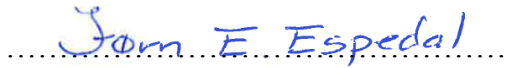




Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPLIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Studieprogram/spesialisering: Konstruksjoner og materialer Byggkonstruksjoner | Vårsemesteret, 2015 Åpen / Konfidensiell |
| Forfatter: Jørn Eirik Espedal |  (signatur forfatter) |
| Fagansvarlig: Sven Kristian Goa Veileder: Terje Skårland | |
| Tittel på masteroppgaven: Fiberarmert betong Engelsk tittel: Fiberreinforced concrete | |
| Studiepoeng: 30 | |
| Emneord: Fiberarmering Basaltfiber Stålfiber Bøyestrekfasthet Rest bøyestrekfasthet Aksialstrekfasthet Testing | Sidetall: 156 + vedlegg/annet: 107 sider Stavanger, 15. juni 2015 dato/år |



DET TEKNISK-NATURVITENSKAPLIGE FAKULTET

**MASTEROPPGAVE
VÅREN 2015**

FIBERARMERT BETONG

**Av:
Jørn Eirik Espedal**

HOVEDOPPGAVE

Fiberarmert betong

Forord

Jeg ønsker å rette en stor takk til veilederen min, Svern Kristian Goa, som har bidratt med mye kunnskap og støtte gjennom hele prosessen. Jeg vil også takke medstudentene mine ved Universitetet i Stavanger som har bidratt til å gjøre studietiden både lærerik og underholdende.

Det er ved Block Berge Bygg AS (BBB) på Klepp Stasjon at støpingen av alle testelementene har blitt gjennomført. Jeg vil rette en stor takk til min veileder i BBB Terje Skårland som har bistått meg i dette arbeidet. Trykktestingen av terningene er blitt gjennomført i laboratoriet på BBB og jeg vil rette en stor takk til labansvarlig Egil Lode som har vært meget behjelpelig i dette arbeidet. Fullskala elementene ble også testet på BBB og primus motor i denne testingen har vært Harald Kuven som har hjulpet meg for å få dette til. Ellers vil jeg takke alle arbeidskollegaer i BBB som har vært med på gjennomføringen av støpingen og testingen av elementene som er med i denne oppgaven.

All annen eksperimentell testing har blitt gjennomført ved Stavanger Offshore Teknisk Skole (SOTS) og jeg vil rette en spesiell takk til Jarl Tønnesen og Mahmoud Bamerni på labben ved SOTS som har hjulpet meg med bøyestrekktesting og aksialstrekktesting av elementene.

De økonomiske utgiftene i forbindelse med oppgaven er det BBB som har stått for. Oppgaven er et resultat av et litteraturstudium, eksperimentelle tester og beregninger. Hensikten med oppgaven er å øke min egen kompetanse på fiberarmert betong med det formål å gjøre BBB mer konkurransedyktige på disse elementene.

Stavanger, juni 2015

Jørn Eirik Espedal

Fiberarmert betong

Sammendrag

Denne oppgaven tar for seg lette fasadelementer med fiberarmert betong, historikk med kjente personer innen betongmiljøet, kjente byggverk osv.

Det er utført tester som omhandler trepunkts bøyetest av bjelker i henhold til NS-EN 12390-5 og NS-EN 14651. I tillegg er det utført aksialtrekkprøving av innsnevrede bjelketverrsnitt. Trykkfasthetsprøving av terninger er også utført. Målet med disse prøvene er å se på endringen i egenskaper og duktilitet i betongen ved bruk av fiber for å finne ut om fiber kan erstatte tradisjonell armering i tynne yttersjikt av betong. To typer fiber er brukt i oppgaven; basaltfiber og stålfiber.

Densiteten til den ferske betongen og den herdede betongen går litt ned ved bruk av basaltfiber og litt opp ved bruk av stålfiber. Dette virker fornuftig etter som densiteten til basaltfiber er 1900kg/m^3 og densiteten til stålfiber er 7800kg/m^3 .

Trykkfastheten blir ikke påvirket ved tilføring av basaltfiber, men ved tilføring av stålfiber ble det en økning.

Bøyestrekfastheten blir forbedret ved bruk av fiber. Bjelkene blir i stand til å motstå krefter også etter brudd og vi får noe som kalles rest bøyestrekfasthet. Vi måtte opp i 10kg/m^3 basaltfiber 43mm eller 30kg/m^3 stålfiber 50mm for å få denne forbedringen. Ved bruk av 7kg/m^3 basaltfiber 20mm fikk vi et sprøtt brudd og ingen rest bøyestrekfasthet.

Aksialtrekkfastheten blir ikke forbedret ved bruk av 7kg/m^3 basaltfiber 20mm. Bjelkene ryker rett av ved riss på lik linje med bjelkene uten fiber. For de to andre reseptene med hhv. 10kg/m^3 basaltfiber og 30kg/m^3 stålfiber ble ikke aksialtrekkfasthet testet.

Egenskapene til fullskalaelementene forbedres ved tilsetning av fiber, men vi må ha lang basaltfiber på 43mm eller stålfiber på 50mm for å få denne forbedringen. Ved bruk av kort basaltfiber 20mm får vi et sprøtt brudd uten noen forbedring av egenskapene. Best resultat fikk vi ved bruk av basaltstenger $\varnothing 9\text{mm}$ c/c 250mm i det nedre betongsjiktet da vi fikk et seigt brudd.

I dag bestiller en ønsket styrke på fiberbetongen hos produsenten. Ved bestilling av for eksempel en B30-R1,5 betong betyr dette: Fiberarmert betong med karakteristisk sylindertrykkfasthet 30 N/mm^2 og karakteristisk rest strekkfasthet ved 2,5mm rissvidde er $1,5\text{ N/mm}^2$. Rest bøyestrekfastheten er $4,0\text{ N/mm}^2$ ved samme rissvidde.

Kostnader ved bruk av fiber i forhold til tradisjonell armering er ikke et tema i oppgaven. Oppgaven bærer preg av Block Berge Bygg sine valg og ønsker i forhold til hva som blir testet.

Det ble utført en del tester med $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstenger. Disse stengene ruster ikke og kan derfor brukes i tynne betongsjikt med liten overdekning. Paradoksalt nok er kanskje dette det beste?

Fiberarmert betong

Innholdsfortegnelse

| | |
|----------------------------------------------|------|
| Forord | I |
| Sammendrag | II |
| Innledning..... | 1 |
| 1 Betongens historie | 1–1 |
| 1.1 Kjente personer i betongmiljøet | 1–2 |
| 1.1.1 Fredrik Selmer 1876-1968 | 1–2 |
| 1.1.2 Anton Brandtzæg 1898-1983 | 1–2 |
| 1.1.3 Inge Martin Lyse 1898-1990..... | 1–3 |
| 1.1.4 Thor Furuholmen 1899-1984 | 1–3 |
| 1.1.5 Andreas Aas-Jakobsen 1905-1980..... | 1–4 |
| 1.1.6 Fritz Leonhardt 1909-1999 | 1–4 |
| 1.1.7 Arne Brigte Bru Selberg 1910-1989..... | 1–5 |
| 1.1.8 Rolf Johan Lenschow 1928-2014 | 1–5 |
| 1.2 Den eldste betongen | 1–6 |
| 1.3 Portlandbetong | 1–7 |
| 1.4 Kjente byggverk | 1–8 |
| 1.4.1 Pantheontempelet 127 | 1–8 |
| 1.4.2 La Sagrada Familia 1884-? | 1–8 |
| 1.4.3 The Ingalls Building 1902-1903 | 1–8 |
| 1.4.4 Hoover Dam 1931-1936 | 1–10 |
| 1.4.5 Grand Coulee Dam 1933-1942 | 1–10 |
| 1.4.6 Sydney Opera House 1974 | 1–10 |
| 1.4.7 Troll A-plattformen 1991-1995 | 1–11 |
| 1.5 Industri og mangfold | 1–12 |
| 1.6 Sement | 1–14 |
| 1.7 Framtiden | 1–15 |
| 2 Regelverk og bruk av fiberarmering | 2–1 |
| 2.1 Regelverk og anbefalinger | 2–1 |
| 2.2 Fiberarmering..... | 2–2 |
| 2.2.1 Fibertyper | 2–2 |
| 2.3 Bruk av fiberarmering..... | 2–4 |

Fiberarmert betong

| | | |
|-------|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3 | Materialdokumentasjon | 3-1 |
| 3.1 | CE-merking og bestemmelse av fiber | 3-1 |
| 3.1.1 | Bestemmelse av fibrenes lengde | 3-1 |
| 3.1.2 | Bestemmelse av fibrenes ekvivalente diameter | 3-1 |
| 3.1.3 | Fibrenes slankhetstall | 3-2 |
| 3.1.4 | Overflatebehandling av fiber | 3-2 |
| 3.1.5 | Bunting av fiber | 3-2 |
| 3.2 | Bestemmelse av fiberens effekt på betongens konsistens | 3-3 |
| 3.3 | Bestemmelse av fiberens effekt på betongens styrke | 3-3 |
| 3.4 | Bestemmelse av stålfiber | 3-4 |
| 3.4.1 | Generelt | 3-4 |
| 3.4.2 | Klassifisering av stålfiber | 3-4 |
| 3.4.3 | Stålfibrenes form | 3-4 |
| 3.4.4 | Stålfibrenes dimensjoner og toleranser | 3-4 |
| 3.4.5 | Stålfibrenes strekkstyrke | 3-5 |
| 3.4.6 | Stålfibrenes elastisitetsmodul | 3-6 |
| 3.5 | Bestemmelse av polymerfibre | 3-7 |
| 3.5.1 | Definisjon | 3-7 |
| 3.5.2 | Type polymerfiber | 3-7 |
| 3.5.3 | Polymerfibrenes form | 3-7 |
| 3.5.4 | Polymerfibrenes dimensjoner og toleranser | 3-8 |
| 3.5.5 | Lineær densitet for polymerfibre | 3-9 |
| 3.5.6 | Polymerfibrenes strekkstyrke | 3-9 |
| 3.5.7 | Polymerfibrenes elastisitetsmodul | 3-9 |
| 3.5.8 | Polymerfibrenes smeltepunkt og fordampningspunkt | 3-9 |
| 4 | Mekaniske egenskaper, fasthetsklasser og prøvingsmetoder for fiberarmert betong | 4-1 |
| 4.1 | Generelt | 4-1 |
| 4.1.1 | Rest bøyestrekfasthet | 4-1 |
| 4.1.2 | Rest strekkfasthet | 4-1 |
| 4.2 | Fasthetsklasser | 4-2 |
| 4.3 | Bestemmelse ved prøving | 4-3 |
| 4.3.1 | Brukgrensetilstand (SLS) | 4-3 |
| 4.3.2 | Rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet | 4-4 |

Fiberarmert betong

| | | |
|-------|-------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.3.3 | Korreksjon av rest strekkfasthet | 4–6 |
| 4.4 | Teoretisk rest strekkfasthet | 4–7 |
| 5 | Produksjon og utførelse | 5–1 |
| 5.1 | Produksjon..... | 5–1 |
| 5.1.1 | Generelt..... | 5–1 |
| 5.1.2 | Proposjonering | 5–1 |
| 5.1.3 | Fiberens effekt på betongens konsistens. Målemetoder..... | 5–2 |
| 5.1.4 | Fordeling og innblanding av fiber..... | 5–3 |
| 5.2 | Utførelse..... | 5–4 |
| 5.2.1 | Generelt..... | 5–4 |
| 5.2.2 | Mottak | 5–4 |
| 5.2.3 | Utlekking, pumping, komprimering og transport på byggeplass | 5–5 |
| 5.3 | Dokumentasjon og kontroll av produksjon | 5–6 |
| 5.4 | Dokumentasjon og kontroll av utførelse..... | 5–8 |
| 5.4.1 | Generelt..... | 5–8 |
| 5.4.2 | Kontroll av fersk betong | 5–8 |
| 5.4.3 | Kontroll av herdet betong | 5–9 |
| 6 | Dimensjonerings-, konstruksjons- og armeringsregler | 6–1 |
| 6.1 | Dimensjoneringsprinsipper | 6–1 |
| 6.2 | Bruddgrensetilstand (ULS)..... | 6–2 |
| 6.2.1 | Materialfaktorer | 6–2 |
| 6.2.2 | Bøyemoment og aksialkrefter | 6–2 |
| 6.2.3 | Momentkapasitet for fiberarmert betong | 6–3 |
| 6.2.4 | Momentkapasitet for armert fiberbetong | 6–4 |
| 6.2.5 | Når aksialkraft og moment virker samtidig | 6–5 |
| 6.2.6 | Dimensjonering for skjærkraft | 6–6 |
| 6.3 | Brukgrensetilstand (SLS) | 6–8 |
| 6.3.1 | Prinsipp for minimumsarmering | 6–8 |
| 6.3.2 | Beregning av av rissavstand og rissvidder | 6–8 |
| 7 | Eksperimentelt | 7–1 |
| 7.1 | Prøveplan..... | 7–1 |
| 7.2 | Materialer | 7–2 |
| 7.3 | Prøving av fersk betong..... | 7–4 |

Fiberarmert betong

| | | |
|-------|-------------------------------------------------------------|------|
| 7.3.1 | Densitet | 7—4 |
| 7.3.2 | Synkutbredelse | 7—5 |
| 7.4 | Støping..... | 7—6 |
| 7.4.1 | Terninger | 7—6 |
| 7.4.2 | Små Bjelker | 7—7 |
| 7.4.3 | Store bjelker | 7—8 |
| 7.4.4 | Innsnevrede bjelker | 7—9 |
| 7.4.5 | Fullskalaelementer | 7—10 |
| 7.5 | Prøving av herdnet betong..... | 7—12 |
| 7.5.1 | Densitet | 7—12 |
| 7.5.2 | Trykkfasthet..... | 7—13 |
| 7.5.3 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5 | 7—15 |
| 7.5.4 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651..... | 7—17 |
| 7.5.5 | Aksialstrekfasthet | 7—23 |
| 7.5.6 | Fullskaletester | 7—25 |
| 8 | Resultat og diskusjon..... | 8—1 |
| 8.1 | Fersk betong | 8—1 |
| 8.1.1 | Densitet | 8—1 |
| 8.1.2 | Synkutbredelsesmål | 8—4 |
| 8.2 | Herdet Betong | 8—7 |
| 8.2.1 | Densitet | 8—7 |
| 8.2.2 | Terningstrykkfasthet | 8—10 |
| 8.2.3 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5 | 8—19 |
| 8.2.4 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651..... | 8—31 |
| 8.2.5 | Aksialstrekfasthet | 8—36 |
| 8.2.6 | Bruddlast og aksialstrekfasthet for fullskalaelementer..... | 8—43 |
| 8.3 | Basaltstenger | 8—58 |
| 8.3.1 | Bruddlast | 8—58 |
| 8.4 | Kamstål B500NC | 8—63 |
| 8.4.1 | Bruddlast og aksialstrekfasthet | 8—63 |
| 9 | Beregningseksempel for bruk av fiberarmering..... | 9—1 |
| 9.1 | Veggelementer | 9—1 |
| 9.1.1 | Massivt element | 9—1 |

Fiberarmert betong

| | | |
|-------|--------------------------------------------|------|
| 9.1.2 | Sandwich element | 9—1 |
| 9.2 | Gulv på grunn | 9—2 |
| 9.2.1 | Gulvtykkelse 150mm | 9—2 |
| 9.2.2 | Gulvtykkelse 200mm | 9—2 |
| 10 | Konklusjon | 10—1 |
| 10.1 | Generelt | 10—1 |
| 10.2 | Fersk betong | 10—1 |
| 10.3 | Terningstrykkfasthet | 10—1 |
| 10.4 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5 | 10—1 |
| 10.5 | Bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651 | 10—1 |
| 10.6 | Aksialstrekfasthet | 10—2 |
| 10.7 | Fullskalaelementer | 10—2 |
| 10.8 | Sluttbemerkning | 10—2 |
| 11 | Feilkilder | 11—1 |
| 12 | Figurliste | 12—1 |
| 13 | Tabelliste | 13—1 |
| 14 | Referanser | 14—1 |

Innledning

Block Berge Bygg vil i årene fremover fokusere på fiberarmert betong i betongelement produksjonen sin. Dette for å forenkle og effektivisere produksjonen av betongelementer. Elementene som vi spesielt ser på i denne oppgaven er lette fasadeelementer med et tynt betongsjikt på hver side av en isolasjonskjerne. Målet med disse elementene er at de skal tåle sin egen last og vindlast. Ønsket spennvidde for elementene er 6 meter og størrelsen på elementene blir da 6m x 1,2m. Målet for Block Berge Bygg er at det lette fasadeelementet armert med fiberbetong skal kunne brukes i for eksempel lagerbygg der Paroc-elementer er vanlig i dag.

Oppgaven går ut på å gjennomføre et litteraturstudium om fiberarmert betong. Prøveelementer i forskjellige varianter blir støpt og testet for å se hvilke egenskaper den fiberarmerte betongen har. Mekaniske egenskaper som terningstrykkfasthet, aksialtrekkfasthet og bøyestrekfasthet blir prøvet. Densitet og synkutbredelse av fersk betong blir også dokumentert samt densitet av herdnet betong. Det blir også støpt og testet flere fullskaleelementer for å se hvordan elementene oppfører seg i full skala.

Kapittel 1 består av historien til betong og kjente personer og byggverk. Etter diskusjoner med fagansvarlig har vi blitt enige om at Concrete Innovation Center (COIN) Project report 29-2011 skal danne teorigrunnet for oppgaven. Derfor er kapittel 2 til og med 6 som består av regelverk og bruk, materialdokumentasjon, mekaniske egenskaper, produksjon, utførelse og dimensjonering av fiberarmerte betongkonstruksjoner hentet fra COIN Project report 29-2011. Kapittel 7 tar for seg det eksperimentelle. Kapittel 8 inneholder en presentasjon og diskusjon av de eksperimentelle resultatene oppnådd i forsøkene som er utført. Kapittel 9 inneholder beregningseksempel for bruk av fiberarmering.

1 Betongens historie

Betong er et materiale som i en eller annen form har eksistert i lang tid. Det er uenighet om hvilken type betong som er den eldste. Dette kan begrunnes med at forfattere har flere definisjoner på hva som er betong. I dag er både sammensetning og produksjonsmetode av betong forskjellig fra hva den var før.

Tidligere sementbindemidler var ofte en kombinasjon av brent kalk og hydraulisk kalk. Kalk fremstilles av relativt ren kalkstein hvor kullsyre drives ut ved ca 1000-1100°C. Brent kalk herdes ikke under vann. Kalkmørtel oppnås dersom den blandes med vann og sand og denne vil kontinuerlig absorbere CO₂ fra luften og herdne. Dette sies å være en reversibel prosess av brenningen. Hydraulisk kalk vil herde i vann i likhet med sementen vi bruker i dag. Produkter av dette limpulveret er det som defineres som betong.

Før romertiden var store deler betong basert på kalk. Flere forfattere hevder at kalklim-betong ble praktisert for 10 000 til 20 000 år siden. Observante urmennesker oppdaget at når det regnet på bålgropsrester resulterte dette i lim som kunne benyttes til å forme stabilt materiale.

Pozzolanbaserte bindemidler ble først vanlig et stykke ut i romertiden. Etter Romerrikets fall, i en periode på over 1 000 år, ble betong bare anvendt i få tilfeller, da som oftest i kirkelige byggverk. I denne perioden vaktet kirken romernes betonghemmeligheter godt. [1]

1.1 Kjente personer i betongmiljøet

I dette delkapittelet er det tatt med litt om kjente personer som har betyd mye for dagens kjente kunnskap om betong.

1.1.1 Fredrik Selmer 1876-1968

Fredrik Selmer ble født i Sunndal 25. oktober 1876. Han var sønn av Jens Selmer.

I 1896 ble han uteksaminert som bygningsingeniør ved Trondheims Tekniske Lærestanstalt. Videre studerte han fra 1896 til 1897 ved den tekniske høyskole i Dresden. Han praktiserte forskjellige steder i Tyskland og Østerrike før han i 1905 reiste til New York for å arbeide i et entreprenørfirma i et år. Sommeren 1906 kom han til Kristiania hvor han etablerte sitt eget entreprenørfirma, Ingeniør F. Selmer. Dette gikk senere sammen med entreprenørselskapet Høyer-Ellefsen.

Selmer var engasjert i mekanisering av bransjen, og ble en foregangsmann for bruken av armert betong i byggeindustrien. I mellomkrigstiden stod firmaene hans for en rekke av de største byggeprosjektene i Norge, f.eks. undergrunnsbanen i Oslo, bybroen i Drammen og Norsk Hydros kaianlegg på Herøya.

Da Fredrik Selmer i 1951 var 75 år, vant selskapet hans en internasjonal konkurranse i Australia. Dette innebar bygging av et større dam- og tunnelanlegg samt en kraftstasjon i Snowy Mountains. Han deltok aktivt i gjennomføring av prosjektet og fikk stor anerkjennelse fra australske myndigheter for arbeidet.

I 1932 fikk Selmer Den norske ingeniørforenings pris for "Fremragende bygningsingeniørarbeider" og ble i 1955 utnevnt til ridder av 1. klasse av St. Olavs Orden.

Han døde i Oslo 30. januar 1968. [2]

1.1.2 Anton Brandtzæg 1898-1983

Anton Brandtzæg ble født i Kvam 20. februar 1898. Han var sønn av Johannes B. Brandtzæg og Tina Heuch. 9. november 1929 giftet han seg med Gunhild Coldevin Frederiksen.

I 1922 ble han uteksaminert fra Bygningsingeniøravdelingen ved NTH. Han startet karrieren hos A/S Jernbetong i Trondheim hvor han arbeidet fra 1922 til 1924. Etterpå reiste Brandtzæg til Illinois hvor han studerte og arbeidet fra 1924 til 1927.

Da han kom tilbake til Trondheim arbeidet han som disponent ved A/S Betongbygg (1927 – 1930). Herfra startet Brandtzæg en 6 år lang karriere som professor i jernbetong og massivbroer ved NTH før gikk over til A/S Høyer-Ellefsen. Her fungerte han som administrerende direktør før han i 1940 ble disponent i sitt eget entreprenørfirma: AS Anlegg Trondheim. Etter 1952 gikk han tilbake til NTH hvor han var professor i anleggsdrift og havnebygging.

Han døde 12. november 1983. [3]

1.1.3 Inge Martin Lyse 1898-1990

Inge Martin Lyse ble født i Lysebotn den 22. oktober 1898. Han var sønn av P.K.P. Lyse og Martha Lyse. I 1930 giftet han seg med Aasta Johanne Aase.

I 1923 ble han uteksaminert fra Bygningsingeniøravdelingen ved NTH. Som nyutdannet reiste han til USA og arbeidet ved Southern California Edison Co (1924–1926) og Stevenson Creek Eksperimental Dam (1926-1927). Lyse reiste videre til Chicago hvor han arbeidet ved Portland Cement Association og var professor ved Lehigh University. Fra 1931 var han direktør hos Fritz engineering Laboratory.

Da han kom tilbake til Norge i 1938 ble han professor innen armerte betongkonstruksjoner ved NTH.

Inge Lyse var formann i Bygningsingeniørgruppen innen Sivilingeniørforeningen i Trondheim til han gikk av med pensjon i 1968.

Han døde i 1990. [4]

1.1.4 Thor Furuholmen 1899-1984

Thor Furuholmen ble født på Voss 21. august 1899. Han var sønn av Gotfred Furuholmen og Inger Elisabeth Olsen. I 1936 giftet han seg med Else Thorne.

Thor vokste opp i Kristiania. Han tok eksamen artium på reallinjen ved Kristiania Katedralskole i 1918 og studerte deretter bygningsfag ved NTH. Det var nærmest forutbestemt at han skulle bli entreprenør da han kom fra en familie med mange ingeniører. I 1923 ble han sivilingeniør og startet sin karriere hos Haakon Eeg-Henriksen. Året etter reiste han til Tyskland hvor han deltok i byggingen av undergrunnsbanen i Berlin samt oppføringen av Hochhaus Schaltwerk som var et datidens største bygg i byen. Han deltok også i byggingen av den transasiatiske jernbane i Tyrkia fra 1927 til 1930.

I 1930 bygde Thor Furuholmen sitt eget entreprenørselskap som viste seg å bli et av landets største. De første årene satset han sterkt på boligbygging og i årene før krigen hadde selskapet over 1000 boliger under bygging.

I juni 1940 påtok han seg et større oppdrag for tyskerne med å legge rullebane på Værnes flyplass. I motsetning til flere andre større og mindre entreprenører ble ikke Furuholmen dømt etter krigen.

I tiden etter krigen utførte også entreprenørselskapet hans flere store byggearbeider og vannkraftanlegg over hele landet. Noen av de mest kjente er Postgirobygget (1975) i Oslo og Aurlandsanlegget (1969–84). Gjennom samarbeid med andre firma drev Furuholmen helt fra 1950-årene virksomhet i Europa, Afrika og Sør-Amerika og ble en foregangsmann for norsk entreprenørvirksomhet i utlandet.

I begynnelsen av 1970-årene var Furuholmen Norges største entreprenørbedrift, hvor hovedtyngden var anlegg. I 1957 ble firmaet omdannet til aksjeselskap, men ble likevel i familien frem til 1983. Etter den tid ble firmaet en del av Selmer-Sande-konsernet (nå Selmer ASA).

Han døde i Oslo 15. mars 1984. [5]

1.1.5 Andreas Aas-Jakobsen 1905-1980

Andreas Aas-Jakobsen ble født i Tromsø den 10. oktober 1905. Han var sønn av Rasmus Jakobsen og Elise Antonie. I 1933 giftet han seg i Trondheim med Gunvor Oddlaug Lund.

Andreas Aas-Jakobsen ble uteksaminert fra Bygningsavdelingen ved NTH i 1931. Videre reiste han til Berlin hvor han mottok Doktorgrad ved den Tekn. Høgskolen i 1936. Etter avsluttet utdanning flyttet han i 1937 til Oslo hvor han startet sitt eget konsulentfirma. I de første tiårene arbeidet han hovedsakelig med skallkonstruksjoner innen bygg og industri.

Aas-Jakobsens forståelse av knekning i betongskall og søyler sørget for at han ble en banebryter innen norsk betongdesign. I 1950-1960 årene ble bruer et viktig forretningsområde som senere førte til den store brubyggingen i Norge på 70- og 80- tallet. Firmaet hans var også sentral i utbyggingen i Nordsjøen. Her bidro de først som verifikatører for Oljedirektoratet og for oljeselskapene før de senere gjorde seg gjeldende på prosjekteringsiden.

Også etter hans tid har firmaet Aas-Jakobsen vært en sentral aktør innen store samferdselsprosjekter, da spesielt i Østlandsregionen. Eksempler som kan nevnes er dobbeltsporet gjennom Sandvika, Nye Nationaltheatret stasjon, Festningstunnelen og Bjørvika.

Han døde i 1980. [6]

1.1.6 Fritz Leonhardt 1909-1999

Fritz Leonhardt ble født i Stuttgart 12. juli 1909.

Fritz Leonhardt ble uteksaminert fra Universitetet i Stuttgart og Purdue University . I 1934 startet han i German Highway Administration. Tross sin unge alder ble han i 1937 utnevnt til sjefsingeniør for Köln-Rodenkirchen Bridge. I 1954 dannet han sitt eget konsulentselskap: Leonhardt und Andrä. Etter hvert fant han tilbake til Universitetet i Stuttgart, men denne gang som professor. Fra 1958 til 1974 foreleste han om utformingen av armert betong og spennarmert betong. Han var også president ved Universitetet fra 1967 til 1969.

Leonhardt viet hele sin karriere til forskning og design og har gitt store bidrag til bro bygging. Dette inkluderer spesielt i utviklingen av kabelstangbroer i det 20. århundre og forankring av spennarmering i betong. Her kan det nevnes kabelstangbroen Helgeland i Norge som Leonhardt designet i 1981. Han designet også Telekommunikasjonstårnet i Stuttgart i 1956 som var det første i verden bygget i betong. I tillegg utviklet og lanserte han et system for spennbetong broer, først brukt i Caroní i Ciudad Guayana i Venezuela i 1963. Leonhardt hadde også et samarbeid med det sveitsiske firmaet BBRV som resulterte i "Hi-Am": ankeret for kabeloppheng.

For sitt arbeid og engasjement ble han i 1988 tildelt æresgraden Doctor of Science ved University of Bath.

Han døde 30. desember 1999. [7]

1.1.7 Arne Brigte Bru Selberg 1910-1989

Arne Brigte Bru Selberg ble født på Voss i 1910. Han var sønn av Ole Michael Ludvigsen Selberg og Anna Kristina Brigtsdatter Skeie. Den 16. april 1940 giftet han seg med Johanne Sofie Hatlevik.

Arne vokste opp på Voss og i Fana. I 1930 tok han eksamen artium på Sydneshaugen skole i Bergen og ble uteksaminert som sivilingeniør fra bygningsingeniøravdelingen ved NTH i 1934. Hans karriere startet som bygningsarbeider på Gjøvik før han i 1935 ble ansatt ved Brukontoret i Statens vegvesen i Oslo.

Det var byggingen av Fykkesundbrua i Hordaland i 1937 som tente hans interesse for beregning av hengebroer. Resultatet ble Selbergs doktoravhandling *Design of Suspension Bridges* som han i 1946 ble tildelt doktorgrad for.

Fra 1940 til 1949 var Selberg avdelingsingeniør og senere overingeniør ved Bruavdelingen. Selbergs kompetanse var spesielt viktig i forbindelse med hengebroene som skulle bygges opp igjen etter krigen.

Arne var en fremragende brokonstruktør. Som professor (1949 – 1979) og rektor (1963 – 1969) ved Norges tekniske høgskole bidro han vesentlig til moderniseringen av høgskolens undervisning og forskning.

Han døde i 1989. [8]

1.1.8 Rolf Johan Lenschow 1928-2014

Rolf Johan Lenschow ble født i Dalane 9. august 1928. Han var gift med Ingebjørg.

I 1954 ble han uteksaminert som sivilingeniør ved Bygningsingeniøravdelingen ved NTH. Etter studiene ble han rådgivende ingeniør innen prosjektering av betongkonstruksjoner. Senere studerte han ved University of Illinois at Urbana-ampaign. Han ble i 1966 tildelt doktorgrad.

I 1968 ble han ansatt som professor i betongkonstruksjoner ved NTH. Fra 1987 til 1993 var han rektor ved Universitetet i Trondheim.

Lenschow utførte grunnleggende forskningsarbeider for utvikling av betongveidekker og marine betongkonstruksjoner på den norske kontinentalsokkelen.

Han døde i Trondheim i 2014. [9]

Block Berge Bygg AS som er oppdragsgiver for denne oppgaven var i sin tid med på deler av betongarbeidet som ble utført på kuletankene til Condeep-plattformene. Lenschow var også med på disse som forskningsarbeider.

1.2 Den eldste betongen

Bruk av betong strekker seg flere tusen år tilbake i tid. Første spor av betong finner sted i Yiftah El, vest for Jerusalem, i et 180m² stort gulv, konstruert for rundt 9000 år siden. Golvet inneholdt rundt 8m³ betong og 2 tonn kalk hvor sistnevnte material fungerer som bindemiddel.

Midten av 1960-tallet oppdaget en jugoslavisk arkeolog et hyttegulv i betong ved Donau hvilket daterte seg tilbake til ca. 5600 år f.Kr. Gulvet bestod av et ca. 25 cm tykt betonglag hvor limet inneholdt en blanding av sand, singel og vann. Dette ligner dagens betong. Gulvfunnet regnes å være den første betongkonstruksjonen i verden.

Nylige kinesiske studier viser til at brent kalk har blitt praktisert i Kina i 5000 år hvor kalkmørtelvegger -og gulv er funnet i en rekke kulturelle byggverk. Disse ble oppført under Longshan-perioden og dateres til 2800-2300 år f.Kr. Kalk var et av de mest kjente midlene som ble brukt til å forsterke fundament. Kalkmørtel ble anvendt som bindemiddel i murverk og som toppmørtel på vegger og gulv. Den kinesiske mur ble reist ved å benytte kalkmørtel.

Enkelte forfattere hevder at det 2500 f.Kr. ble produsert betong av indianerkulturer i Sør og Mellom-Amerika. I El Tajin i Mexico er det gjort funn av pozzolanarmert betong i en uarmert lettbetong i toppetasjer samt i flate tak som ble utviklet i tidsrommet 1100-850 f.Kr.

De tidligste illustrasjonene av betongarbeid dateres til ca. 1950 f.Kr. og finner sted i Egypt: Thebes gravkammer. Her fremkommer forskjellige stadier av betongproduksjon. Davidovits hadde en teori om at deler av de eldste store pyramidene, og muligens deler av sfinxen, er støpt betong.

