, se kapittel 2.5.2.2 og kapittel 4.2.

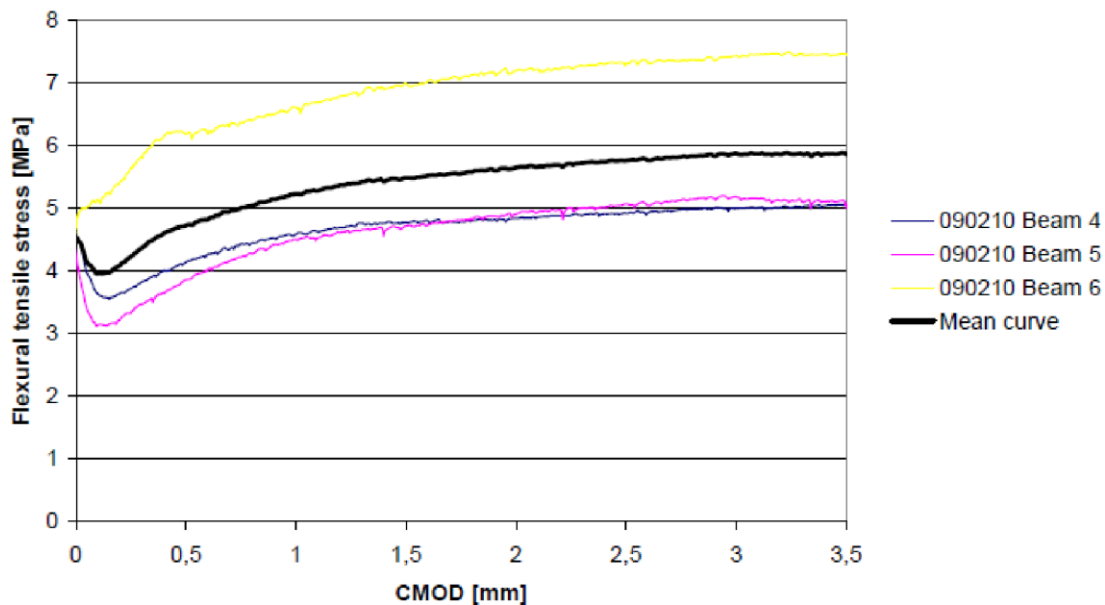
5.4.1.3 Bøyestrekfasthet

Betong D ble testet med NS-EN 14651 for å finne restbøyestrekfasthet på lik linje med blanding 6. For nærmere forklaring av testmetoden se kapittel 2.3.2. De interessante verdiene

fra testene på betong D er hentet fra Sandbakks dr.gradsavhandling og vist i tabell 5.7 og figur 5.4. Denne informasjonen oppgis for å kunne sammenliknes med blanding 6.

Tabell 5.7: Resultater for 0,7 vol% stålfiber i betong D (Sandbakk, 2011). NS-EN 14651.

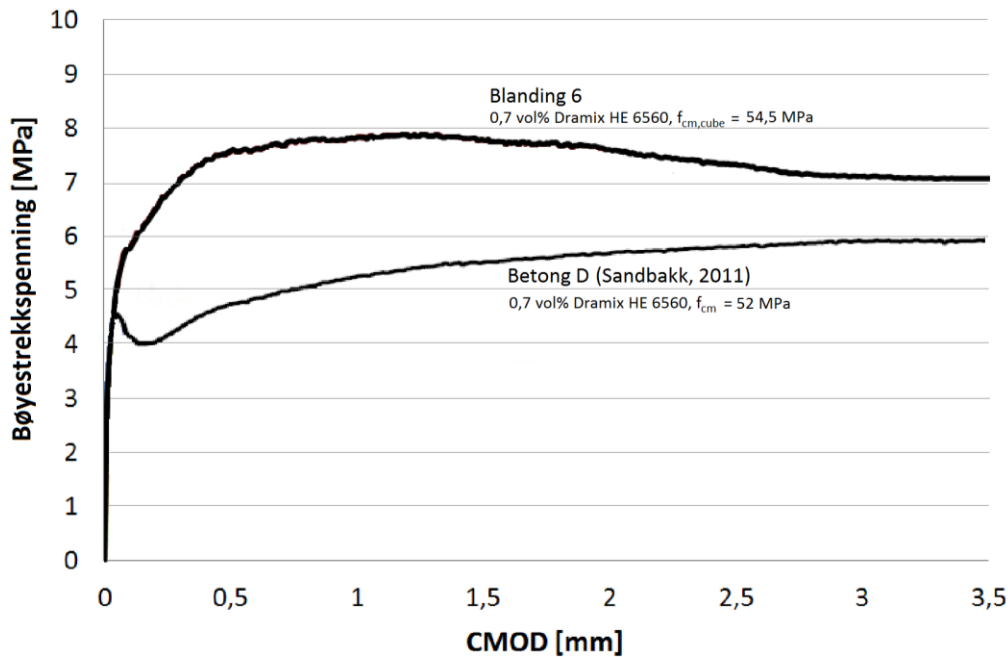
	Bjelke 6-1	Bjelke 6-2	Bjelke 6-3	Middelerverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,0	151,5	151,0	151,2	mm	0,19%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	125,0	125,0	125,0	125,0	mm	0,00%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
$f_{ct,L}^f$	4,54	4,46	5,01	4,7	N/mm ²	2,3%
$f_{R,1}$	4,16	3,87	6,19	4,7	N/mm ²	26,7%
$f_{R,2}$	4,78	4,73	6,97	5,5	N/mm ²	23,4%
$f_{R,3}$	4,92	5,07	7,32	5,8	N/mm ²	23,3%
$f_{R,4}$	5,06	5,06	7,46	5,9	N/mm ²	23,6%



Figur 5.4: Resultater for 0,7 vol% stålfiber i betong D (Sandbakk, 2011). NS-EN 14651.

Den svarte kurven er middelerverdien av de tre bjelkene. Gjennomsnittsverdien for bøyestrekfastheten ved riss, proporsjonalitetsgrensen, er 4,7 MPa. Grunnen til den store forskjellen i fasthet mellom den ene kurven (gul) og de to andre er grunnet en høyere konsentrasjon av stålfibre i den nedre halvdel av tverrsnittet. Det var 95 % mer fiber i den nedre halvdel av denne bjelken enn i de to andre bjelkene (Sandbakk, 2011). Dette forklarer også den høye varianskoeffisienten i tabell 5.7.

For å kunne sammenligne fiberbetongene enklere er middelerverdikurvene for betong D og blanding 6 fremstilt grafisk i samme figur. Se figur 5.5.



Figur 5.5: Sammenlikning av gjennomsnittlig restbøystrekkfasthet for betong D (Sandbakk, 2011) og blanding 6 med 0,7 vol % stålfiber. NS-EN 14651.

Det er valgt å sammenlikne nettopp disse to betongene på grunnlag av de omtrentlig like trykkfasthetene selv om det er ulikt masseforhold og ulik sementtype. Overraskende nok er proporsjonalitetsgrensen for referansebetongen (uten stålfiber) lavere for blanding 6 enn for betong D, med henholdsvis 4,2 MPa og 4,7 MPa (Sandbakk, 2011). Dette gir også god grunn til å sammenlikne disse to.

Bøystrekkfasthetene er nokså ulike, som vist i figur 5.5. Proporsjonalitetsgrensen for betong D er som sagt $f_{ct,L}^f = 4,7$ MPa, og for blanding 6 er $f_{ct,L}^f = 5,6$ MPa. Blanding 6 har en mer markant fastning i startfasen av rissutviklingen frem til ca. 1,0 mm CMOD og faller ikke i kapasitet rett etter riss i motsetning til betong D. En slik tidlig fastning som blanding 6 opplever er gunstig hvis man ønsker å dimensjonere konstruksjoner etter en lavere rissvidde (Kanstad, 2012). Betong D viser likevel gode fastningsegenskaper etter kapasitetsfallet, fra ca. 0,2 mm rissvidde og utover, og øker restbøystrekkfastheten med nesten 2 MPa. Ved en rissvidde på 0,5 mm er restbøystrekkfastheten for betong D $f_{R,1} = 4,7$ MPa, mens for blanding 6 er den $f_{R,1} = 7,5$ MPa, altså en forskjell på 2,8 MPa.

5.4.1.4 Fiberorientering og fiberfordeling

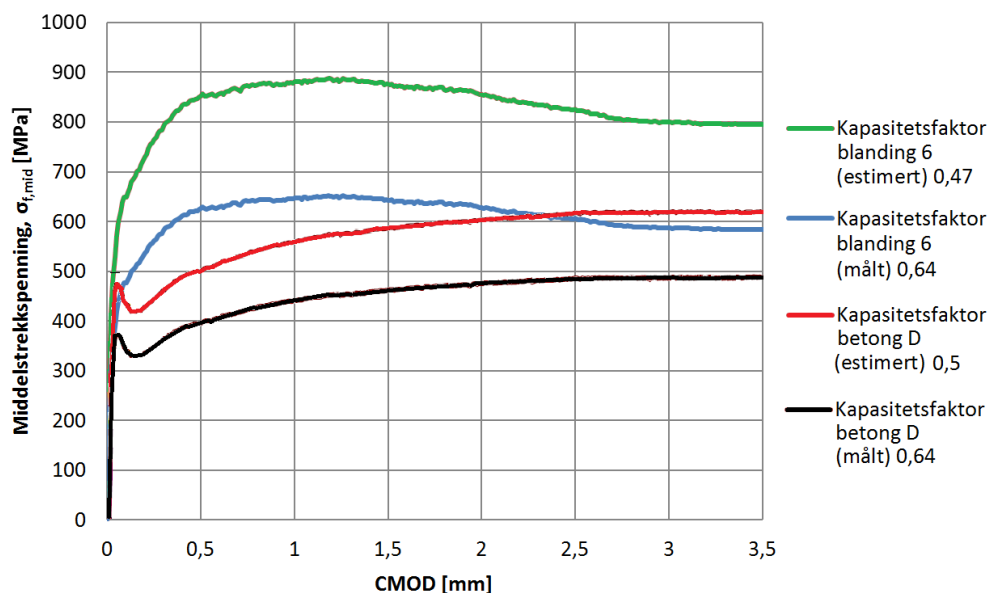
Ved telling av fiber for betong D ble bjelkene kuttet 50 mm til siden for risset. Her ble det telt opp et totalt gjennomsnitt på rundt 180 fiber over hele tverrsnittet til bjelken. Med bruk av ligning 2.20 blir fiberorienteringsfaktoren for betong D:

$$\alpha = \frac{n \cdot A_f}{v_f \cdot A_c} = \frac{180 \cdot \pi \cdot \left(\frac{0,9}{2}\right)^2}{0,007 \cdot 150 \cdot 150} = 0,73$$

Det er altså lik fiberorienteringsfaktor for blanding 6 og betong D, som er gunstig for sammenlikningen. Fiberorienteringen er høyere enn den estimerte verdien i kapittel 2.6.2.2 hvor det tas hensyn til veggeffekt og fiberlengde. Estimert verdi er $\alpha = 0,6$. Dette kan bety at måten betongen helles i formene har orientert fibre mer i bjelkens lengdeakse.

5.4.1.5 Middelstrekkspenning

Middelstrekkspenninger $\sigma_{f,mid}$ i stålfibre for blanding 6 er beregnet og vist i figur 4.11. Det er tydelig at den estimerte kapasitetsfaktoren overkalkulerer middelstrekkspenningen i forhold til en målt kapasitetsfaktor fordi fiberorienteringen er høyere enn estimert. Figur 6-2 i Sandbakk (2011) viser middelstrekkspenning for en antatt kapasitetsfaktor på 0,5 for betong D. Fiberorienteringen i bjelkene av betong D er derimot 0,73, som gir en kapasitetsfaktor på 0,64. Det betyr en lavere middelstrekkspenning. Figur 5.6 viser grafisk sammenlikning for fibrenes middelstrekkspenning i betong D og blanding 6.



Figur 5.6: Middelstrekkspenning i stålfibre for betong D og blanding 6, som funksjon av kapasitetsfaktor og CMOD.

Ved målt kapasitetsfaktor (blå og svart kurve), som er lik for de betongene i følge fibertellingen, er det tydelig at fibre i blanding 6 oppnår en høyere middelstrekkspenning enn betong D. Det betyr at det er bedre heft mellom fiber og betong for førstnevnte så fibre kan ta opp mer av strekk-spenningene i tverrsnittet.

5.4.1.6 Diskusjon

Utfra disse resultatene er det tydelig at selv om blanding 6 ikke har like god trykkfasthet som anleggsementens antatte effekt (kapittel 5.4.1.2), så har blanding 6 bedre egenskaper i samvirke med stålfibre i forhold til betong D som har en nokså lik trykkfasthet. Dette er da med tanke på den tidlige fasen i rissutviklingen, fra 0 mm til ca. 1 mm CMOD.

Grunnen til dette kan komme av at blanding 6 har et høyere innhold av mikrosilika enn betong D. Det har blitt vist at økt pakking av partikler i betong forbedrer heften og øker

uttrekkskapasiteten for en fiber (Løfgren, 2005). Mikrosilika og andre mikrofillere kan gi nettopp denne egenskapen. De fordelaktige effektene til mikrosilika er (Løfgren, 2005):

- dets evne til å pakke tettere rundt fibre (i ITZ-sonen) grunnet størrelsen på silikapartiklene.
- det er høyst pozzolansk og reagerer med kalsiumhydroksid (CH) som produserer en mer tett og homogen fordeling av bindestoffet kalsium-silikat-hydrat (Sellevold, 2008), som forklart i kapittel 3.3.2.
- det forbedrer kohesjonen til den ferske pastaen og reduserer derfor graden av ”bleeding”.