Under romertiden skjedde det et kvantesprang i utvikling og bruk av betong. Romerriket, som var en dominerende makt i den vestlige verden fra 27 f.Kr. til år 395, spredte sine skikker og sin kultur. De utformet omfattende byggverk i betong fra 300 f.Kr. til 476 e.Kr., hvilket tilsvarer en tidsperiode på mer enn 700 år. Det hevdes at pozzolanement for første gang ble benyttet ved oppføringen av teateret i Pompeii (55 f.Kr). Under Julius Cæsars tid (102-44 f.Kr) anvendtes pozzolanbetong til bygging av blant annet Caligula-verftet i Pozzuoli havn. Romerne utviklet sin egen versjon av betong som de nyttet i sine verk. Den fikk navnet romersk betong og ble fremstilt av kalk, vulkansk aske og tilslag av pimpstein. Romernes byggeskikk ble videreført til langt inn i middelalderen før en ny byggekultur oppstod og overtok.

Første betongkonstruksjon i Norge er "Farrisdammen" i Larvik. Arbeidet med dammen startet våren 1764 og ble ferdigstilt i løpet av 1765. Farrisdammen var ikke bare en sensasjon, men endte også med å bli en stor suksess. I 1773 kom det storflom, men dammen holdt. [1]

1.3 Portlandbetong

Portlandbetong sies å være videreutvikling av romerteknikken. James Parker regnes å være far til den moderne betongen da han på slutten av 1700-tallet utviklet en hurtigtørkende kalkbetong ved å tilsette pozzolan. I 1796 fikk Parker patent på det som blir kalt naturlig hydraulisk sement.

En av de største pådriverne for moderne bruk av betong er John Smeaton som i 1756 fikk i oppgave å bygge det tredje fyrhuset på Eddystoneklippene, et meget værhardt sted, 14 km utenfor Plymouth. Smeaton eksperimenterte med forskjellige typer sement og endte til slutt opp med en blanding av kalk fra Aberthaw og pozzolan fra Italia. I 1759 stod fyrhuset ferdig og var i drift frem til 1882 da fundamentene begynte å svikte. Forløperen til portlandsement oppstod i 1818 da franskmannen L. J. Vicat oppfant sementsystem basert på brent leire. Kalkstein og leire ble malt sammen i en våtmølle under Vicat's eksperimenter med hydraulisk kalk.

En engelsk murer ved navn Joseph Aspdin fikk i 1824 patent på "Portland cement" etter å ha malt brent kalkstein og leire til et pulver. Navnet fremkommer av at produktet har likhet i farge, hardhet og fasthet som naturstein fra halvøya Portland i Dorsetshire. Joseph Aspdin's sønn, William Aspdin, forbedret kvaliteten på produktet gjennom høyere temperatur ved varmebehandling. I 1860 fikk han i oppdrag fra brødrene Heyn å bygge en portlandsementfabrikk i Luneburg. Fabrikken var i drift frem til 1926.

I 1845 økte Isaac Charles Johnson temperaturen ved brenning av kalkstein og leire hvilket forbedret kvaliteten på portlandsement betydelig. Han påviste at råstoffene bør blandes i et bestemt forhold og at materialene varmes opp til over 1400°C. Ved denne temperaturen sintrer materialene sammen til klinker. Ved introduksjon av roterovnen i 1880-årene vokste den store kvalitetsforbedringen frem, og England ble et ledende land for utviklingen av moderne betong. Det første to-etasjes betonghus ble reist i 1835 i Swanscombe. Videre fulgte den første armerte konstruksjonen. Denne ble ikke reist før i 1854.

I starten hadde ikke portlandsement sitt største marked innen bygg. I London ble det likevel benyttet betydelige mengder med sement. Mye av dette gikk til avløpssystem i årene fra 1859 til 1867. Eksport av sement til Amerika ble en viktig vekstfaktor og førte til oppstart av portlandsement produksjon i USA i 1870-årene. Norge var et av de første landene som tok i bruk Joseph Aspdins patent for portlandsement. I 1840-årene startet sementproduksjon og først ut var "Nordre Langøy" i Bunnefjorden og "Bakaas Brug" ved Akerselven. Selve starten av norsk sementproduksjon slik vi kjenner den i dag kom i 1888 med grunnleggelsen av Christiania Cement Aktiebolag i Slemmestad.

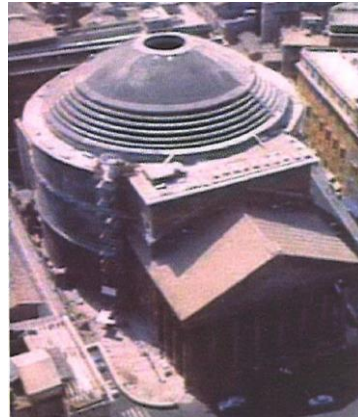
Flere land kastet seg også på sementbølgen. I 1830 startet første produksjonen av hydraulisk sement i Canada. I 1840 ble første portlandsementfabrikk i Frankrike opprettet i Boulogne-sur-Mer. I 1855 ble det bygget sementfabrikk i Stettin i Tyskland. På samme tidspunkt var det seks fabrikker som produserte romersk sement i Bornholm i Danmark. I 1869 grunnla Herman Brummer den første portlandsementfabrikken i Finland.

Inn mot det 20. hundreåret, var produksjon av portlandsement på verdensbasis opp mot 10 millioner tonn i året. [1]

1.4 Kjente byggverk

1.4.1 Pantheontempelet 127

Det kanskje mest kjente og omtalte byggverket med romersk betong er Pantheontempelet i Roma som ble bygget i år 127. Den unike kuppelen er laget av en form for lettbetong og har en diameter på 43,3 m. Etter hvert som man kom høyere opp i byggverket ble tilslagets egenvekt stadig endret til lettere typer. Tilslaget i de øvre delene er av knust pimpestein. [1]



Figur 1-1: Pantheontempelet i Roma.

1.4.2 La Sagrada Familia 1884-?



Figur 1-2: La Sagrada Familia i Barcelona.

I 1884 startet Antoni Gaudí arbeidet med Sagrada Familia som fremdeles per i dag ingen vet når skal stå ferdig. Stilen og formgivingen til Gaudí er unik og nå, snart 90 år etter hans død, sitter nye arkitekter og pønsker ut nye finurligheter i Gaudís ånd. For de dyktige betongteknologene i Barcelona har det blitt en utfordring å stadig komme med nye betongresepter som kan fylle behovet for formgiverens ønsker. [1]

1.4.3 The Ingalls Building 1902-1903

Det store gjennombruddet for armert betong i USA kom ved byggingen av verdens første skyskraper: The Ingalls Building i Cincinnati. Bygget var på 16 etasjer og var et av tre større bygg som ble bygget i armert betong omtrent samtidig. Det var armeringssystemet til Ransomes som ble brukt i store monolitiske bjelker og dekker med strekkarmering. Armeringssystemene til Monier og Wayss ble benyttet i toveisdekkene, mens bøyde stenger og bøylor kom fra Hennebiques systemer. [1]



Figur 1-3: The Ingalls Building i Cincinnati.

1.4.4 Hoover Dam 1931-1936



Figur 1-4: Hoover Dam i Black Canyon.

I Black Canyon, mellom statene Nevada og Arizona, ligger bue- og gravitasjonsdammen Hoover Dam som demmer opp Coloradoelven. Den er også kjent som Boulder Dam og var, når den stod ferdig i 1936, verdens største betongkonstruksjon. Den har en høyde på 221 m og en lengde på 379 m. I bunn er den 200 m tykk og 14 m tykkelse på toppen. Til bygging av dammen gikk det med 3,33 millioner m³ betong. [1]

1.4.5 Grand Coulee Dam 1933-1942

I staten Washington ligger gravitasjonsdammen Grand Coulee Dam som demmer opp Columbia River. Dammen overtok tittelen fra Hoover Dam som verdens største betongkonstruksjon når den stod ferdig i 1942. Grand Coulee Dam har en høyde på 168 m og en lengde på 1592 m. Det gikk med 9,16 millioner m³ betong for å bygge dammen. [1]



Figur 1-5: Grand Coulee Dam i staten Washington.

1.4.6 Sydney Opera House 1974



Figur 1-6: Sydney Opera House i Australia.

Den internasjonale arkitektkonkurransen om operahuset i Sydney ble vunnet av den danske Arkitekten Jørn Utzon i 1956. Med en høyde på opptil 60 meter står 12 hvite betongskåler som vindfulle seil på et dekk i Sydneys havn. [1]

1.4.7 Troll A-plattformen 1991-1995

Troll A-plattformen står på 305 meters vanddybde og har en total høyde på 474 meter. Konstruksjonen er den største som noen gang er blitt flyttet på med menneskekraft og har av Georg Hoff blitt kalt for det 8. underverk. Til plattformen gikk det med 245 000 m³ betong. [1]



Figur 1-7: Troll A-plattformen i Norge.

1.5 Industri og mangfold

I 1950-årene ble fiberarmerte polymerer i betong først demonstrert, men interessen ble ikke gjenopptatt før i 1980-årene. Første norske forskrift for betongarbeid kom i 1926 og ble forgjenger til den første norske standard, NS 427, utgitt i 1939. Robert Guthman etablerte den første kjente fabrikken for leveranse av ferdigblandet betong. Fabrikken stod ferdig i 1875, men 10. januar 1903 betraktes likevel som fabrikkbetongens fødselsdag. På den tid fant Jürgen-Heinrich Magens ut at ved å kjøle betong ned til frysepunktet før den ble transportert ville den holde seg fersk over lengre tid. 4. september samme år fant han videre ut at en samme virkning ville oppnås ved å kjøle ned delmaterialene før betongen ble laget. I 1906 erfarte Magens at betongens størkningstid kunne forlenges ved å utsette den for vibrasjon under transport.

De første ferdigbetongfabrikker i USA vokste frem i 1912. Videre fulgte Europa etter. Første ferdigbetongfabrikk fant sted i Danmark i 1926, deretter Storbritannia og Norge i 1931, Sverige i 1932 og Frankrike og Sveits i 1933. Samlet ferdigbetongproduksjon viste 120 000 m³ i Norge i 1950. I 1997 var den 2,5 millioner m³. Det sies at det ble brukt prefabrikkerte betongblokker allerede år 25 f.Kr. I moderne betonghistorie er det likevel William Aspdins hus, bygget i 1847, som anses som det første bygg med prefabrikkerte enheter. I land med mindre utviklet teknologi er betongblokker det største produktområdet. I store industrialiserte land er belegningsprodukter som heller, belegningsstein og lignende med stor automatiseringsgrad et meget stort produktområde. Globalt er betongrør spesielt viktig.

I Norge startet produksjonen av betongvarer i 1895 med etableringen av Christiania Monier & Cementvarefabrikk AS og Stavanger Cementvarefabrikk AS. Selve betongelementproduksjonen startet i midten av 1950-årene i Norge, men hadde startet lenge før dette i andre land. I 1875 forsøkte William Henry Lascelles å patentere et prefabrikkert betonggulv basert på prefabrikkerte betongplater på trebjelkelag. Første som prøvde det ut var arkitekten R. N. Shaw i et bolighus i Croydon i 1882. Engelskmannen Ernest L. Ransome oppdaget at armerte betongbjelker kunne konkurrere med stålbjelker. Første gang dette ble brukt var i prosjektet Arctic Oil Works i San Francisco i 1888. På 1920-tallet begynte det å bli vanlig med slakkarmerte betongelementer i det amerikanske markedet. I 1939 begynte det i Florida å produseres takplater i betong. Fremdeles er det dobbel T-elementer (DT) som er det mest populære prefabrikkerte betongelementet i USA. De første av denne typen kom allerede i 1951. De første hulldekkeelementene kom på markedet i USA på midten av 1950-tallet etter at David Todd konstruerte den første hulldekkemaskinen i 1958. I løpet av 1960-årene ble flere maskiner av samme type laget. I løpet av 1960-tallet hadde norsk betongelementindustri et godt fotfeste ikke bare her til lands, men også ved eksport til Sverige.

På begynnelsen av 1900-tallet ble det mulig å fremstille kunstig lett aggregat med relativt konstante egenskaper. Stephen J. Hayde observerte at det porøse avfallet fra teglproduksjonen kunne benyttes til betongtilslag og sies derfor å være den moderne lettbetongens far. Dette var en faktor som satte fart på bruken av lettbetong. Den første fullskala fabrikk for produksjon av lett tilslag startet opp i Kansas City i 1920. Det første tilfellet av lettbetong var egentlig et påbygg på en skyskraper. I 1928-1929 ble et 14 etasjers kontorbygg i Kansas City bygget på med 14 etasjer i lettbetong. Etter fulgte Chase Park Plaza Hotell i St. Louis på 28 etasjer i 1929 hvor det var bruk av lettbetong både i bjelker og dekker samt til brannbeskyttelse av andre konstruksjoner. I mars 1968 ble det som da var verdens

Fiberarmert betong

høyeste hus med lett tilslag innviet i Sydney. Bygningen består av et sirkulært tårn med 40 meters radius og har en høyde på 180 meter. Verdensrekorden i lengste brospenn med lettbetong holdes av Norge med Stolmasundet bro som ble åpnet i 1998. Broen har en lengde på 467 meter og et hovedspenn på 301 meter hvor 184 meter i midten er i høyfast lettbetong.

For å forbedre frostmotstand og støpelighet ble det på 1930-tallet innført å bruke luftinnførende stoffer i betongen. Plastifiseringsmidler, spesielt basert på lignosulfonater, fikk sitt gjennombrudd på begynnelsen av 1970-tallet. Polycarboxylatene (PCE) har i de senere år overtatt mye av det tradisjonelle lignosulfonatmarkedet til plastifisering av betong. Et viktig Norsk bidrag i betonghistorien er bruk av silikastøv i betongen. Det første silikastøvet ble produsert på Fiska verk i Kristiansand i 1950. Fra slutten av 1970-tallet ble det internasjonal interesse for silikastøv. Silikastøv er som ofte en av grunnkomponentene når man skal produsere høyfast betong.

Betong som båtmaterialer har over 150 års historie hvor bruken av betong gikk litt opp og ned. Jean-Louis Lambots robåt fra 1846 er den første kjente betongbåten. Båten hadde en lengde på 3,6 meter og en veggtykkelse på mellom 30-40 mm. Norske "Namsenfjord" ble bygget i 1917 etter Fougner tegninger og var det første havgående betongfartøy med en vekt på 400 tonn og en lengde på 26 meter. Før den tid hadde Fougner alt bygget en betonglekt i Manilla på Filippinene da han arbeidet som bygningsingeniør i Asia. Senere, på slutten av 1950-tallet, ble det bygget en rekke lektere på Filippinene i forspent betong. Fougner bygget også taubåten "Staal-Beton 19" som ble sjøsatt 17. oktober 1917. Om vinteren ble båten benyttet som isbryter på havnen i Moss og til å bryte is i Oslofjorden. Samme år bygget Fougner også den første flytedokken i betong.

I 1918 ble den første lettbetongbåten «Atlantis» på 300 tonn bygget. Deretter kom «Selma» som ble sjøsatt i 1919. Båten hadde en lengde på 132 meter og veggtykkelser på 100 til 127 mm. Overdekningen på armeringen var 16 mm. Under andre verdenskrig ble det bygget 104 betongskip i USA med kapasiteter fra 3200 tonn til 140 250 tonn. I Storbritannia ble det bygget mer enn 100 båter i serie da alt stålet måtte gå til krigsskip og annet krigsmateriell. På 1960- og 1970-tallet ble det både i Norge og andre land bygget en rekke ferosementbåter. En av de mest kjente var regattabåten, "Helsal", som var designet av ingeniøren Petter Ellen. I tillegg til alle de forskjellige variantene av betongbåter ble det også produsert betongkanoer.

I årene fra 1950 til 1982 ble det bygget og registrert 1130 flytende betongkonstruksjoner. De siste 30-40 årene er det bygget imponerende midlertidig - eller permanente flytende konstruksjoner. Her kan det nevnes tunnelelementer, plattformer for olje- og gassproduksjon og flytebroer.

Stråfiber ble benyttet av amerikanske indianere lenger før europeerne dukket opp. Også egypterne brukte strå i soltørrede murstein. Kineserne brukte bambus i mørtelen som blant annet ble brukt til byggingen av den store kinesiske mur. Til muren ble det også benyttet rismel i mørtelen for å få luftporer som økte bearbeideligheten. Utvikling av høyplastifiserende stoffer ble i 1958 startet av Kenichi Hattori i Japan. Arbeidet førte til det som ofte betegnes som superplastifiserende. Dette ble starten for utviklingen av det som senere har blitt betegnet som høykvalitetsbetong. Utviklingen fortsatte på 1990-tallet med polymerene og ved århundreskiftet ble polycarboxylatene det store slagordet for stor vannreduksjon i reseptene. [1]

1.6 Sement

I Norge ble det produsert 100 000 tonn sement i begynnelsen av 1900-tallet. I 1920 steg tallet til 200 000 tonn. På slutten av 1960-tallet var produksjonen økt til 2,7 millioner tonn. I starten ble sementen distribuert i tønner og jutesekker før papirsekker ble tatt i bruk i 1927. Reorganiseringen av Slemmestad-fabrikken i 1892 gjorde at fabrikken ble alene om å dominere sementmarkedet i Norge. I 1909 fikk sementfabrikken sin første roterovnen i drift på Slemmestad. Videre ble sementfabrikkene i Lier, i Dalen og i Kjøpsvik etablert i årene 1916-1918. Sementfabrikken Ce-No i Lier startet i 1917 prøvedrift. Ce-No-fabrikken ble nedlagt i 1927 etter 10 års haltende drift. En viktig årsak her var nok at fabrikken ble etablert med sjaktovner samtidig som roterovnsteknikken var på full fart inn i utviklingen.

AS Dalen Portland Cementfabrikk ble etablert utenfor Brevik ved Eidangerfjorden i 1916. Det var Alfred Holter som var selskapets administrerende direktør. Den første sementen i Dalen ble produsert 28. juni 1919. Sementfabrikken hadde sitt satsningsområde innen eksport. I Perioden 1923-1927 eksporterte Dalen hele 2,3 millioner tønner eller 391 000 tonn av en produksjon som var totalt på 544 000 tonn. I tillegg var Dalen først ute med papirsekker. Selskapet Nordland Portland Cementfabrik AS i Kjøpsvik ble etablert i oktober 1918. Det ble satt i gang opprustning av fabrikken på begynnelsen av 1990-tallet som førte også til at det gikk over til tørrproduksjon. Kjøpsvik ble ikke bare nasjonalt, men også en internasjonalt konkurransedyktig fabrikk. I 1968 fusjonerte de tre sementfabrikkene Dalen, Kjøpsvik og Slemmestad og ble til Norcem. I august 1973 ble Gerhard Heiberg ansatt som administrerende direktør. Dette ble starten på en ny initiativrik og ekspansiv periode med sterk satsing blant annet på internasjonal aktivitet. Det nye selskapet, Norcem, og svenske Cementa dannet i 1986 et samarbeidsselskap som fikk navnet Scancem International. Gjennom nok en fusjon i 1987 ble Norcem en del av Aker-konsernet. Fra 1999 har Scancem vært en del av det multinasjonale selskapet Heidelberg Cement.

I Norden var det danskene som var først ute med sementproduksjon. Den første fabrikken startet i Ringsted i 1968. I perioden 1916-1918 produserte danske fabrikker til sammen 3,5 millioner tønner sement. Produksjonen var på samme tid i Norge 1 million tønner på Slemmestad, 900 000 tønner i Dalen og 300 000 tønner i Kjøpsvik. I Sverige var det Skånska Cementaktiebolaget, dannet i 1871, som produserte første tønne sement. Fabrikken lå i Lomma og produserte sement på base av kalkstein fra Limhamn og leire fra Lomma. Denne fabrikken var i drift frem til 1905. I 1980 stod den mer moderne Limhamnsfabrikken klar. I alt har Sverige hatt 14 sementfabrikker. Svensk sementindustri var tidlig eksportrettet og hadde på sitt toppår eksport på hele 60 prosent. I siste halvdel av 1890-tallet var eksportandelen mellom 28 og 45 prosent. I Finland grunnla Herman Brummer i 1869 den første portlandsementfabrikken. I 1894 ble fabrikken nedlagt. Det var først i 1914 at finsk sementindustri virkelig kom i gang og dette med etableringen av fabrikken til Pargas. Pargas etablerte også flere fabrikker i Vilmanstrand og i Kolari i Nord-Finland. De europeiske sementprodusentene har et samarbeid gjennom Cembureau som har hovedpunkt i Brussel. Selve initiativet til dannelsen av Cembureau ble tatt av direktøren, Alfred Holter, på sementfabrikken i Dalen. Hensikten var å forsøke å få til en ordning hvor sementprodusentene fikk en viss beskyttelse i sine hjemmemarkeder i Europa. De som var medlemmer av avtalen skulle ikke eksportere til de øvrige medlemmers hjemmemarked uten det berørte medlemmets tillatelse. Avtalen førte til en viss prisstabilisering. [1]

1.7 Framtiden

Det årlige betongvolumet som produseres i dag er tilsvarende et fjell med grunnflate 1x1 km og høyde lik Mount Everest. Hovedsentrum for betongutviklingen ligger i dag i Asia og omtrent halvparten av all produsert sement blir benyttet i Kina. I fremtiden vil økt fokus på miljø og bærekraftig utvikling gi betydelige endringer både i bruk og produksjon av bindemidler til betong og i selve bruken av betong. Betong er et av de viktigste fundamentene til en bærekraftig utvikling. Dette gjelder spesielt som råmateriale til sosial utvikling gjennom bedret infrastruktur, men også som materiale til bygging av fornybare energikilder. Et eksempel på ny bruk av betong er økt bruk av permeabel betong hvor vann og luft lett trenger gjennom. Denne betongtypen gir mulighet til forbedret dreneringsmuligheter for gangveier samt bedre erosjonssikring av skråninger i elvebredder.

Det er alt tatt i bruk betong i vindmøllertårn. Produsenter driver stadig utvikling av nye og forbedrete løsninger for prefabrikkert bygging i betong. Gjennom sin betydelige varmemagasinerende evne er betong også et viktig redskap for energisparing og reduksjon i utslipp av CO₂. Et nøkkelpoeng i denne forbindelse er bedret bruk av betongens varmemagasinerende kapasitet, og vil bety endringer av byggemåten i fremtiden. I dag representerer produksjonen av betong på verdensbasis 6-7% av det menneskeskapte CO₂-utslippet. Fremdeles er det mye å hente for å redusere utslipp ved å modernisere sementproduksjonen i verden. Målet for fremtiden er at betong ved hjelp av teknologifordringer, CCS (Carbon Capture and Storage) og absorpsjon av CO₂ gjennom karbonatisering skal føre til at fremstillingen av betong skal absorbere mer CO₂ enn utslippet under produksjon. I de fleste industriland arbeider forskere for å utvikle ny teknologi som skal redusere utslipp fra sement da disse verdiene i dag er meget høye.

De første betongrørene som ble produsert var ovale i motsetning til i dag hvor de fleste betongrørene er runde. Ved mindre diameter i bunnen blir det et hydraulisk bedre rør som gir bedre selvrensingsevne når vannføringen er liten. Grunnen til at rørene etter hvert ble sirkulære i tverrsnittet var det moderne maskiner, støpeteknikk og produksjonsøkonomi som førte til. I fremtiden vil behovet for selvrensingsevne føre til at ovale rør igjen kommer tilbake.

I fremtiden kan betongbygg på månen bli en realitet. En konstruksjon på månen må utformes som en trykktank med pustbar luft på innsiden, lite trykk på utsiden og lekkasjesikre vegger. Ved fremstilling av betongkonstruksjoner på månen vil det være viktig å benytte lokale byggematerialer. Vitenskaplige studier viser at det kan produseres sement og høykvalitetsbetong av månematerialer.

[1]

2 Regelverk og bruk av fiberarmering

2.1 Regelverk og anbefalinger

I dag finnes det flere internasjonale rapporter med anbefalinger for beregning av fiberarmering. Blant disse er:

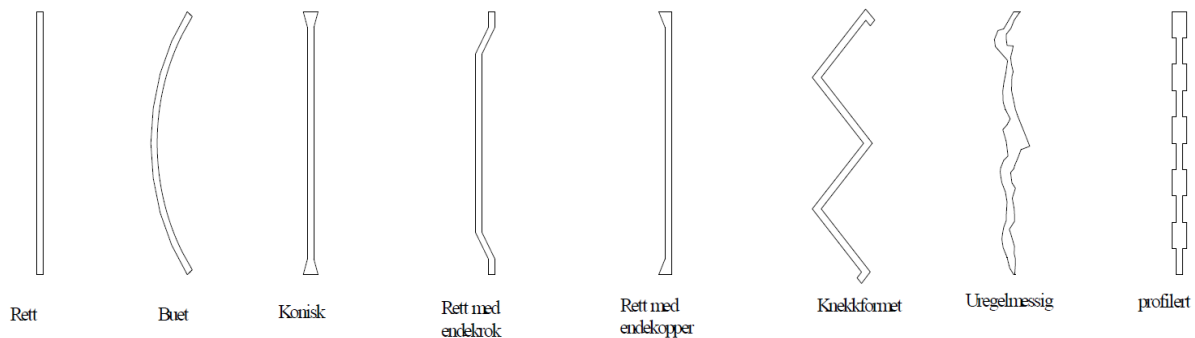
- DAFStb Recommendations for Steel Fibre Concrete. Amendment to DIN 1045, parts 1-4 (08/2008)
- The Concrete Society: Guidance for the design of steel-fibre-reinforced concrete, Technical Report No 63, Surrey, Great Britain, March 2007.
- The Concrete Society: Guidance on the use of macro-synthetic-fibre-reinforced concrete, Technical Report No 65, Surrey, Great Britain, April 2007.
- ACI Committee 544: Report on Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute, 2001.
- New FIB Model Code, Task group 8.6: Fibre Reinforced Concrete, Working document (2010). Eller first complete draft av Model Code publisert i 2010.

I 2010 ble den første complete draft av FIB's nye Model Code for Betongkonstruksjoner inkludert fiberbetong publisert. Før den tid ble det i 2008 utgitt et tysk regelverk for stålfiberbetong. I følge norsk regelverk for utførelse og kontroll, kan ikke disse benyttes direkte. Som regelverk for utførelse og kontroll i Norge, er det ikke hensiktsmessig å benytte disse direkte. Den førstnevnte, Model Code, dekker i utgangspunktet bare dimensjoneringsgrunnlag -og regler, dvs kapittel 4 og 6 i denne oppgaven. Model Code inneholder enkelte presiseringer når det gjelder bruk av syntetiske fiber i betongkonstruksjoner, tilsvarende det som blir vist i denne oppgaven. Det tyske regelverket gjelder tradisjonelt utstøpt stålfiberarmert betong, da innen et svært begrenset fasthetsområde.

I Norge ble det i 2011 publisert en omfattende evaluering av aktuelle prøvingsmetoder i regi av NTNU og COIN. I Sverige pågår det et arbeid parallelt med det COIN gjør i Norge, og i Danmark er det også planer om et tilsvarende arbeid. I Italia og Belgia er det et relativt komplett regelverk, til tross for at det ikke er særlig stor bruk av fiber i lastbærende konstruksjoner. [10]

2.2 Fiberarmering

Fiberarmering er hvor et stort antall fibre blandes inn i betongen på blandestasjonen. Fiberarmert betong brukes i gulv, plater på mark og i sprøytebetong til fjellsikring. Fibrene varierer i lengde, tykkelse og utforming. Forskjellige typer fiber nyttes til ulike formål med varierende doseringer. Former vises i [Figur 2-1](#).



Figur 2-1: Forskjellige former på fiberarmering.

Fiber tilsettes for å gjøre betongen mer duktil, men også for å redusere riss. Behovet for armering ses i sammenheng med betongens lave strekkfasthet. Strekkøying i betong er imidlertid lavere enn armeringens flytetøying (0,2 mot 2,5 ‰). Dette fører vanligvis til at det oppstår betydelige riss før armeringen tar opp nok krefter. Rissene er uønsket med hensyn til estetikk og vanntetthet, men også da det kan føre til redusert levetid. Betongen må av den grunn i tillegg til styrkekrav også oppfylle krav om rissviddebegrensning. Generelt sett kan dette oppnås på tre måter: økt mengde vanlig armering, bruk av spennarmering og ved hjelp av fiberarmering.

Helt siden oldtiden har fiber vært benyttet til å armere sprø materialer. Den gang brukte de eksempelvis strå og hår. Fra slutten av 1800-tallet stod asbestfiber sentralt, men grunnet helseskader ble alternative fibertyper introdusert på 60 og 70-tallet. [10]

2.2.1 Fibertyper

Det finnes flere typer fiberarmering som vil forklares litt nærmere.

2.2.1.1 Stålfiber

Stålfiber er små stenger av stål med varierende lengde og diameter. Vanlig lengde er mellom 30-60mm, og diameter fra 0,5 til 1,2 mm. I de fleste tilfeller har de en rett form med avsluttende endekrok. I de siste tiår har det vært stor bruk av stålfiber i industrigulv. Fordelene med denne type fiber kontra vanlig armering er spart arbeidstid, transport utover gulvet, mindre opprissing og større fugefrie areal. [10]

2.2.1.2 Basaltfiber

Basaltfiber lages av smeltet vulkansk stein som dras ut til tynne basalttråder med bestemt diameter. Videre blir trådene tilført et belegg som gjør dem passende for bruk i betong. Basalttrådene tvinnes sammen og kuttes i passende lengder. Lengden på basalttrådene vil variere avhengig av tiltenkt bruk. Basaltfiber har strekkfasthet på ca. 1100N/mm² og densitet på 1,9kg/m³. [11]

2.2.1.3 Polypropylenfiber

Polypropylenfiber er laget av plastmaterialet polypropylen. Sammenlignet med stålfiber har disse fibre lav egenvekt, og densitet på omtrent 910kg/m^3 . Polypropylenfibre som nyttes i betong er kjemisk inaktive og alkali-resistente. Fordeler med polypropylenfiber er blant annet økt brannmotstand, redusert fare for eksplosjonsartet avskalling, redusert fare for blødning, økt betongtetthet og økt motstand mot slag. [12]

2.2.1.4 Glassfiber

Glassfiber er tynne fibrer som fremstilles av smeltet glass. Fibrene er tynne, men svært bøyelige og spenstige. Dette gjør at de vil rette seg ut igjen dersom bøyekraften fjernes, uten å få varige deformasjoner. Glassfiber for bruk i betong er spesielt designet for å være motstandsdyktig mot alkalier. Glassfiberarmert betong kan støpes i plater så tynne som 12mm. [13]

2.3 Bruk av fiberarmering

Det er fremdeles slik at det aller meste av fiber i betong benyttes i golv, plater på mark og sprøytebetong til fjellsikring. Det som kan klassifiseres som lastbærende konstruksjoner er prosjekter med stålfiberarmering i plater på mark støpt på pælegrupper. I de baltiske landene Latvia og Litauen benyttes stålfiberarmering i etasjebygg.

Grunnet betongens lave strekkfasthet, er det behov for armering. Armeringen må overta strekkraftene i en lastbærende konstruksjon når betongen risser. Betongens strekkføyning er lavere enn armeringens flytetøyning (0,1 vs. 2,5 %). Dette fører til betydelig riss i betongen før armeringen overtar strekkraftene. Riss kan føre til redusert levetid, og er uønsket med hensyn på vanntetthet og estetikk. Betongkonstruksjoner må oppfylle krav til begrensning av rissvidder i tillegg til styrkekrav. Redusert opprissing kan oppnås på tre måter:

- Økt mengde tradisjonell armering
- Bruk av spennarmering
- Ved hjelp av fiberarmering. Her vil spesielt stålfiberarmering være svært effektivt, ettersom denne fibertypen begynner å ta over betongens strekkspenninger ved svært små rissvidder (før synlige riss opptrer).

Fiber har blitt brukt i lang tid for rissbegrensning og til å øke bæreevnen i sprø materialer som murverk og betong. Det har også vært gjennomført omfattende forskning og materialutvikling. Til tross for dette er det slik at regelverk og felles forståelse av hvordan fiber virker etter opprissing er en begrensning for praktisk bruk av materialet.

Stål-, glass, syntetisk og naturlige fibermaterialer er hovedtypene av fiber som brukes i dag. De fiberarmerte betongtypene som hører til er:

- Stålfiberarmert betong (SFRC)
- Glassfiber armert betong (GFRC)
- Syntetisk fiberarmert betong (SNFRC)
- Naturlig fiberarmert betong (NFRC)

Lengden av fiber varierer fra noen få mm til 80 mm, og diameteren varierer fra noen få tidels microns til 2 mm.

Strå eller hestehår har blitt brukt som fiber til å armere sprø materialer siden oldtiden. I nyere tid, fra 1898, har man benyttet asbestfiber i blant annet sementpasta. Alternative fibertyper ble introdusert i 1960- og 1970-årene pga. helseskader med asbest. I over 100 år har stålfiber blitt benyttet, men de største anvendelsene i veg og flyplasser kom ikke før i løpet av 2.verdenskrig.

Fiber blir brukt til å forbedre materialegenskapene for en stor mengde materialer i vår tid. Materialegenskapene som blir forbedret er for eksempel strekkstyrke, rissforsterkning, risskontroll, bestandighet, utmatningsstyrke, støtmotstand, slitasjemotstand, robusthet mot svinn- og temperaturriss og brannmotstand.

Fiberarmert betong

Hovedsakelig stålfiberarmert og syntetisk fiberarmert betong blir anvendt innen byggebransjen i dag.

En stor suksess de siste tiårene har vært bruk av stålfiber i industrigolv og de første anvendelsene var i England tidlig i 1980 årene. Norge og Sverige kom ikke lenge etter. Fordelene med fiber sammenlignet med tradisjonell armering er:

- Spart arbeidstid
- Transport utover golvet
- Større fugefrie areal
- Mindre opprissing fordi tradisjonell armering virker som rissanviser ved liten overdekning.

En fordel med bruk av fiber i plater på mark er at det er uproblematisk med hensyn på sikkerhet. Ved bruk av stålfiberarmert betong kan en oppnå betydelig reduksjon i tykkelse sammenlignet med uarmert betong. Påstøp av stålfiberarmert betong på brudekker, vegger og kaier viser seg å fungere bra. I England har en siden midten av 1990-årene laget plater på mark opplagt på pælegrupper uten tradisjonell armering. [10]

Andre kjente anvendelser med stålfiberarmert betong er:

- Frittstående dekker (forsøksstadiet)
- Plasstøpte betongvegger
- Samvirkedekker (Stålplater med betong-påstøp) (forsøksstadiet)
- Prefabrikkerte tunell elementer (forsøksstadiet)
- Lagertanker og rør
- Beskyttelsesanlegg
- Prefabrikkerte bjelker og veggelementer (forsøksstadiet)
- Reparasjon av dammer og marine konstruksjoner
- Forsvarsanlegg

Aktuelle anvendelser med syntetisk fiberarmert betong er:

- Industrigolv.
- Vegger og utendørsarealer
- Påstøp
- Plasstøpte vegger
- Samvirkedekker (forsøksstadiet)
- Kystanlegg (Havner, kaier med mer)
- Prefabrikkerte bjelker, veggelementer, kantbjelker (forsøksstadiet)
- Reparasjon
- Forsvarsanlegg

3 Materialdokumentasjon

3.1 CE-merking og bestemmelse av fiber

Egenskaper som påvirker fiberens egnethet som armeringsmateriale skal være testet og bestemt for all fiber som blandes inn i betong. CE-merking med angivelse av hvilke konstruksjonstyper fiberen kan benyttes i skal følge alle fiberprodukter. Det skilles mellom konstruktiv (lastbærende) bruk av fiber, og fiber benyttet til andre formål. I [Tabell 3-1](#) er det gitt eksempel på CE-merking.

Tabell 3-1: Eksempel på CE-merking av fiber.

| Product(s) | Intended use(s) | Level(s) or class(es) | Attestation of conformity system(s) |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| Steel fibres | for structural uses in concrete mortar or grout | See Table ZA.1 | 1 |
| Steel fibres | for other uses in concrete mortar or grout | See Table ZA.1 | 3 |
| System 1: See Directive 89/106/EEC (CPD) Annex III.2.(i), without audit testing of samples. System 3: See Directive 89/106/EEC (CPD) Annex III.2.(ii), Second possibility. | | | |

I følgende standarder er det gitt krav til materialdokumentasjon og deklarerings fra fiberprodusenten:

- Stålfiber - EN 14889-1: Fibere for betong – Del 1: Stålfibere - Definisjoner, krav og samsvar
- Polymerfiber - EN 14889-2: Fibere for betong – Del 2: Polymerfibere – Definisjoner krav og samsvar

Fibre av andre materialer må deklarerer etter samme prinsipper som er gitt for stålfibre og polymerfibre. [10]

3.1.1 Bestemmelse av fibrenes lengde

Avstanden mellom fiberens endepunkter måles og det er dette som bestemmer lengden. Her nyttes utstyr med nøyaktighet på 0,1mm. For å beregne ekvivalent diameter skal fiberens totale lengde (l_d) måles. Lengden av fiberen etter at den er rettet ut, uten at tverrsnittet er endret, er fiberens totale lengde. [10]

3.1.2 Bestemmelse av fibrenes ekvivalente diameter

Med et mikrometer med en nøyaktighet på 0,01mm måles diameteren til fiberen i to retninger normalt på hverandre. Gjennomsnittet av disse målingene er fiberens diameter. [10]

Fiberarmert betong

3.1.2.1 Rektangulært fibertverrsnitt

Et mikrometer med en nøyaktighet på 0,01mm måler bredden (w) og tykkelsen (t).

Ekvivalent diameter (d) finnes med følgende formel: [10]

$$d = \sqrt{\frac{4wt}{\pi}} \quad \text{(Formel 3-1)}$$

3.1.2.2 Irregulært fibertverrsnitt

Massen (m) bestemmes med en nøyaktighet på 0,001g. Med masse (m) og total lengde (l_d) beregnes ekvivalent diameter etter følgende formel:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot m \cdot 10^6}{\pi \cdot l_d \cdot \rho}} \quad \text{(Formel 3-2)}$$

For bløtt stål kan normal densitet ρ beregnes som 7850kg/m³.

For syrefast stål kan normal densitet ρ beregnes som 7950kg/m³. [10]

3.1.3 Fibrenes slankhetstall

Fiberens lengde (l) dividert med ekvivalent diameter (d) bestemmes som slankhetstallet. [10]

$$\lambda = l/d \quad \text{(Formel 3-3)}$$

3.1.4 Overflatebehandling av fiber

All kjemisk eller fysisk behandling av fibre samt type og kvantitet overflatebehandling skal bestemmes og kontrolleres av produsenten. For eksempel kan fibre belegges med sink eller halvgalvaniseres. Produsenten må angi karakteristisk mengde i g/m². [10]

3.1.5 Bunting av fiber

Det skal spesifiseres om fibre er buntet, orientert under pakking eller limt. Om eventuell emballasje er selvoppløsende og skal følge med inn betongen eller om den skal fjernes, skal klart fremkomme. [10]

3.2 Bestemmelse av fiberens effekt på betongens konsistens

Fiberens innvirkning på betongens konsistens skal bestemmes av fiberprodusenten i henhold til EN 14845-1. Mengden fiber som må tilsettes for å oppnå spesifisert bøyestekkkfasthet skal bestemmes av produsenten. På en referansebetong uten fiber og en identisk betong med fiber skal konsistensmåling skje i henhold til EN 12350-3 (VeBe-test). Ved en rekke ulike fiberdoseringer kan fiberleverandøren også bestemme referansebetongens konsistens.

Fiberens innvirkning på konsistens vil normalt ikke ha så stor betydning for stålfiber. Flyten i betongen vil reduseres noe ved tilsetning av fiber. En noe endret proporsjonering av betongen må i noen tilfeller kompensere for dette. Fiberens innvirkning på konsistens vil ha vesentlig betydning for betong med doseringer av stålfiber over 40kg/m^3 , og fibertype velges ut fra dette. [10]

3.3 Bestemmelse av fiberens effekt på betongens styrke

I henhold til NS-EN 14845-2 skal effekt på styrke bestemmes fra en utført referansebetong i henhold til EN 14845-1. Hvilken mengde fiber i kg/m^3 som oppnås ved restbøyestrekfasthet på $1,5\text{N/mm}^2$ ved $0,5\text{mm}$ CMOD (ekvivalent med $0,47\text{mm}$ nedbøyning) og en rest bøyestrekfasthet på 1N/mm^2 ved $3,5\text{mm}$ CMOD (ekvivalent med $3,02\text{mm}$ nedbøyning) skal bestemmes. [10]

3.4 Bestemmelse av stålfiber

3.4.1 Generelt

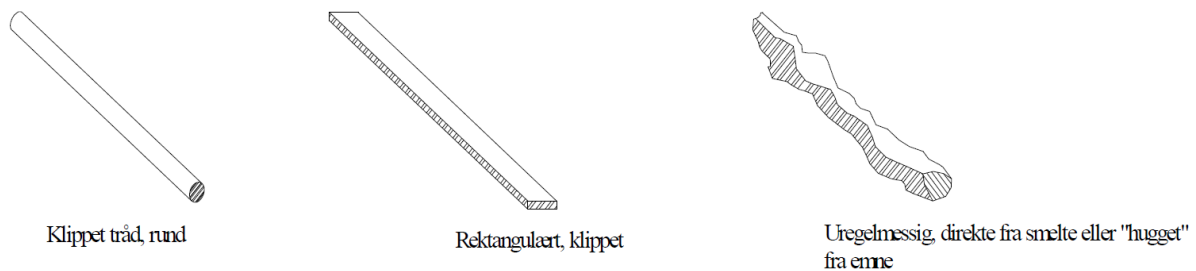
Stålfiber som armering av betongkonstruksjoner er rette eller formede strenger av stål som eger seg for homogen innblanding i betong. I NS-EN 14889-1 er det gitt spesifikasjoner, definisjoner og krav til stålfiber for betong. [10]

3.4.2 Klassifisering av stålfiber

Stålfiber klassifiseres i følgende grupper:

| | | |
|------|------------------------|--------------------------------|
| I: | cold-drawn wire | kaldstrukket ståltråd |
| II: | cut sheet | Stanset fra stålplate |
| III: | melt ekstraktet | smelteslagg |
| IV: | shaved cold drawn wire | splittet kaldstrukket ståltråd |
| V: | milled from blocks | frest fra stålblockk |

Kaldtrukket ståltråd er den mest vanlige fiberen benyttet i betongkonstruksjoner. [10]



Figur 3-1: Produksjonsmetoden bestemmer fiberens form.

3.4.3 Stålfibrenes form

Leverandøren skal oppgi formen til stålfiberen som rett eller formet. Toleransene for fiberformen skal være spesifisert. Vanlige fiberformer er vist på Figur 2-1. [10]

3.4.4 Stålfibrenes dimensjoner og toleranser

For stålfibre i gruppe I og II skal lengde (l), ekvivalent diameter (d) og slankhetstall ($\lambda=l/d$) være bestemt av produsenten.. Toleransene skal være i henhold til Tabell 3-2 og 95% av stålfibrene skal være innenfor de spesifiserte grensene. 90% av målingene skal være innenfor grensene spesifisert i Tabell 3-2 for stålfibre i gruppe III, IV og V. [10]

Fiberarmert betong

Tabell 3-2: Toleranse for stålfiber.

| Property | Symbol | Deviation of the individual value relative to the declared value | Deviation of the average value relative to the declared value |
|----------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| Length and developed length >30 mm ≤ 30 mm | l, l_d (if applicable) | ± 10 % | ± 5 % ± 1,5 mm |
| (Equivalent) diameter >0,30 mm ≤ 0,30 mm | d | ± 10 % | ± 5 % ± 0,015 mm |
| Length/diameter ratio | λ | ± 15 % | ± 7,5 % |

3.4.5 Stålfibrenes strekkstyrke

Strekkstyrke (R_m) skal deklarerer av produsenten og bestemmes i henhold til EN 10002-1.

Strekkstyrken skal bestemmes fra ståltråden før deformering for gruppe I og fra platen før deformering for gruppe II. For enkeltmålinger skal den aksepterte toleransen fra den bestemte R_m -verdien være 15% og 7,5% for gjennomsnittet. Minimum 95% av målingene skal være innenfor spesifiserte toleranser.

Strekkfastheten bestemmes på stålfibre med minimum lengde på 20mm for gruppe III, IV og V. Disse fibre har ett irregulært tverrsnitt og vil derfor ryke der dette er minst. Ved å dividere maksimum last i testen med tverrsnittet kalkulert fra ekvivalent diameter, beregnes nominell strekkfasthet. Produsenten kan også bestemme tverrsnittet ved bruddpunktet ved optisk metode. I det tilfellet kan strekkfastheten bestemmes som maksimal last dividert med tverrsnitt i bruddpunktet. Da skal også presisjonen for tverrsnittsmålingen oppgis. [10]

3.4.6 Stålfibrenes elastisitetmodul

Elastisitetmodul for stålfiberen skal bestemmes av produsenten. Ved strekkfasthetstest i henhold til EN 10002-1 kan elastisitetmodulen bestemmes for stålfibre fra gruppe I og II. Før deformering av fiberen skal testen utføres på basismaterialet og elastisitetmodulen skal kalkuleres ved å bruke belastning og deformasjon ved 10% og 30% av R_m .

Elastisitetmodulen for stålfiber er ca. 200 000N/mm². For syrefast stålfiber er elastisitetmodulen ca. 170 000N/mm², men den er avhengig av materialsammensetningen. [10]

3.5 Bestemmelse av polymerfibre

3.5.1 Definisjon

Polymerfibre er formede eller rette stykker polymermateriale som er egnet for homogen innblanding i betong. I NS-EN 14889-2 er det gitt definisjoner, spesifikasjoner og krav til polymerfibre for betong. Etter fiberens lengde klassifiseres polymerfibre som:

Klasse 1 $\leq 30\text{mm}$

Klasse 2 $> 30\text{mm}$

Fibre i Klasse 1 er ikke dokumentert for konstruktiv bruk (lastbærende). For fibre i Klasse 2 er begrensningen at de bare må benyttes til bruk de er dokumentert for. Polymerfibreens egenskaper under langtidslast knyttes det stor usikkerhet til. Dersom fibreens bæreevne utnyttes over større tidsrom må disse egenskapene dokumenteres spesielt. Videre må det ved konstruktiv utnyttelse av polymer fibre også tas hensyn til materialenes lave smeltetemperatur, se kapittel 3.5.8. [10]

3.5.2 Type polymerfibre

Polymerfibre skal bestemmes ut fra polymerens sammensetning og polymermaterialet kan være: [10]

| | |
|------------------------------------|-------------|
| Polyolefin | pva |
| Polypropylen | polyakrylsk |
| Polyetylen | aramider |
| Polyester | nylon |
| Blandinger av materialer gitt over | |

3.5.3 Polymerfibreens form

Produsentene står fritt til å velge fiberens form som kan være rett eller formet. Tekstur på overflate og form på tverrsnittet skal omfattes av en beskrivelse. Kontroll kan utføres med optiske instrumenter. [10]

Fiberarmert betong

3.5.4 Polymerfibreneres dimensjoner og toleranser

For alle polymerfibertyper skal lengde (l), ekvivalent diameter (d) og slankhetstall ($\lambda=l/d$) bestemmes.

Tabell 3-3 angir toleransene. Lineær densitet skal bestemmes i henhold til kapittel 0 for Klasse 1 fiber (lengde ≤ 30 mm). [10]

Tabell 3-3: Toleranser for polymerfiber.

| Property | Symbol | Deviation of the individual value relative to the declared value | Deviation of the average value relative to the declared value |
|---------------------------------------------|-----------------|------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|
| Length and developed length (all fibres) | l, l_d | | |
| >30 mm | (if applicable) | $\pm 10 \%$ | $\pm 5 \%$ |
| ≤ 30 mm | | | $\pm 1,5$ mm |
| Class II fibres > 0,30 mm | | | |
| (equivalent) diameter | d_e | $\pm 50 \%$ | $\pm 5 \%$ |
| length/diameter ratio | λ | $\pm 50 \%$ | $\pm 10 \%$ |
| Class I fibres $\leq 0,30$ mm | | | |
| linear density | ρ_L | $\pm 10 \%$ | $\pm 10 \%$ |

3.5.5 Lineær densitet for polymerfibre

Lineær densitet er gitt som masse pr lengdeenhet beskrevet i tex

$$1 \text{ tex} = 1\text{g}/1000\text{m}$$

Lineær densitet skal produsenten bestemme i henhold til EN 13392 for klasse I fibre. [10]

3.5.6 Polymerfibreens strekkstyrke

3.5.6.1 Strekkstyrke for Klasse I polymerfibre

Gjennomsnittlig bruddstyrke for fibermaterialet bestemmer strekkstyrken for klasse I fiber. Prøvene utføres i henhold til metode A eller metode B i EN ISO 2062. [10]

3.5.6.2 Strekkstyrke for Klasse II polymerfibre

I henhold til EN 10002-1 skal strekkstyrken, R_m , bestemmes ved å dividere maksimal kraft fiberen kan motstå med gjennomsnittlig fibertverrsnitt. Deformasjonshastigheten skal bestemmes og ikke overstige 10mm/min.

Test av strekkstyrke skal utføres på individuelle fibre med minimum lengde på 20mm. Videre skal 30 individuelle fibre testes og alle resultatene for bruddstyrke skal inkluderes i kalkuleringen av gjennomsnitt og standardavvik. Den aksepterte toleransen fra den bestemte verdien R_m skal være 7,5% for gjennomsnittet og 15% for enkeltmålinger. [10]

3.5.7 Polymerfibreens elastisitetsmodul

I henhold til strekkfasthetstesten beskrevet i EN 10002-1 skal elastisitetsmodul bestemmes. Elastisitetsmodulen beregnes ved å nytte belastning og deformasjon ved 10% og 30% av R_m .

Videre skal 30 individuelle fibre testes og alle resultatene skal inngå i kalkuleringen av gjennomsnitt og standardavvik. Akseptabel toleranse for bestemt elastisitetsmodul er 10% for gjennomsnitt og 15% for individuelle målinger. [10]

3.5.8 Polymerfibreens smeltepunkt og fordampningspunkt

I henhold til ISO 11357-3 skal smeltepunkt, temperatur når fibermaterialet blir flytende og fordampningspunkt, bestemmes. Begge er viktige når det gjelder bruksområde for konstruksjoner. Smeltepunktet er spesielt viktig da dette er sentralt for å endre betongens egenskaper under brann. [10]

4 Mekaniske egenskaper, fasthetsklasser og prøvingsmetoder for fiberarmert betong

4.1 Generelt

Utførelsen av betongarbeidene skal være slik at kravene gitt i kapittel 5 i denne oppgaven er oppfylt. Valg av fasthetsklasser og bestandighetsklasser skal være i henhold til Eurocode 2. Fiber kan prinsipielt sett kombineres med betong i alle fasthetsklasser.

Betongens trykkfasthet, E-modul, tverrkontraksjonstall og varmeutvidelseskoeffisient er lite påvirket av stålfibertilsetningen innenfor de praktiske grenser for fibermengder. Mengder er gitt av krav til betongens støpelighet og homogenitet ved vanlige støpemetoder. Trykkfasthet og E-modul bestemmes eksperimentelt for den fiberarmerte betongen ved høyere volum enn 1% stålfiber og 0,5% syntetisk fiber.

Fibertilsetning vil gi en moderat økning av betongens strekkfasthet ved rissdannelse. Økning er mer markert for bøyestrekfasthet og spaltestrekfasthet enn for fasthet ved rent strekk.

Fiberarmert betong har etter rissdannelse en relativt stabil rest strekkfasthet ved økende rissvidde. Rest strekkfastheten kan være større eller mindre enn betongens strekkfasthet. Dette avhenger av fibermengde og fibrenes forankringskapasitet og strekkstyrke.

Krav til dokumentasjon for bestemmelse av rest bøyestrekfasthet til fiber er gitt i kapittel 3.3, mens krav til dokumentasjon av fiberens egen strekkstyrke er gitt i kapittel 3.4.5 for stålfiber og 3.5.6 for polymerfibre.

Tabeller over rest bøyestrekfasthet ut fra ulike doseringer og betongkvaliteter kan fiberleverandørene valgfritt bestemme. De fleste leverandører vil ha denne type dokumentasjon tilgjengelig, men det er ikke tilstrekkelig for konstruktiv bruk. Anbefalinger fra fiberleverandører kan være et nyttig hjelpemiddel ved proporsjoneringen. [10]

4.1.1 Rest bøyestrekfasthet

Den fiberarmerte betongens rest bøyestrekfasthet bestemmes fra bøyemomentet i standardiserte prøvebjelker ved aktuell rissvidde. Det tas også høyde for antakelse av lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden. Material parameteren benyttes ikke direkte i dimensjoneringsreglene da dette ikke samsvarer med virkelig spenningsfordeling etter opprissing. [10]

4.1.2 Rest strekkfasthet

Den fiberarmerte betongens rest strekkfasthet $f_{ftk,res2,5}$ defineres som resulterende strekkraftresultant per arealenheter av et gjennomgående riss i betongen. Rest strekkfastheten refererer til en rissvidde på 2,5mm ($f_{ftk,res2,5}$) i klassifisering av betong i rest strekkfasthetsklasser. Karakteristisk rest bøyestrekfasthet bestemt ved bøyeprovning av standard bjelker ved samme rissvidde ($f_{,3}$) ganger 0,37 defineres som rest strekkfastheten. [10]

$$f_{ftk,res2,5} = 0,37 \cdot f_{Rk,3}$$

(Formel 4-1)

Fiberarmert betong

4.2 Fasthetsklasser

Fiberbetong klassifiseres ved trykkfasthet med forenklet antagelse av samme forhold mellom trykkfasthet og strekkfasthet. I [Tabell 4-1](#) er det gitt karakteristiske fastheter for vanlige fasthetsklasser for fiberarmert betong. Disse er i henhold til Eurocode 2. I [Tabell 4-2](#) er det i tillegg gitt eksempler på hvordan fiberbetong klassifiseres i henhold til betongens karakteristiske rest strekkfasthet for 2,5mm rissvidde.

Tabell 4-1: Fasthetsklasser for normalbetong og fiberarmert betong.

| | Fasthetsklasser | | | | | | | |
|-------------------------------------------------|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | B20 | B25 | B30 | B35 | B40 | B50 | B60 | B70 |
| Sylinder trykkfasthet | 20 | 25 | 30 | 35 | 45 | 50 | 60 | 70 |
| Terning trykkfasthet | 25 | 30 | 37 | 45 | 55 | 67 | 68 | 78 |
| Strekkfasthet (aksial strekk) $f_{ctk,0,05}$ | 1,5 | 1,8 | 2,0 | 2,2 | 2,5 | 2,9 | 3,1 | 3,2 |

Tabell 4-2: Eksempler på rest strekkfasthetsklasser for fiberarmert betong.

| Restfasthets Klasse | R0,5 | R0,75 | R1,0 | R1,5 | R2,0 | R2,5 | R3,0 | R3,5 |
|---------------------|------|-------|------|------|------|------|------|------|
| $f_{tk,res 2,5}$ | 0,5 | 0,75 | 1,0 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 4,0 |
| $f_{R,3} (2,5 mm)$ | 1,3 | 2,0 | 2,7 | 4,0 | 5,4 | 6,7 | 8,1 | 10,8 |

Forklaring: B30-R1,5 betyr: Fiberarmert betong med karakteristisk sylinder trykkfasthet 30 N/mm² og karakteristisk rest strekkfasthet er 1,5 N/mm² ved 2,5mm rissvidde. Rest bøyestrekfastheten er 4,0 N/mm² ved samme rissvidde. Betegnelser refererer til prøvingsmetodene i kapittel 4.3. Tallverdiene i [Tabell 4-2](#) bestemmes ved prøving etter rutiner beskrevet senere i dette kapitlet og i kapittel 5. [10]

4.3 Bestemmelse ved prøving

4.3.1 Bruksgrensetilstand (SLS)

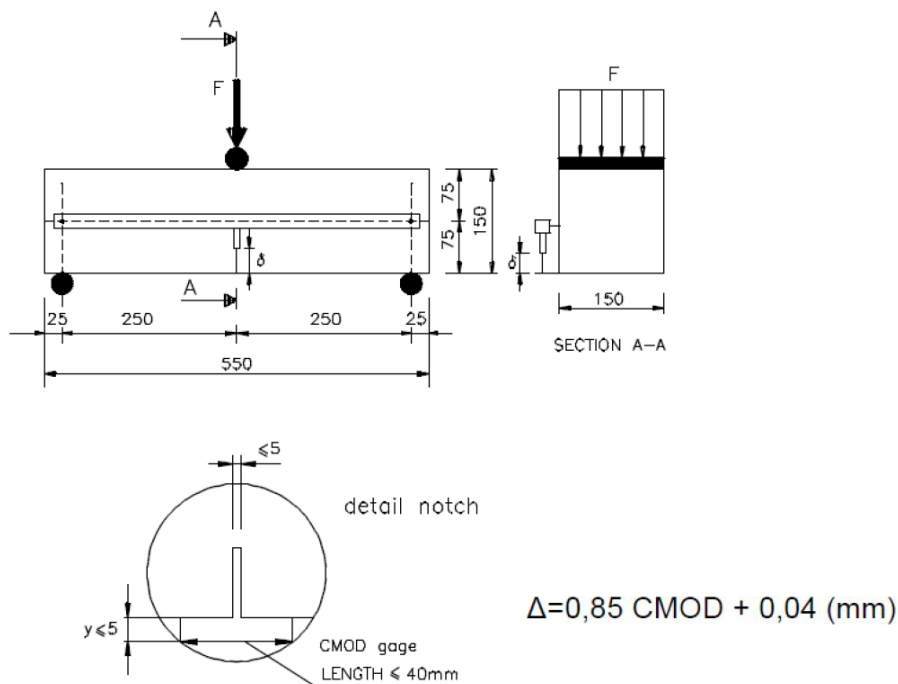
Bestemmelsen av rest strekkfasthetsklasse i kapittel 4.2 er referert til NS-EN 14651: Prøvmingsmetoder for betong med metalliske fibre – Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter), se Figur 4-1.

Det må etableres en relasjon mellom den aktuelle metoden og NS-EN 14651. Dersom den ikke allerede finnes må andre metoder benyttes. De mest aktuelle alternative prøvmingsmetoder er:

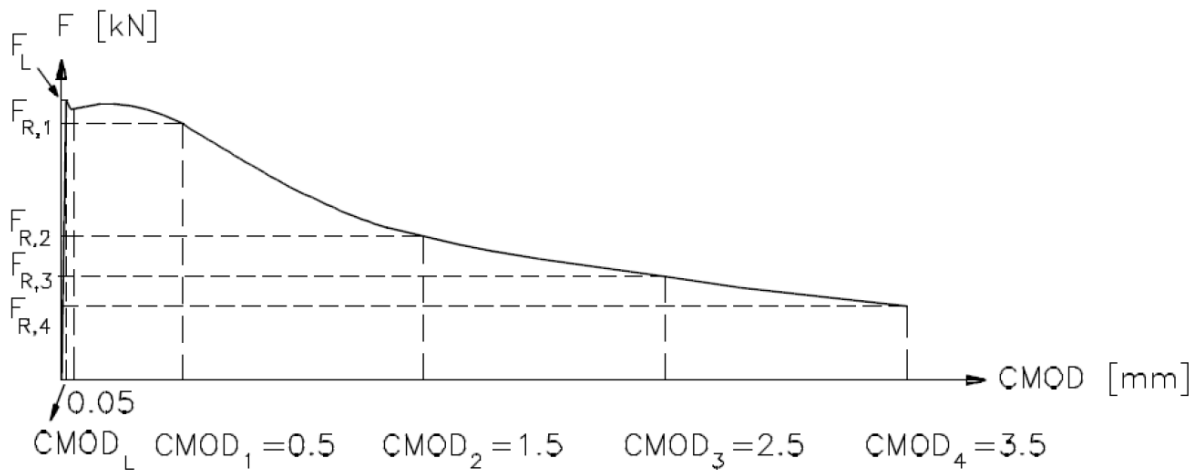
- Metode basert på sagete bjelker beskrevet i Stålfiberarmering i betong. Se Figur 4-2.
- Tysk bjelketest (EN 14845 Prøvmingsmetoder for fibre i betong).
- NS-EN 14845- del 1 og 2 for bestemmelse av fiberens effekt på betongens rest strekkfasthet.
- Bjelketest i sprøytebetongstandarden (NS-EN 14488-3)
- Platetest i NB publikasjon nr 7 (2010)
- Platetest utviklet av Bekaert (b/h/L=600/150/600)

En metode hvor rest strekkfastheten kan korrigeres basert på eksperimentelt bestemt fiberorienteringsfaktor er beskrevet i kapittel 4.3.3. [10]

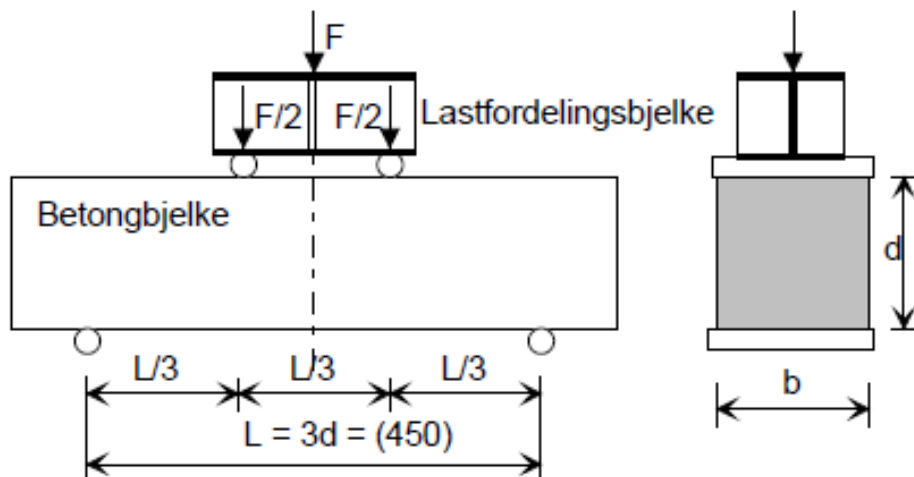
a)



b)



Figur 4-1: Bjelketest i henhold til NS-EN 14651, (a) Forsøksoppsett, (b) Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrensen (1. riss) og last ved spesifiserte rissvidder ($CMOD_1$ - $CMOD_4$ = crack opening displacements).



Figur 4-2: Metode basert på sagete bjelker beskrevet i Norsk stålfiberveiledning fra 2006.

4.3.2 Rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet

Utgangspunktet er at de 4 forhåndsdefinerte rissviddene ($F_{R,1}$ - $F_{R,4}$ vs $CMOD_1$ - $CMOD_4$) illustrert i Figur 4-1(b) og last ved proporsjonalitetsgrensen er bestemt. Fra målt last eller moment ved foreskrevet nedbøyning for standard bjelkeprøver kan rest bøyestrekfastheten ($f_{R,i}$) bestemmes som:

$$f_{R,i} = 6M_{Ri}/bh^2 \quad \text{(Formel 4-2)}$$

Hvor:

$$M_{Ri} = F_{Ri} \cdot L/4 \quad \text{(Formel 4-3)}$$

Hvor det er benyttet motstandsmoment for uopprisset tverrsnitt eller lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden.

Fiberarmert betong

Deretter bestemmes karakteristiske verdier (0,05-kvantilen) som:

$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k \cdot s \quad (\text{Formel 4-4})$$

Hvor:

s er standardavviket fra prøveserien

$k = 1,7$ når prøveopplegget beskrevet i avsnitt 5.3 følges.

Den karakteristiske rest strekkfastheten kan bestemmes som:

$$f_{ftk,res,2,5} = 0,37 \cdot f_{Rk,3} \quad (\text{Formel 4-1})$$

Som vist i Figur 4-3 er denne relasjonen basert på at samme last antas opptatt av to ulike spenningsfordelinger, lineær elastisk for bestemmelse av $f_{R,3}$ og ideelt plastisk for bestemmelse av $f_{ftk,res,2,5}$.

Følgende fasthetsparametere vil være kjent fra prøvingen:

$f_{ctk,L}$ = Karakteristisk bøyestrekfasthet: strekkspenning ved 1.riss (proporsjonalitetsgrensen) eller ved rissvidde= 0,05mm ved "strain hardening" oppførsel.