En annen medvirkende årsak til at fibre i blanding 6 fremstår som mer effektive enn i betong D kan være at blanding 6 har det høyeste matriksvolumet av de to. Økt matriksvolum betyr redusert volumandel av tilslag, som igjen betyr bedre pakking rundt fibre som forklart over.

I en sammenlikning av en selvkomprimert stålfiberarmert betong (SFRSCC) og en vibratorkomprimert stålfiberarmert betong (SFRVCC), med likt w/c-tall og fiberinnhold, viste det seg at den førstnevnte betongen hadde høyest restbøystrekkfasthet (Døssland, 2008). Matriksvolumene for betongene var henholdsvis 367 l/m^3 og 339 l/m^3 , silikainnholdet var henholdsvis $15,1 \text{ kg/m}^3$ og $6,2 \text{ kg/m}^3$, og andelen av store tilslagspartikler var større i den sistnevnte betongen. Testene er beskrevet i en dr.gradsavhandling av Døssland (2008). Hennes konklusjon for hvorfor den selvkomprimerte betongen hadde høyest kapasitet er at finere porestruktur, grunnet høyere silikainnhold og høyere matriksvolum, forbedrer fiber-matriks-heften.

5.4.1.7 Spredning av resultater

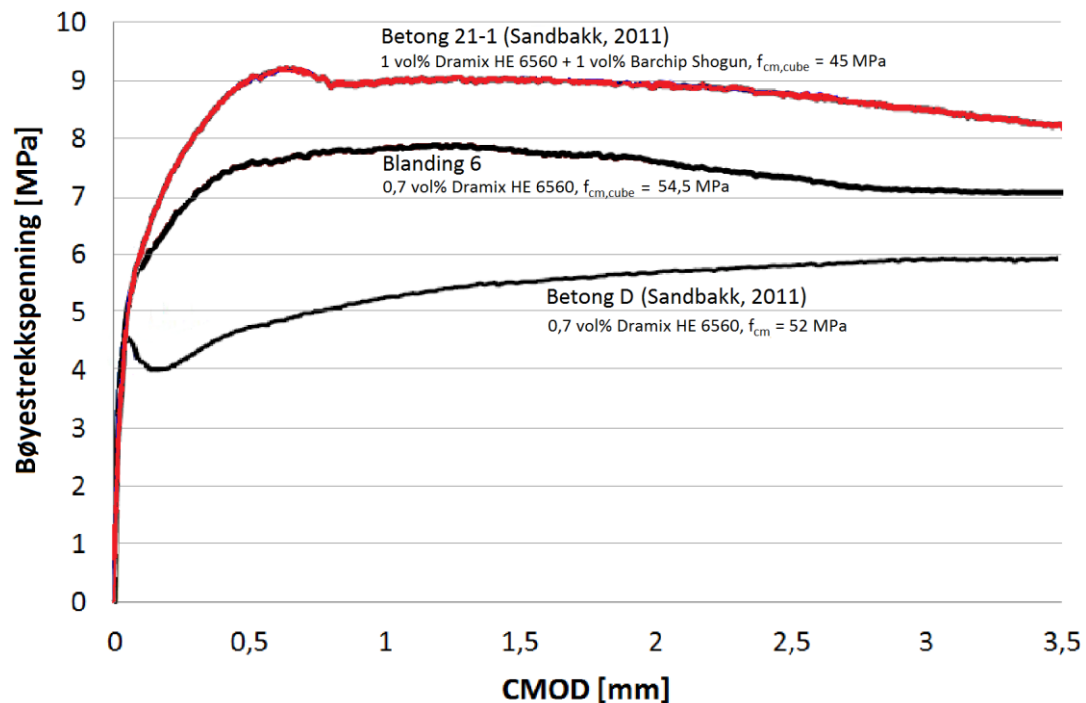
Resultatene fra bjelketesten på både betong D og blanding 6 antyder at restbøystrekkfastheten er blant annet avhengig av fiberfordelingen i tverrsnittet. I begge testene var det en viss spredning av restbøystrekkfastheter mellom hver bjelke ved forskjellige CMOD. Spesielt tydelig er dette i figur 5.4 hvor den ene bjelken avviker fra de to andre med rundt 2 til 2,5 MPa. Dette resulterer i en gjennomsnittlig høyere varianskoeffisient for testen av betong D enn blanding 6 (henholdsvis tabell 5.7 og tabell 4.3).

5.4.2 Sammenlikning med betong 21-2

Betongen kalles *Concrete 21-2* i Sindre Sandbakks dr.gradsavhandling. Denne beskrives som en duktil betong med medium strekkfasthet. Den blir heretter kalt *Betong 21-2*. Det er valgt å sammenlikne blanding 6 med denne betongen nettopp grunnet dens høye fiberinnhold.

Tabell 5.8: Betongresept og informasjon for den fiberarmerte betong 21-2 brukt i Sandbakk, 2011.

Betong 21-2	Mengde	Enhet
Sement (CEM I 42,5 R)	313,7	[kg/m ³]
Limestone powder (kalksteinspulver)	25 % 78,4	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Tilslag (0-2 mm)	259	[kg/m ³]
Tilslag (0-8 mm)	1467,8	[kg/m ³]
Superplastiserende	1,3 % 4,1	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Stabilisator	0,44 % 1,4	Prosent av sementvekt [kg/m ³]
Masseforhold v/b	0,65	$v/(c + \sum kp)$
v/p	0,37	v/p hvor p er partikler < 0,125 mm
Matriks	393	[l/m ³]
Stålfiber Dramix HE 6560	1 % 78,0	Volumprosent [kg/m ³]
Plastfiber Barchip Shogun	1 % 9,1	Volumprosent [kg/m ³]
Trykkfasthet f_{ccm}	45,0	[MPa]
LOP $f_{ct,L}^f$	4,0	[MPa]



Figur 5.7: Sammenlikning av gjennomsnittlig restbøyestrekfasthet for betong D (Sandbakk, 2011), blanding 6 og betong 21-2 (Sandbakk, 2011). NS-EN 14651.

Fiberinnholdet i betong 21-2 er 1 vol% Dramix HE 6560 stålfiber pluss 1 vol% Barchip Shogun plastfiber. Det er altså nesten 3 ganger så mye fibervolum som i blanding 6. Terningtrykkfastheten er 45 MPa for fiberbetongen og 47 MPa for referansebetongen av samme resept uten fiber. Masseforholdet er 0,65. Den har derfor gode fasthetsegenskaper i forhold til Figur 4.8 i Smeplass (2004). Matriksvolumet er lavere enn for blanding 6, og selv om masseforholdet er høyt så resulterer det i en litt "problematisk" bearbeidbarhet (Sandbakk, 2011). Synkmålet for betong 21-2 er 215 mm, mot 265 mm for blanding 6. Det er da å forstå at det høye fibervolumet er vanskelig å håndtere.

Betong 21-2 utvikler tidlig fastning på samme måte som blanding 6 som vist i figur 5.7. Dette er gunstig for dimensjonering ved små rissvidder. Det er vanskelig å si akkurat hvor proporsjonalitetsgrensen for betongen går fordi den ikke har et like tydelig hakk i kurven som blanding 6. Dette er kommentert i Sandbakk (2011) hvor det poengteres at ved 0,2 mm nedbøying (som teoretisk skal bety 0,2 mm rissvidde) ikke blir observert riss i betongen. Men man kan likevel merke seg et forandret stigningstall i kurven rundt 5 MPa. Et større fibervolum gir i dette tilfellet større økning av maksimum restbøystrekkfasthet enn bøyestrekfasthet ved proporsjonalitetsgrensen.

Selv om fibervolumet i betong 21-2 er nesten 3 ganger så stort som i blanding 6 er ikke forskjellen i restbøystrekkfastheten ved samme rissvidde mer enn 1,0 til 1,5 MPa.

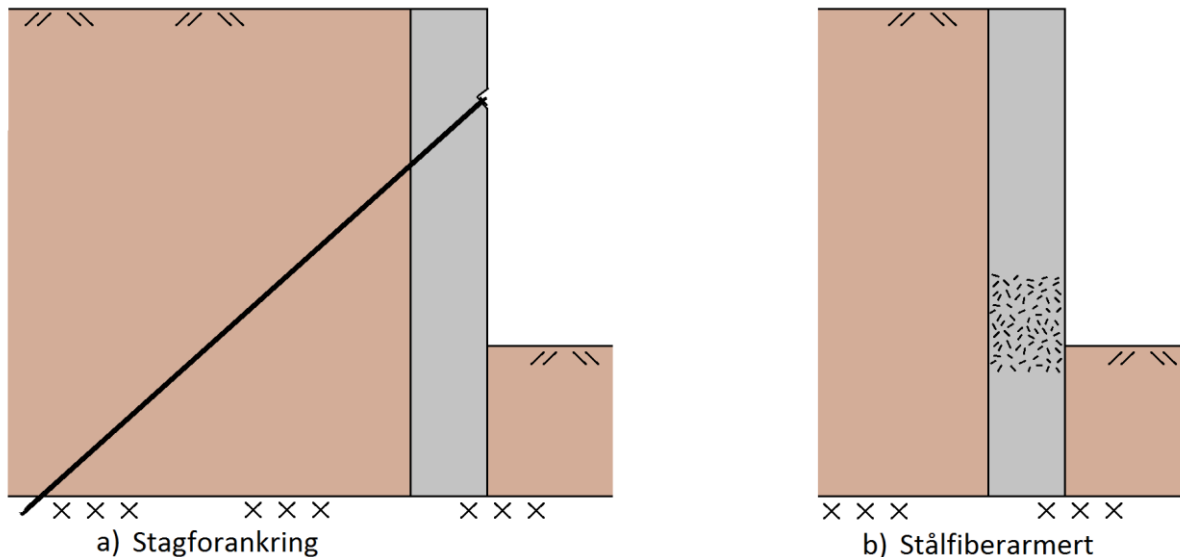
5.5 Jetpeler med og uten stålfiber

Fordelen med å kunne øke betongens bøyestrekfasthet ved å bruke stålfiber er tydeligst sett i sammenligning med en løsning der stagforankring benyttes. I de tilfeller hvor bøyemomentet i peletverrsnittet i en viss høyde er så stort at bøyestrekkspenningene blir større enn referansebetongens kapasitet, er én av dagens løsninger å stagforankre støttemuren av jetpeler slik som vist til figur 5.8 a. Dette vil kreve flere byggetrinn. En antatt enklere løsning vil være å bruke stålfiberarmert betong kun i de høydesoner hvor bøyemomentet er kritisk, som vist i figur 5.8 b. I dette kapitlet vil det derfor bli gjort en vurdering av arbeidsmengde og støpeprosedyre for stålfiberarmerte jetpeler og uarmerte jetpeler.

Arbeidsmengde og tidsbruk

Ved stagforankring etableres jetpelene og herder til de har nok kapasitet til delvis utgraving av jord på den ene siden. Det graves så ned til ønsket dybde for montering av stagforankring. Det finnes flere ulike typer stagforankring, men her forklares kun Ischebeck-stag. Arbeidet fortsetter med å pigge ut en flate i betongen i det ønskede punktet for boring og festing av staget i jetpelen. Denne flaten skal stå vinkelrett på stagforankringens lengdeakse. Ischebeck-stagene brukes også til selve boringen. Det bores skrått ned til fjell, som vist i figur 5.8 a, og et stykke inn i grunnfjellet. Stagene har gjenger på utsiden og de er hole. I borkronen er det en åpning som anvendes for å gyse med mørtel/grout slik at god forankring til fjellet sikres. En stålplate monteres så på den utpiggede flaten i jetpelen (figur 2.5) og kobles til enden av staget. Stålplaten skal fordele trykket fra strekkstaget som spennes opp etter at mørtelen/grouten har herdet.

Ved bruk av stålfiberarmert betong i in-situ-støpte jetpeler, beskrevet i kapittel 2.2.1, vil det kun være nødvendig å anvende fiberbetongen i de mest kritiske høydesonene av jetpelen. Et eksempel på dette er vist i figur 5.8 b hvor jorda på den aktive venstresiden skaper horisontalt trykk mot høyre, som resulterer i bøyemoment i pelen. Den mest kritiske strekksonen i dette tilfellet er venstresiden av jetpelen innenfor planlagt utgravingsdybde på høyresiden. I denne høydesonen benyttes det derfor stålfiberarmert betong som tåler de dimensjonerende strekkspenningene. Utgravingen kan dermed gjøres uten stopp helt ned til ønsket dybde etter at betongen har herdet i tilfredsstillende lang tid.



Figur 5.8: Løsning for stagforankret støttetur mot stålfiberarmert betong i kritisk sone.

Etableringen av jetpelene i begge de forklarte metodene vil antageligvis ta omtrentlig like lang tid. Det som derimot skiller seg mellom de to er tidsbruken og arbeidsmengden for etterarbeidet. For stagforankringen trengs utgraving, pigging, boring, herding av mørtel og oppspenning av stag fulgt av mer graving til endelig nivå. Dette i motsetning til kun utgraving for det stålfiberarmerte tilfellet.

5.6 Feilkilder

Oppmåling av delmaterialene i betongblandningene ble gjort veldig nøye. Tilsetningsstoff og fiber ble målt til nærmeste tiendedels gram, vann ble målt til nærmeste gram, mens sement og tilslag ble målt til nærmeste 20 gram. Ved en prøveblanding på 20 liter betyr dette mulige feil på henholdsvis 5 g, 50 g og 1000 g for 1 m³ betong i verste tilfellet. Dette er godt innenfor kravene i NS-EN 206 punkt G.3 *Klassifisering av instrumenter*.

NS-EN 14651 anbefaler et minsteantall på 12 bjelkeprøver for hver betongblanding. Fiberveiledningen derimot anbefaler 6. På grunn av liten kapasitet i laboratoriet ble det valgt et antall på 3 bjelkeprøver. Dette kan ha medført til et mindre representativt gjennomsnitt av restbøyestrekfastheten.

Avlesning av last og nedbøyning i bjelketesten ble utført med en hastighet på 2 Hz, og pålastningshastigheten var konstant lik 0,21 mm/min. Dette er ulikt det beskrevet i NS-EN 14651. Der er det oppgitt en minimum avlesningshastighet på 5 Hz i løpet av de første 2 minuttene, som kan reduseres til 1 Hz etter dette. Pålastingen skal skje med 0,05 mm/min frem til $CMOD = 0,1$ mm, og kan deretter økes til 0,2 mm/min.

Fiberorienteringsfaktoren beregnes utfra opptelt antall gjennomgående fibre i et visst snitt gjennom bjelkeprøven. I denne rapporten ble dette gjort ved å bryte bjelken i to ved eksisterende brudd påført i bjelketesten for deretter å telle antall utstikkende fiber. Denne måten å telle på kan ha medført et misvisende antall grunnet den ujevne bruddflaten.

6 Konklusjon

Fersk betong

Under prøveblandingene ble resepten for referansebetongen forandret litt for å kompensere for reduksjonen av synkutbredelse. Den ønskede synkutbredelsen var minimum 560 mm. Basaltfibrene virker mer negativt på synkutbredelsen enn stålfibrene, i forhold til volumprosent. Hovedsakelig ble kun mengden av superplastiserende tilsetningsstoff endret, fordi det viste seg å være mer effektivt enn endring av w/c-tall og/eller matriksvolum. Endring av w/c-tall var også lite ønskelig grunnet fasthetskrav. Ved økning av basaltfiberinnhold så øker luftinnholdet i forhold til referansebetongen, men dette er ikke tilfellet for 0,7 vol% stålfiber. Mengden av superplastiserende tilsetningsstoff ble ikke endret fra referansebetongen til stålfiberbetongen. Dette indikerer at betongen sannsynligvis er godt mottakelig til høyere volumprosent av stålfiber, muligens med en økning av superplastiserende tilsetningsstoff. Stabiliteten av alle de 6 forskjellige blandingene var god, det vil si at tilslag i alle partikkelstørrelser og fibre ble fordelt jevnt utover i synkutbredelsestesten. Stålfiberbetongen derimot hadde lavere synkmål grunnet en liten opphoping av fiber i midten.

Herdet betong

De mekaniske egenskapene for betongprøvene i herdet tilstand ble testet ved hjelp av en én-aksiell trykktest for å finne trykkfasthet og bjelketest NS-EN 14651 for å finne bøyestrekfasthet. Trykkfasthetsklassen for alle prøvene var B35. Basaltfibrenes tilstedeværelse i betongen gir nesten ingen effekt på verken trykkfasthet eller bøyestrekfasthet i sine respektive betongblandinger. Basaltfiberbetongen opplever heller ingen fastning for bøyestrekfastheten etter riss, og går til brudd på samme måte som referansebetongen. Basaltfibrene er derfor ikke egnet til bruk i den utprøvde undervannsbetongen.

Den stålfiberarmerte betongen (blanding 6 med 0,7 vol% Dramix HE 6560) øker proporsjonalitetsgrensen med 1,4 MPa fra referansebetongen. Betongen går direkte til fastning og opplever ikke et fall i kapasitet rett etter riss. Middelveidien av restbøyestrekfasthet når et toppunkt på ca. 7,8 MPa mellom 1,0 og 1,5 mm CMOD for deretter å synke litt. Sammenlignet med betong D som har lik fibermengde og omtrentlig lik trykkfasthet og masseforhold, har blanding 6 høyere restbøyestrekfasthet. Dette er mest sannsynlig på grunn av et større matriksvolum og mikrosilikainnhold. Dimensjonerende restbøyestrekfasthet ved 0,5 mm CMOD er 3,6 MPa for blanding 6. Det er da ikke kompensert for den høye fiberorienteringsfaktoren som ville ført til en 48 % lavere verdi. Stålfibrene tilfredsstiller kravet til minimumsarmering og er derfor velegnet som fiberarmering i undervannsbetongen.

Varmeutvikling

Varmeproduksjonen for referansebetongen under herding er stor sammenlignet med en ordinær konstruksjonsbetong. Dette er grunnet det store innholdet av sement. For en adiabatisk tilstand når betongen en maksimumstemperatur på 81 °C og total varmeutvikling

på 314 kJ/kg. En temperaturgradient vil skapes i en jetpel med stor diameter og dette vil produsere termisk induerte riss i overflaten. Disse vil derimot lukkes når betongen kjøles ned, men de kan bli redusert til en viss grad med bruk av stålfiber.

7 Videre arbeid og forslag til løsninger

Det vil være unødvendig å teste flere blandinger av betongen med basaltfiber med grunnlag i resultatene i denne oppgaven. For stålfibrene kan det være interessant å undersøke muligheten for høyere fibervolum som likevel opprettholder synkutbredelsen. Det må da antageligvis tilsettes mer superplastiserende tilsetningsstoff og eventuelt mer finstoff og vann. Det vil også være interessant å gjøre de samme testene med kortere stålfiber (eksempelvis HE 6535) for å se hvilken effekt disse har i forhold til de lange (HE 6560). Hvor mye vil synkutbredelsen forbedres eller vil den være den samme? Vil restbøystrekkfastheten være forskjellig ved like fibervolum? Kortere fibre vil antageligvis gjøre betongen lettere å pumpe. Dramix HE 6535 har høyere maksimum uttrekksspenning enn Dramix HE 6560, testet i betong D av Sandbakk (2011). Men maksimum uttrekkslast er over dobbelt så stor for de lange fibrene som for de korte. Antageligvis skyldes dette en større diameter. Det kan også være aktuelt å teste andre fibertyper som nevnt i kapittel 1.3.

Det neste store steget vil deretter være å teste den fiberarmerte betongen i en fullskala jetpel. Det må først prøves om betongen er pumpbar, så kan det produseres en in-situ-støpt jetpel. Prøver tatt fra kjerneboring av den herdete betongen må testes på lik linje som betongprøvene i denne rapporten. Parametere som trykkfasthet, proporsjonalitetsgrense, restbøystrekkfasthet, fiberorientering og fiberfordeling må undersøkes. Forskjellene på disse parameterne fra den midtre kjernen til de ytre liggende delene i peletverrsnittet er også interessante. Ved utskjæring av bjelker for bøyetest fra den herdete pelen vil forutsetningene for utstøpningen ligne mer på NSBT enn NS-EN 14651. Man kan da forvente seg mer spredte resultater og lavere restbøystrekkfastheter enn ved laboratorietestene i denne oppgaven (Sandbakk, 2011). Dette er på grunn av en hypotetisk lavere fiberorienteringsfaktor i jetpelene, altså en mer tilfeldig tredimensjonal fiberorientering enn ved støp i bjelkeformer.

Om pumpingen av fiberbetongen går bra og prøveresultatene fra fullskalatestene er positive i forhold til referansebetongen, vil man kunne benytte seg av den fiberarmerte betongen i jetpelene. Fordelen med denne løsningen vil da være at man kun trenger å anvende fiberbetongen i de soner hvor bøyestrekkspenningene fra bøyemomentene er kritisk større enn bøyestrekfastheten til referansebetongen.

8 Litteraturliste

- AAS, G. & HOKSRUD, L. 2008. NGM Meeting. Nordisk geoteknikermøte 2008. *Bruk av jetpeler for temporære eller permanente betongkonstruksjoner i grunnen.*
- BARROS, J. A. O. & CRUZ, J. S. 2001. Fracture Energy of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, 8, 29-45.
- BJØNTEGAARD, Ø., HAMMER, T. A., KANSTAD, T. & SELLEVOLD, E. J. 2003. Mechanical properties of young concrete: Part II: Determination of model parameters and program proposals. *Materials and Structures*, 36, 226-230.
- DEÁK, T. & CZIGÁNY, T. 2009. Chemical Composition and Mechanical Properties of Basalt and Glass Fibers: A Comparison.
- DØSSLAND, Å., JUVIK, D. A., KANSTAD, T., LEIRUD, N., MATHISEN, A. E., NIKOLAISEN, E., OVERREIN, G. O., SANDBAKK, S., VATNAR, A. & VIKAN, H. 2011. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. *In: COIN (ed.)*.
- DØSSLAND, Å. L. 2008. *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures*. Philosophiae doctor, NTNU.
- EMDAL, A., GRANDE, L. & NORDAL, S. 2009. *Geoteknikk Beregningsmetoder. Kompendium for bruk i emne TBA4105*.
- FALKNER, H. & HENKE, V. 1998. Application of steel fibre concrete for underwater concrete slabs. *Cement and Concrete Composites*, 20, 377-385.
- FREDVIK, T., ELLINGBØ, O. & HOKSRUD, L. 1994. OFU-prosjekt med jetpeler på Leirsund, november 1994.
- GAPINSKI, G. M. & SCANLON, J. u.d. *Silica Fume* [Online]. Available: <http://www.norchem.com/pdf/technical-papers-articles-gapinski-scanlon.pdf> [Accessed March 2012].
- HOKSRUD, L. 2002. Datastyrt jetpelteknikk i Norges dypeste støpesjakt. *Foredrag Grundlægningsdagen 2002*.
- HOKSRUD, L. 2012. *RE: Personlig kommunikasjon*.
- HOKSRUD, L. Ø. & HOVI, H. 1991. Jetinjisering - Ny byggemetode. Eidangerprosjektet. Rv. 36, Porsgrunn, Telemark. *Forelesningskompendier fra minikonferanse 25. Sept. 1991*.
- HOKSRUD, L. Ø., HOVI, H. & BOMMEN, O. T. 1990. Jetinjisering - Ny grunnforsterkningsmetode. *Nordisk Industrifond Dnr.P 646, forprosjekt*.
- HØRINGSUTKAST PELEVEILEDNINGEN. 2012. Norsk Geoteknisk Forening.
-

- KANSTAD, T. 2012. *RE: Personlig kommunikasjon*.
- KHAYAT, K. H. 1995. Effects of Antiwashout Admixtures on Fresh Concrete Properties. *Materials Journal*, 164-171.
- KHAYAT, K. H. 1998. Viscosity-enhancing admixtures for cement-based materials - An overview. *Cement and Concrete Composites*, 20, 171-188.
- KJELLEN, K. O. 2008. Chapter 5 - Cement. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- KLIMOV, U. A. & PISKUN, R. A. 2009. Conclusion on the test results of concrete tensile strength in bending, reinforced by basalt chopped fiber, manufactured by Technobasalt-Invest, LLC. Kiev.
- LIN, Y. 1996. Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie Universität Karlsruhe.
- LØFGREN, I. 2005. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing structural analysis*. Doctor of Philosophy, Chalmers University.
- MAAGE, M. 2010. Chapter 1 - Practice. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- MASON, T. O., OZYURT, N. & SHAH, S. P. 2007. Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs. *Cement and Concrete Composites*, 29, 70-79.
- MYRDAL, R. 2008. Chapter 10 - Admixtures. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- NORCEM 2012. Produktinformasjon Anleggsement.
- NS 3657. 1993. Betongprøving – Måling av varmeutvikling. Standard Norge
- NS 3668. 1987. Betongprøving – Herdet betong – Prøvelegemers trykkfasthet. Standard Norge
- NS-EN 12390-1. 2004. Prøving av herdnet betong - Del 1: Form, mål og andre krav til prøvelegemer og former. Standard Norge
- NS-EN 12390-2. 2009. Prøving av herdnet betong - Del 2: Støping og herdning av prøvelegemer for fasthetsprøving. Standard Norge
- NS-EN 12390-3. 2009. Prøving av herdnet betong - Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet. Standard Norge
- NS-EN 12390-4. 2009. Prøving av herdnet betong - Del 4: Trykkfasthet. Krav til prøvingsmaskiner. Standard Norge
- NS-EN 14651. 2008. Prøvingsmetode for betong med metalliske fibere – Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter). Standard Norge

-
- NS-EN 14845-1. 2007. Prøvningsmetoder for fibere i betong – Del 1: Referansebetong. Standard Norge
- NS-EN 14845-2. 2006. Prøvningsmetoder for fibere i betong – Del 2: Effekt på styrke. Standard Norge
- NS-EN 197-1. 2011. Sement – Del 1: Sammensetning, krav og samsvarskriterier for ordinære sementtyper. Standard Norge
- NS-EN 1992-1-1. 2004. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Standard Norge
- NS-EN 206-1. 2001. Betong – Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og ansvar. Standard Norge
- PALCHIK, P. P. & SMESHKO, V. V. 2011. Protocol No 64-1-11 on control testing of fiber-concrete samples to determine their compression and tensile strength at bending. Kiev: Kiyv National University of Construction and Architecture.
- ROSSI, P. 2001. Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concretes. *Concrete International*, 46-52.
- SANDBAKK, S. 2011. *Fibre Reinforced Concrete. Evaluation of test methods and material development*. Dr.grad, NTNU.
- SELLEVOLD, E. J. 2008. Chapter 7 - Pozzolana. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- SMEPLASS, S. 2003a. Chapter 11 - Curing Technology. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- SMEPLASS, S. 2003b. Chapter 12 - Strength of Concrete. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- SMEPLASS, S. 2004. Chapter 4 - Fresh Concrete - proportioning. *TKT 4215 Concrete Technology 1*.
- SMEPLASS, S. 21.05. 2012. *RE: Personlig kommunikasjon*.
- TECHNOBASALT 2006. Material safety data sheet.
- TECHNOBASALT. 2012. *Basalt fiber* [Online]. Available: <http://www.technobasalt.com/products/item/basalt-fiber-2/> [Accessed 20.05.2012 2012].
- THORENFELDT, E. V. 2003. Theoretical tensile strength after cracking. Fibre orientation and average stress in fibres. *In: DESIGN RULES FOR STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE STRUCTURES*, P. F. W. O. T. O., THE CONCRETE FEDERATION (ed.).
-

9 Vedlegg

A	Oppgavetekst.....	101
B	Regneeksempel: Skrå støttemur av jetpeler.....	105
C	Resultater fra bøyestrekktester.....	117

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Institutt for bygg, anlegg og transport

MASTEROPPGAVE

(TBA4910 Prosjektledelse og TKT4915 Beregningsmekanikk)

VÅREN 2012

for

Andreas Vermedal & Truls Holm Høie

Vurdering av basalt- og stålfibres effekt og
mekaniske egenskaper i jetpeler

BAKGRUNN

Jetpeler benyttes ofte som støttemurer. I visse tilfeller, vil slike støttemurer påvirkes av et moment som gir en høy bøyestrekkspenning. Ved utførelse av spenningsberegninger vil det kunne vise seg at den dimensjonerende strekkfasthetskapasiteten til jetpelens respektive betong ikke er stor nok. Brudd vil da forekomme hvis ikke geometrien på pelene endres.