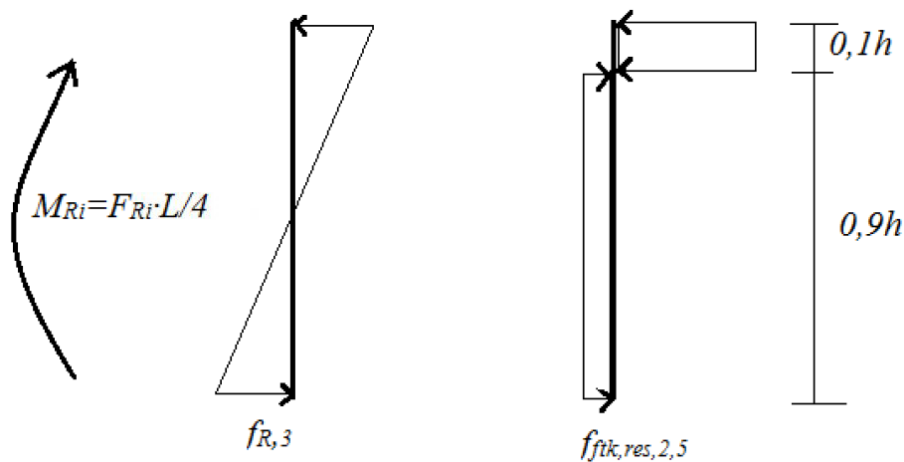
$f_{Rk,1}$ = Karakteristisk rest bøyestrekfasthet ved 0,5mm rissvidde

$f_{Rk,2}$ = Karakteristisk rest bøyestrekfasthet ved 1,5mm rissvidde

$f_{Rk,3}$ = Karakteristisk rest bøyestrekfasthet ved 2,5mm rissvidde

$f_{Rk,4}$ = Karakteristisk rest bøyestrekfasthet ved 3,5mm rissvidde

$f_{ftk,res,2,5}$ = Rest strekkfasthet ved 2,5mm rissvidde [10]



Figur 4-3: Illustrasjon av relasjonen mellom karakteristisk rest bøyestrekfasthet og karakteristisk strekkfasthet.

4.3.3 Korreksjon av rest strekkfasthet

Rest strekkfastheten bør normaliseres til en generelt gyldig verdi dersom fiberorienteringsfaktoren og den lokale fibermengden i bjelkeprøven ikke kan regnes å være representativ. Dette gjelder for de aktuelle utstøpningsforhold i konstruksjonen. Verdien finnes av formelen:

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

hvor:

v_f = målt volumforhold fiber

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

α = fiberorienteringsfaktor beregnet med målt fiberantall og volumforhold, $\alpha=0,5$ tilsvarer isotrop fiberfordeling.

$f_{ftk,res,2,5}$ = Karakterisk rest strekkfasthet bestemt ved prøving

$f_{ftk,res,2,5,norm}$ = Normalisert karakterisk rest strekkfasthet

Dersom annen orienteringsfaktor enn den som tilsvarer isotrop fiberfordeling er dokumentert, kan rest strekkfastheten som skal benyttes for konstruksjonen korrigeres ut fra den normaliserte verdien:

$$f_{ftk,res,2,5,struct} = f_{ftk,res,2,5,norm} (4\alpha_{struct} - 1) v_{f,struct} / v_{f,norm} \quad (\text{Formel 4-6})$$

hvor:

$v_{f,struct}$ = volumforhold fiber i aktuell konstruksjonsdel

α_{struct} = fiberorienteringsfaktor dokumentert for konstruksjonen

$f_{ftk,res,2,5,struct}$ = Karakterisk rest strekkfasthet for konstruksjonen [10]

4.4 Teoretisk rest strekkfasthet

For betong med gitt volumforhold fiber kan rest strekkfastheten bestemmes teoretisk kombinert med prøving i aktuell betong. Bestemmelse av orienteringsfaktor for aktuelle utstøpingsforhold omtales nærmere i kapittel 5:

$$f_{ftk,res,2,5} = \eta_0 \cdot v_f \cdot \sigma_{fk,mid} \quad (\text{Formel 4-7})$$

Hvor:

v_f = Volumandel fiber

$\sigma_{fk,mid}$ = Middelspenningen i alle fibrer som krysser risset med tilfeldig fordelte forankringslengder og retninger. Denne parameteren er sterkt avhengig av både fibertype og betongkvalitet, og må være bestemt fra relevante forsøk.

η_0 = Kapasitetsfaktoren, dvs. forholdet mellom normalkraftresultanten av fibrer med aktuell retningsfordeling, og resultantkraften i ensrettede fibrer med samme spenning.

Fibrer med tilfeldig romlig retningsfordeling kan kapasitetsfaktoren η_0 antas lik 1/3. Følgende relasjoner mellom kapasitetsfaktoren og fiberorienteringsfaktoren kan benyttes dersom fiberorienteringen er dokumentert ved forsøk:

$$\eta_0 = 4/3 \alpha - 1/3 \quad \text{for} \quad 0,5 < \alpha < 0,8$$

$$\eta_0 = 2/3 \alpha \quad \text{for} \quad 0,3 < \alpha < 0,5$$

Hvor fiberorienteringsfaktoren beregnes fra fiberarealforholdet som følger:

$$\alpha = \rho/v_f \text{ hvor } \rho = n \cdot A_f/A_c$$

Hvor:

n er antall fibrer

A_f er tverrsnittsarealet av en fiber

A_c er arealet av aktuell tverrsnittsdal [10]

5 Produksjon og utførelse

5.1 Produksjon

5.1.1 Generelt

All produksjon skal tilfredsstillere kravene i NS-EN 206-1 – "Betong. Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar" med nasjonalt tillegg samt tilleggskrav som er gitt i denne oppgaven.

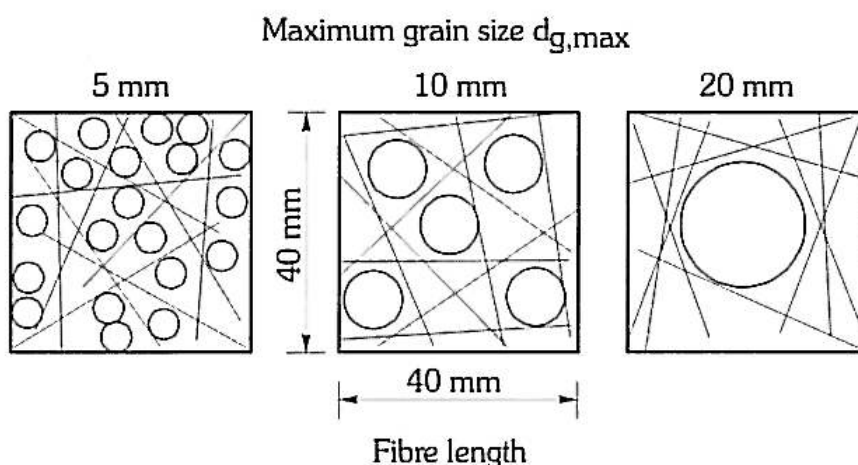
Produksjon av fiberbetong som dekkes av denne oppgaven skal tilfredsstillere kravene til kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS-EN 1990/NA. [10]. Det samme gjelder for bruk i lastbærende konstruksjonsdeler.

5.1.2 Proporsjonering

For å tilfredsstillere gjeldende regelverk skal proporsjonering av fiberbetong følge dokumenterte prosedyrer. Dersom det blir endringer i dokumenterte prosedyrer kreves ny dokumentasjon som er i henhold til NS-EN 206-1. For å teste betongens støpelighet og homogenitet lages det prøveblanding hvor betongen tilpasses riktig mengde fiber.

Normalt krever betong som inneholder fiber mindre steinstørrelse og større innhold av finstoff enn betong uten fiber. Makrofibreneres varierende form og høye overflateareal kan være årsaker som reduserer betongens bearbeidbarhet. Figur 5-1 viser det relative størrelsesforholdet mellom tilslag og fiberlengde samt porøsitetøkningen. Behovet for finstoff og reduksjon av steinstørrelse øker med økende mengde fiber. Dette vil igjen medfører økt vannbehov. Generelt sett kan det sies at støpbarheten til fiberbetong avtar med økende lengde på fiberen.

Det fins en øvre "kritisk fibermengde" for tradisjonelle støpemetoder og selvkomprimerende betong. Kjentegnet på dette er dersom det skjer en brå reduksjon av bearbeidbarheten. Fiberballing er ofte en konsekvens ved overskridelse av optimalt fiberinnhold.



Figur 5-1: Innflytelse av tilslagets størrelse på fiberfordelingen (Johnston 1996).

Fiberarmert betong

Selvkomprimerende fiberbetong stiller spesielle krav til proporsjonering. Når fibervolum og fiberlengdene øker vil Synk-utbredelsen (SU) bli redusert. Dersom en skal oppnå stabil fiberarmert SKB er en viktig faktor å tilstrebe en jevn tilslagsgradering, uten partikkelsprang. For å redusere vannbehovet eller øke flyten i fiberrik betong uten å ødelegge stabiliteten må det benyttes tilsetningsstoffer. Selve proporsjonering av SKB vil være avhengig av oppgitt mengde fiber og fibertype. [10]

5.1.3 Fiberens effekt på betongens konsistens. Målemetoder

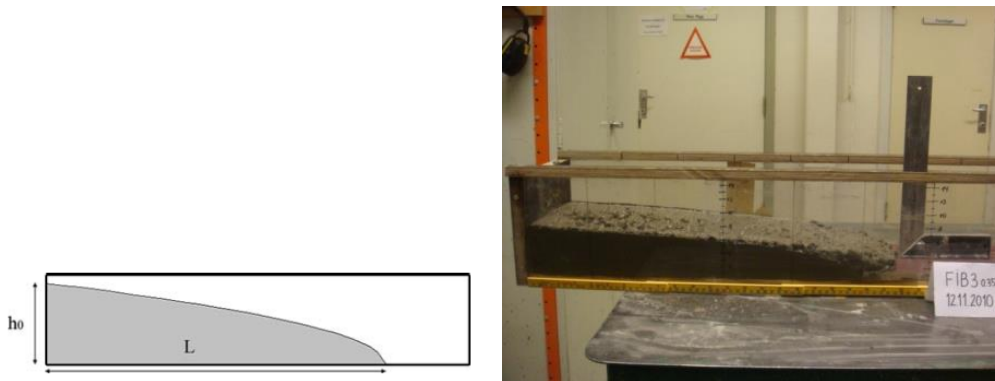
I tilfeller hvor fiber er blandet inn i betong kan det virke vanskelig å støpe når den er i ro, men betongen kan til tross for dette være velegnet. Bevegelse gjør at den avstivende effekten til fibrene forsvinner slik at god proporsjonert fiberbetong kan støpes etter de vanlige standardiserte metodene. Slump eller andre målemetoder for å finne bearbeidbarhet basert på statiske metoder gir ofte ikke tilstrekkelig svar på støpbarhet. Det bør derfor utvikles dynamiske målemetoder for vurdering av bearbeidbarhet. Foreløpig er to enkle metoder tilgjengelige som viser de mest aktuelle vurderingene av fiberbetongs konsistens:

- Slump, [Figur 5-2a](#). Metoden som er beskrevet av NS-EN 12350-2 er den vanligste for vurdering av konsistens. Det er en statisk metode og gir dermed ingen god indikator for bearbeidbarhet av fiberbetong. Dette gjelder spesielt ved lav viskositet eller høyt fiberinnhold. Eventuelt kan metoden brukes før fibertilsetning for evaluering av stabilitet og konsistens.
- LCPC-boks, [Figur 5-2b](#). Med denne metoden helles 8 liter betong fra den ene enden i løpet av ca. 30s. Videre benyttes utbredelseslengden og geometrisk form til å bestemme betongens flyteskjærspenning. Metoden beskriver også visuelt sett betongens evne til å transportere fibrene med seg. [10]

(a)



(b)



Figur 5-2: Målemetode for betongens konsistens. (a) Slump (utbredelsesmål), (b) LCPC-boks

5.1.4 Fordeling og innblanding av fiber

Generelt utføres fibertilsetning i henhold til anvisninger fra leverandør av doseringsutstyr og/eller fiber. Det kan også alternativt utvikles egne prosedyrer i samarbeid med leverandørene. All fiberarmert betong som dekkes i denne oppgaven gjelder følgende forutsetninger:

1. Beskrevet type og minimum mengde fiber skal alltid være tilsatt lasset.
2. Det skal være homogent innhold av fiber gjennom hele lasset.

All fiber skal tilsettes i blandemaskin for å sikre homogent innhold av fiber i lasset i størst mulig grad.

Tabell 5-1 angir anbefalte prosedyrer for å sikre best mulig forutsetning, avhengig av automatisk eller manuell dosering.

Tabell 5-1: Doseringsprosedyre fiber.

| Automatisk dosering | Prosedyre |
|---------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| I blandemaskin | <ol style="list-style-type: none">1. Fiber behandles som grovt tilslag ihht NS EN 206-1.2. Datert utskrift av tilsiktet og oppveid mengde fiber skal medfølge følgeseddel. |
| Manuell dosering | |
| I blandemaskin | <ol style="list-style-type: none">1. Blandeoperatør signerer på følgeseddel at riktig fibertype og minimum mengde fiber er tilsatt lasset.2. Produksjonsleder eller tilsvarende skal kontrollere og signere på samme følgeseddel at blandeoperatør har utført sine oppgaver.3. Transportør tillates ikke å forlate blandeverk før ferdig signert følgeseddel ihht punktene over er mottatt. |

Andre dokumenterte system tillates dersom de er tilfredsstillende. [10]

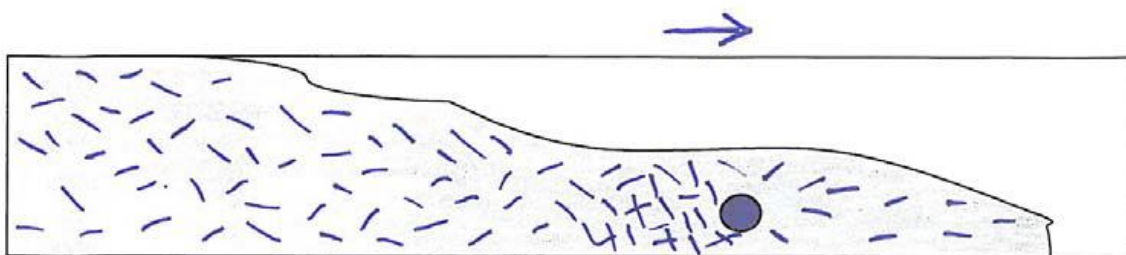
5.2 Utførelse

5.2.1 Generelt

Utførelse skal tilfredsstillende kravene i NS-EN 13670 – ”Utførelse av betongkonstruksjoner – Allmenne regler” og tilleggskrav som er gitt i denne oppgaven.

Ved utførelse av armert fiberbetong og fiberarmert betong skal regler for kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS-EN 1990/NA følges.

Støpearbeid skal planlegges og gjennomføres slik at eventuelle hindringer ikke skaper svakhetssoner. Eksempel på hindringer er blant annet stangarmering, elektriskerrør, føringer med mer, se [Figur 5-3](#). I bærende konstruksjoner er dette spesielt viktig. [10]



Figur 5-3: Illustrasjon av hvordan hindringer kan forårsake ujevn fiberfordeling i konstruksjoner.

5.2.2 Mottak

Dersom prøving og dokumentasjon er utført ved mottak på byggeplass er forutsettes det at prøving er gjennomført på blandeverk i henhold til gjeldende standarder og anbefalinger. Målet med prøving ved mottak er å dokumentere at betongen er i samsvar med det som er bestilt. Det skal også fremlegges dokumentasjon av materialegenskaper som viser at krav til prøving som skal utføres på blandeverk er ivaretatt.

Ved mottaket skal all betong inspiseres visuelt for å sjekke betongens støpelighetsegenskaper og fiberinnhold. Kontrollen omfatter i første omgang en subjektiv vurdering av betongens støpelighetsegenskaper, og om fibre er på plass og ser ut til å være homogent fordelt.

I noen tilfeller kan støpeteknikk påvirke fiberfordeling og -orientering i betydelig grad. I slike tilfeller skal produksjonsunderlaget beskrive hvilke egenskaper som skal dokumenteres på prøvestykker produsert på byggeplass. Prøveomfang og samsvarskriterier skal også henvises til når det er aktuelt. [10]

Fiberarmert betong

5.2.3 Utlekking, pumping, komprimering og transport på byggeplass

Når lag av betong støpes skal det vibreres godt sammen med omliggende betong slik at det ikke oppstår svakhetssoner mellom støpesjikt. Dersom dette ikke gjøres, er risikoen stor for at sonen mellom hvert støpelag er "uarmert" og danner svakhetszone i betongen.

Dersom selvkomprimerende betong benyttes skal det innarbeides prosedyrer for utførelsen. Disse skal sikre at fibre blir godt fordelt. Fiberkontinuitet må sikres på andre måter enn ved vibrering mellom ulike støpesjikt. Her kan prøvestøp være aktuelt og støpeprosedyre bør utarbeides.

Transport og pumping av selvkomprimerende betong utføres på samme måte som for normal betong.

Tilfredsstillende dispergering av fiberen må oppnås for å unngå risiko for fiberklumper og separasjon. Diameter og lengde på pumpe slangens må tilpasses fiberlengde og fibermengde. Et minimum for pumpe slangens diameter er 1,5 ganger fiberlengden.

For å redusere risiko for fiberklumper, bør ikke karet på betongpumpen fylles helt opp. Dette er for å unngå oppsamling av fibrer langs kanten av karet. Ved stans i pumping av betong, bør også bilen stanses for å unngå fiberseparasjon i karet. Når pumping startes opp, bør man starte forsiktig for så å øke trykket etter hvert.

Dersom det er forutsatt at betong med fiber er proporsjonert med tanke på pumping kan den pumpes. Betongen bør likevel siktes før den går inn i pumpa for å unngå at eventuelle fiberballer kommer med. Det bør utføres prøvestøp for å dokumentere at betongen egner seg for aktuelt utstyr og bruksområde før arbeidet settes i gang.

Sprøyting av fiberarmert betong kan utføres enten ved våtmetoden eller tørrmetoden.

Det bør brukes en form for overflatevibrering på horisontale flater. Eksempler på dette er dissing med flytavretter, vibrobrygge eller -bjelke for å hindre at fibrer stikker opp fra overflaten. [10]

5.3 Dokumentasjon og kontroll av produksjon

Dokumentasjon og kontroll av betongproduksjon må tilfredsstille krav i NS-EN 206-1– ”Betong. Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar” med nasjonalt tillegg samt tilleggskrav som er gitt i oppgaven.

Merknad 1: Norsk Betongforenings publikasjon nr. 7 (sprøytebetong) gir gode råd.

Merknad 2: Ved selvkomprimerende fiberbetong, gir Norsk Betongforenings publikasjon nr. 29 gode råd.

I de tilfeller hvor punktene ovenfor ikke er dekkende må det utarbeides supplerende rutiner og prosedyrer.

Denne veiledningen tillater både automatisk og manuell dosering av fiber i blandemaskin. Det er ulike krav til nødvendig prøvehypighet metodene. [Tabell 5-2](#) angir minimumskrav for hypighet.

Tabell 5-2: Prøvehypighet blandeverk.

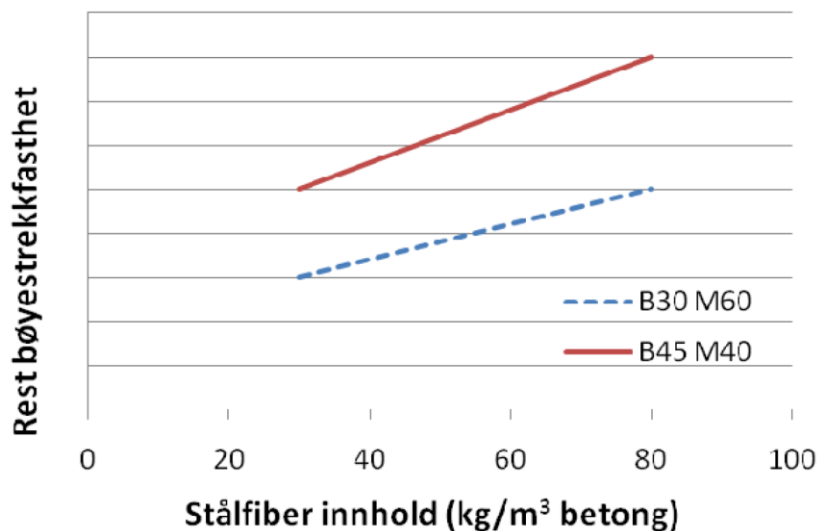
| Automatisk dosering | Prøvehypighet |
|----------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| I blandemaskin | Kontinuerlig produksjon iht EN 206-1, pkt 8.2.1 Samsvarskontroll av trykkfasthet. |
| Manuell dosering | |
| I blandemaskin | Innledende produksjon iht EN 206-1, pkt 8.2.1 Samsvarskontroll av trykkfasthet |

Utover betongprøving iht EN 206-1 må betongprodusent dokumentere fiberbetongens restbøystrekkfasthet gjennom utprøving. Betongprodusenten har også mulighet til å benytte prøveomfang og –prosedyrer gitt i [Tabell 5-3](#). [10]

Fiberarmert betong

Tabell 5-3: Bestemmelse av restbøystrekkfasthet.

| Nr | Beskrivelse |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Bestemmelse av restbøystrekkfasthet utføres ihht EN 14651. Punkt 2 og 3 nedenfor avviker fra nevnte standard. |
| 2 | Prøvestykkenes dimensjoner og utstøpingsprosedyre utføres i henhold til NS-EN 14651 som beskrevet i kapittel 4. Dersiom alternativ metode benyttes skal målte fasthetsverdier korrigeres iht en dokumentert relasjon mellom prøvemethodene. |
| 3 | Restbøystrekkfastheten for hver fiberbetong kvalitet bestemmes som snittet av minst 6 prøvestykker. |
| 4 | Restbøystrekkfasthet bestemmes for to hoved betongkvaliteter, i praksis anbefales gjerne B30 M60 og B45 M40. |
| 5 | For de fibertyper som skal brukes bestemmes restbøystrekkfasthet for to doseringsnivå. a. Anbefalte doseringer for stålfiber er 30 kg/m ³ og 60 kg/m ³ . b. Anbefalte doseringer for makro syntetiske fiber er 3 kg/m ³ og 7-8 kg/m ³ . |
| 6 | Restbøystrekkfasthet for mellomliggende fiberdoseringer og/eller fasthetsklasser bestemmes ved hjelp av interpolasjon som illustrert i Figur 5.4. |
| 7 | Hvis ikke annet er angitt, dokumenteres restbøystrekkfastheten c. En gang pr år. d. Ved tvil eller vesentlige endringer i sammensetning. |
| 8 | Dokumentasjonen av restbøystrekkfasthet skal være gjennomført og godkjent før start levering til konstruksjoner omfattet av denne veiledning. |



Figur 5-4: Eksempel på bestemmelse av rest bøystrekkfasthet.

5.4 Dokumentasjon og kontroll av utførelse

5.4.1 Generelt

Dokumentasjon og kontroll av utførelsen må tilfredsstillende krav i NS-EN 13670 – "Utførelse av betongkonstruksjoner – Allmenne regler", samt kravene i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 7 (sprøytebetong) og nr. 29 (selv komprimerende betong), der hvor disse er relevante. De skal også følge tilleggskrav som er gitt oppgaven. Dette skal være en del av entreprenørens kvalitetssystem.

Det må utarbeides supplerende rutiner og prosedyrer der punkt ovenfor ikke er dekkende. Alt av nødvendige prosedyrer for dokumentasjon og kontroll må foreligge.

Fibrene kan balle seg sammen dersom det oppstår uheldig kombinasjon av fibertype, fibermengde og betongsammensetning. Under utstøping er det derfor viktig å sjekke at fiberballer ikke forekommer. I tilfeller der det benyttes pumping på rist vil dette bli oppdaget. Det må også kontrolleres visuelt under utstøpinga. Dersom det oppstår fiberballer må betongen avvises og produksjonen modifiseres.

I tilfeller hvor konstruksjoner utføres i kontrollklasse "Utvidet kontroll" er viktig at fiberkontinuitet sikres mellom ulike støpesjikt. Dette gjøres av sikkerhetsmessige grunner. For å dokumentere dette kan det utføres prøver utstøpt på samme måte som i konstruksjonen eller på utborede prøver. For å unngå at "herdende" støpeskjøter ikke forekommer må arbeidet planlegges og utføres etter krav. [10]

5.4.2 Kontroll av fersk betong

Målet med prøving ved mottak er å dokumentere at betongen er i samsvar med det som er bestilt. Aktuelle prøvemetoder er beskrevet i EN14721 og i tillegg B.

NS-EN 13670 omhandler generell prøving av det som skal utføres på byggeplass. Ved mottaket skal all betong visuelt inspiseres for å sjekke betongens støpelighetsegenskaper og fiberinnhold.

Generelt må fiberinnhold i fersk betong dokumenteres ved prøving. Følgende opplegg anbefales for måling av fiberinnhold i fersk betong ved mottak på byggeplass:

- en prøve for hver påbegynt 200 m³ betong eller påbegynt støpeskift for klasse "Utvidet kontroll", minimum tre prøver;

Fiberarmert betong

Prøvene gjennomføres etter NS – EN 14721:

- 1) All betong skal ved mottak inspiseres visuelt for betongens støpelighetsegenskaper og fiberinnhold.
- 2) Det tas så tre prøver av den ferske betongmassen fra betongbilen. En i starten, midten og slutten av lasset. Prøvestørrelsen skal være 3 liter eller mer, men større mengder (8-10L) anbefales.
- 3) Volumet av hver prøve bestemmes på følgende måte:

1: Prøvene fylles i en bøtte med kjent volum, det kompakteres og toppen sages av. Volumet av betongen er da lik volumet av bøtta.
- 4) Fibrene i hver prøve skilles fra den ferske betongmassen enten ved utvasking eller ved hjelp av andre innretninger beregnet til formålet.
- 5) De samlede fibrene, tørkes og veies til nærmeste 1 gram

Samsvar er først oppnådd når middel av tre etterfølgende prøver er større enn angitt fibermengde i resepten minus 10 %. Ingen testresultat skal være lik eller mindre enn $0,85 \cdot$ nominelt fiberinnhold. [10]

5.4.3 Kontroll av herdet betong

Støpeteknikk og geometri av konstruksjonen er faktorer som påvirker fiberfordeling og -orienteringer. Prøvestykker kan i enkelte tilfeller være aktuelt for dokumentasjon av:

- fiberorientering og fiberinnhold i herdet betong
- mekaniske egenskaper i herdet betong, dvs. primært rest bøyestrekfasthet

I produksjonsunderlaget skal det beskrives egenskap, prøveomfang, prøvem metode og samsvarskriterier.

Bestemmelse av fibermengde i herdet betong ved uttrekk av fiber er det knyttet stor usikkerhet til. Polymerfibre har mye lavere egenvekt enn herdet betong, og dette gjør at usikkerheten er spesielt stor. Å fjerne all sement fra fiberene er vanskelig. NS-EN 14488-7-"Fiberinnhold i fiberarmert betong" legger vekt på at telling av polymerfiber bør gjøres i fersk betong og at uttrekk fra herdet betong er uegnet. [10]

6 Dimensjonerings-, konstruksjons- og armeringsregler

6.1 Dimensjoneringsprinsipper

Konstruksjoner utført og dimensjonert etter prinsippene i denne oppgaven skal tilfredsstillere funksjonskravene angitt i Eurocode 2. Kravene omfatter dimensjonerende grensetilstander, styrke, brukskrav og levetid. I denne oppgaven er enkelte spesifikasjonskrav tilpasset bruk av fiber. Videre baseres beregningsmetodene for armert fiberbetong og fiberarmert betong på tilsvarende prinsipper som beregninger for vanlig betong.

Armert fiberbetong er betong armert med tradisjonell armering og fiber. I denne oppgaven kan armert fiberbetong, dimensjonert etter prinsippene, brukes i konstruksjonsdeler i alle pålitelighetsklasser som definert i NS-EN-1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Fiberarmert betong er betong kun armert med fiber og kan brukes i pålitelighetsklasse 1. Som definert i kapittel 5.3 Dokumentasjon og kontroll av produksjon, skal konstruksjoner i alle pålitelighetsklasser med nedstyrtingsfare utføres med utvidet kontroll.

Bæreevnen til konstruksjoner utført i armert fiberbetong og fiberarmert betong er avhengig av miljøaggressivitet i tillegg til fasthetsegenskaper. I henhold til Eurocode 2, skal restfastheten i tverrsnittet i de ytterste 10mm mot eksponert flate ikke medtas ved kontroll av bruddgrensetilstanden. Dette omfatter konstruksjonsdeler med stålfiberarmering utsatt for eksponeringsklasse XD1-3, XS1 og XS3. All bruk av fiber må vurderes spesielt i eksponeringsklassene XA2-3. [10]

6.2 Bruddgrensetilstand (ULS)

Bruddgrensetilstanden tar for seg konstruksjonens kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. [14]

6.2.1 Materialfaktorer

Ifølge Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner, kan materialfaktoren for rest strekkfastheten $f_{ftk,res2,5}$, settes til:

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

Og dimensjonerende rest strekkfasthet kan bestemmes som:

$$f_{ftd,res2,5} = f_{ftk,res2,5}/\gamma_{cf} \quad \text{(Formel 6-1)}$$

Dersom det tas hensyn til avvik i tverrsnitts dimensjoner, og variasjonskoeffisienten for rest strekkfastheten ikke er større enn 10%, kan materialfaktoren settes lik: [10]

$$\gamma_{cf} = 1,35$$

6.2.2 Bøyemoment og aksialkrefter

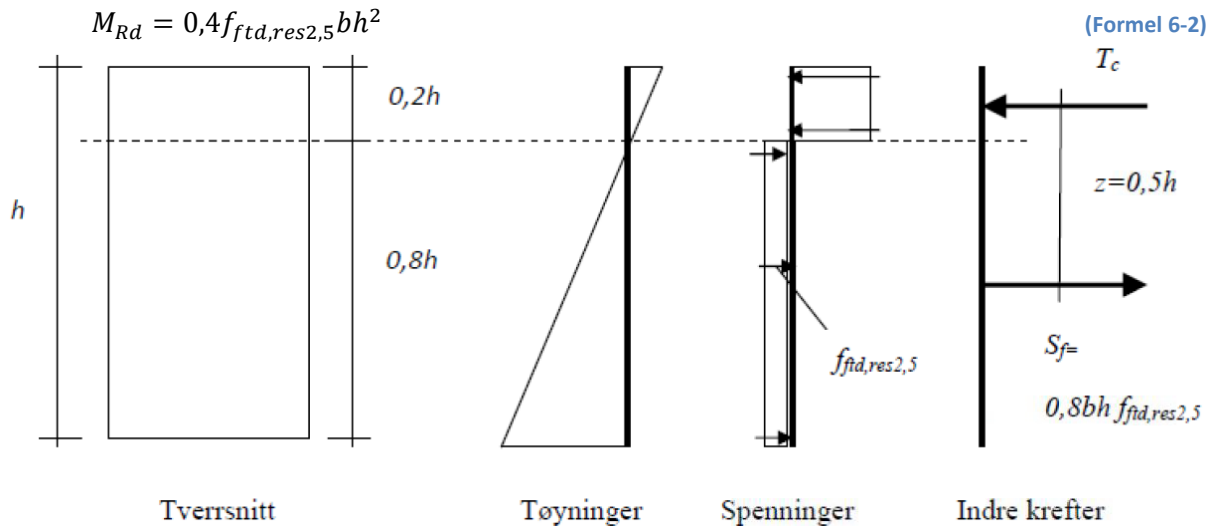
Deler av betongtverrsnitt kan ta strekkrefter etter opprissing ved å benytte fiber i betong. Strekksonen kan forenklet karakteriseres ved en uniform spenningsfordeling med spenning tilsvarende dimensjonerende rest strekkfasthet, $f_{ftd,res2,5}$.

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

For tverrsnitt utsatt for rent strekk skal strekk-tøyningene begrenses til $3/h\%$. Dette gjelder når strekkranden for tverrsnitt utsatt for bøyning og tøyningene i fiberbetongen skal være mindre enn $3/h\%$. Der h er tverrsnittshøyde i meter. [10]

6.2.3 Momentkapasitet for fiberarmert betong

Kapasiteten for fiberarmert betong kan beregnes ved å anta at rest strekkfastheten, $f_{ftd,res2,5}$, virker over $0,8h$ og den indre momentarmen er $0,5h$. Dette er vist på [Figur 6-1](#). Momentkapasiteten for et rektangulært tverrsnitt blir da:



Figur 6-1: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning.