Det er derfor ønskelig å undersøke muligheten til å øke den dimensjonerende strekkfastheten til betongen og geobetongen som brukes i jetpeler ved hjelp av fiber. En økt strekkfasthet vil kunne resultere i mindre bruk av strekkstag, redusert pelediameter og/eller redusert peleantall i støttemuren.

OPPGAVE

Det skal utføres prøving og testing av betongen brukt i jetpeler armert med basalt- og stålfiber. Hva må endres i resepten slik at bearbeidbarheten (synk, synkutbredelse og konsistens over tid) av den fiberarmerte betongen er tilfredsstillende nær referansebetongen, slik at den kan brukes i samme produksjonsprosedyre av jetpeler? Hvilken fibertype og fibermengde gir en ønskelig økt bøyestrekksfasthet og/eller restbøyestrekksfasthet samt duktilitet? Med restbøyestrekksfasthet menes momentkapasitet/strekksfasthet etter riss i betongen. Hvilken fasthetsklasse, både for trykk og strekk, vil fiberbetongen ha? Vil betongen få riss grunnet temperaturgradienter som følge av varmeutviklingen i de massive pelene?

Målsetting og hensikt

Hensikten med oppgaven vil være å se om jetpeler armert med fiber vil kunne ta opp bøyestrekkspenninger i så stor grad at stagforankring (som er eneste fornuftige alternativ) kan kuttes ut. Dette vil kunne gi store besparelser på både tidsbruk og kostnader.

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Institutt for bygg, anlegg og transport

GENERELT

Opgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendighet i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>)
- forord
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- innholdsfortegnelse inklusive oversikt over figurer, tabeller og vedlegg
- om nødvendig en liste med beskrivelse av viktige betegnelser og forkortelser benyttet
- hovedteksten
- referanser til kildemateriale som ikke er av generell karakter, dette gjelder også for muntlig informasjon og opplysninger.
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.
- besvarelsen skal ha komplett paginering (sidenummerering).

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel. Arbeidet leveres da også med rapportforside og tittelside og om nødvendig med vedlegg som dokumenterer arbeid utført i prosessen med utforming av artikkelen.

Se forøvrig «Råd og retningslinjer for rapportskrivning ved prosjektarbeid og masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport». Finnes på <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>

Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>.

Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for 3 eksemplarer, hvorav instituttet beholder 2 eksemplarer. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ ekstern samarbeidspartner.

Ved innlevering av oppgaven skal kandidaten levere en CD med besvarelsen i digital form i pdf- og word-versjon med underliggende materiale (for eksempel datainnsamling) i digital form (f. eks. excel). Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) hvor både Ark-Bibl i SBI og Fellestjenester (Byggsikring) i SB II har signert på skjemaet. Innleveringsskjema med de aktuelle signaturene underskrives av instituttkontoret før skjemaet leveres Fakultetskontoret.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU (og ekstern samarbeidspartner der dette er aktuelt). Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Institutt for bygg, anlegg og transport

det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

(Evt) Avtaler om ekstern veiledning, gjennomføring utenfor NTNU, økonomisk støtte m.v.

Beskrives her når dette er aktuelt. Se <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank> for avtaleskjema.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS):

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren "Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU".

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befarings, feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i "Retningslinje ved feltarbeid m.m.". Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i "Laboratorie- og verkstedhåndbok". Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivt/adm/hms/>.

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

Innleveringsfrist:

Arbeidet med oppgaven starter 16. januar 2012

Besvarelsen leveres senest ved registrering i DAIM innen 11. juni 2012 kl 1500.

Faglærer ved instituttet: Prof. Amund Bruland (BAT) og Prof. Terje Kanstad (K)

Veileder(eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner: Lars Hoksrud (Jetgrunn 2000 AS)

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 19.01.2012, (revidert: 08.06.2012)



Amund Bruland



Andreas Vermedal

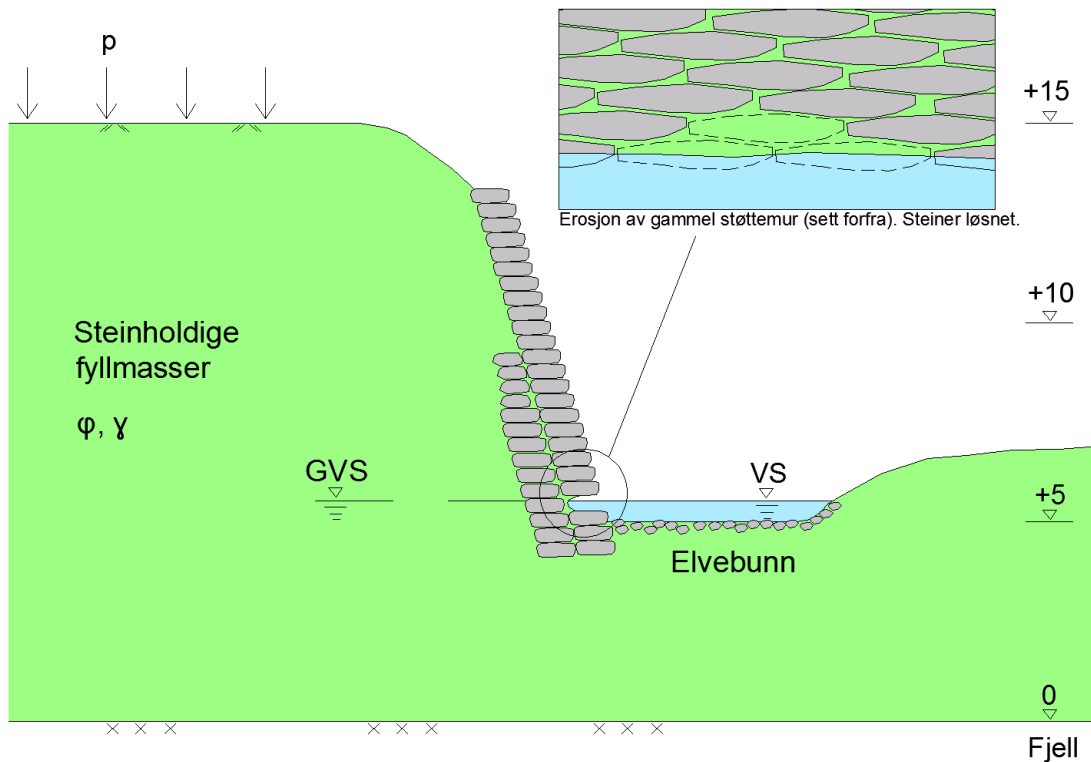


Truls Holm Høie

Vedlegg B - Regneeksempel: Skrå støttemur av jetpeler

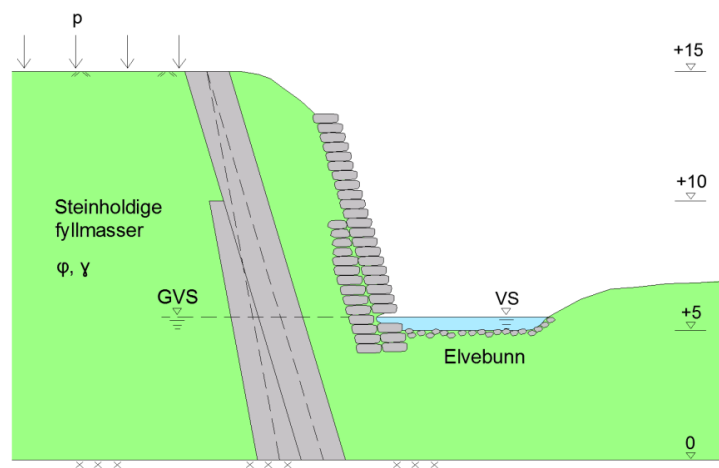
Dette er et eksempel på beregning av en skrå støttemur utført av jetpeler.

I en tenkt situasjon har en støttemur, utført av stablet stein, beskyttet en skråning ved en elvesving fra å skli ut i elven. På toppen av denne skråningen er det en tenkt vei med en vertikallast p . Etter en flomsituasjon samt erosjon over lang tid har elven ”revet ut” de nederste steinene i muren og transportert dem vekk. Dermed står hele muren i fare for å rase ut samt jorden som ligger bak (se figur 1).



Figur 1: Tverrsnitt av elv, skråning og eksisterende støttemur av stein. Støttemur i fare for å rase ned.

En løsning på dette problemet, ved bruk av jetpeler, vil da være å installere rekker av jetpeler parallelt med elven en viss avstand bak den gamle støttemuren. Jetpelene vil ha god kontakt med hverandre og danne en solid mur helt ned til fjell. For å utnytte vekten av jetpelene (betongen) installeres rekkene i en vinkel slik at det hindres en velting. I dette eksempelet er jetpelene installert i



Figur 2: Løsning på problemet: Installere rekker av jetpeler bak eksisterende mur.

to rekker med forskjellige vinkler som vist på figur 2 bak den gamle støttemuren. Det oppnås derfor god kontakt mot fjell pga en bred og solid sokkel, som vil hindre glidning. Muren av jetpeler vil dermed ta all last som den gamle muren opptok. Den gamle muren kan derfor enten fjernes eller rettes opp av estetiske/historiske grunner.

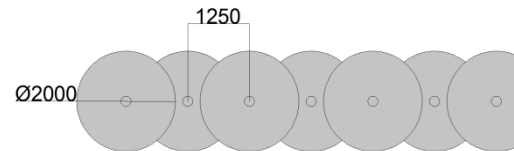
I utregningene under er det antatt at jetpelene står ”alene”, uten den gamle støttemuren.

Antakelser, krav og parametere:

Diameter jetpeler: $\varnothing = 2000$ mm med c/c 1250 mm,
det gir:

Nominell bredde, topp: $B_t = 1,7$ m.

Nominell bredde, bunn: $B_b = 3,4$ m.



Figur 3: Snitt av pelerekke (sett ovenfra)

Attraksjon: $a = 0$

Heft, betong/jord: $r = 0,5$.

Romvekt jord: $\gamma = 19$ kN/m² (neddykket, $\gamma' = 10$ kN/m²).

Vertikallast på toppen av skråning: $p = 6,5$ kN/m².

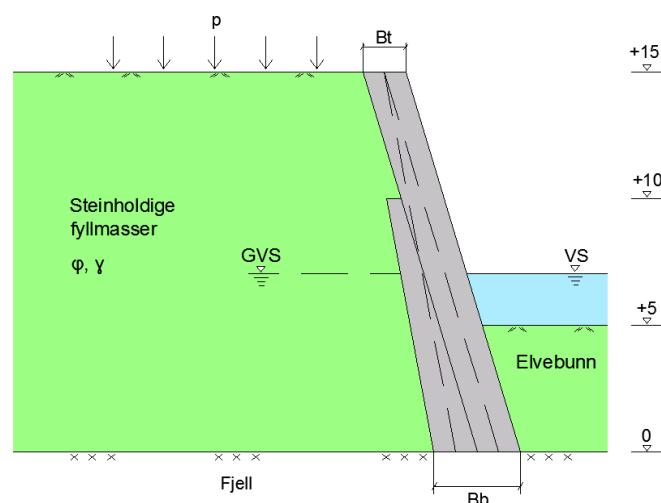
Grunnvannspeilet vil kunne variere i høyden pga varierende vannstand i elven. Antar at disse står i samme kote. Det er regnet på fire forskjellige alternativer:

Alternativ 1A: Vannstand i kote +5 og karakteristisk friksjonsvinkel ($\varphi' = 36^\circ$). Krav: forholdet mellom stabiliserende og veltende moment skal være minst 1,5.

Alternativ 1B: Vannstand i kote +5 og dimensjonerende friksjonsvinkel ($\rho' = 27,4^\circ$ med $\gamma_m = 1,4$). Krav: stabiliserende moment større enn veltende moment.

Alternativ 2A: Vannstand i kote +8 og karakteristisk friksjonsvinkel ($\varphi' = 36^\circ$). Krav: forholdet mellom stabiliserende og veltende moment skal være minst 1,5.

Alternativ 2B: Vannstand i kote +8 og dimensjonerende friksjonsvinkel ($\rho' = 27,4^\circ$ med $\gamma_m = 1,4$). Krav: stabiliserende moment større enn veltende moment.