Trykksonehøyden i tverrsnittet må bestemmes for armert fiberbetong med karakteristisk rest strekkfasthet, $f_{ftk,res2,5}$, høyere enn $2,5\text{N/mm}^2$. Ved å kreve aksiell likevekt mellom strekkresultanten og ei spenningsblokk med høyde lik 80% av trykksonen, kan en finne trykksonehøyden og spenning f_{cd} som vist i neste avsnitt. [10]

Fiberarmert betong

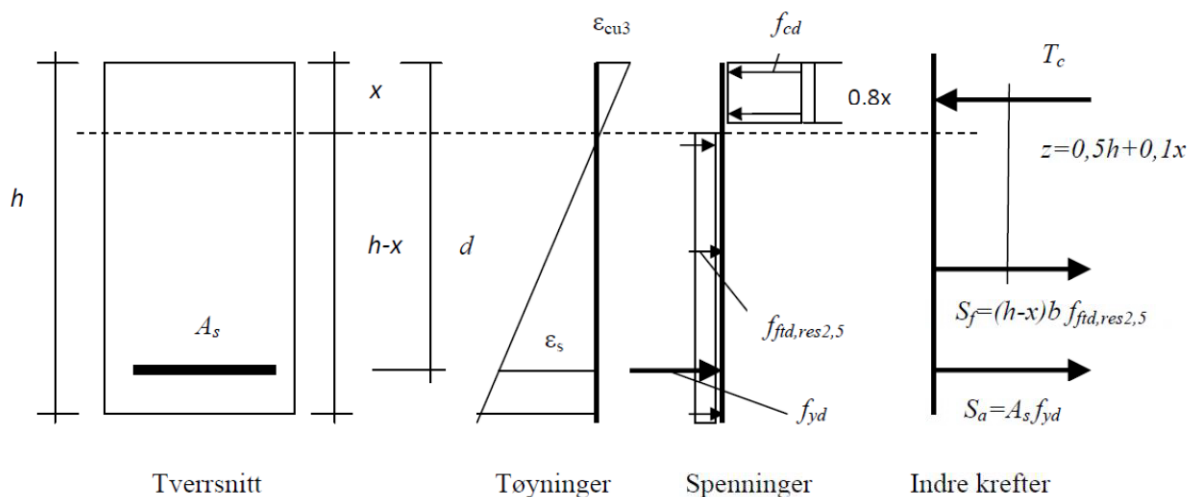
6.2.4 Momentkapasitet for armert fiberbetong

Basert på følgende prinsipper kan momentkapasiteten for armert fiberbetong bestemmes:

- Med samvirke mellom stangarmering og stålfiber skal det påvises at konstruksjonsdelen bærer den dimensjonerende lasten.
- Den konvensjonelle armeringens arbeidsdiagram er forutsatt å følge retningslinjene i Eurocode 2 punkt 3.2.7.
- Ved bestemmelsene gitt i Eurocode 2 pkt 3.1.7 skal betongens trykksone karakteriseres.
- Som vist i [Figur 6-2](#) kan strekkapasiteten i fiberbetongen tas med, med konstant spenning over strekksonehøyden.
- Trykksone høyden skal bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt ved beregning av kapasiteten: $T_C = S_f + S_a$ som vist på [Figur 6-2](#).
- Ved å ta likevekt om trykkresultatntens angrepspunkt kan deretter momentkapasiteten bestemmes som: $M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x)$

Det er tilstrekkelig å sette trykktøyningen lik ϵ_{cu3} og den maksimale strekktøyningen lik $3/h\%$ dersom aksiell likevekt gjør at den maksimale strekktøyningen overskrider $3/h\%$ som angitt i kapittel [6.2.2](#). Lammemetoder basert på prinsippene gitt ovenfor kan alternativt benyttes.

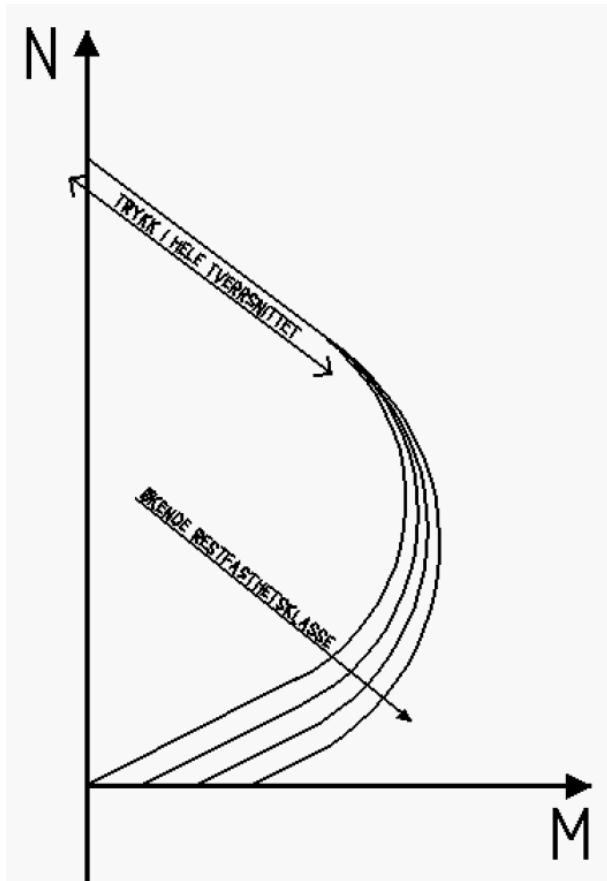
Det skal i tillegg påvises at dimensjonerende bøyemomenter og aksialtrekkrefter kan bæres av stangarmering uten bidrag fra fiberarmeringen for konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2, 3 og 4. I denne kontrollen kan alle materialfaktorer settes til $\gamma_m = 1,0$. [10]



Figur 6-2: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning. Betongens bruddtøyning for trykk, ϵ_{cu3} , er gitt i tabell 3.1 i Eurocode 2.

6.2.5 Når aksialkraft og moment virker samtidig

Ved bruk av M-N diagram kan det dimensjoneres konstruksjonsdeler utført i armert fiberbetong, utsatt for samtidig virkende aksialkraft og moment. Ved bruk av fiber i betong endres bruddkriteriene som danner grunnlaget for M-N diagrammet litt på strekksiden, men ikke på trykksiden. [10]



Figur 6-3: Prinsipiell virkning av fiber på M-N diagram.

6.2.6 Dimensjonering for skjærkraft

6.2.6.1 Grunnlag

Det er ved eksperimentelle forsøk godt dokumentert at stålfiber gir økt kapasitet mot skjærbrudd. Samtidig er det ikke dokumentert at syntetiske fibre har tilsvarende effekt. Reglene i dette kapitlet gjelder derfor bare for stålfiber.

Andre regler i dette punktet gjelder for bjelker, staver, plater og skall hvor forholdet mellom spennvidde og tverrsnittshøyde er minst 3 ved tosidig opplegg og 1,5 ved utkraget konstruksjonsdel, utført i armert fiberbetong. Ved hjelp av stavmodeller i henhold til pkt. 6.5 i Eurocode 2, kan konstruksjonsdeler som ikke oppfyller dette kriteriet beregnes og dimensjoneres. [10]

6.2.6.2 Skjærkapasitet

For å beregne skjærkapasiteten til fiberarmert betong finnes det en rekke metoder og modeller. De fleste baserer seg på resultater fra ulike bjelkeprøvingsserier med konvensjonell bøyestrekarmoring i underkant bjelke. Gyldigheten til følgende beregninger begrenser seg derfor til tverrsnitt med konvensjonell lengdearmoring.

For beregning av skjærkapasiteten tas det i denne oppgaven utgangspunkt i skjærkapasiteten for betong uten tradisjonell bøyestrekarmoring fra pkt. 6.2.2 i Eurocode 2, med bidraget fra fiberarmoring som et tillegg:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} \quad \text{(Formel 6-3)}$$

$$V_{Rd,ct} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad \text{(Formel 6-4)}$$

$$V_{Rd,cf} = 0,6 \cdot f_{ftd,res2,5} \cdot b_w \cdot h \quad \text{(Formel 6-5)}$$

- $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$ eller $0,18/\gamma_c$ og $k_1 = 0,15$
- $\rho_1 = A_s/b_w d \leq 0,02$ der A_s er arealet av strekkarmoring, b_w =bredde av tverrsnittssteg og d =effektiv høyde
- $\sigma_p = N_{ed}/A_c < 0,2f_{cd}$ der N_{ed} = aksialkraft pga ytre last eller forspenning ($N_{ed} > 0$ for trykk).
- $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$ med d angitt i mm
- $f_{ftd,res2,5} = f_{ftk,res2,5}/\gamma_{cf}$, der $\gamma_{cf} = 1,5$ er betongens materialfaktor (evt. 1,35 som angitt i kapittel 6.2.1). [10]

6.2.6.3 Torsjonsmoment i bjelker

Kapasiteten for torsjonsmomentet skal påvises for:

$$\text{Strekkbrudd } (T_{Ed} \leq T_{sd} + T_{fd}) \text{ og trykkbrudd } (T_{Ed} \leq T_{Rd max})$$

Hvor:

$T_{Rd max}$ er kapasitet i tverrsnittet mot trykkbrudd

T_{sd} er den konvensjonelle armeringens torsjonsmotstand

T_{fd} er fiberarmeringens bidrag til torsjonsmotstand gitt nedenfor.

Indre krefter bestemmes etter anerkjente metoder på grunnlag av likevektsbetingelser. Dette forutsetter at fiberbetongen har en strekkstyrke lik $f_{ftd, res2,5}$ i strekksonen av tverrsnittet. Bidraget til torsjonskapasiteten fra stangarmeringa og fiberarmeringa bestemmes på grunnlag av en romlig fagverksmodell i de antatte veggens middelflate. Modellen er tilsvarende metoden for fiberarmeringens bidrag til skjærkapasiteten.

T_{fd} kan da settes lik:

$$T_{fd} = 1,2 f_{ftd, res2,5} A_k t_{ef} \quad \text{(Formel 6-6)}$$

Hvor:

A_k er arealet innenfor midtlinjene til det effektive tverrsnittet

t_{ef} er tykkelsen av det effektive tverrsnittet

Se Eurocode 2 punkt 6.3.2 for bestemmelse av det effektive tverrsnittet. [10]

6.3 Bruksgrensetilstand (SLS)

Bruksgrensetilstand bygger på at konstruksjonen skal tilfredsstillere krav knyttet til dens bruk og formål i sin brukstid. Krav til bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet. [14]

6.3.1 Prinsipp for minimumsarmering

Beregning av minimum stangarmering følger de generelle prinsippene for dette i Eurocode 2. De baserer seg på at strekksonen i et tverrsnitt skal ha samme kapasitet etter rissdannelse som umiddelbart før. For et fiberarmert tverrsnitt kan dette i prinsipp uttrykkes som:

$$A_s \sigma_s + A_{ct2} f_{ftk, res2,5} \geq A_{ct} f_{ct\ eff} \text{ eller } A_s \geq (A_{ct} f_{ct\ eff} - A_{ct2} f_{ftk, res2,5}) / \sigma_s \quad \text{(Formel 6-7)}$$

Hvor:

A_s er arealet av stangarmeringen

σ_s er tillatt spenning i armeringen (settes vanligvis lik flytegrensen f_{yk})

A_{ct} er arealet av tverrsnittets strekksone før opprissing

A_{ct2} er arealet av tverrsnittets strekksone etter opprissing

$f_{ct\ eff}$ er midlere strekkfasthet når det forventes at riss oppstår

$f_{ftk, res2,5}$ er karakteristisk rest strekkfasthet relatert til 2,5 mm rissvidde

[10]

6.3.2 Beregning av rissavstand og rissvidder

I armert fiberbetong virker fiber svært gunstig på både rissavstand og rissvidder. Betongen er tilnærmet fri for synlige riss ved bruksgrenselast selv ved moderate fibermengder. Dette begrenser omfanget av opprissing i relativt stor grad. Tre ulike mekanismer forårsaker riss i betong: [10]

1. Last
2. Volumendring (svinn og temperaturendringer)
3. Kjemiske angrep

6.3.2.1 Beregning av risstilstand for stabilisert rissmønster

Eurocode 2 pkt 7.3.4 kan legges til grunn for bestemmelse av rissavstand og rissvidde for armert fiberbetong. Fibrene overfører spenninger over risset og bidrar til å redusere rissviddene og rissavstanden.

Fibre tas hensyn til når spenningen i armeringen med utgangspunkt i spennings- tøyingsforløpet med uniform reststrekkspenning lik $f_{ftk,res2,5}$ i strekksonen skal beregnes. Fibrene bidrar til redusert spenning i armeringen ved en gitt belastning samt å øke trykksonehøyden i tverrsnittet. Beregningsmetoden må baseres på stadium II stivhet for betong i trykk og vanlig armering. Rest strekkfastheten er derimot konstant uavhengig av belastningens størrelse. [10]

6.3.2.2 Rissvidder i armert fiberbetong på grunn av ytre laster

Følgende uttrykk kan beregne rissvidden W_k :

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{(Formel 6-8)}$$

der de midlere tøyningene ε_{sm} og ε_{cm} i armering og betong for den aktuelle lastkombinasjonen beregnes fra Eurocode 2 punkt 7.3.4. Ved beregning av armeringsspenningen σ_s tas fiberbetongens rest strekkfasthet, $f_{ftk,res2,5}$, hensyn til.

For å ta hensyn til fibertilsetningen modifiseres uttrykket for maksimal rissavstand $S_{r,max}$ med en faktor k_5 :

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{s,eff}} [mm] \quad \text{(Formel 6-9)}$$

Der:

$k_1 = 0,8$ for stenger med meget god heft og 1.6 for stenger med tilnærmet glatt overflate

$k_2 = 0,5$ for bøyning og 1,0 for rent strekk

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

$k_5 = (1 - f_{ftk,res2,5}/f_{ctm})$

ϕ = armeringsdiameter

$\rho_{s,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$ og A_p' , $A_{c,eff}$ og ξ_1 er definert i Eurocode 2 punkt 7.3.2(3)

Gjennomsnittlig rissavstand settes lik: [10]

$$S_r = S_{r,max}/1,7 \quad \text{(Formel 6-10)}$$

6.3.2.3 Rissvidder på grunn av svinn i armert fiberbetong

Beregning av rissvidder grunnet volumendring i betongen er mer omfattende enn beregning av rissvidder grunnet ytre laster. I de tilfeller hvor man ønsker å oppnå en vanntett konstruksjon kan for eksempel problemstillingen benyttes. Nedenfor foreslås en metode der rissene er modellert ved hjelp av fjærer, og antall riss kan beregnes fra følgende uttrykk:

$$\frac{N(\sigma_s, f_{ftk, res2,5}) \cdot L}{E_c \cdot A_I} \cdot (1 + \phi_{ef}) + n \cdot w(\sigma_s) = R \cdot \varepsilon_{cs} \cdot L \quad (\text{Formel 6-11})$$

Der:

$N(\sigma_s, f_{ftk, res2,5})$ = last som opptrer i urisset tverrsnitt

L = elementets lengde

$$A_I = A_c + A_s(E_s/E_c - 1) \quad (\text{Formel 6-12})$$

ϕ_{ef} = kryptallet

n = antall riss

$$w(\sigma_s) = 0,42 \left[\phi \sigma_s^2 / 0,22 f_{cm} E_s (1 + (E_s A_s) / (E_c A_{cf})) \right]^{0,826} + \sigma_s / E_s 4 \phi \quad (\text{Formel 6-13})$$

R = fastholdningsgrad ($R = 0$ uten fastholdning, og $R = 1$ ved full fastholdning).

Aksialkraften $N(\sigma_s, f_{ftk, res2,5})$ kan beregnes som følger:

$$N(\sigma_s, f_{ft, res}) = \sigma_s A_s + f_{ft, res} (A_c - A_s) \quad (\text{Formel 6-14})$$

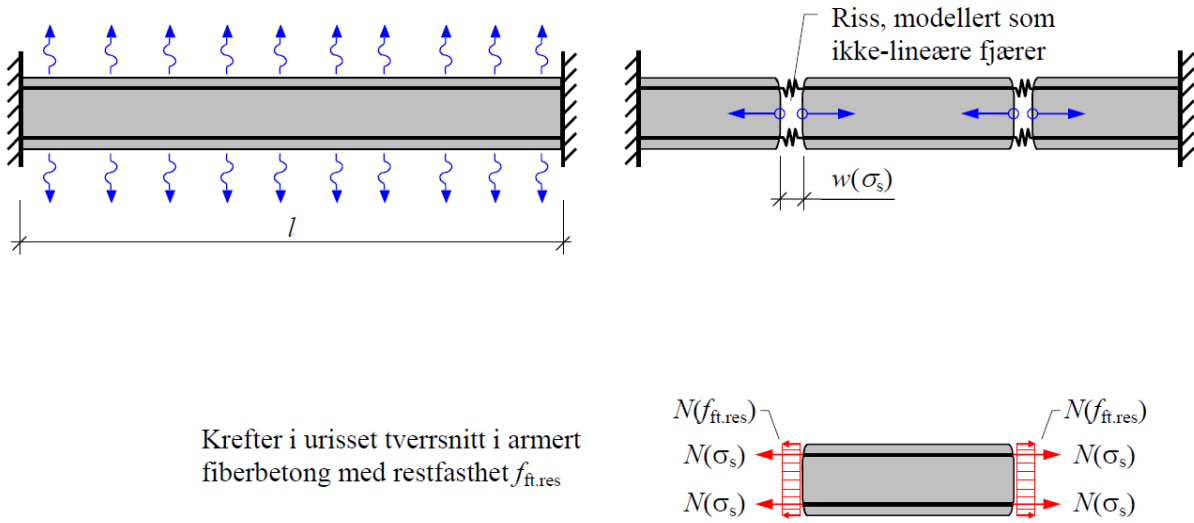
Dersom $N(\sigma_s, f_{ft, res}) > N_1$ vil et nytt riss opptre, der N_1 er kraften som initierer et nytt riss:

$$N_1 = f_{ctm} (A_{ef} + (E_s/E_c - 1) \cdot A_s) \quad (\text{Formel 6-15})$$

Når $N(\sigma_s, f_{ft, res}) < N_1$ stanser rissutviklingen, og det antallet riss kan bestemmes. Beregningsprosedyren krever iterasjon, hvor antall riss øker gradvis til løsning er oppnådd. Dette løses enklest ved hjelp av beregningsprogram. Løsningsmetoden kan eksempelvis implementeres i et Excel-ark og løses ved hjelp av "solver" funksjon.

Fiberarmert betong

Med økende resttrekkfasthet og økende armeringsmengde vil metoden gi rissvidder som minker betraktelig. Redusert stangdiameter vil i tillegg gi en gunstig effekt. [10]



Figur 6-4: Modell for å analysere riss pga. svinn ved ytre fastholding.

7 Eksperimentelt

7.1 Prøveplan

Tabell 7-1 viser prøveplan for oppgaven. Totalt støpes det ut 4 forskjellige resepter:

| | |
|----------|-------------------------------------------------------------------|
| Resept 1 | Referansebetong (REF) |
| Resept 2 | Referansebetong med 7kg/m ³ basaltfiber 20mm (7BF20) |
| Resept 3 | Referansebetong med 10kg/m ³ basaltfiber 43mm (10BF43) |
| Resept 4 | Referansebetong med 30kg/m ³ stålfiber 50mm (30SF50) |

Tabell 7-1: Prøveplan

| Resept | BF 20mm [kg/m ³] | BF 43mm [kg/m ³] | SF 50mm [kg/m ³] | Antall terninger | Antall små bjelker | Antall store bjelker | Antall Innsnevrede bjelker | Antall sandwich elementer |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 22 | 3+3 | 0 | 3+3 | 3 |
| 2 | 7 | 0 | 0 | 15 | 3 | 0 | 3 | 9 |
| 3 | 0 | 10 | 0 | 7 | 3 | 3 | 0 | 3+3 |
| 4 | 0 | 0 | 30 | 7 | 3 | 3 | 0 | 3 |
| | | | Sum | 51 | 15 | 6 | 9 | 21 |

BF=basaltfiber og SF=stålfiber

Der hvor det står +3 i Tabell 7-1 er det støpt 3 stk. ekstra prøvelegemer med innlagte basaltstenger \varnothing 9mm. Dette for å se hvilken innvirkning basaltstengene hadde på testresultatene. Det ble støpt 3 stk. små bjelker med resept 1 + 2 stk. basaltstenger i bunn, 3. stk. innsnevrede bjelker med resept 1 + 1 stk. basaltstang i midten og 3 stk. sandwich elementer med resept 3 + 5 stk. basaltstenger c/c 250mm midt i bunnsjiktet.

Tabell 7-2: Forsøksoversikt

| Prøvemethode | Form | Dimensjon [mm] |
|-----------------------|-------------------|--------------------|
| Terningstrykkfasthet | Terning | 100x100x100 |
| Bøyestrekfasthet | Liten bjelke | 100x100x500 |
| Aksialtrekkfasthet | Innsnevret bjelke | 100x100x500 |
| Rest bøyestrekfasthet | Stor bjelke | 150x150x550 |
| Fullskala test | Sandwich element | 3000x1200x190 |
| Fullskala test | Sandwich element | 6000x1200x190(170) |

7.2 Materialer

I denne oppgaven blir det benyttet følgende materialer:

Sement: det ble benyttet to typer sement:

- CEMEX miljøsement CEM II/B-S 52,5 N. Densitet 3080kg/m^3 . Finhet (blaine) $470\text{m}^2/\text{kg}$. Se vedlegg 1.1.
- CEMEX rapid sement CEM I 52,5 R. Densitet 3130kg/m^3 . Finhet (blaine) $540\text{m}^2/\text{kg}$. Se vedlegg 1.2.

Tilslag: det ble benyttet to typer tilslag, se [Figur 7-1](#):

- Velde 0-4mm. Se vedlegg 2.1.
- Velde 4-8mm. Se vedlegg 2.2.



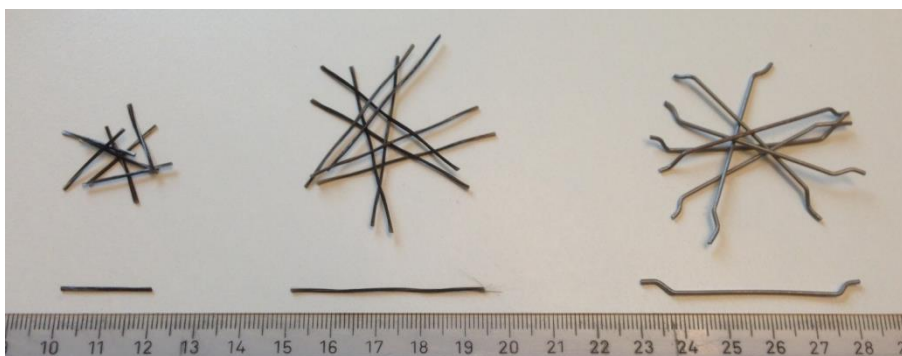
Figur 7-1: Til venstre: Velde 0-4mm. Til høyre: Velde 4-8mm.

Tilsetningsstoff: det ble benyttet to typer tilsetningsstoff:

- MasterAir 100. Densitet $1,00\pm 0,02\text{kg/l}$. Se vedlegg 1.3.
- MasterGlenium ACE 434. Densitet $1,07\pm 0,02\text{kg/l}$. Se vedlegg 1.4.

Fiber: det ble benyttet tre typer fiber, se [Figur 7-2](#):

- ReforceTech™ Basaltfiber BFRP MiniBars™ 20mm. Densitet 1900kg/m^3 . Se vedlegg 1.6.
- ReforceTech™ Basaltfiber BFRP MiniBars™ 43mm. Densitet 1900kg/m^3 . Se vedlegg 1.6.
- KrampeHarex Stålfiber DE 50/1 N. Se vedlegg 1.7.



Figur 7-2: Til venstre: Basaltfiber 20mm. I midten: Basaltfiber 43mm. Til høyre: Stålfiber 50mm.

Fiberarmert betong

Tabell 7-3 viser de forskjellige reseptene og materialenes blandeforhold:

Tabell 7-3: Reseptenes blandeforhold.

| Ingrediens | | Resept 1 (REF) | Resept 2 (7BF20) | Resept 3 (10BF43) | Resept 4 (30SF50) |
|-----------------------|---------------------------------------|-------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| CEMEX miljø | Materialer i kg/m ³ betong | 192,0 | 192,0 | 192,0 | 192,0 |
| CEMEX rapid | | 288,1 | 288,1 | 288,1 | 288,1 |
| Kaldt vann | | 164,5 | 164,5 | 164,5 | 164,5 |
| Velde 0-4mm | | 1211,7 | 1204,9 | 1201,9 | 1204,5 |
| Velde 4-8mm | | 511,5 | 508,6 | 507,4 | 508,5 |
| MasterAir 100 | | 1,44 | 1,44 | 1,44 | 1,44 |
| MasterGlenium ACE 434 | | 4,15 | 4,15 | 4,15 | 4,15 |
| Basaltfiber 20mm | | 0 | 7 | 0 | 0 |
| Basaltfiber 43mm | | 0 | 0 | 10 | 0 |
| Stålfiber 50mm | | 0 | 0 | 0 | 30 |

7.3 Prøving av fersk betong

I dette delkapittelet beskrives prøvemeter som er brukt i denne oppgaven for å teste egenskapene til fersk betong. Beskrivelsene er hentet fra sine respektive standarder.

7.3.1 Densitet

Prøvemeteren for å bestemme den ferske betongens densitet er beskrevet i NS-EN 12350-6:2009, Prøving av fersk betong Del 6: Densitet. Prinsippet går ut på at den ferske betongen helles over i en stiv og vanntett beholder med kjent volum for deretter å veies.

For å bestemme beholderens volum (V) så veies den tomme beholderen og glassplaten på en vekt med en nøyaktighet på 0,01kg (m_1). Deretter fylles beholderen med vann til den er bredfull og glassplaten skyves over for å unngå luftbobler. Beholderen med vann og glassplaten veies så på en vekt med en nøyaktighet på 0,01kg. Beholderens volum beregnes ved å dividere vannets totale masse, som kreves for å fylle beholderen, med 998kg/m³.

I denne oppgaven bruker vi selvkomprimerende betong og da skal beholderen fylles med betong i en operasjon. Ved bruk av selvkomprimerende betong skal det ikke foretas mekanisk komprimering eller håndkomprimering under ifyllingen eller etter at beholderen er fylt. Overflaten avrettes med et avrettingsbrett og utsiden av beholderen rengjøres. Beholderen med innhold veies for å bestemme massen (m_2).

Densitet beregnes fra formelen:

$$D = \frac{m_2 - m_1}{V} \quad \text{(Formel 7-1)}$$

Der:

D er densiteten av den ferske betongen, i kg/m³.

m_1 er beholderens masse, i kg.

m_2 er beholderens masse når den er fullstendig fylt med komprimert betong, i kg.

V er beholderens volum, i m³

Angi densiteten av den ferske betongen til nærmeste 10kg/m³. [15]

7.3.2 Synkutbredelse

Prøvemethoden for å bestemme den ferske betongens synkutbredelse er beskrevet i NS-EN 12350-8:2010, Prøving av fersk betong Del 8: Selvkomprimerende betong Synkutbredelsesmetode.

Synkkjeglen og underlaget fuktes og synkkjeglen plasseres på det horisontale underlaget. Betongen fylles i synkkjeglen i en operasjon og det skal ikke foretas mekanisk komprimering eller håndkomprimering under ifyllingen eller etter at synkkjeglen er fylt. Betongoverflaten avrettes og overflødig betong fjernes fra underlaget. Synkkjeglen må ikke stå fylt av betong i mer en 30s mens sølt betong fjernes. Synkkjeglen løftes jevnt oppover i løpet av 1s til 3s uten at betongstrømmen hindres. Etter at betongstrømmen har stabilisert seg måles den største diameteren (d_1) til nærmeste 10mm. Deretter måles diameteren (d_2) som er vinkelrett på den største diameteren (d_1) til nærmeste 10mm. Hvis forskjellen mellom d_1 og d_2 er større en 50mm må det tas en ny prøve. En må også sjekke at den utbredte betongen ikke skiller seg.

Synkutbredelse beregnes fra formelen:

$$SF = \frac{(d_1 + d_2)}{2} \quad \text{(Formel 7-2)}$$

Der:

SF er synkutbredelse, i mm.

d_1 er den største diameteren på synkutbredelsen, i mm.

d_2 er synkutbredelsen 90° på d_1 , i mm.

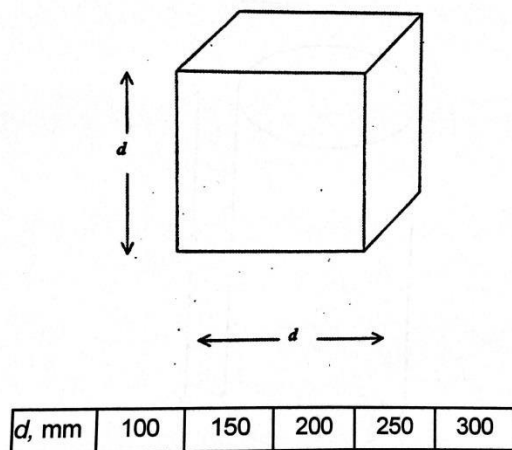
Angi synkutbredelsen til den ferske betongen til nærmeste 5mm. [16]

7.4 Støping

I dette delkapittelet sees det på støpemetoder for de forskjellige prøvestykkene som ble støpt i denne oppgaven.

7.4.1 Terninger

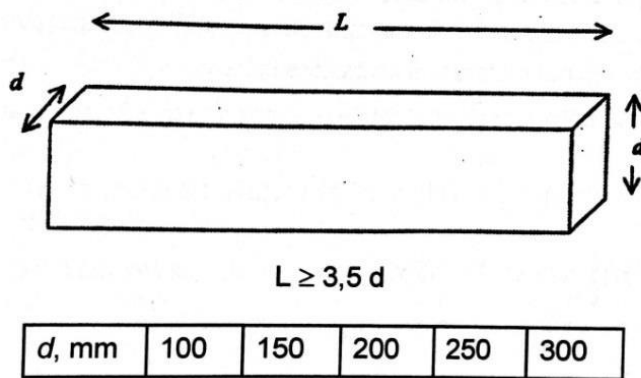
Terningene som brukes i denne oppgaven har målene 100x100x100mm. Ved selvkomprimerende betong skal formen fylles i en enkelt operasjon og mekanisk komprimering skal ikke anvendes under ifylling eller etter at formen er fylt. Overflaten avrettes med en støpeskje i en sagende bevegelse og overflødig betong fjernes. Terningene lagres i formen i minst 16 timer, men ikke lenger en 3 døgn. De må beskyttes mot støt, vibrasjon og uttørking ved en temperatur på $(20 \pm 5)^\circ\text{C}$. Etter at terningene er tatt ut av formen så herdes de fram til de skal trykktestes i vannbad med temperatur på $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$. På [Figur 7-3](#) vises nominelle størrelser på terninger og støpeform for terninger som er benyttet i denne oppgaven. Minimum tre terninger støpes per resept, alle for trykktesting. Terningene testes etter 28 døgn. [17]



Figur 7-3: Til venstre: Nominelle størrelser på terninger. Til høyre: Støpeform for terninger.

7.4.2 Små Bjelker

De små bjelkene som brukes i denne oppgaven har målene 100x100x500mm. Ved selvkomprimerende betong skal formen fylles i en enkelt operasjon og mekanisk komprimering skal ikke anvendes under ifylling eller etter at formen er fylt. Overflaten avrettes med en støpeskje i en sagende bevegelse og overflødig betong fjernes. Etter at bjelkene er tatt ut av formen så herdes de fram til de skal bøyestrekktestes i vannbad med temperatur på $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$. På [Figur 7-4](#) vises nominelle størrelser på bjelker og støpeform for små bjelker benyttet i denne oppgaven. Det støpes 3 stk. bjelker av hver resept som testes for bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5.



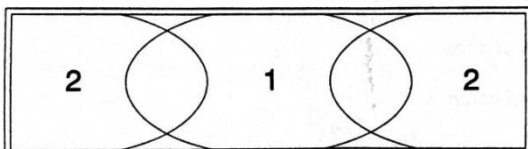
Figur 7-4: Til venstre: Nominelle størrelser på bjelker. Til høyre: Støpeform for små bjelker.

Det blir også støpt 3 stk. bjelker med resept 1+2 stk. $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstenger innlagt i bunn som vist på [Figur 7-5](#).



Figur 7-5: Støpeform med innlagte basaltstenger.

Prosedyren for å fylle formen med betong er vist i [Figur 7-6](#). Størrelsen på fylling nummer 1 bør være dobbelt så stor som fylling nummer 2. Ved selvkomprimerende betong skal formen fylles opp og avrettes uten bruk av mekanisk komprimering. [18]



Figur 7-6: Prosedyre for å fylle formen på bjelker.