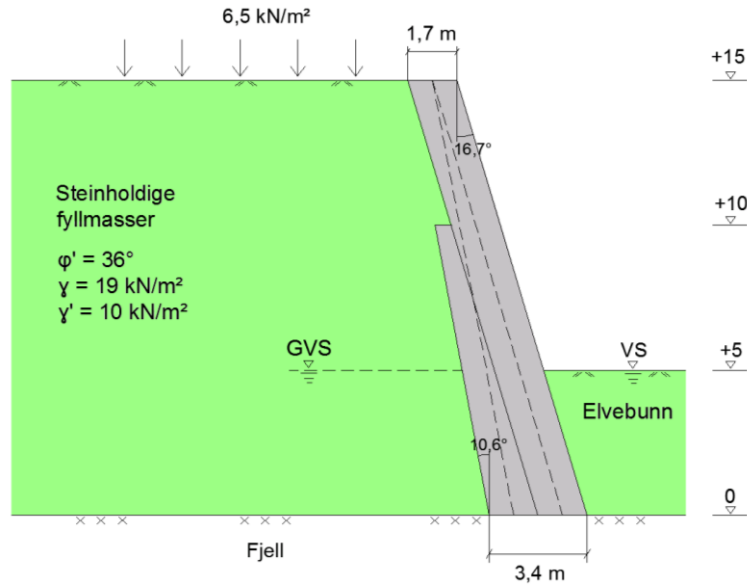


Figur 4: Forenklet beregningsmodell uten gammel støttemur.

Alternativ 1A:

Utregning: (obs: ω ofte brukt i stedet for δ). Det vil oppstå aktivt jordtrykk og passivt jordtrykk henholdsvis på venstre og høyre side av støttemuren.

$$\begin{aligned} \varphi' &= 36^\circ \\ r = 0,5 &\rightarrow \tan \delta = 0,5 \cdot \tan \varphi' = \\ &0,5 \cdot 0,727 = 0,363 \rightarrow \delta = 20^\circ \\ \beta_A &= -10,6^\circ \rightarrow \tan \beta_A = -0,19 \\ \beta_P &= 16,7^\circ \rightarrow \tan \beta_P = 0,30 \end{aligned}$$



Figur 5: Alternativ 1A og 1B. Vannstand i kote +5.

$$K_A =$$

$$\frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\delta + \beta) \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\beta - \delta) \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

Innsetning av verdier (med $\beta = \beta_A$)
gir $K_A = 0,17$

Innsetning av verdier (med $\beta = \beta_P$)
gir $K_P = 4,90$

Aktivt jordtrykk (m/påhengskraft pga ruhet):

$$p'_A = \frac{K_A \cdot p'_v}{\cos \delta}$$

De aktive jordtrykkskreftene virker i en vinkel på $\delta + \beta_A = 9,4^\circ$.

De passive jordtrykkskreftene virker i en vinkel på $\delta - \beta_P = 3,3^\circ$.

Det er regnet konservativt, slik at overflatelasten på $6,5 \text{ kN/m}^2$ har medvirkning på jordtrykket helt ned til fjellet (Statens vegvesen Håndbok 016 angir kun de 5 øverste meterene).

$$\begin{aligned} P_{A1} &= 0,17 \cdot 6,5 \cdot 15 / \cos 20^\circ = 17,6 \text{ kN/m} \\ P_{A2} &= 0,17 \cdot 19 \cdot (10^2/2) / \cos 20^\circ = 172 \text{ kN/m} \\ P_{A3} &= 0,17 \cdot 19 \cdot 10 \cdot 5 / \cos 20^\circ = 172 \text{ kN/m} \\ P_{A4} &= 0,17 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 20^\circ = 22,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Vekt av betong (pluss vekt av jord som ligger oppå kanten i kote +10):

Antar betongdensitet på 24 kN/m^3

$$\begin{aligned} W_1 &= 24 \cdot 1,7 \cdot 5 = 204 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_2 &= 24 \cdot 2,27 \cdot 5 = 272 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_3 &= 14 \cdot 2,27 \cdot 5 = 159 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong}) \\ W_4 &= 14 \cdot (1,13/2 + 0,567/2) \cdot 5 = 59,5 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong}) \\ W_5 &= 24 \cdot 0,567 \cdot 5/2 = 34,0 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_6 &= 19 \cdot 0,567 \cdot 5/2 = 26,9 \text{ kN/m} \quad (\text{jord over kant av betong}) \end{aligned}$$

Passivt jordtrykk:

$$P_P = 4,9 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 20^\circ = 652 \text{ kN/m} \quad (P_P \text{ har en vinkel på } 3,3^\circ \text{ med horisontalplanet})$$

Sum av krefter:

$$\sum P_A = 17,6 + 172 + 172 + 22,6 = 384 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_V = 204 + 272 + 159 + 59,5 + 34,0 + 26,9 = 755 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_P = 652 \text{ kN/m}$$

Sum av horisontale krefter:

$$\sum P_H = \sum P_A / \cos(\delta + \beta_A) - \sum P_P / \cos(\delta - \beta_B)$$

$$= 384 / \cos(9,4^\circ) - 652 / \cos(3,3^\circ) = 389 - 653 = -264 < 0$$

Mobilisert passivt trykk settes derfor lik aktivt trykk for å skape likevekt.

Mobilisert passivt trykk: $389 \cdot \cos 20^\circ = 366 \text{ kN/m}$ (tilnærmet horisontalt rettet: $16,7^\circ - 20^\circ = 3,3^\circ$).

$$\sum P_H = 0. \text{ Sikkerhet mot glidning } \rightarrow \infty$$

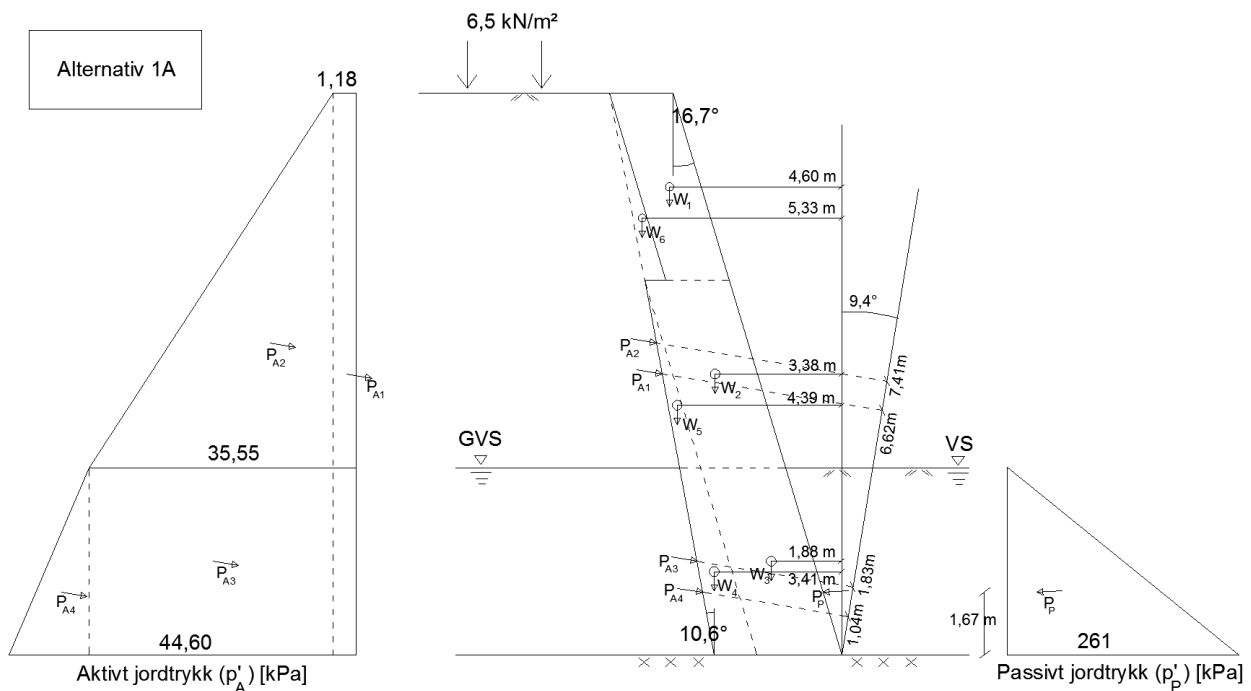
Moment om høyre hjørne av fot:

$$\begin{aligned} M_{\text{velt}} &= P_{A1} \cdot 6,62 + P_{A2} \cdot 7,41 + P_{A3} \cdot 1,83 + P_{A4} \cdot 1,04 \\ &= 17,6 \cdot 6,62 + 172 \cdot 7,41 + 172 \cdot 1,83 + 22,6 \cdot 1,04 \\ &= 1729 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{stab}} &= W_1 \cdot 4,60 + W_2 \cdot 3,38 + W_3 \cdot 1,88 + W_4 \cdot 3,41 + W_5 \cdot 4,39 + W_6 \cdot 5,33 + P_{P,\text{horisontal}} \cdot 1,67 \\ &= 204 \cdot 4,60 + 272 \cdot 3,38 + 159 \cdot 1,88 + 59,5 \cdot 3,41 + 34,0 \cdot 4,39 + 26,9 \cdot 5,33 + 366 \cdot 1,67 \\ &= 3263 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$F_{\text{velt}} = 3263 / 1729 = 1,89 > 1,5$$

Sikkerhet mot velting er OK.



Figur 6: Alternativ 1A; krefter, trykk og lengder

Vanntrykk tas ikke med i kraftlikevekt- og momentberegningene siden det gir lik spenning på hver side av støttemuren.

Alternativ 1B:

Dimensjonerende friksjonsvinkel: $\rho' = 27,4^\circ$ med $\gamma_m = 1,4$.

Geometri og vekt av konstruksjon er likt som i alternativ 1A, men P_A og P_P vil endre seg pga henholdsvis ny K_A og K_P , samt ny vinkel

$$\varphi' = 36^\circ \rightarrow \rho' = 27,4^\circ \text{ med } \gamma_m = 1,4$$

$$r = 0,5 \rightarrow \tan \delta = 0,5 \cdot \tan \rho' = 0,5 \cdot 0,518 = 0,26 \rightarrow \delta = 14,5^\circ$$

$$\beta_A = -10,6^\circ \rightarrow \tan \beta_A = -0,19$$

$$\beta_P = 16,7^\circ \rightarrow \tan \beta_P = 0,30$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\delta + \beta) \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta)}{\cos^2(\beta) \cdot \cos(\beta - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi')}{\cos(\beta - \delta) \cos(-\beta)}} \right]^2}$$

Innsetning av verdier (med $\beta = \beta_A$)

gir $K_A = 0,26$

Innsetning av verdier (med $\beta = \beta_P$)

gir $K_P = 3,00$

Aktivt jordtrykk (m/påhengskraft pga ruhet):

$$p'_A = \frac{K_A \cdot p'_{v}}{\cos \delta}$$

$$P_{A1} = 0,26 \cdot 6,5 \cdot 15 / \cos 14,5^\circ = 26,2 \text{ kN/m}$$

$$P_{A2} = 0,26 \cdot 19 \cdot (10^2/2) / \cos 14,5^\circ = 255 \text{ kN/m}$$

$$P_{A3} = 0,26 \cdot 19 \cdot 10 \cdot 5 / \cos 14,5^\circ = 255 \text{ kN/m}$$

$$P_{A4} = 0,26 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 14,5^\circ = 33,6 \text{ kN/m}$$

Vekt av betong (pluss vekt av jord som ligger oppå kanten i kote +10):

Antar betongdensitet på 24 kN/m^3

$$W_1 = 24 \cdot 1,7 \cdot 5 = 204 \text{ kN/m (betong)}$$

$$W_2 = 24 \cdot 2,27 \cdot 5 = 272 \text{ kN/m (betong)}$$

$$W_3 = 14 \cdot 2,27 \cdot 5 = 159 \text{ kN/m (neddykket betong)}$$

$$W_4 = 14 \cdot (1,13/2 + 0,567/2) \cdot 5 = 59,5 \text{ kN/m (neddykket betong)}$$

$$W_5 = 24 \cdot 0,567 \cdot 5/2 = 34,0 \text{ kN/m (betong)}$$

$$W_6 = 19 \cdot 0,567 \cdot 5/2 = 26,9 \text{ kN/m (jord over kant av betong)}$$

Passivt jordtrykk:

$$P_P = 3,00 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 14,5^\circ = 387 \text{ kN/m}$$

Sum av krefter:

$$\sum P_A = 26,2 + 255 + 255 + 36,6 = 573 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_V = 204 + 272 + 159 + 59,5 + 34 + 26,9 = 755 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_P = 387 \text{ kN/m}$$

Sum av horisontale krefter:

$$\begin{aligned} \sum P_H &= \sum P_A / \cos(\delta + \beta_A) - \sum P_P / \cos(\delta - \beta_B) \\ &= 573 / \cos(3,9^\circ) - 387 / \cos(-2,2^\circ) = 574 - 387 = 187 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\sum P_H / \sum P_V = 187 / 755 = 0,25.$$

Sikkerheten mot glidning er OK.