7.4.3 Store bjelker

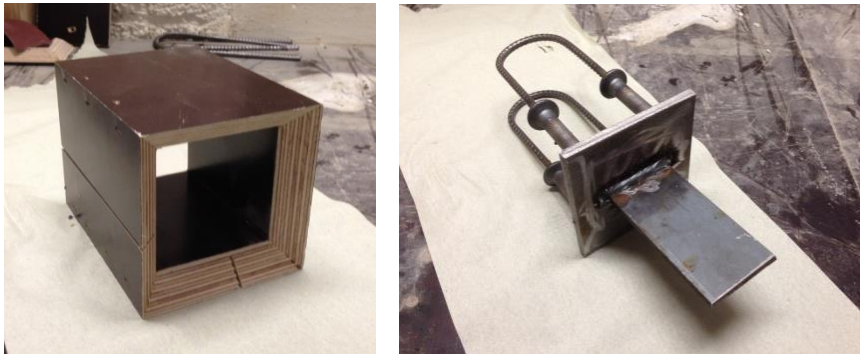
De store bjelkene som brukes i denne oppgaven har målene 150x150x550mm. Ved selvkompimerende betong skal formen fylles i en enkelt operasjon, og mekanisk komprimering skal ikke anvendes under ifylling eller etter at formen er fylt. Overflaten avrettes med en støpeskje i en sagende bevegelse og overflødig betong fjernes. Etter at bjelkene er tatt ut av formen så herdes de fram til de skal bøyestrekktestes i vannbad med temperatur på $(20\pm 2)^{\circ}\text{C}$. På [Figur 7-7](#) vises støpeform for store bjelker benyttet i denne oppgaven. Det støpes 3 stk. bjelker for resept 3 og 4 som testes for bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651.



Figur 7-7: Støpeform for store bjelker.

7.4.4 Innsnevrede bjelker

De innsnevrede bjelkene blir støpt i de samme formene som blir brukt for å støpe bjelkene med målene 100x100x500mm. Forskjellen er at det blir lagt inn en innsnevring midt på bjelken ved å benytte formen som vist på Figur 7-8. Ved selvkomprimerende betong skal formen fylles i en enkelt operasjon og mekanisk komprimering skal ikke anvendes under ifylling eller etter at formen er fylt. Overflaten avrettes med en støpeskje i en sagende bevegelse og overflødig betong fjernes. Etter at bjelkene er tatt ut av formen så herdes de fram til de skal aksialtrekktestes i vannbad med temperatur på $(20\pm 2)^{\circ}\text{C}$.



Figur 7-8: Til venstre: Form for innsnevring. Til høyre: Stålplate med forankringsplate.

På Figur 7-9 vises støpeformene for de innsnevrede bjelkene støpt med resept 1 og 2 benyttet i denne oppgaven. Figuren viser innsnevringen innlagt i bjelkeformene samt bøyene som støpes inn i enden for resept 1. For resept 2 byttes bøyene ut med innstøpte stålplater med forankringsplater som vist på Figur 7-8. Det støpes 3 stk. bjelker med resept 1 og 2 som testes for aksialtrekkfasthet.



Figur 7-9: Til venstre: Støpeform for resept 1. Til høyre: Støpeform for resept 2.

I tillegg blir det støpt 3 stk. innsnevrede bjelker med resept 1+1 stk. $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstang i midten som vist på Figur 7-10.



Figur 7-10: Støpeform for innsnevret bjelke med 1 stk. $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstang.

7.4.5 Fullskalaelementer

Fullskalaelementer med målene 6m x 1,2m blir støpt i formene som vist på [Figur 7-11](#). Det støpes 3 stk. element 1001, 3 stk. element 1003 og 3 stk. element 1004 med resept 2 i disse formene. Element 1001 har en tykkelse på 170mm og er sammensatt av en isolasjonskjerne på 130mm med 20mm betong på hver side. Element 1003 har en tykkelse på 190mm og er sammensatt av en isolasjonskjerne på 130mm med 30mm betong på hver side. Element 1004 har en tykkelse på 190mm og er sammensatt av en isolasjonskjerne på 130mm med 20mm betong på den ene siden og 40mm betong på den andre siden.



Figur 7-11: Støpeformer for fullskalaelementer med målene 6m x 1,2m.

Fullskalaelementer med målene 3m x 1,2m blir støpt i formene som vist på [Figur 7-12](#). Det støpes 3 stk. element 1005 med resept 4, 3 stk. element 1006 med resept 3, 3 stk. element 1007 med resept 3+ \varnothing 9mm basaltstenger og 3 stk. element 1008 med resept 1 i disse formene. Alle elementene har en tykkelse på 190mm og er sammensatt av en isolasjonskjerne på 130mm med 30mm betong på hver side.



Figur 7-12: Støpeformer for fullskalaelementer med målene 3m x 1,2m.

Etter avforskaling lagres elementene ute på lager i minst 28 døgn før de blir påført belastning og testet.

Fiberarmert betong

Figur 7-13 viser fullskalaelement 1007 med 5 stk. $\varnothing 9$ mm basaltstenger c/c 250mm innlagt i bunnsjiktet.



Figur 7-13: Støpeform for fullskalaelement 1007 med basaltstenger.

7.5 Prøving av herdnet betong

I dette delkapittelet beskrives prøvemethoder som er brukt i denne oppgaven for å teste egenskapene til herdnet betong. Beskrivelsene er hentet fra sine respektive standarder.

7.5.1 Densitet

Prøvemethoden for å bestemme den herdnede betongens densitet er beskrevet i NS-EN 12390-7:2009, Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong. Prinsippet går ut på at massen og volumet av en terning av herdet betong bestemmes og densiteten beregnes.

Prøvelegemets masse kan bestemmes der prøvelegemet befinner seg i en av følgende tre tilstander:

1. Som levert.
2. Vannmettet
3. Ovnstørr.

Betongterningene som vi bruker i denne oppgaven antas å være mettet til konstant masse pga. at de har vært i vannbad i minst 72 timer før prøving.

Tre metoder for bestemmelse av prøvelegemets volum er:

1. Ved vannfortrengning (referansemethode).
2. Ved beregning ved bruk av faktiske mål.
3. For terninger ved beregning ved bruk av kontrollerte og faste mål.

Betongterningene er laget i en kalibrert form med målene etter NS-EN 12390-1 så terningenes volum kan beregnes på grunnlag av fastsatte mål.

Densiteten bestemmes av følgende likning:

$$D = \frac{m}{V} \quad \text{(Formel 7-3)}$$

Der:

D er densiteten i kg/m^3 for en gitt tilstand for prøvelegemet og en gitt metode for bestemmelse av volumet.

m er prøvelegemets masse ved prøvingstidspunktet, i kg.

V er prøvelegemets volum, i m^3 , bestemt etter den valgte metoden.

Prøvelegemets tilstand på prøvingstidspunktet og metoden som brukes til bestemmelse av prøvelegemets volum registreres som en del av prøvingsresultatet. Densiteten skal angis til nærmeste 10 kg/m^3 . [19]

7.5.2 Trykkfasthet

Trykkfastheten bestemmes ut ifra NS-EN 12390-3:2009 Prøving av herdnet betong Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet. Prinsippet gå ut på at terningene belastes til brudd i en trykkprøvingsmaskin. Største tålte last registreres og trykkfastheten beregnes for betongen.

Terningene tas ut av vannbadet og tørkes. Alle bærende overflater på prøvemaskinen tørkes rene og eventuelle løse partikler eller fremmedlegemer som kan komme i kontakt med trykkplatene fjernes fra terningens overflater. Terningene plasseres i prøvemaskinen slik at lasten påføres vinkelrett på støperetningen. Prøvelegemet sentreres i forhold til den nedre trykkplaten. Terningene belastes med en belastningshastighet på 0,8 MPa/s (N/mm²·s). Største avleste last registreres angitt i kN. Tilfredsstillende bruddformer for terninger er gjengitt i [Figur 7-14](#).

Trykkfastheten bestemmes av følgende likning:

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

(Formel 7-4)

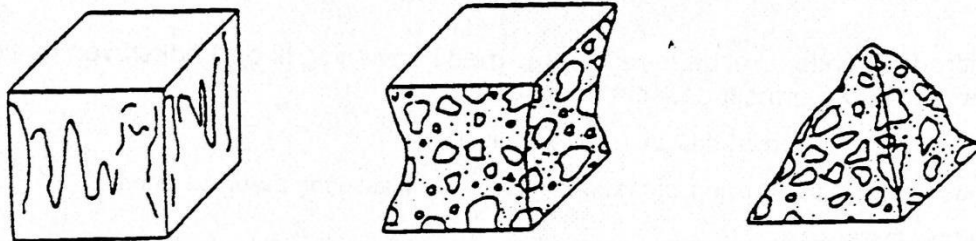
Der:

f_c er trykkfastheten, i MPa (N/mm²).

F er bruddlast, i N.

A_c er tverrsnittsarealet på prøvelegemet som trykkraften virker mot, i mm².

Trykkfastheten skal angis til nærmeste 0,1MPa (N/mm²). [20]



Eksplodivt brudd

MERKNAD Alle de fire eksponerte flatene har omtrent tilsvarende brudd, vanligvis med liten skade på flatene som er i kontakt med trykkplatene.

Figur 7-14: Tilfredsstillende bruddform for terningformede prøvelegemer.

Fiberarmert betong

Terningstrykkfasthet ble testet hos Block Berge Bygg AS. Terningene ble testet etter 28 døgn i testmaskinen MATEST Mod. C 089-10 som vist på [Figur 7-15](#).



Figur 7-15: Testmaskinen MATEST Mod. C 089-10.

7.5.3 Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5

Bøyestrekfastheten bestemmes ut ifra NS-EN 12390-5:2009 Prøving av herdnet betong Del 5: Prøvelegemers bøyestrekfasthet. Prinsippet går ut på at bjelkene utsettes for et bøyemoment ved påføring av en last via øvre og nedre ruller. Den største lasten som bjelken motstår registreres og bjelkens bøyestrekfasthet beregnes.

Bjelkene tas ut av vannbadet og tørkes. Alle bærende overflater på prøvemaskinen tørkes rene og eventuelle løse partikler eller fremmedlegemer som kan komme i kontakt med rullene fjernes fra bjelkens overflater. Bjelken plasseres i prøvemaskinen slik at den er riktig sentrert og med bjelkens lengdeakse i rett vinkel på lengdeaksene til rullene. Referanseretningen for belastningen må være vinkelrett på bjelkens støperetning. En konstant hastighet for spenningsøkning på 0,05MPa/s (N/mm²·s) ble valgt.

Pålastningshastigheten skal bestemmes etter følgende formel:

$$R = \frac{2 \cdot d_1 \cdot d_2^2 \cdot s}{3 \cdot I} \quad \text{(Formel 7-5)}$$

Der:

R er pålastningshastigheten som kreves, i MPA (N/mm²).

s er hastighet for spenningsøkning, i MPa/s (N/mm²·s).

d_1 og d_2 er prøvelegemets tverrmål, i mm [Figur 7-16](#)

I er avstanden mellom oppleggssrollene, i mm.

Bøyestrekfastheten bestemmes av følgende likning:

$$f_{cf} = \frac{3 \cdot F \cdot I}{2 \cdot d_1 \cdot d_2^2} \quad \text{(Formel 7-6)}$$

Der:

f_{cf} er bøyestrekfastheten, i MPa (N/mm²).

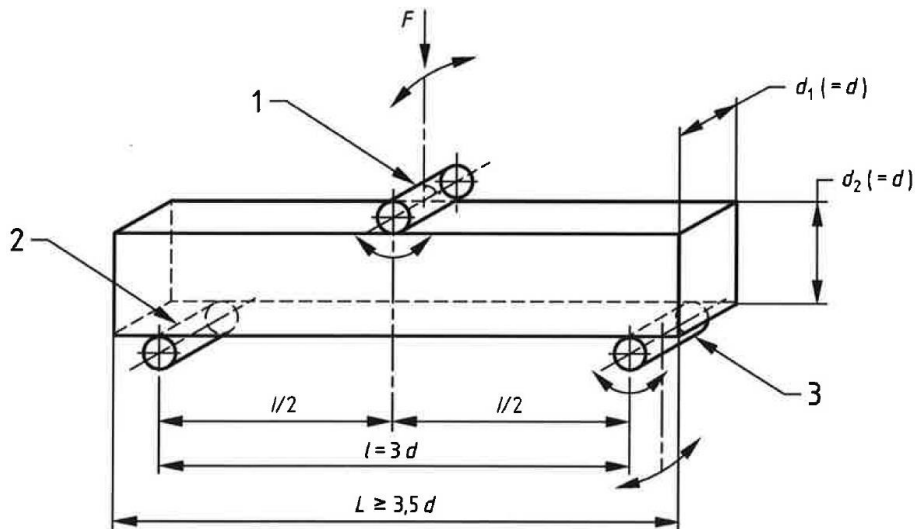
F er største last ved brudd, i N.

I er avstanden mellom oppleggssrollene, i mm.

d_1 og d_2 er prøvelegemets tverrmål, i mm [Figur 7-16](#)

Bøyestrekfastheten skal angis til nærmeste 0,1Mpa (N/mm²). [21]

Fiberarmert betong



Figur 7-16: Oppstilling for belastning av prøvelegeme.

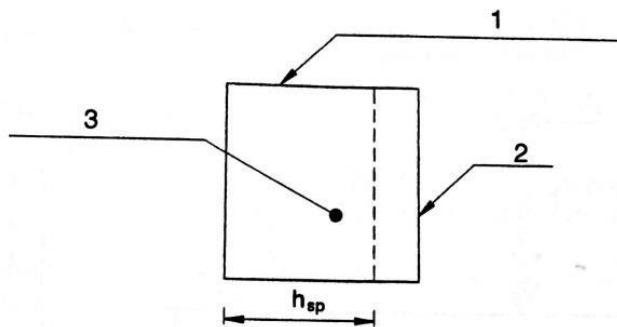
Bøyestrekfasthet ble testet på Stavanger Offshore Tekniske Skole. Bjelkene ble testet etter minimum 28 døgn i jiggen som vist på Figur 7-17.



Figur 7-17: Jigg for testing av bøyestrekfasthet.

7.5.4 Bøystrekkfasthet etter NS-EN 14651

Bøystrekkfastheten bestemmes ut fra NS-EN 14651:2005+A1:2007 Prøvmingsmetode for betong med metalliske fibre Måling av bøystrekkfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter). Bjelker med et sagt riss utsettes for et bøymoment ved påføring av en last via øvre og nedre ruller. Ved hjelp av våtsaging med betongsag sages den forhåndsdefinerte sprekken. Videre roteres prøvestykkene 90° om lengdeaksen og sages gjennom bredden av prøvestykket midt i bjelkespenet. Figur 7-18 viser dette.



Figur 7-18: Posisjonen til den forhåndsdefinerte sprekken.

Der:

1 er overflaten under støping.

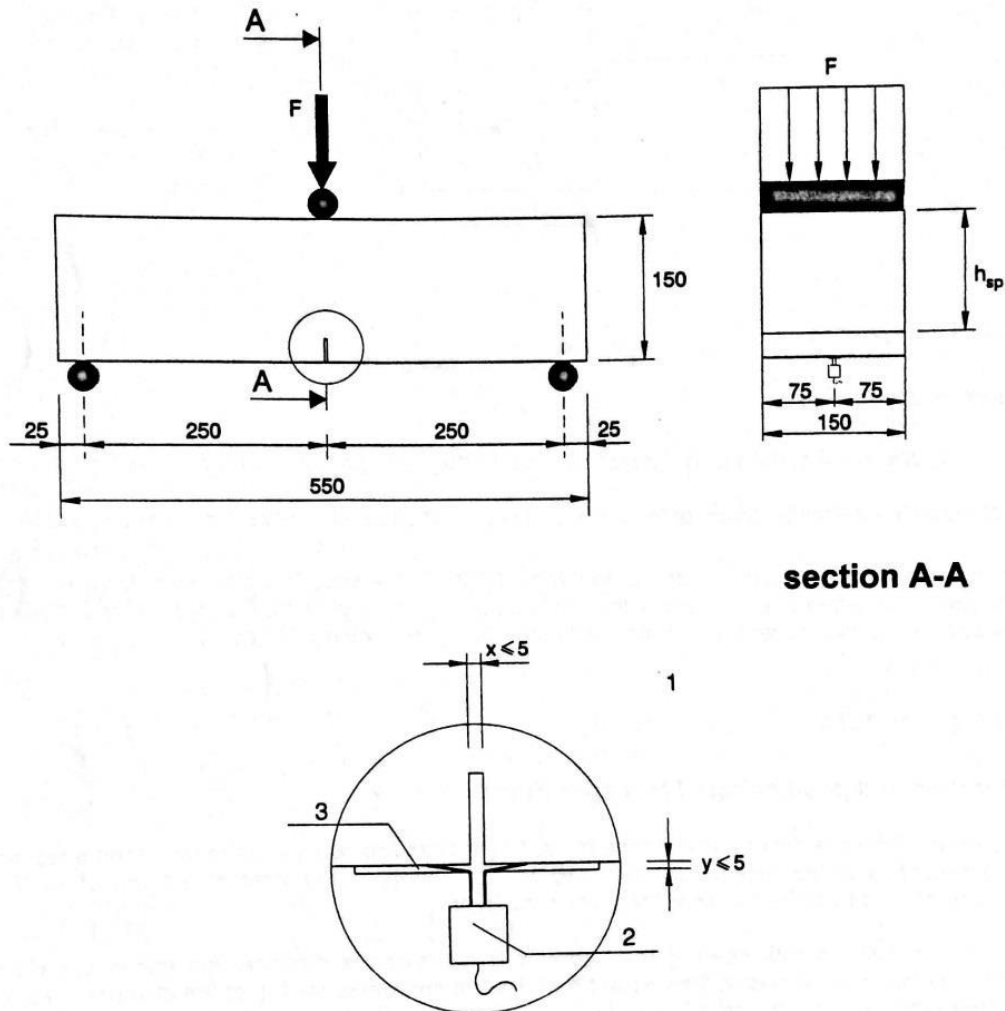
2 er den forhåndsdefinerte sprekken.

3 tverrsnittet av prøvelegemet.

Lengden h_{sp} skal være $125\text{mm} \pm 1\text{mm}$.

Fiberarmert betong

Lasten påføres midt i spennet på en bjelke med spennvidde på 500mm. Last og CMOD blir kontinuerlig registrert opp til en CMOD på 4,5mm hvor målingen av CMOD blir gjort av en «clip gauge». Eventuelt kan det benyttes en «displacement transductor». Selve lasten blir registrert av en lastcelle som blir plassert under opplager. Figur 7-19 illustrerer prinsippet for måling av CMOD.



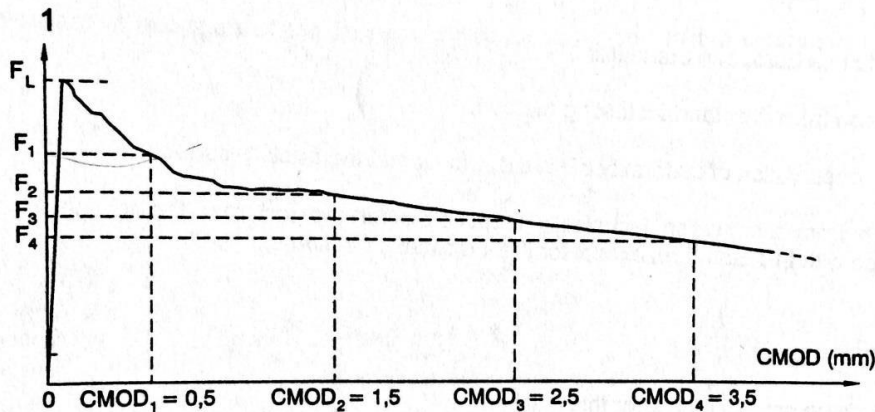
Figur 7-19: Prinsipp for måling av CMOD.

Der:

- 1 er detalj av sprekken.
- 2 er clip gauge
- 3 er knivblad.

Fiberarmert betong

Det bestemmes ekvivalent bøyestrekfasthet for proporsjonalitetsgrensen (LOP) og for fire forskjellige forhåndsdefinerte rissvidder ($CMOD_1$ - $CMOD_4$) for alle bjelker. Figur 7-20 viser de forhåndsdefinerte proporsjonalitetsgrensen og rissviddene.



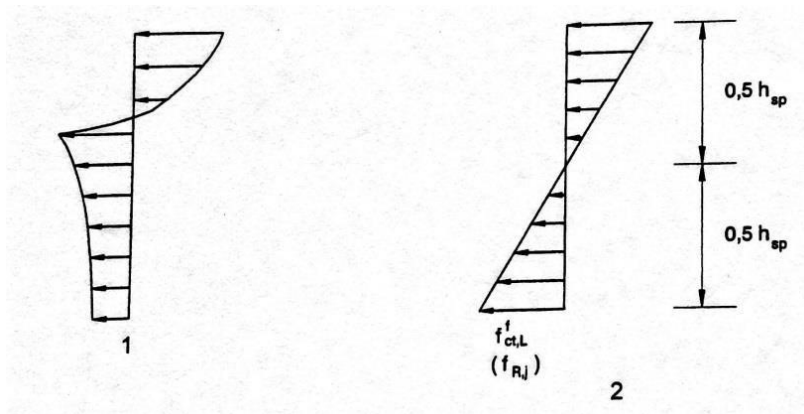
Figur 7-20: Last-CMOD diagram og F_j ($j=1,2,3,4$)

Der:

F_j er last ved $CMOD = CMOD_j$ ($j = 1, 2, 3, 4$)

F_L er last ved proporsjonalitetsgrensen.

Ved å tegne en linje på $CMOD$ lik $0,05\text{mm}$ parallelt med lastaksen i Last-CMOD diagrammet bestemmes lasten som samsvarer med proporsjonalitetsgrensen, F_L . Den høyeste lastverdien i intervallet fra 0 til $0,05\text{mm}$ bestemmes som F_L . I henhold til NS-EN 14561 bestemmes bøyestrekfastheten ved proporsjonalitetsgrensen og rest bøyestrekfasthet ut fra bøyemomentet og antagelsen om lineær spenningsfordeling. Dette vises i Figur 7-21.



Figur 7-21: Reell og antatt spenningsfordeling.

Der:

1 er reell spenningsfordeling.

2 er antatt spenningsfordeling.

Fiberarmert betong

Bøyestrekfastheten er gitt av følgende ligning:

$$f_{ct,L}^f = \frac{6 \cdot M_L}{b \cdot h_{sp}^2} = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (\text{Formel 7-7})$$

Der:

$f_{ct,L}^f$ er bøyestrekfastheten ved proporsjonalitetsgrensen.

F_L er lasten som samsvarer med proporsjonalitetsgrensen.

M_L er bøyemomentet ved F_L

b er bredden til prøvelegemet.

h_{sp} er avstanden mellom tuppen av sprekken og toppen av prøvelegemet midt på spennet.

l er spennlengden.

Rest bøyestrekfasthet er gitt av ligningen:

$$f_{R,j}^f = \frac{6 \cdot M_j}{b \cdot h_{sp}^2} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (\text{Formel 7-8})$$

Der:

$f_{ct,L}^f$ er rest bøyestrekfastheten ved tilsvarende CMOD_j (j=1,2,3,4).

F_j er last ved tilsvarende CMOD_j (j=1,2,3,4).

M_j er bøyemomentet ved tilsvarende last F_j CMOD_j (j=1,2,3,4).

b er bredden til prøvelegemet.

h_{sp} er avstanden mellom tuppen av sprekken og toppen av prøvelegemet midt på spennet.

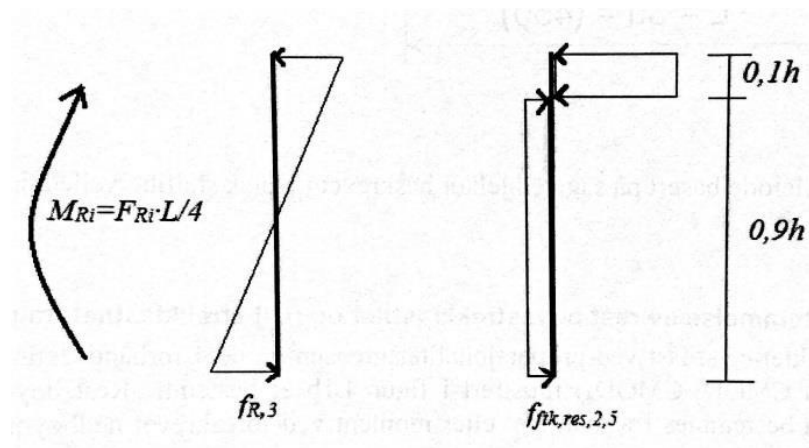
l er spennlengden.

Fiberarmert betong

Ifølge Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner, kan karakteristisk rest strekkfasthet ved en rissvidde på 2,5mm bestemmes basert på rest bøyestrekfasthet ved samme rissvidde. Dette er også i henhold til $f_{R,3}$ fra NS-EN 14561. Denne karakteristiske rest strekkfastheten defineres som 0,37 ganger rest bøyestrekfasthet ved samme rissvidde.

$$f_{ftk,res2,5} = 0,37 \cdot f_{R,3} \quad (\text{Formel 7-9})$$

Denne relasjonen er basert på at samme last antas opptatt av to ulike spenningsfordelinger; lineært elastisk for bestemmelse av $f_{R,3}$ og ideelt plastisk for bestemmelse av $f_{ftk,res2,5}$. Disse spenningsfordelingene er vist i Figur 7-22.



Figur 7-22: Illustrasjon av relasjonen mellom karakteristisk rest bøyestrekfasthet og karakteristisk rest strekkfasthet.

Testen avviker fra NS-EN 14561 ved at vi har en nedbøyningskontrollert testmaskin, og ikke en testmaskin som kontrollerer økningen i CMOD.

Ifølge NS-EN 14561 skal maskinen drives slik at CMOD øker med en konstant hastighet på 0,05mm/min. Fra CMOD = 0,1mm og oppover skal maskinen drives slik at CMOD øker med en konstant hastighet på 0,2mm/min. I de tilfeller vi har en prøvemaskin som kontrollerer hastigheten av økning i nedbøying vil den ovenfor angitte testprosedyrer anvendes slik at CMOD relaterte parametere blir forvandlet til nedbøynings relaterte parametere.

Fiberarmert betong

Forholder mellom CMOD og nedbøyning kan tilnærmes med formelen:

$$\delta = 0,85CMOD + 0,04$$

Tabell 7-4 fra NS-EN 14561 kan benyttes istedenfor denne formelen.

Tabell 7-4: Forhold mellom CMOD og nedbøyning.

| CMOD (mm) | δ (mm) |
|---------------------|------------------------------------|
| 0,05 | 0,08 |
| 0,1 | 0,13 |
| 0,2 | 0,21 |
| 0,5 | 0,47 |
| 1,5 | 1,32 |
| 2,5 | 2,17 |
| 3,5 | 3,02 |
| 4,0 | 3,44 |

Bjelkene blir testet med påført last kontrollert av nedbøyning og ikke av økning i CMOD. Hastigheten på nedbøyningen settes til 0,08mm/min frem til nedbøyningen er 0,13mm deretter settes hastigheten til 0,21mm/min. Det er ikke mulig å programmere testmaskinen brukt i oppgaven til en bestemt nedbøyningshastighet, så her ble det improvisere så godt som mulig. Disse verdiene velges på grunnlag av Tabell 7-4. 0,08mm/min nedbøyning tilsvarer ifølge tabellen en CMOD på 0,05mm/min og 0,21mm/min nedbøyning tilsvarer ifølge tabellen en CMOD på 0,2mm/min. [18]

7.5.5 Aksialtrekkfasthet

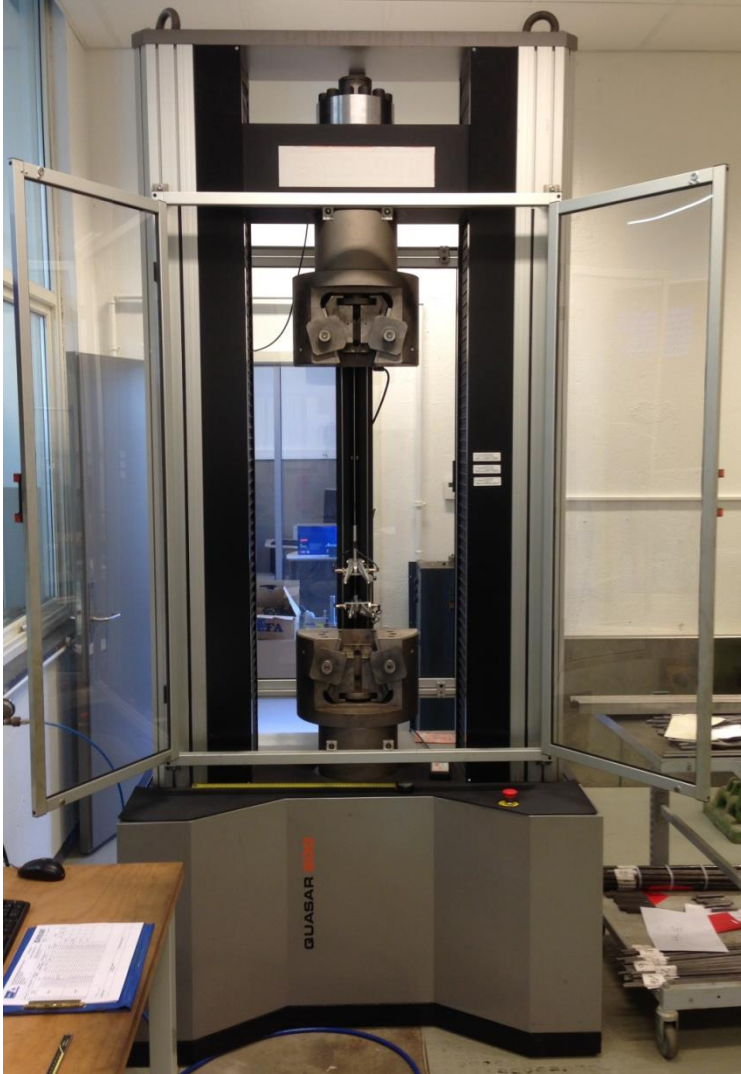
Aksialtrekkfasthet ble testet på Stavanger Offshore Tekniske Skole. For å teste aksialtrekkfasthet brukes de små bjelkene 100x100x500mm med innsnevring på midten. Innsnevringen på midten er laget for styre bruddet til å komme her. Arealet av bjelken ved innsnevringen er 70x70mm. I hver ende av bjelken støpes det inn en forankring som strekkmaskinen UHP 60 kan få tak i. Bjelkene blir så plassert i strekkmaskinen, vist på [Figur 7-23](#), som strekker bjelkene med en hastighet på 0,05mm/min. Bjelkene blir strekt til en oppnår fullstendig brudd.



Figur 7-23: Testmaskinen UHP 60.

Fiberarmert betong

Vi testet også lastkapasiteten til $\varnothing 3\text{mm}$ og $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstenger samt lastkapasitet og aksialtrekkfastheten til $\varnothing 8\text{mm}$ og $\varnothing 10\text{mm}$ kamstål B500NC. Disse testene ble gjennomført ved hjelp av testmaskinen Gaidabini Quasar 600 som vist på [Figur 7-24](#).



Figur 7-24: Testmaskinen Gaidabini Quasar 600.

7.5.6 Fullskaletester

Fullskaletestene av de lette fasadeelementene ble utført hos Block Berge Bygg AS. Elementene ble testet i ved hjelp av jiggen som vist på [Figur 7-25](#).



Figur 7-25: Jigg for testing av fullskalaelementer.

De første fullskalaelementene som ble produsert hadde en lengde på 6m og en bredde på 1,2m. I disse elementene ble det støpt inn stropper for å heise de etter 1,5m inn fra hver ende. Disse stroppene viste seg å være betydelige rissannvisere som førte til at element 1002 som ble testet først knakk der hvor stroppen var. Dette førte til at vi testet element 1001, 1003 og 1004 ved at vi justerte opplegget for elementene inn til der hvor stroppene var. c/c opplegg for disse elementene ble da 3m istedenfor 6m som opprinnelig var planlagt.

De siste fullskalaelementene ble produsert med en lengde på 3m og en bredde på 1,2m for å kunne sammenligne disse med de første elementene som ble produserte.

8 Resultat og diskusjon

8.1 Fersk betong

I dette kapittelet legges det frem eksperimentelle resultater for prøving av fersk betong samt en diskusjon av disse resultatene. Alle de gjennomsnittlige eksperimentelle resultatene for den ferske betongen er vist i [Tabell 8-1](#).

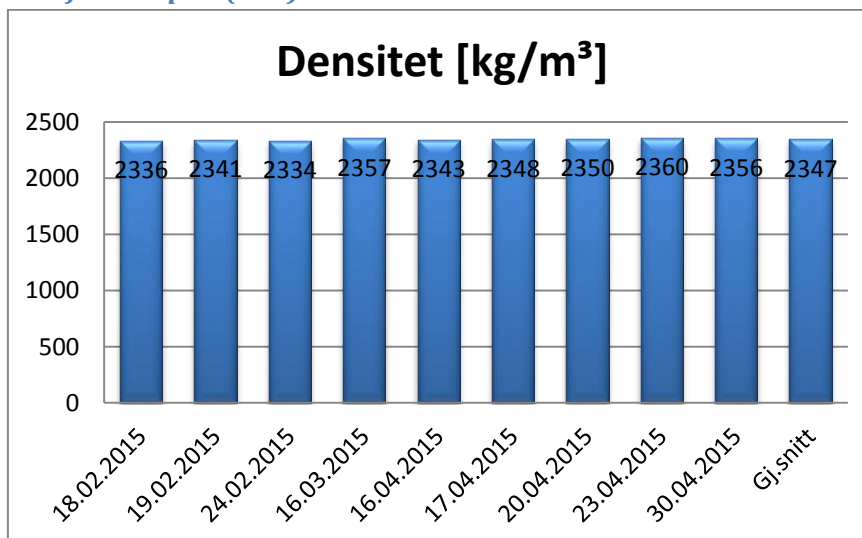
Tabell 8-1: Eksperimentelle resultater for fersk betong.

| Resept | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------|------|------|------|------|
| Densitet [kg/m ³] | 2347 | 2342 | 2311 | 2353 |
| Synkutbredelsesmål [mm] | 696 | 700 | 660 | 608 |

8.1.1 Densitet

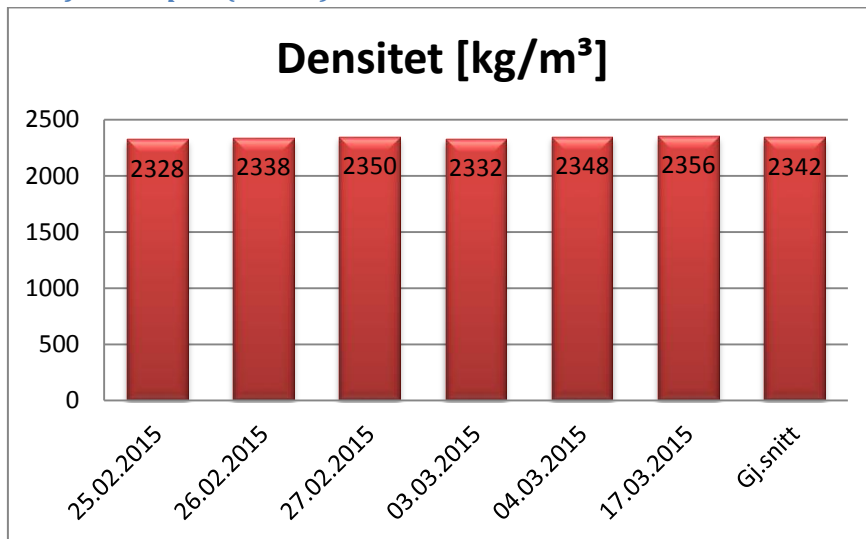
Som vist i [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-1](#) har resept 1 (REF) referanseblandingen en gjennomsnittlig densitet på 2347 kg/m³. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-2](#) viser at resept 2 (7BF20) har en gjennomsnittlig densitet på 2342 kg/m³. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-3](#) viser at resept 3 (10BF43) har en gjennomsnittlig densitet på 2311 kg/m³. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-4](#) viser at resept 4 (30SF50) har en gjennomsnittlig densitet på 2353 kg/m³. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-5](#) viser en sammenstilling av densiteten for de forskjellige reseptene. Det sees fra tabellen og figuren at densiteten minker ved bruk av basaltfiber, noe som stemmer godt da basaltfiberen har en densitet på 1900 kg/m³. Tilsvarende så øker densiteten ved bruk av stålfiber. Dette gir også mening da stålfiberen har en densitet på 7800 kg/m³, noe som er mer en 3 ganger så mye som betongen.

8.1.1.1 Densitet for resept 1 (REF)



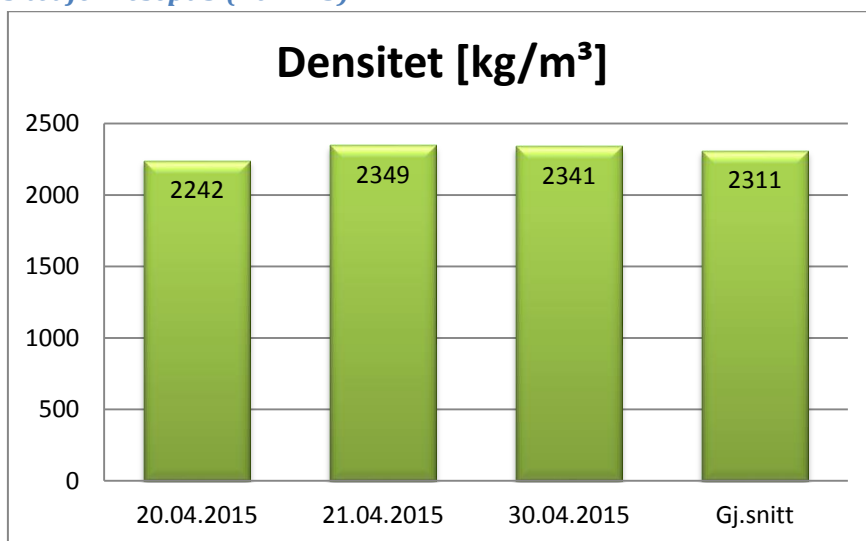
Figur 8-1: Densitet for resept 1 (REF).

8.1.1.2 Densitet for resept 2 (7BF20)



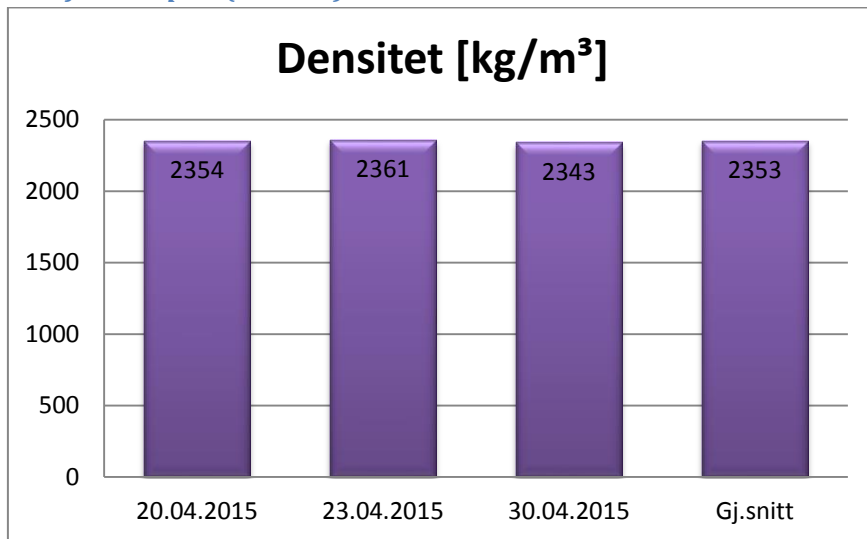
Figur 8-2: Densitet for resept 2 (7BF20).

8.1.1.3 Densitet for resept 3 (10BF43)



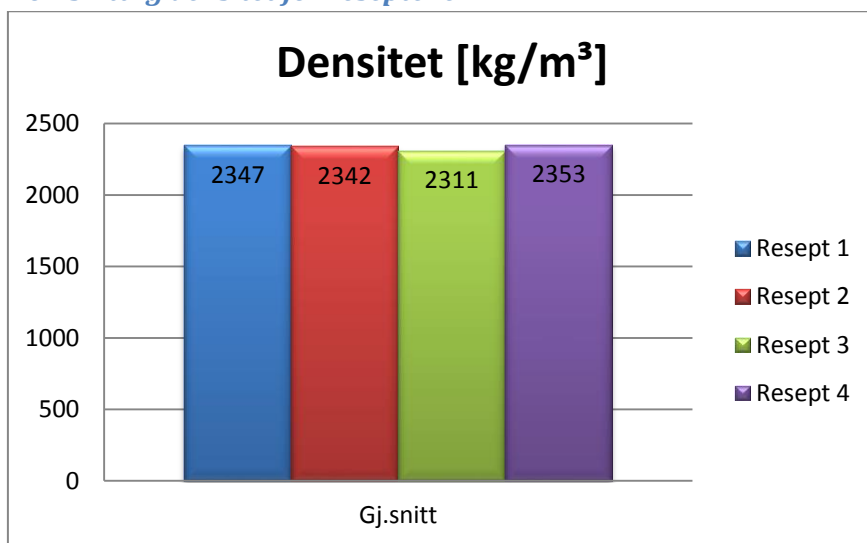
Figur 8-3: Densitet for resept 3 (10BF43).

8.1.1.4 Densitet for resept 4 (30SF50)



Figur 8-4: Densitet for resept 4 (30SF50).

8.1.1.5 Gjennomsnittlig densitet for reseptene

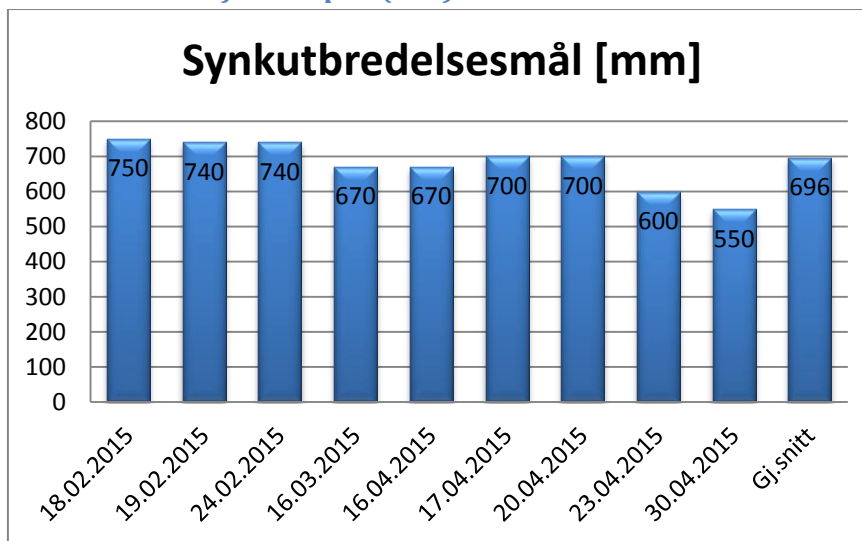


Figur 8-5: Gjennomsnittlig densitet for reseptene.

8.1.2 Synkutbredelsesmål

Som vist i [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-6](#) har resept 1 (REF) referanseblandingen et gjennomsnittlig synkutbredelsesmål på 696mm. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-7](#) viser at resept 2 (7BF20) har et gjennomsnittlig synkutbredelsesmål på 700mm. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-8](#) viser at resept 3 (10BF43) har et gjennomsnittlig synkutbredelsesmål på 660mm. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-9](#) viser at resept 4 (30SF50) har et gjennomsnittlig synkutbredelsesmål på 608mm. [Tabell 8-1](#) og [Figur 8-10](#) viser en sammenstilling av synkutbredelsesmålet for de forskjellige reseptene. Vi ser at det gjennomsnittlige synkutbredelsesmålet minker med økende fibermengde.

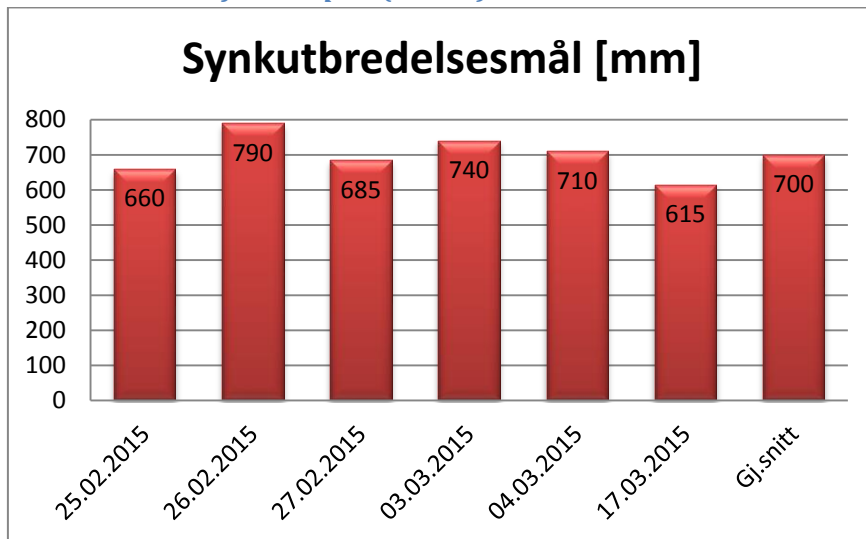
8.1.2.1 Synkutbredelsesmål for resept 1 (REF)



Figur 8-6: Synkutbredelsesmål for resept 1 (REF).

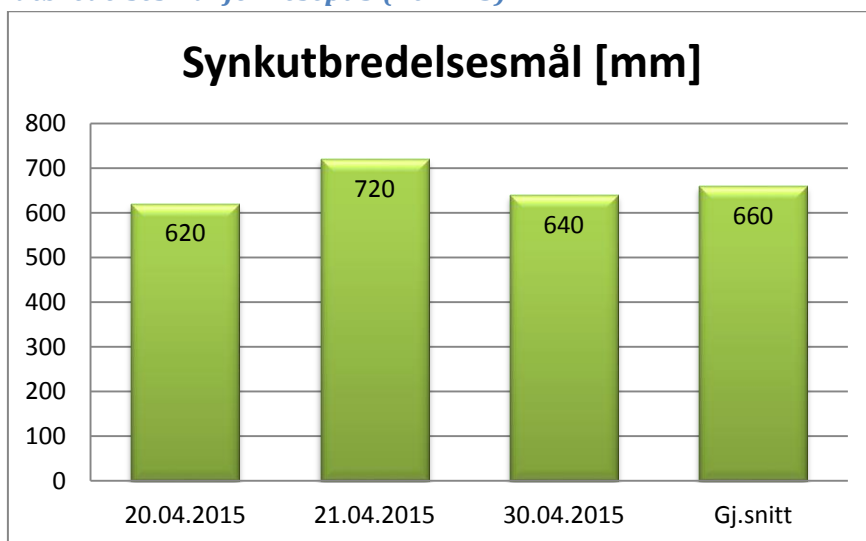
Synkutbredelsesmålet som er målt 30.04.2015 er under minimumsmål for selvkomprimerende betong på 600mm og er derfor ikke tatt med i utregningen av gjennomsnittet.

8.1.2.2 Synkutbredelsesmål for resept 2 (7BF20)



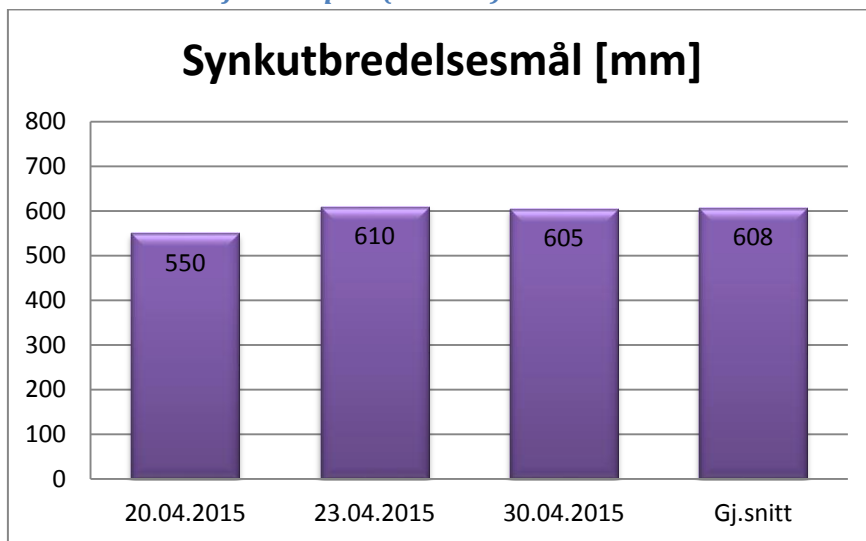
Figur 8-7: Synkutbredelsesmål for resept 2 (7BF20).

8.1.2.3 Synkutbredelsesmål for resept 3 (10BF43)



Figur 8-8: Synkutbredelsesmål for resept 3 (10BF43).

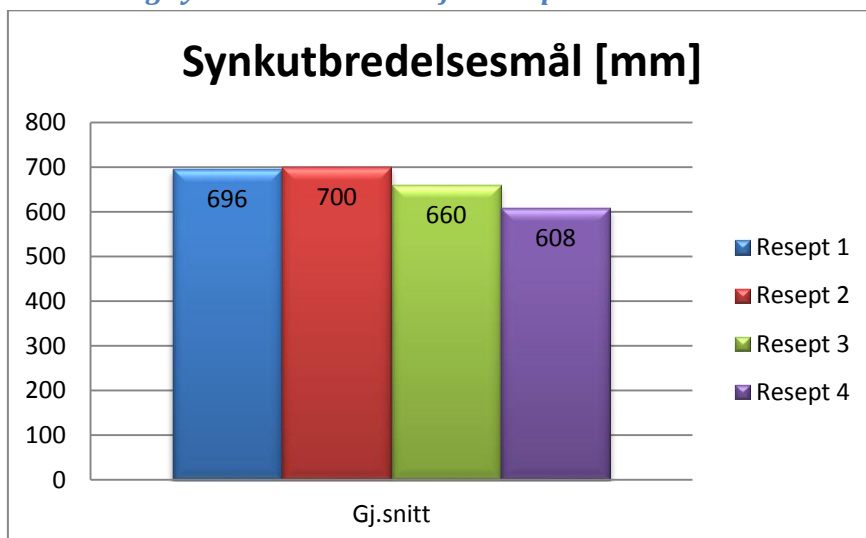
8.1.2.4 Synkutbredelsesmål for resept 4 (30SF50)



Figur 8-9: Synkutbredelsesmål for resept 4 (30SF50).

Synkutbredelsesmålet som er målt 20.04.2015 er under minimumsmål for selvkomprimerende betong på 600mm og er derfor ikke tatt med i utregningen av gjennomsnittet.

8.1.2.5 Gjennomsnittlig synkutbredelsesmål for reseptene



Figur 8-10: Gjennomsnittlig synkutbredelsesmål for reseptene.

8.2 Herdet Betong

I dette kapitlet legges det frem eksperimentelle resultater for prøving av herdet betong, samt en diskusjon av disse resultatene.

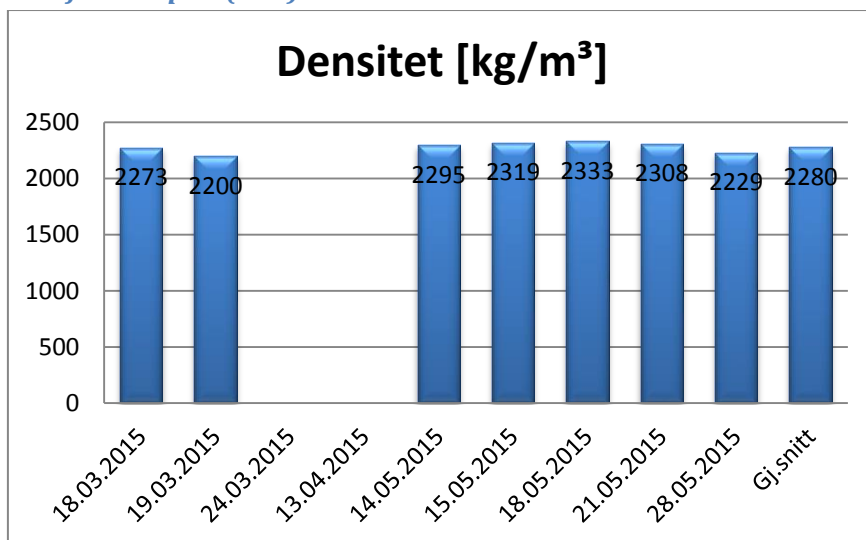
8.2.1 Densitet

Tabell 8-2: Eksperimentelle resultater for densiteten til herdet betong.

| Resept | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------|------|------|------|------|
| Densitet [kg/m ³] | 2280 | 2152 | 2245 | 2323 |

Som vist i Tabell 8-2 og Figur 8-11 har resept 1 (REF) referanseblandingen en gjennomsnittlig densitet på 2280 kg/m³. Tabell 8-2 og Figur 8-12 viser at resept 2 (7BF20) har en gjennomsnittlig densitet på 2152 kg/m³. Tabell 8-2 og Figur 8-13 viser at resept 3 (10BF43) har en gjennomsnittlig densitet på 2245 kg/m³. Tabell 8-2 og Figur 8-14 viser at resept 4 (30SF50) har en gjennomsnittlig densitet på 2323 kg/m³. Tabell 8-2 og Figur 8-15 viser en sammenstilling av densiteten for de forskjellige reseptene. Det sees fra tabellen og figuren at densiteten minker ved bruk av basaltfiber, noe som stemmer godt da basaltfiberen har en densitet på 1900 kg/m³. Tilsvarende så øker densiteten ved bruk av stålfiber. Dette gir også mening da stålfiberen har en densitet på 7800 kg/m³, noe som er mer en 3 ganger så mye som betongen.

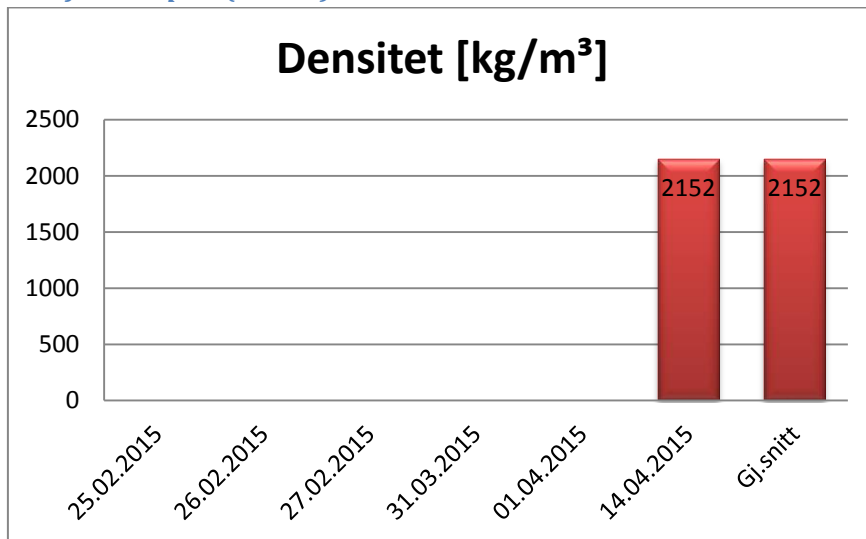
8.2.1.1 Densitet for resept 1 (REF)



Figur 8-11: Densitet for resept 1 (REF).

Som Figur 8-11 viser så ble ikke densiteten til herdet betong for resept 1 (REF) målt på terningene som ble trykket den 24.03.2015 og den 13.04.2015.

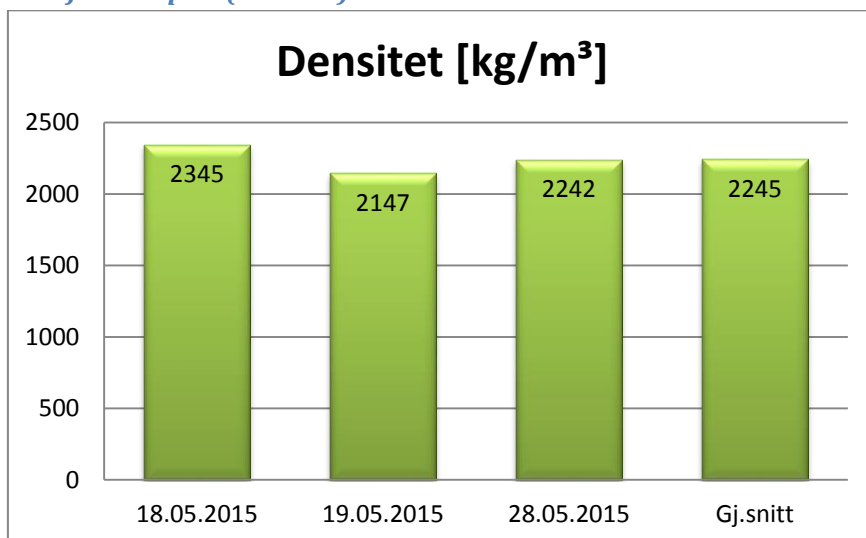
8.2.1.2 Densitet for resept 2 (7BF20)



Figur 8-12: Densitet for resept 2 (7BF20).

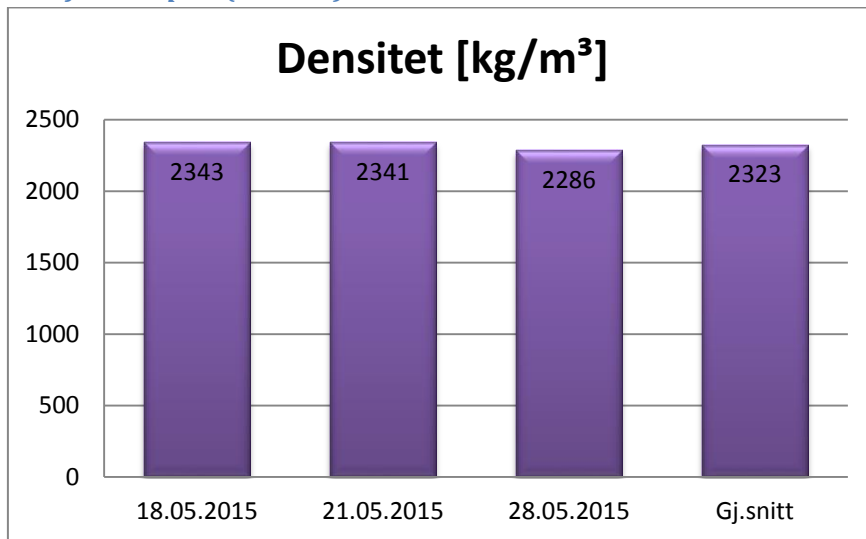
Som Figur 8-12 viser så ble densiteten til herdet betong for resept 2 (7BF20) bare målt på terningene som ble trykket den 14.04.2015.

8.2.1.3 Densitet for resept 3 (10BF43)



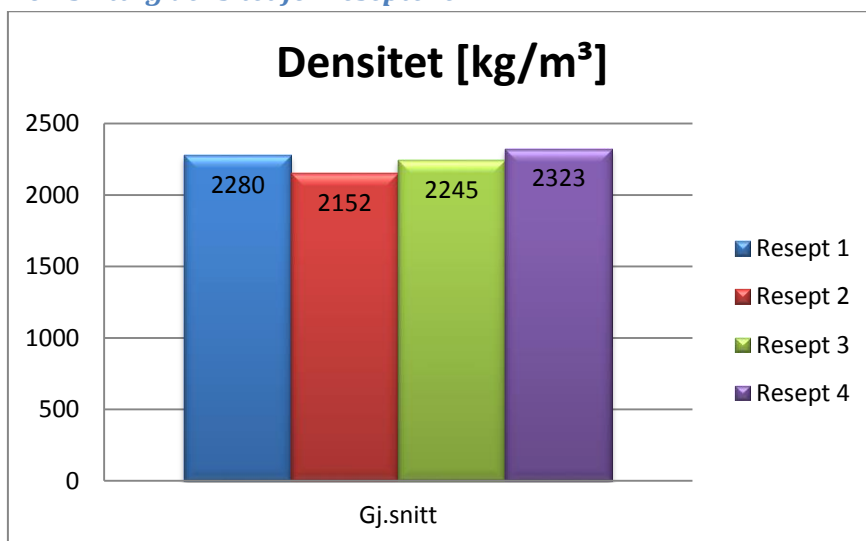
Figur 8-13: Densitet for resept 3 (10BF43).

8.2.1.4 Densitet for resept 4 (30SF50)



Figur 8-14: Densitet for resept 4 (30SF50).

8.2.1.5 Gjennomsnittlig densitet for reseptene



Figur 8-15: Gjennomsnittlig densitet for reseptene.

8.2.2 Terningstrykkfasthet

Terningstrykkfastheten testes etter 28 døgn. Det ble observert under testingen at terningene med fiber holdt bedre sammen etter brudd enn terningene uten fiber.

Tabell 8-3: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for reseptene.

| Terningstrykkfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Resept | 1 | 2 | 3 | 4 |
| R ₁₀ | 56,84 | 48,32 | 42,54 | 60,95 |
| R ₃₀ | 64,86 | 58,96 | 52,81 | 67,86 |

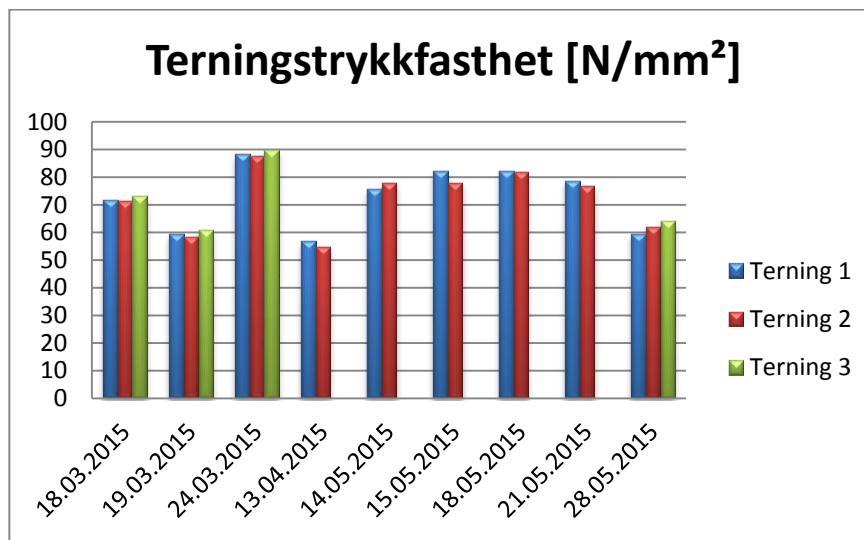
Tabell 8-3 viser en sammenstilling av terningstrykkfasthetene for de forskjellige reseptene. Verdiene for resept 1 (REF) er hentet fra Figur 8-17. Verdiene for resept 2 (7BF20) er hentet fra Figur 8-19. Verdiene for resept 3 (10BF43) er hentet fra Figur 8-21. Verdiene for resept 4 (30SF50) er hentet fra Figur 8-23. Ut i fra sammenstillingen i Tabell 8-3 viser det seg at resept 2 og 3 har lavere terningstrykkfasthet enn resept 1. Resept 4 har høyere terningstrykkfasthet enn resept 1. Ut fra gjennomsnittsverdiene for resept 2 og 3 er terningstrykkfastheten helt identisk. Pga. stor spredning i resultatene for resept 3 blir likevel den statistisk beregnede verdien lavere enn for resept 2. For resept 2 var også spredningen i resultatene veldig stor, men her ble største og minste gjennomsnittsverdien per dag fjernet. Resultatene viser at det er vanskelig å få til rett blandingsforhold i betongblandingen enten det er med eller uten fiber. Det er derfor vanskelig å si hvilken effekt fiberen har på trykkfastheten.

Fiberarmert betong

8.2.2.1 Terningstrykkfasthet for resept 1 (REF)

Tabell 8-4: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 1 (REF).