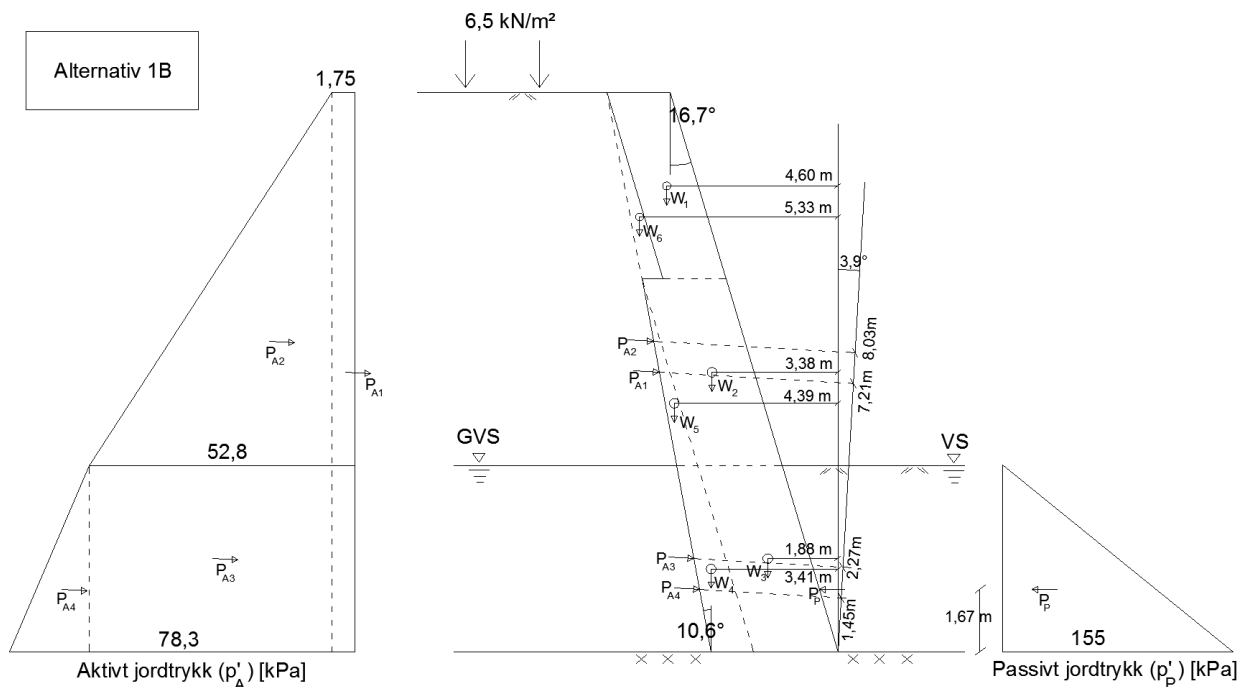
Moment om høyre hjørne av fot:

$$\begin{aligned} M_{\text{velt}} &= P_{A1} \cdot 7,21 + P_{A2} \cdot 8,03 + P_{A3} \cdot 2,27 + P_{A4} \cdot 1,45 \\ &= 26,2 \cdot 7,21 + 255 \cdot 8,03 + 255 \cdot 2,27 + 36,6 \cdot 1,45 \\ &= 2868 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{stab}} &= W_1 \cdot 4,60 + W_2 \cdot 3,38 + W_3 \cdot 1,88 + W_4 \cdot 3,41 + W_5 \cdot 4,39 + W_6 \cdot 5,33 + P_{P,\text{horisontal}} \cdot 1,67 \\ &= 204 \cdot 4,60 + 272 \cdot 3,38 + 159 \cdot 1,88 + 59,5 \cdot 3,41 + 34,0 \cdot 4,39 + 26,9 \cdot 5,33 + 387 \cdot \cos(14,5^\circ) \cdot 1,67 \\ &= 3138 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{stab}} = 3138 > 2868$$

Sikkerhet mot velting er OK.



Figur 7: Alternativ 1B; krefter, trykk og lengder

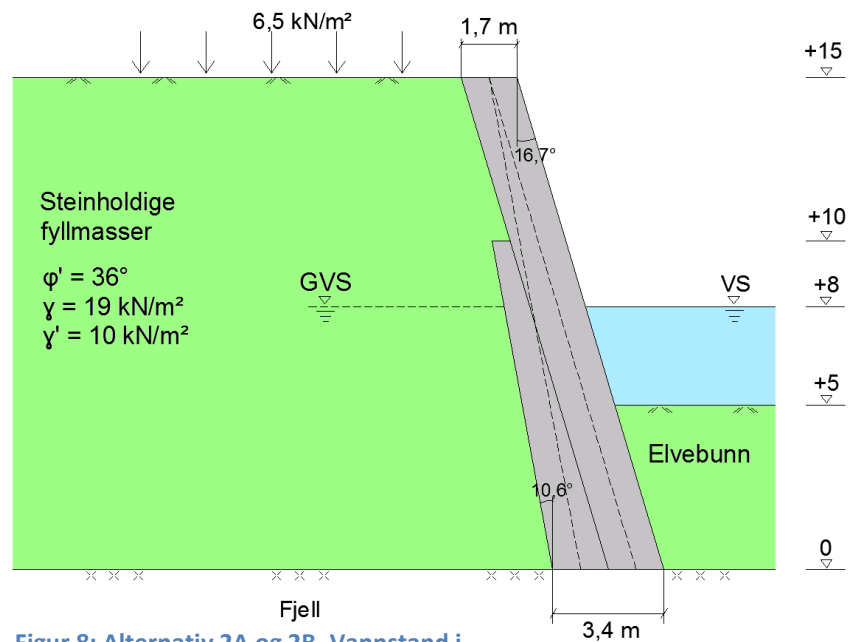
Vanntrykk tas ikke med i kraftlikevekt- og momentberegningene siden det gir lik spenning på hver side av støttemuren.

Alternativ 2A:

Parametere som i alternativ 1A:

$$\begin{aligned}\varphi' &= 36^\circ \\ \delta &= 20^\circ \\ \beta_A &= -10,6^\circ \\ \beta_P &= 16,7^\circ \\ K_A &= 0,17 \\ K_P &= 4,90\end{aligned}$$

Vi vil få nye P_A - og P_P -verdier pga. endret vannstand i elven og grunnvann.



Figur 8: Alternativ 2A og 2B. Vannstand i kote +8

Dette fører også til endret vekt av betongen pga. oppdrift.

Aktivt jordtrykk (m/påhengskraft pga ruhet):

$$p'_A = \frac{K_A \cdot p'_v}{\cos \delta}$$

$$\begin{aligned}P_{A1} &= 0,17 \cdot 6,5 \cdot 15 / \cos 20^\circ = 17,6 \text{ kN/m} \\ P_{A2} &= 0,17 \cdot 19 \cdot (7^2/2) / \cos 20^\circ = 84,2 \text{ kN/m} \\ P_{A3} &= 0,17 \cdot 19 \cdot 7 \cdot 8 / \cos 20^\circ = 192 \text{ kN/m} \\ P_{A4} &= 0,17 \cdot 10 \cdot (8^2/2) / \cos 20^\circ = 57,9 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Vekt av betong (pluss vekt av jord som ligger oppå kanten i kote +10):

Antar betongdensitet på 24 kN/m^3

$$\begin{aligned}W_1 &= 24 \cdot 1,7 \cdot 5 = 204 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_2 &= 24 \cdot 2,27 \cdot 2 = 109 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_3 &= 14 \cdot 2,27 \cdot 8 = 254 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong}) \\ W_4 &= 14 \cdot (1,13/2 + 0,227/2) \cdot 8 = 76,0 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong}) \\ W_5 &= 24 \cdot 0,227 \cdot 2/2 = 5,4 \text{ kN/m} \quad (\text{betong}) \\ W_6 &= 19 \cdot 0,227 \cdot 5/2 = 10,8 \text{ kN/m} \quad (\text{jord over kant av betong})\end{aligned}$$

Passivt jordtrykk:

$$P_P = 4,9 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 20^\circ = 652 \text{ kN/m} \quad (P_P \text{ har en vinkel på } 3,3^\circ \text{ med horisontalplanet})$$

Sum av krefter:

$$\begin{aligned}\sum P_A &= 17,6 + 84,2 + 192 + 57,9 = 352 \text{ kN/m} \\ \sum P_V &= 204 + 109 + 254 + 76,0 + 5,4 + 10,8 = 659 \text{ kN/m} \\ \sum P_P &= 652 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Sum av horisontale krefter:

$$\begin{aligned}\sum P_H &= \sum P_A / \cos(\delta + \beta_A) - \sum P_P / \cos(\delta - \beta_B) \\ &= 352 / \cos(9,4^\circ) - 652 / \cos(3,3^\circ) = 357 - 653 = -296 < 0\end{aligned}$$

Mobilisert passivt trykk settes derfor lik aktivt trykk for å skape likevekt.

Mobilisert passivt trykk: $357 \cdot \cos 20^\circ = 335 \text{ kN/m}$ (tilnærmet horisontalt rettet: $16,7^\circ - 20^\circ = 3,3^\circ$).

$$\sum P_H = 0. \text{ Sikkerhet mot glidning} \rightarrow \infty$$

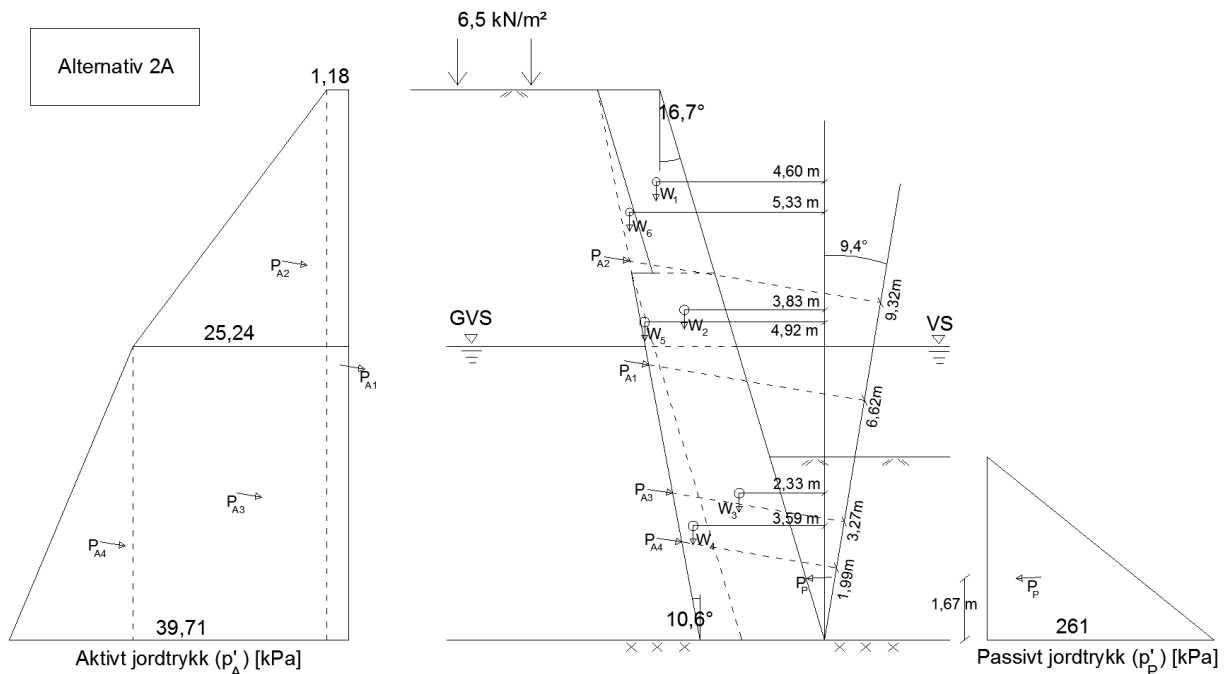
Moment om høyre hjørne av fot:

$$\begin{aligned}M_{\text{velt}} &= P_{A1} \cdot 6,62 + P_{A2} \cdot 9,32 + P_{A3} \cdot 3,27 + P_{A4} \cdot 1,99 \\ &= 17,6 \cdot 6,62 + 84,2 \cdot 9,32 + 192 \cdot 3,27 + 57,9 \cdot 1,99 \\ &= 1644 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{stab}} &= W_1 \cdot 4,60 + W_2 \cdot 3,83 + W_3 \cdot 2,33 + W_4 \cdot 3,59 + W_5 \cdot 4,92 + W_6 \cdot 5,33 + P_{P,\text{horisontal}} \cdot 1,67 \\ &= 204 \cdot 4,60 + 109 \cdot 3,83 + 254 \cdot 2,33 + 76,0 \cdot 3,59 + 5,4 \cdot 4,92 + 10,8 \cdot 5,33 + 335 \cdot 1,67 \\ &= 2864 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

$$F_{\text{velt}} = 2864 / 1644 = 1,74 > 1,5$$

Sikkerhet mot velting er OK.

**Figur 9: Alternativ 2A; krefter, trykk og lengder**

Vanntrykk tas ikke med i kraftlikevekt- og momentberegningene siden det gir lik spenning på hver side av støttemuren.

Alternativ 2B:

Dimensjonerende friksjonsvinkel: $\rho' = 27,4^\circ$ med $\gamma_m = 1,4$.

Geometri og vekt av konstruksjon er likt som i alternativ 2A, men P_A og P_P vil endre seg pga henholdsvis ny K_A og K_P (ny vinkel). Det vil bli lik K_A og K_P som i alternativ 1B.

$$\rho' = 27,4^\circ$$

$$\delta = 14,5^\circ$$

$$\beta_A = -10,6^\circ$$

$$\beta_P = 16,7^\circ$$

$$K_A = 0,26$$

$$K_P = 3,00$$

Aktivt jordtrykk (m/påhengskraft pga ruhet):

$$p'_A = \frac{K_A \cdot p'_v}{\cos \delta}$$

$$P_{A1} = 0,26 \cdot 6,5 \cdot 15 / \cos 14,5^\circ = 26,2 \text{ kN/m}$$

$$P_{A2} = 0,26 \cdot 19 \cdot (7^2/2) / \cos 14,5^\circ = 125 \text{ kN/m}$$

$$P_{A3} = 0,26 \cdot 19 \cdot 7 \cdot 8 / \cos 14,5^\circ = 286 \text{ kN/m}$$

$$P_{A4} = 0,26 \cdot 10 \cdot (8^2/2) / \cos 14,5^\circ = 85,9 \text{ kN/m}$$

Vekt av betong (pluss vekt av jord som ligger oppå kanten i kote +10):

Antar betongdensitet på 24 kN/m^3

$$W_1 = 24 \cdot 1,7 \cdot 5 = 204 \text{ kN/m} \quad (\text{betong})$$

$$W_2 = 24 \cdot 2,27 \cdot 2 = 109 \text{ kN/m} \quad (\text{betong})$$

$$W_3 = 14 \cdot 2,27 \cdot 8 = 254 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong})$$

$$W_4 = 14 \cdot (1,13/2 + 0,227/2) \cdot 8 = 76,0 \text{ kN/m} \quad (\text{neddykket betong})$$

$$W_5 = 24 \cdot 0,227 \cdot 2/2 = 5,4 \text{ kN/m} \quad (\text{betong})$$

$$W_6 = 19 \cdot 0,227 \cdot 5/2 = 10,8 \text{ kN/m} \quad (\text{jord over kant av betong})$$

Passivt jordtrykk:

$$P_P = 3,00 \cdot 10 \cdot (5^2/2) / \cos 14,5^\circ = 387 \text{ kN/m}$$

Sum av krefter:

$$\sum P_A = 26,2 + 125 + 286 + 85,9 = 523 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_V = 204 + 109 + 254 + 76,0 + 5,4 + 10,8 = 659 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_P = 387 \text{ kN/m}$$

Sum av horisontale krefter:

$$\sum P_H = \sum P_A / \cos(\delta + \beta_A) - \sum P_P / \cos(\delta - \beta_B)$$

$$= 523 / \cos(3,9^\circ) - 387 / \cos(-2,2^\circ) = 524 - 387 = 137 \text{ kN/m}$$

$$\sum P_H / \sum P_V = 137 / 659 = 0,21.$$

Sikkerheten mot glidning er OK.

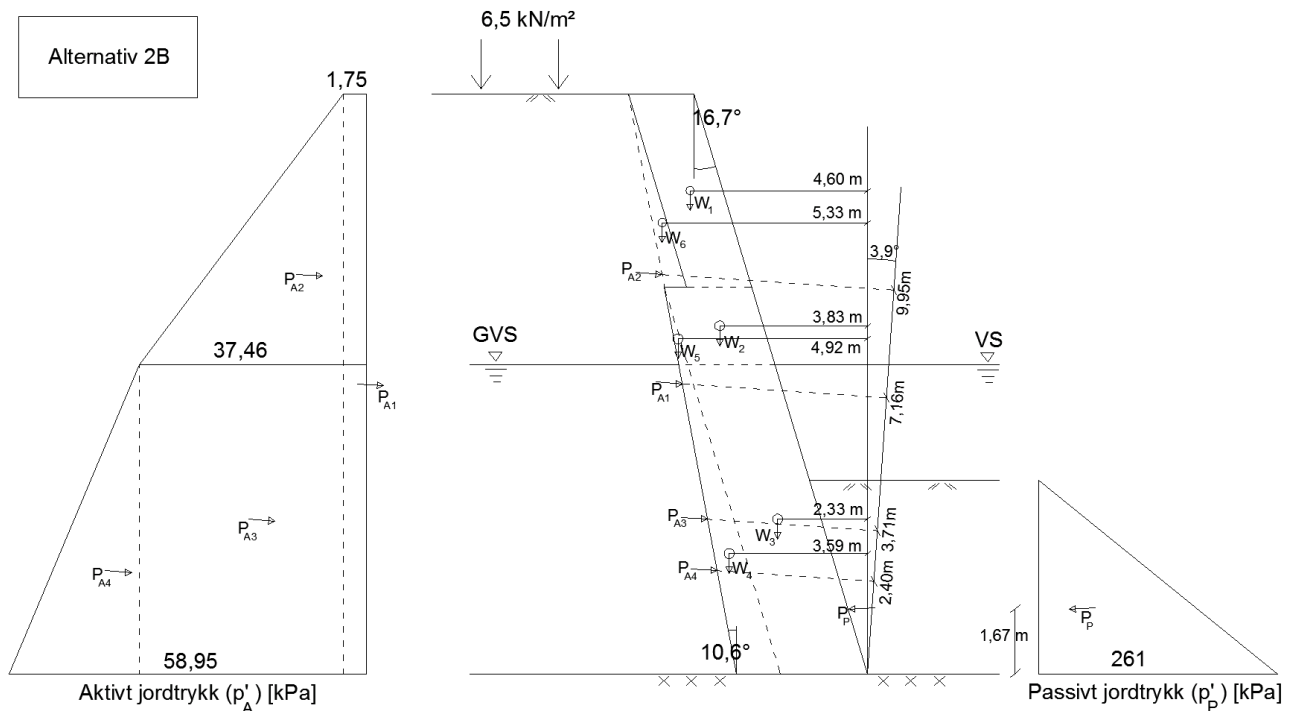
Moment om høyre hjørne av fot:

$$\begin{aligned} M_{\text{velt}} &= P_{A1} \cdot 7,16 + P_{A2} \cdot 9,95 + P_{A3} \cdot 3,71 + P_{A4} \cdot 2,40 \\ &= 26,2 \cdot 7,16 + 125 \cdot 9,95 + 286 \cdot 3,71 + 85,9 \cdot 2,40 \\ &= 2699 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{stab}} &= W_1 \cdot 4,60 + W_2 \cdot 3,83 + W_3 \cdot 2,33 + W_4 \cdot 3,59 + W_5 \cdot 4,92 + W_6 \cdot 5,33 + P_{P,\text{horizontal}} \cdot 1,67 \\ &= 204 \cdot 4,60 + 109 \cdot 3,83 + 254 \cdot 2,33 + 76,0 \cdot 3,59 + 5,4 \cdot 4,92 + 10,8 \cdot 5,33 + \\ &387 \cdot \cos(14,5^\circ) \cdot 1,67 \\ &= 2930 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_{\text{stab}} = 2930 \text{ kNm/m} > 2699 \text{ kNm/m}$$

Sikkerhet mot velting er OK.



Figur 10: Alternativ 2B; krefter, trykk og lengder

Vanntrykk tas ikke med i kraftlikevekt- og momentberegningene siden det gir lik spenning på hver side av støttemuren.

Betongspenninger:

Antar betongfasthetsklasse B35.

NS-EN 1992-1-1 gir:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk, 0,05} = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot f_{ck} = \frac{0,85}{1,5} \cdot 35 = 19,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{cc}}{\gamma_c} \cdot f_{ctk,0,05} = \frac{0,85}{1,5} \cdot 2,2 = 1,25 \text{ MPa}$$

Maksimum trykk-/strekkspenninger:

$$\sigma_b = \sigma_v \pm M/W$$

Dybde 5m: Alternativ 1B:

$$\sigma_{v,5m} = 24 \cdot 5 + 0,26 \cdot [6,5 \cdot 5 + 19 \cdot (5^2/2)] \cdot \sin(20^\circ - 10,6^\circ) = 120 + 11 = 131 \text{ kPa}$$

$$M_{5m} = 0,26 \cdot [6,5 \cdot 5^2/2 + 19 \cdot 5^3/(2 \cdot 3)] / \cos(20^\circ - 10,6^\circ) = 127 \text{ kNm/m}$$

$$W_{5m} = 1 \cdot 1,7^2/6 = 0,4817 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \sigma_{b,5m} &= 131 \pm 127/0,4817 = 131 \pm 263 = \\ &= + 394 \text{ kPa (trykk)} \\ &= - 147 \text{ kPa (strekk)} = - 0,147 \text{ MPa} < f_{ctd} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Dybde 10m: Alternativ 2B:

$$\sigma_{v,10m} = 24 \cdot 10 + 0,26 \cdot [6,5 \cdot 10 + 19 \cdot (10^2/2)] \cdot \sin(20^\circ - 10,6^\circ) = 240 + 43 = 283 \text{ kPa}$$

$$M_{10m} = 0,26 \cdot [6,5 \cdot 5 \cdot 7,5 + 19 \cdot 10^3/(2 \cdot 3)] / \cos(20^\circ - 10,6^\circ) = 899 \text{ kNm/m}$$

$$W_{10m} = 1 \cdot 2,83^2/6 = 1,33 \text{ m}^3$$

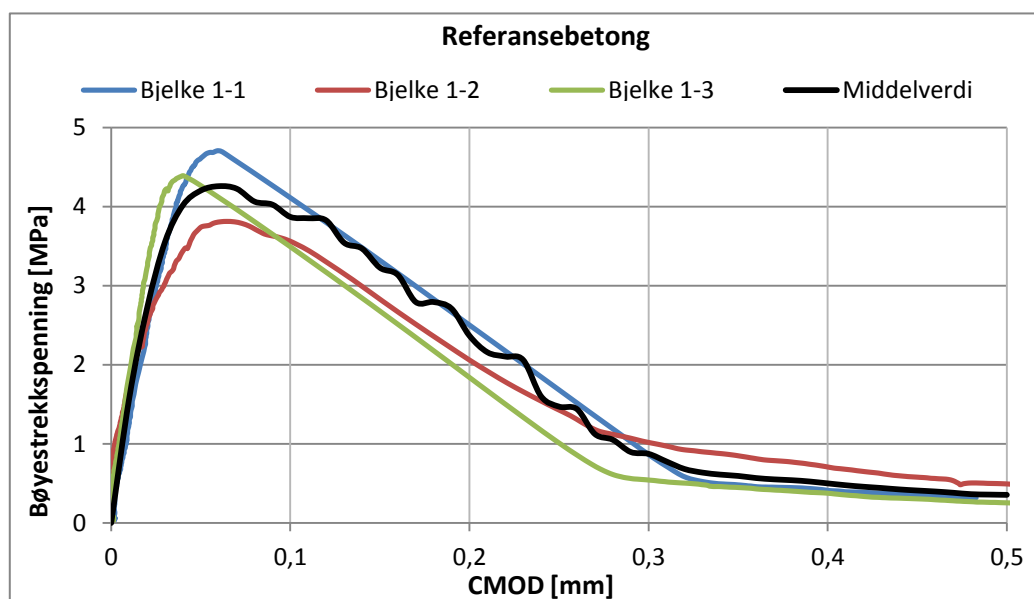
$$\begin{aligned} \sigma_{b,10m} &= 283 \pm 899/1,33 = 283 \pm 676 = \\ &= + 959 \text{ kPa (trykk)} \\ &= - 393 \text{ kPa (strekk)} = - 0,393 \text{ MPa} < f_{ctd} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

For en kortvarig flomsituasjon er dette OK.

Konklusjon:

Kapasiteten av støttemuren (jetpelene) er god nok, selv i en flomsituasjon. Muren av jetpeler vil ta all last som den gamle muren opptok. Den gamle muren kan derfor enten fjernes eller rettes opp av estetiske/historiske grunner.

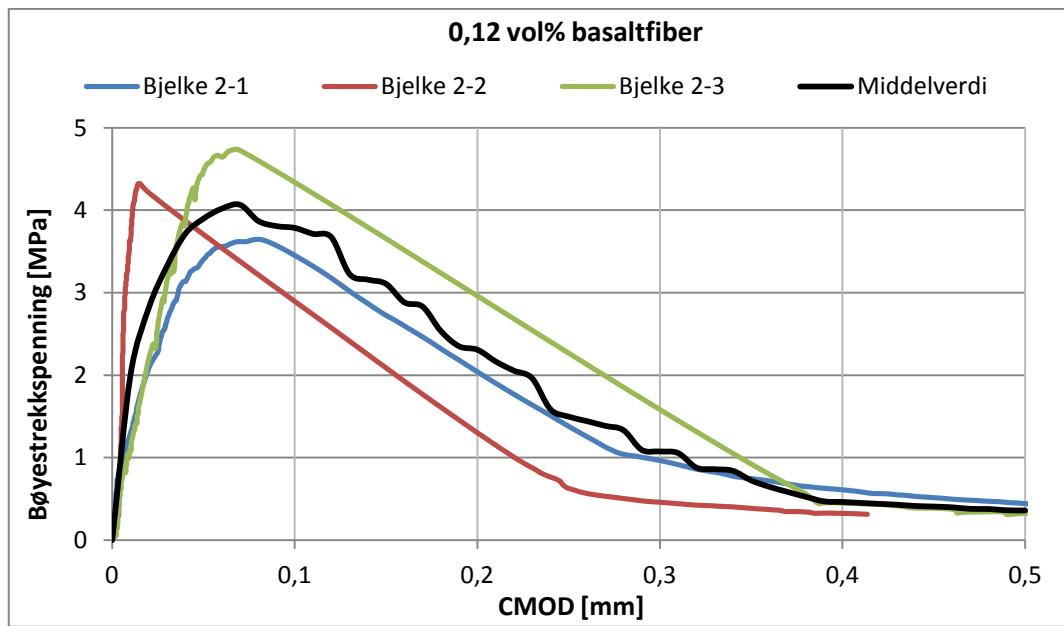
Vedlegg B – Resultater fra bøyestrekktester



Bøyestrekkspenning mot CMOD. Referansebetong. NS-EN 14651.

Resultater av bjelketest. Referansebetong. NS-EN 14651.

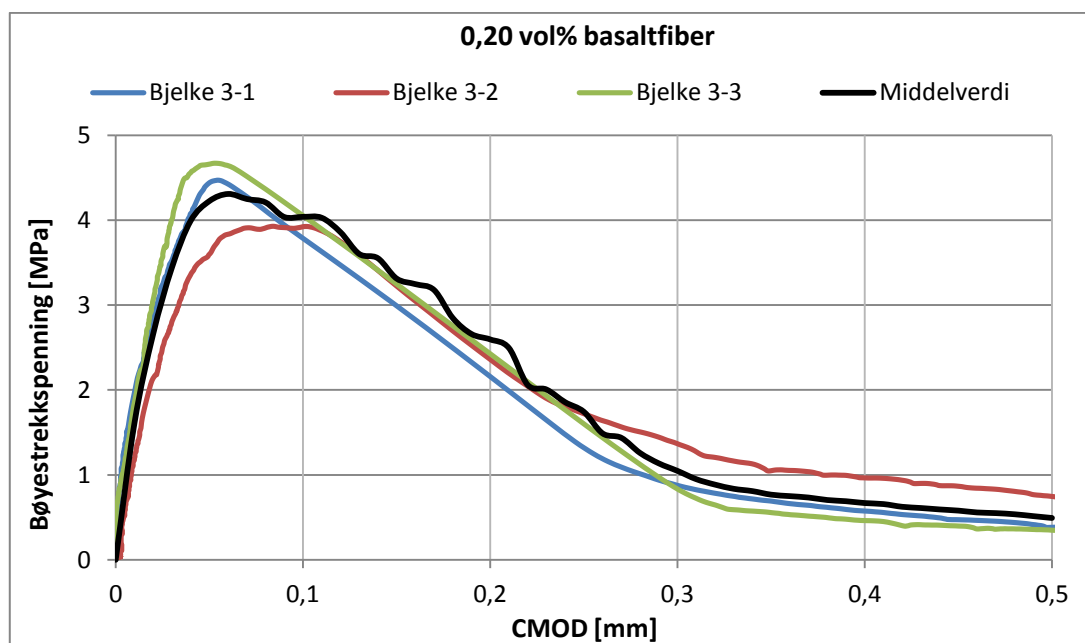
Referansebetong						
	Bjelke 1-1	Bjelke 1-2	Bjelke 1-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,8	151,51	151,51	151,6	mm	0,1%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,9	122,61	122,42	122,6	mm	0,2%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	14,4	11,6	13,3	13,1	kN	10,8%
$f_{ct,L}^f$	4,7	3,8	4,4	4,3	N/mm ²	10,5%
$f_{R,1}$	0,3	0,5	0,3	0,4	N/mm ²	35,3%
$f_{R,2}$	0,3	0,4	0,2	0,3	N/mm ²	25,3%
$f_{R,3}$	0,3	0,4	0,2	0,3	N/mm ²	25,3%
$f_{R,4}$	0,3	0,4	0,2	0,3	N/mm ²	25,3%



Bøystrekkspenning mot CMOD. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

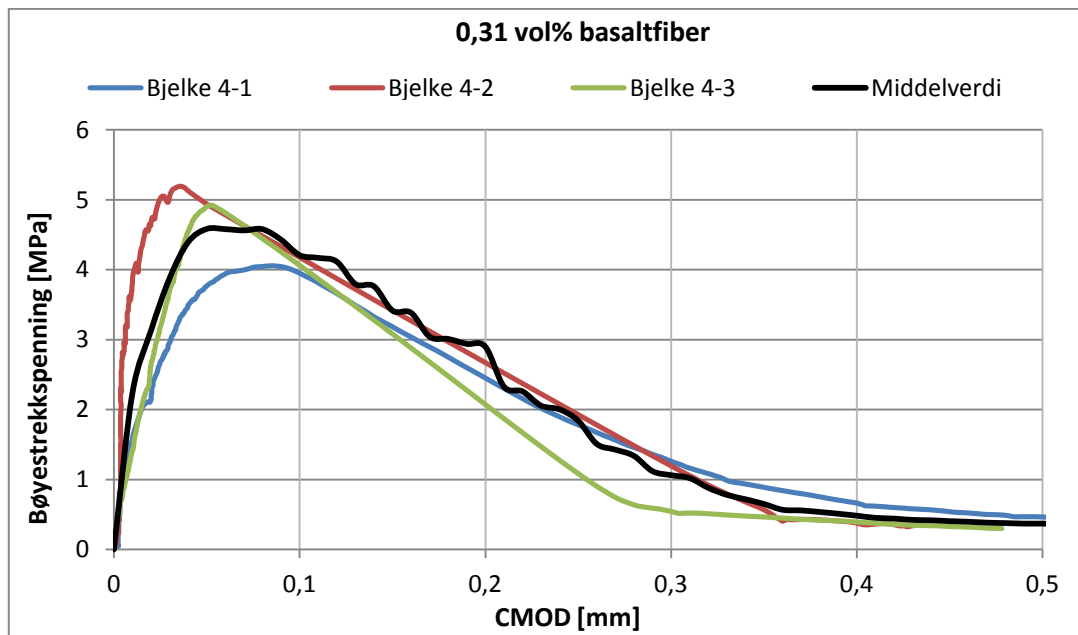
Resultater av bjelketest. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

0,12 vol% basaltfiber						
	Bjelke 2-1	Bjelke 2-2	Bjelke 2-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,99	151,45	151,75	151,7	mm	0,2%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,38	122,75	122,75	122,6	mm	0,2%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	11,1	13,2	14,4	12,9	kN	13,2%
$f_{ct,L}^f$	3,6	4,3	4,7	4,2	N/mm ²	13,0%
$f_{R,1}$	0,5	0,3	0,3	0,4	N/mm ²	24,5%
$f_{R,2}$	0,3	0,3	0,1	0,3	N/mm ²	40,7%
$f_{R,3}$	0,3	0,3	0,1	0,3	N/mm ²	40,7%
$f_{R,4}$	0,3	0,3	0,1	0,3	N/mm ²	40,7%



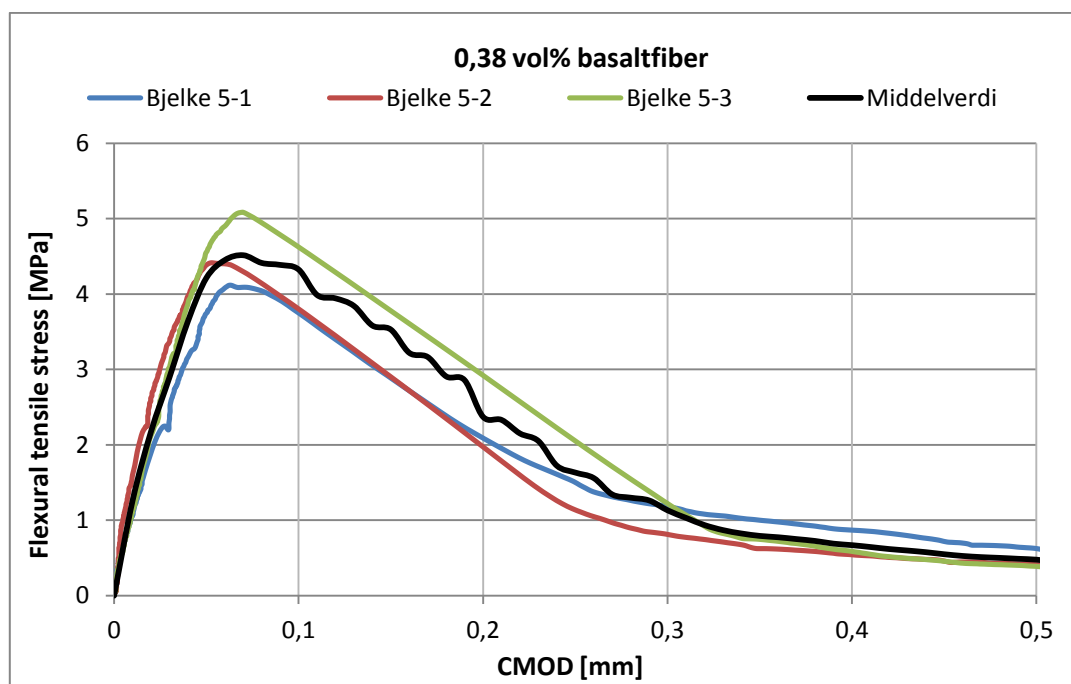
Resultater av bjelketest. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

0,20 vol% basaltfiber						
	Bjelke 3-1	Bjelke 3-2	Bjelke 3-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,39	151,46	151,43	151,4	mm	0,0%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,71	122,64	123,04	122,8	mm	0,2%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	13,6	11,9	14,3	13,2	kN	9,3%
$f_{ct,L}^f$	4,5	3,9	4,7	4,4	N/mm ²	9,1%
$f_{R,1}$	0,5	0,8	0,4	0,6	N/mm ²	45,6%
$f_{R,2}$	0,2	0,3	0,1	0,2	N/mm ²	48,2%
$f_{R,3}$	0,2	0,3	0,1	0,2	N/mm ²	48,2%
$f_{R,4}$	0,2	0,3	0,1	0,2	N/mm ²	48,2%



Resultater av bjelketest. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

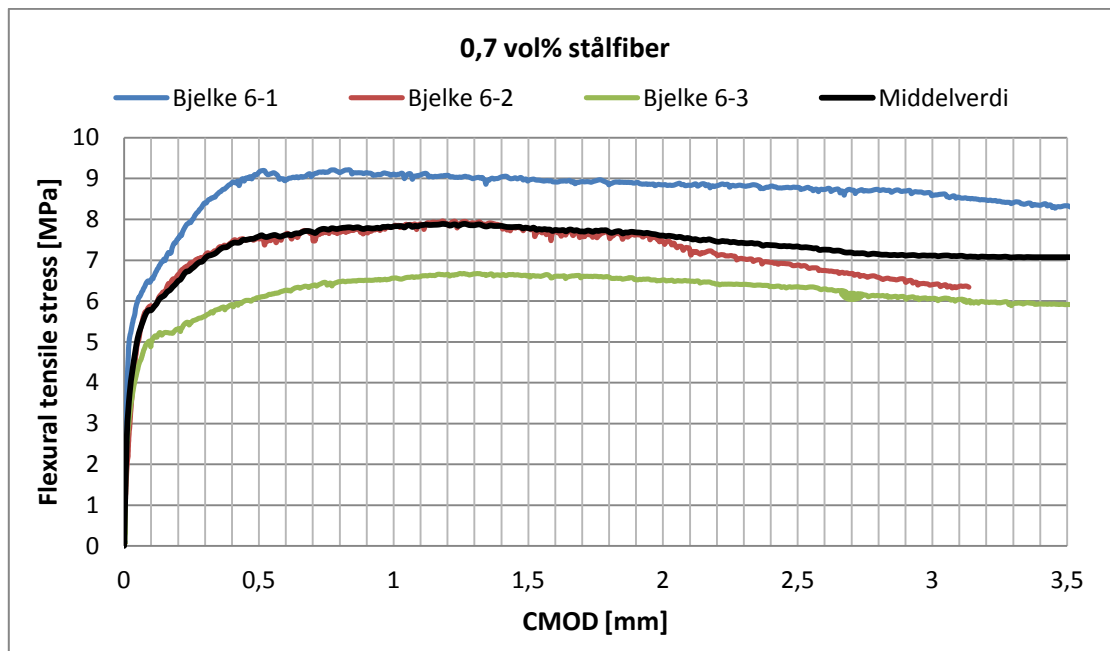
0,31 vol% basaltfiber						
	Bjelke 4-1	Bjelke 4-2	Bjelke 4-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,21	151,5	150,9	151,2	mm	0,2%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,65	122,64	122,58	122,6	mm	0,0%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	12,3	15,8	14,9	14,3	kN	12,7%
$f_{ct,L}^f$	4,0	5,2	4,9	4,7	N/mm ²	12,7%
$f_{R,1}$	0,5	0,3	0,3	0,4	N/mm ²	27,3%
$f_{R,2}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	8,7%
$f_{R,3}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	8,7%
$f_{R,4}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	8,7%



Bøyestrekkspenning mot CMOD. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

Resultater av bjelketest. Betong med basaltfiber. NS-EN 14651.

0,38 vol% basaltfiber						
	Bjelke 5-1	Bjelke 5-2	Bjelke 5-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	150,67	150,72	151,74	151,0	mm	0,4%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,49	122,76	121,99	122,4	mm	0,3%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	12,4	13,4	15,3	13,7	kN	10,7%
$f_{ct,L}^f$	4,1	4,4	5,1	4,5	N/mm ²	10,9%
$f_{R,1}$	0,7	0,4	0,4	0,5	N/mm ²	26,7%
$f_{R,2}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	4,1%
$f_{R,3}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	4,1%
$f_{R,4}$	0,3	0,3	0,3	0,3	N/mm ²	4,1%



Resultater av bjelketest. Betong med stålfiber. NS-EN 14651.

0,7 vol% stålfiber						
	Bjelke 6-1	Bjelke 6-2	Bjelke 6-3	Middelverdi	Enhet	CoV
Gj.snittlig bredde, b	151,6	150,86	151	151,2	mm	0,3%
Gj.snittlig høyde, h_{sp}	122,46	122,78	122,71	122,7	mm	0,1%
Lengde, L	500	500	500	500,0	mm	0,0%
F_L	19,4	17,4	14,9	17,2	kN	13,1%
$f_{ct,L}^f$	6,4	5,7	4,9	5,7	N/mm ²	13,1%
$f_{R,1}$	9,0	7,5	6,0	7,5	N/mm ²	20,2%
$f_{R,2}$	9,0	7,9	6,7	7,9	N/mm ²	14,9%
$f_{R,3}$	8,8	7,2	6,5	7,5	N/mm ²	16,1%
$f_{R,4}$	8,6	6,6	6,0	7,1	N/mm ²	19,1%