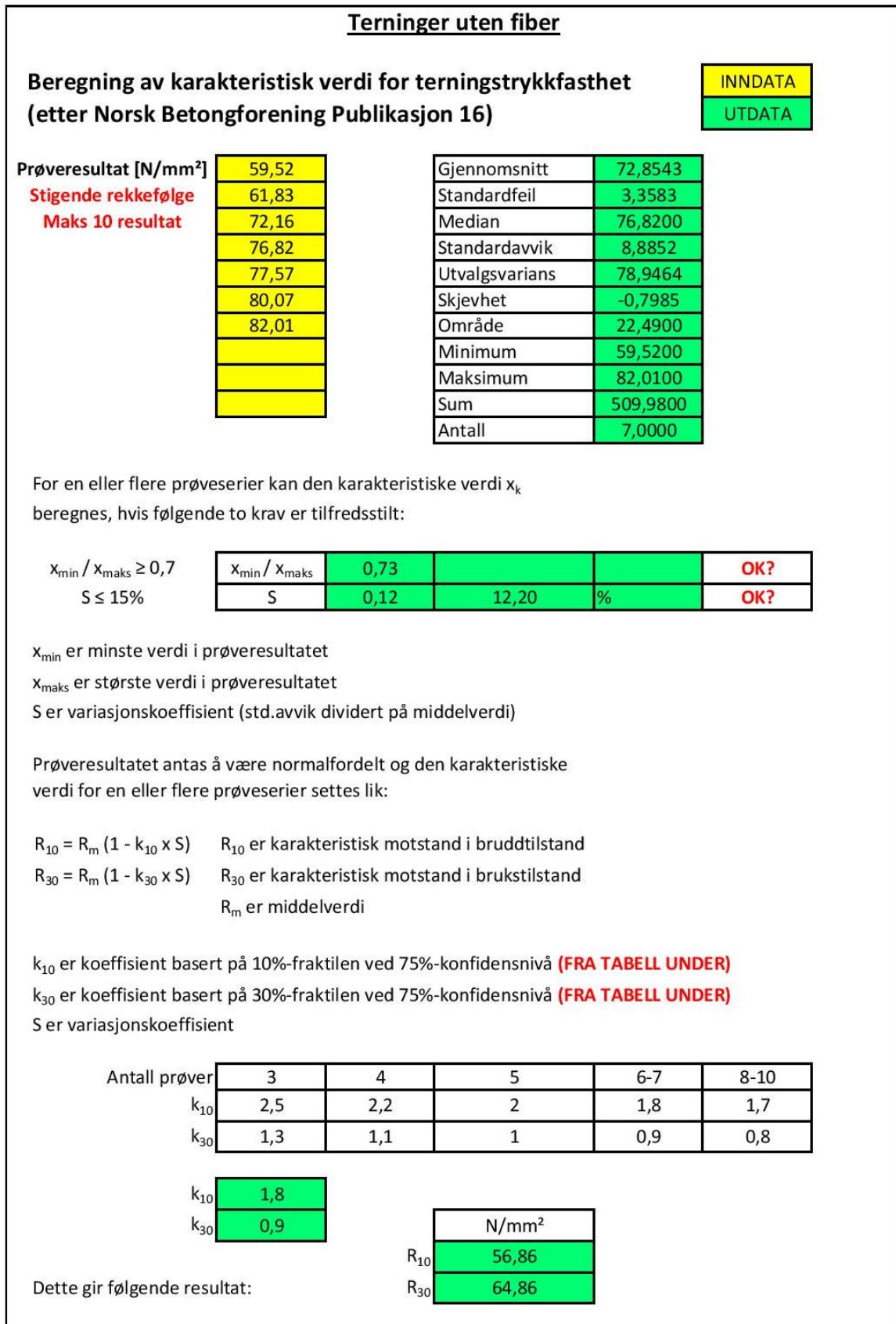
| Testdato | Terningstrykkfasthet [N/mm ²] | | | Gj.snitt per dato |
|------------|-------------------------------------------|-------|-------|-------------------|
| | Terningsnummer | | | |
| | 1 | 2 | 3 | |
| 18.03.2015 | 71,89 | 71,51 | 73,09 | 72,16 |
| 19.03.2015 | 59,30 | 58,36 | 60,89 | 59,52 |
| 24.03.2015 | 88,46 | 87,66 | 89,82 | 88,65 |
| 13.04.2015 | 56,75 | 54,75 | - | 55,75 |
| 14.05.2015 | 75,63 | 78,00 | - | 76,82 |
| 15.05.2015 | 82,25 | 77,88 | - | 80,07 |
| 18.05.2015 | 82,13 | 81,88 | - | 82,01 |
| 21.05.2015 | 78,50 | 76,63 | - | 77,57 |
| 28.05.2015 | 59,63 | 61,82 | 64,05 | 61,83 |
| | Totalt gjennomsnitt | | | 72,71 |



Figur 8-16: Terningstrykkfasthet for resept 1 (REF).

Tabell 8-4 og Figur 8-16 viser terningstrykkfastheten for resept 1 (REF) etter 28 døgn. Figur 8-17 viser statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 1 (REF). På grunn av stort sprik i målingene så er største og minste gjennomsnittsverdi per dag ikke tatt med i den statistiske beregningen. Grunnen til at det er så stort sprik i testresultatene kan være fuktighet i blandeverket etter spyling som gjør at v/c forholdet til betongen varierer fra dag til dag. Utstøpingen av terningene er også en faktor som kan spille inn.

Fiberarmert betong

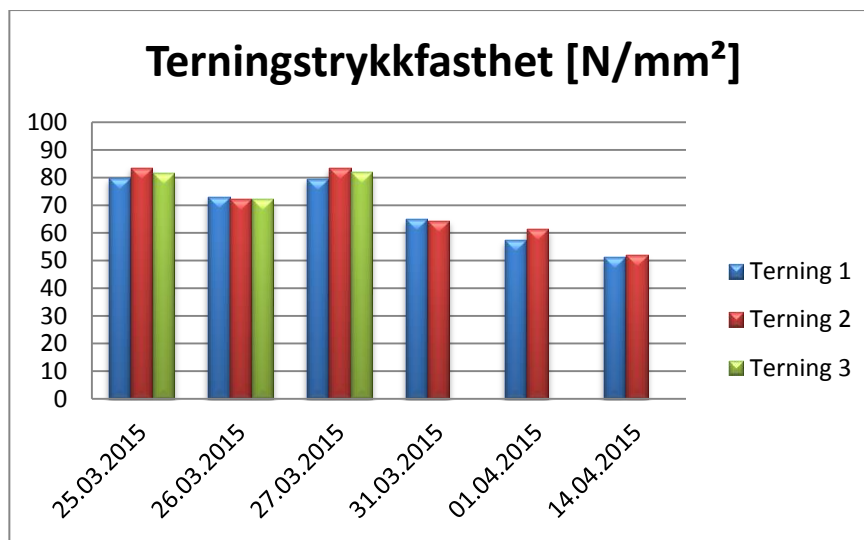


Figur 8-17: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 1 (REF).

8.2.2.2 Terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20)

Tabell 8-5: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20).

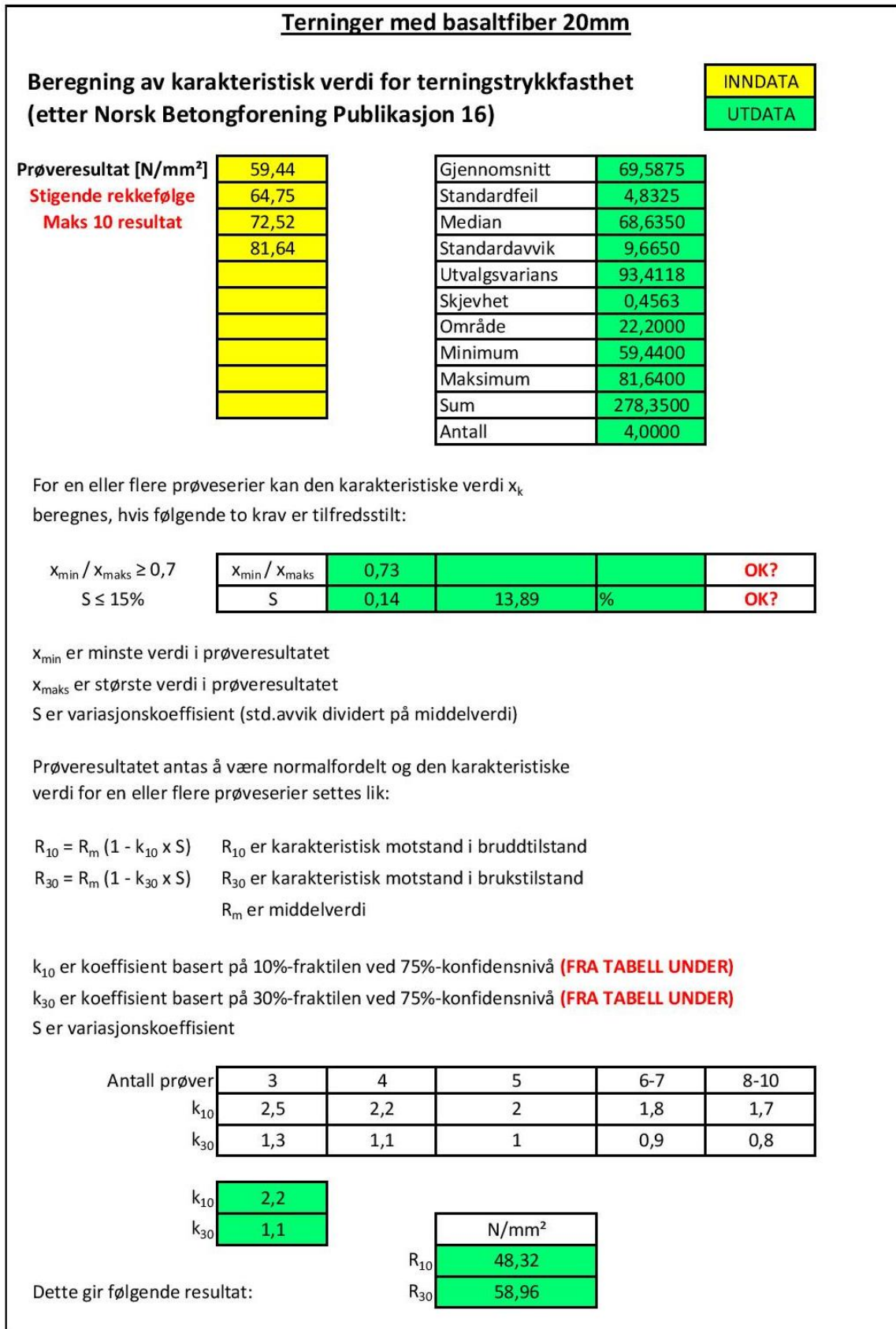
| Testdato | Terningstrykkfasthet [N/mm ²] | | | Gj.snitt per dato |
|------------|-------------------------------------------|-------|-------|-------------------|
| | Terningsnummer | | | |
| | 1 | 2 | 3 | |
| 25.03.2015 | 79,74 | 83,68 | 81,5 | 81,64 |
| 26.03.2015 | 73,09 | 72,18 | 72,30 | 72,52 |
| 27.03.2015 | 79,58 | 83,44 | 82,06 | 81,69 |
| 31.03.2015 | 65,00 | 64,50 | - | 64,75 |
| 01.04.2015 | 57,38 | 61,50 | - | 59,44 |
| 14.04.2015 | 51,25 | 51,88 | - | 51,57 |
| | Totalt gjennomsnitt | | | 68,60 |



Figur 8-18: Terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20).

Tabell 8-5 og Figur 8-18 viser terningstrykkfastheten for resept 2 (7BF20) etter 28 døgn. Figur 8-19 viser statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20). På grunn av stort sprik i målingene så er største og minste verdi ikke tatt med i den statistiske beregningen. Grunnen til at det er så stort sprik i testresultatene kan være fuktighet i blandeverket etter spyling som gjør at v/c forholdet til betongen varierer fra dag til dag. Utstøpingen av terningene er også en faktor som kan spille inn.

Fiberarmert betong

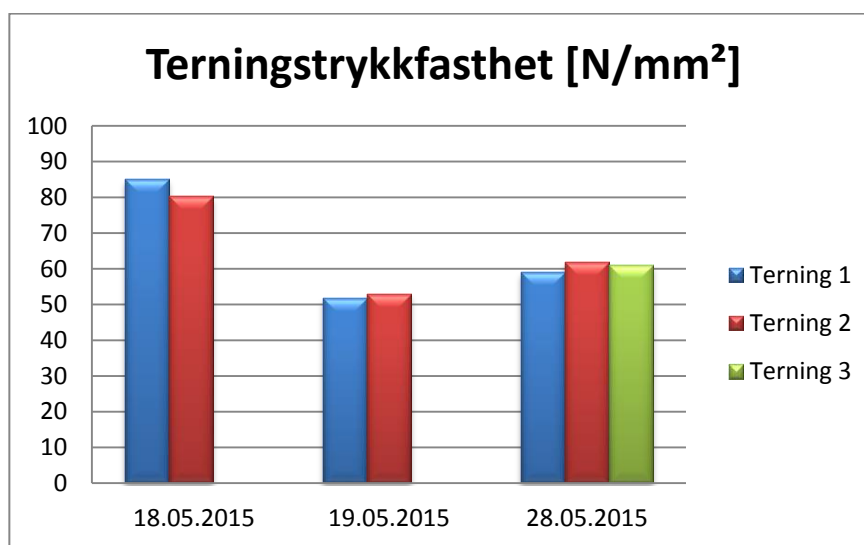


Figur 8-19: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20).

8.2.2.3 Terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43)

Tabell 8-6: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43).

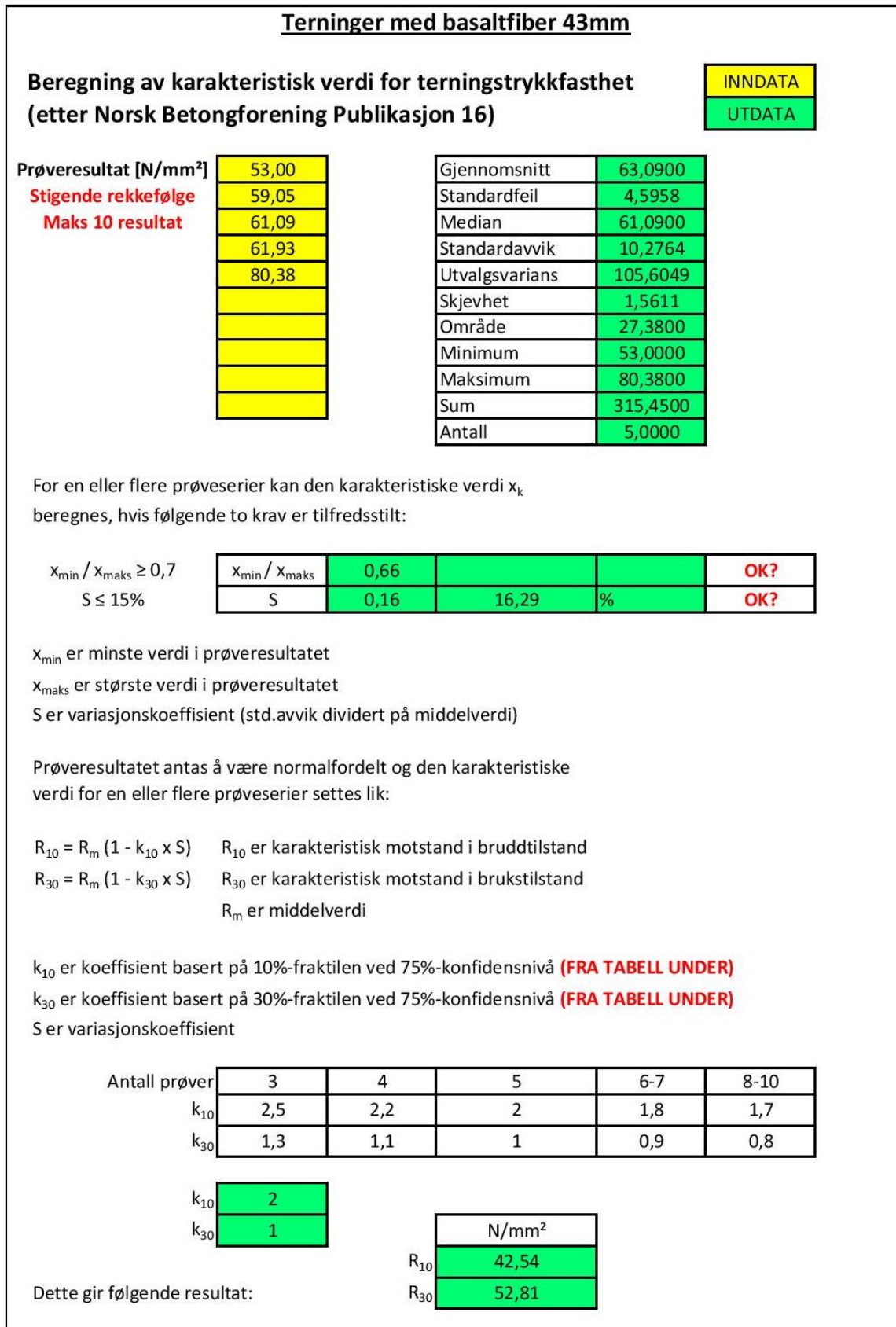
| Testdato | Terningstrykkfasthet [N/mm ²] | | | Gj.snitt per dato |
|------------|-------------------------------------------|-------|-------|-------------------|
| | Terningsnummer | | | |
| | 1 | 2 | 3 | |
| 18.05.2015 | 85,13 | 80,38 | - | 82,75 |
| 19.05.2015 | 51,75 | 53,00 | - | 52,37 |
| 28.05.2015 | 59,05 | 61,93 | 61,09 | 60,69 |
| | Totalt gjennomsnitt | | | 68,60 |



Figur 8-20: Terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43).

Tabell 8-6 og Figur 8-20 viser terningstrykkfastheten for resept 3 (10BF43) etter 28 døgn. Figur 8-21 viser statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43). På grunn av stort sprik i målingene så er største og minste verdi ikke tatt med i den statistiske beregningen. Grunnen til at det er så stort sprik i testresultatene kan være fuktighet i blandeverket etter spyling som gjør at v/c forholdet til betongen varierer fra dag til dag. Utstøpingen av terningene er også en faktor som kan spille inn.

Fiberarmert betong

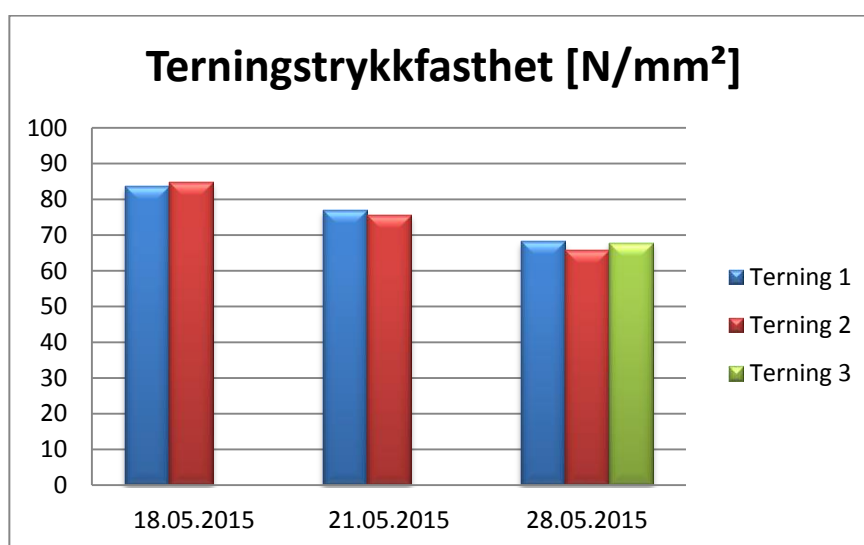


Figur 8-21: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43).

8.2.2.4 Terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50)

Tabell 8-7: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50).

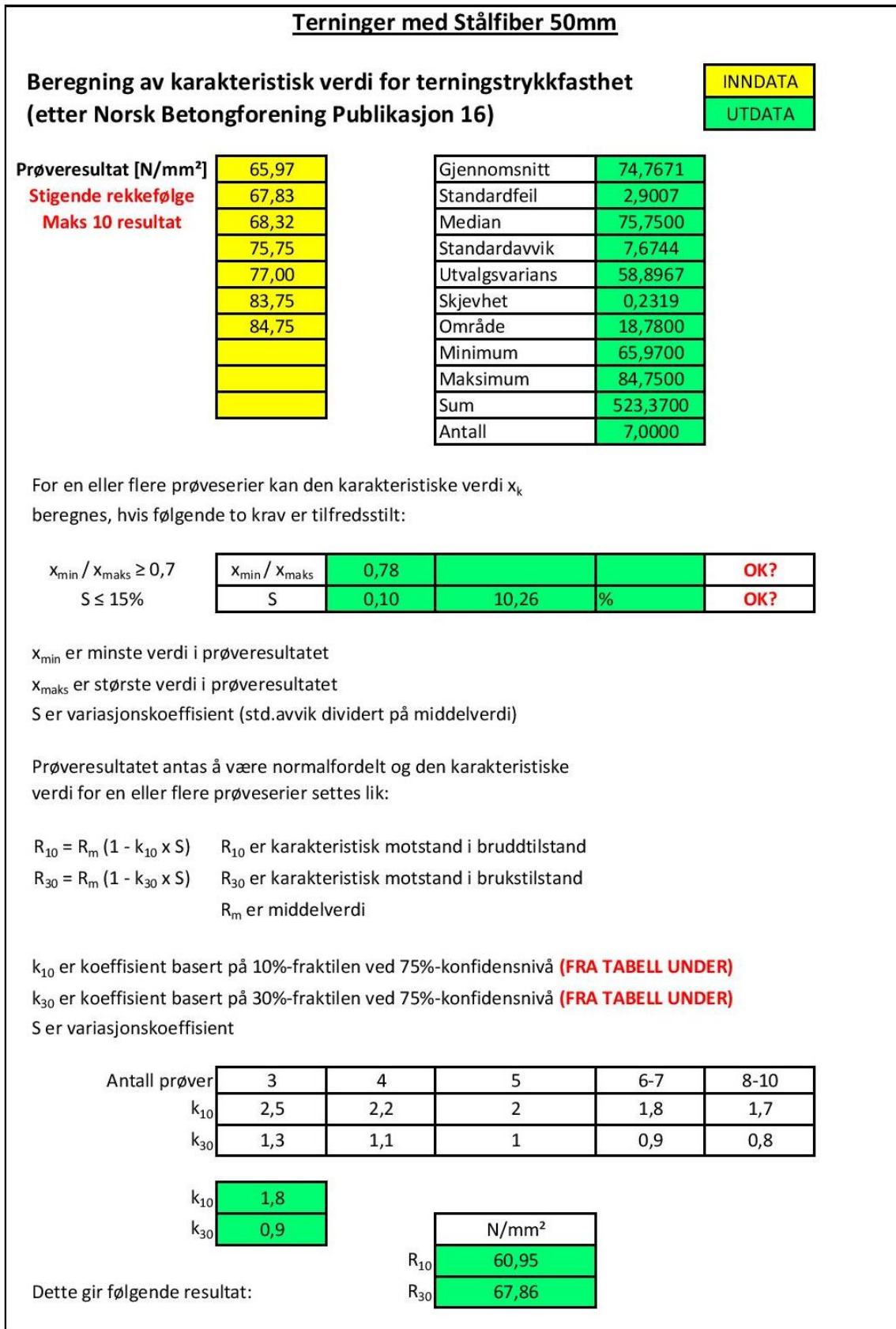
| Testdato | Terningstrykkfasthet [N/mm ²] | | | Gj.snitt per dato |
|------------|-------------------------------------------|-------|-------|-------------------|
| | Terningsnummer | | | |
| | 1 | 2 | 3 | |
| 18.05.2015 | 83,75 | 84,75 | - | 84,25 |
| 21.05.2015 | 77,00 | 75,75 | - | 76,38 |
| 28.05.2015 | 68,32 | 65,97 | 67,83 | 67,37 |
| | Totalt gjennomsnitt | | | 76,00 |



Figur 8-22: Terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50).

Tabell 8-7 og Figur 8-22 viser terningstrykkfastheten for resept 4 (30SF50) etter 28 døgner. Figur 8-23 viser statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50).

Fiberarmert betong



Figur 8-23: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50).

8.2.3 Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5

Tabell 8-8: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for reseptene.

| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | | |
|---------------------------------------|-------|-------|------|------|--------|
| Resept | 1 | 2 | 3 | 4 | 1+Ø9mm |
| R ₁₀ | 9,60 | 10,71 | 8,10 | 8,81 | 8,40 |
| R ₃₀ | 10,19 | 10,96 | 8,47 | 9,85 | 9,20 |

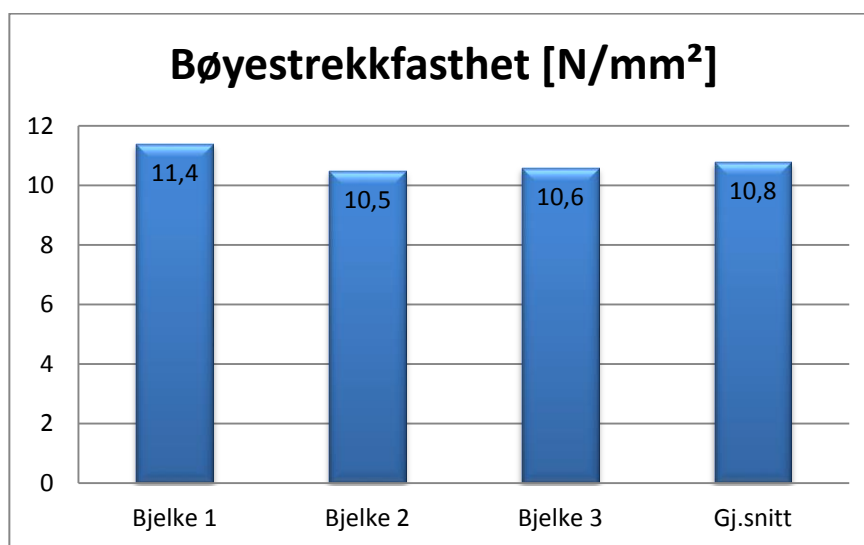
Tabell 8-8 viser en sammenstilling av bøyestrekfasthetene for de forskjellige reseptene. Verdiene for resept 1 (REF) er hentet fra Figur 8-25. Verdiene for resept 2 (7BF20) er hentet fra Figur 8-27. Verdiene for resept 3 (10BF43) er hentet fra Figur 8-29. Verdiene for resept 4 (30SF50) er hentet fra Figur 8-31. Ut i fra sammenstillingen i Tabell 8-8 viser det seg at resept 2 har høyere bøyestrekfasthet en resept 1. Dette stemmer godt i forhold til at det er fiber i resept 2. Trykkfastheten til resept 2 er lavere en resept 1 noe som også viser at fiberen i resept 2 har en positiv innvirkning på bøyestrekfastheten. Det viser seg også at resept 4 har høyere bøyestrekfasthet en resept 3, men både resept 3 og 4 har lavere bøyestrekfasthet en resept 1. Grunnen til at resept 3 er svakere en resept 1 er at betongen i resept 3 er svakere. Dette kan skyldes at v/c-forholdet i denne betongen var for høyt, noe som igjen kan skyldes at de var litt vann igjen i blandeverket etter spyling. Grunnen til at resept 4 er svakere en resept 1 er at spredningen i resultatene av bøyestrekfastheten på de 3 prøvebjelkene er stor. Dette gir stort standardavvik som igjen gir lav design bøyestrekfasthet. Totalt sett ser det ut til at basaltfiber gir en liten økning i bøyestrekfasthet mens stålfiber har vanskelig for å fordele seg jevnt over tverrsnittet og har for stor spredning i resultatene. Derfor er det vanskelig å konkludere med om stålfiber er bedre eller dårligere en basaltfiber.

For resept 1 og 2 gikk bjelken i brudd med en gang den risset. For resept 1 er dette som forventet mens for resept 2 viser dette at basaltfibrene ikke klarer å ta opp kreftene som kommer når betongen risser. For resept 3 og 4 gikk ikke bjelken til brudd når betongen risser. Dette viser at de lange fibrene av både basalt og stål klarer å ta opp litt av kreftene som kommer når betongen risser. Dette vil si at resept 3 og 4 får en liten rest bøyestrekfasthet.

8.2.3.1 Bøyestrekfasthet for resept 1 (REF)

Tabell 8-9: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 1 (REF).

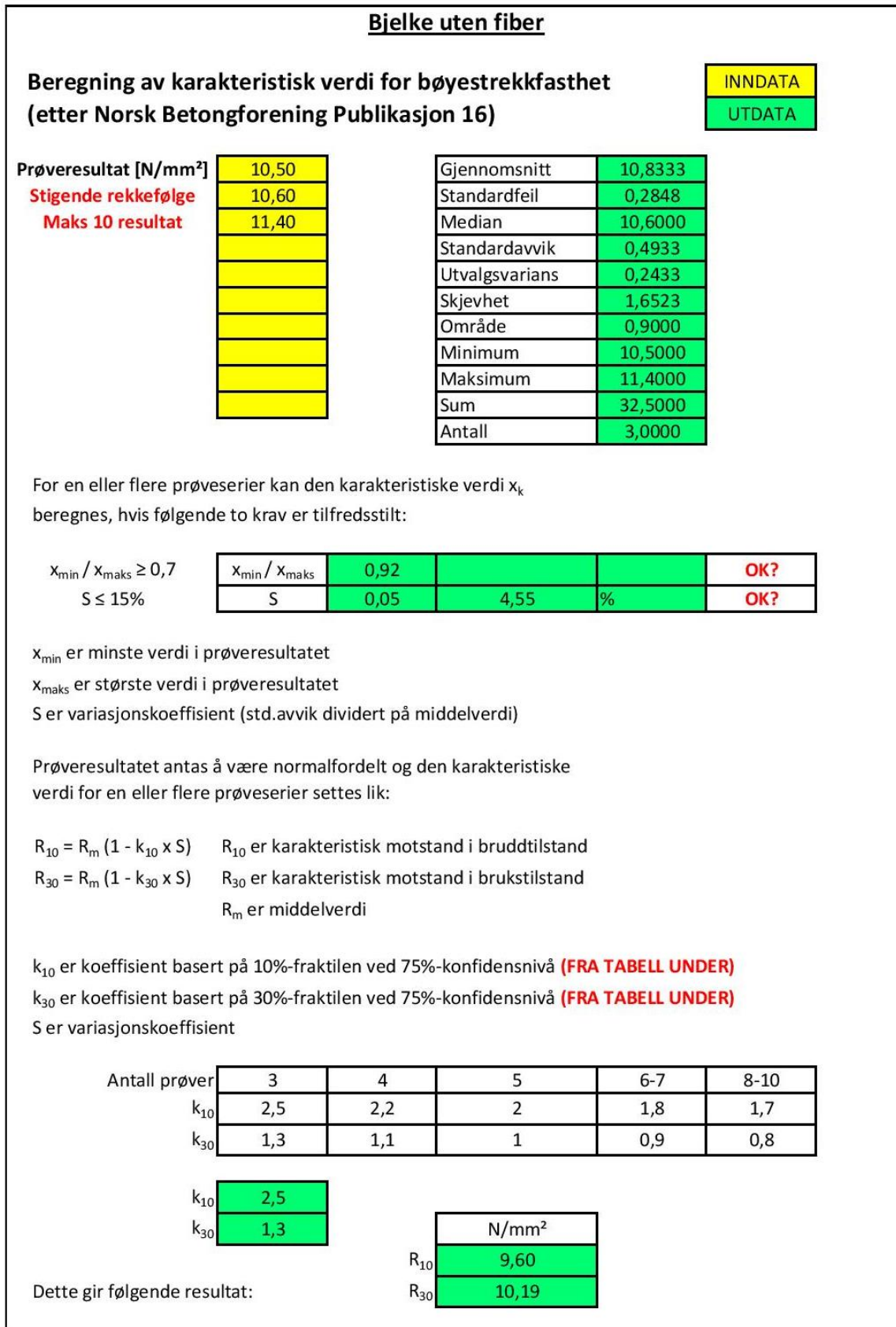
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 18.02.2015 | 18.02.2015 | 18.02.2015 | |
| Testdato | 18.03.2015 | 18.03.2015 | 18.03.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kN] | 25,29 | 23,36 | 23,47 | 24,04 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 11,4 | 10,5 | 10,6 | 10,8 |



Figur 8-24: Bøyestrekfasthet for resept 1 (REF).

Tabell 8-9 og Figur 8-24 viser bruddlast og bøyestrekfasthet for resept 1 (REF). Figur 8-25 viser statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 1 (REF).

Fiberarmert betong

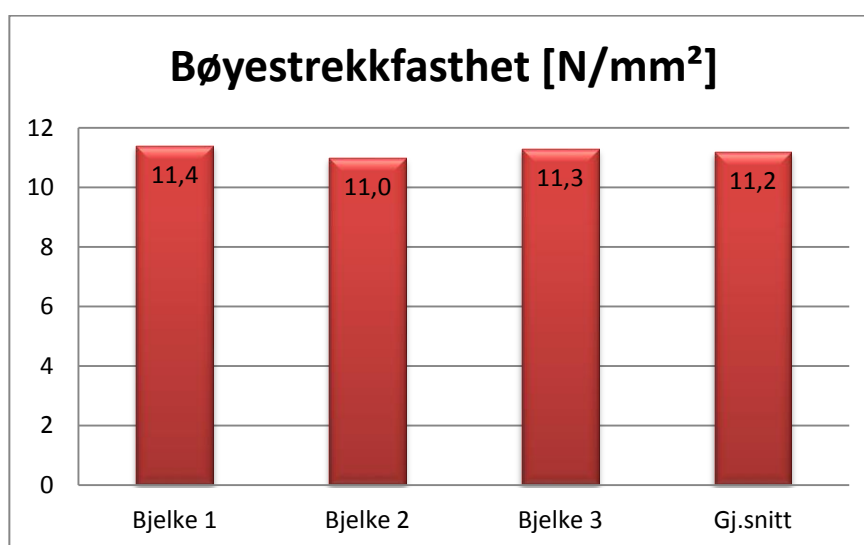


Figur 8-25: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 1 (REF).

8.2.3.2 Bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20)

Tabell 8-10: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20).

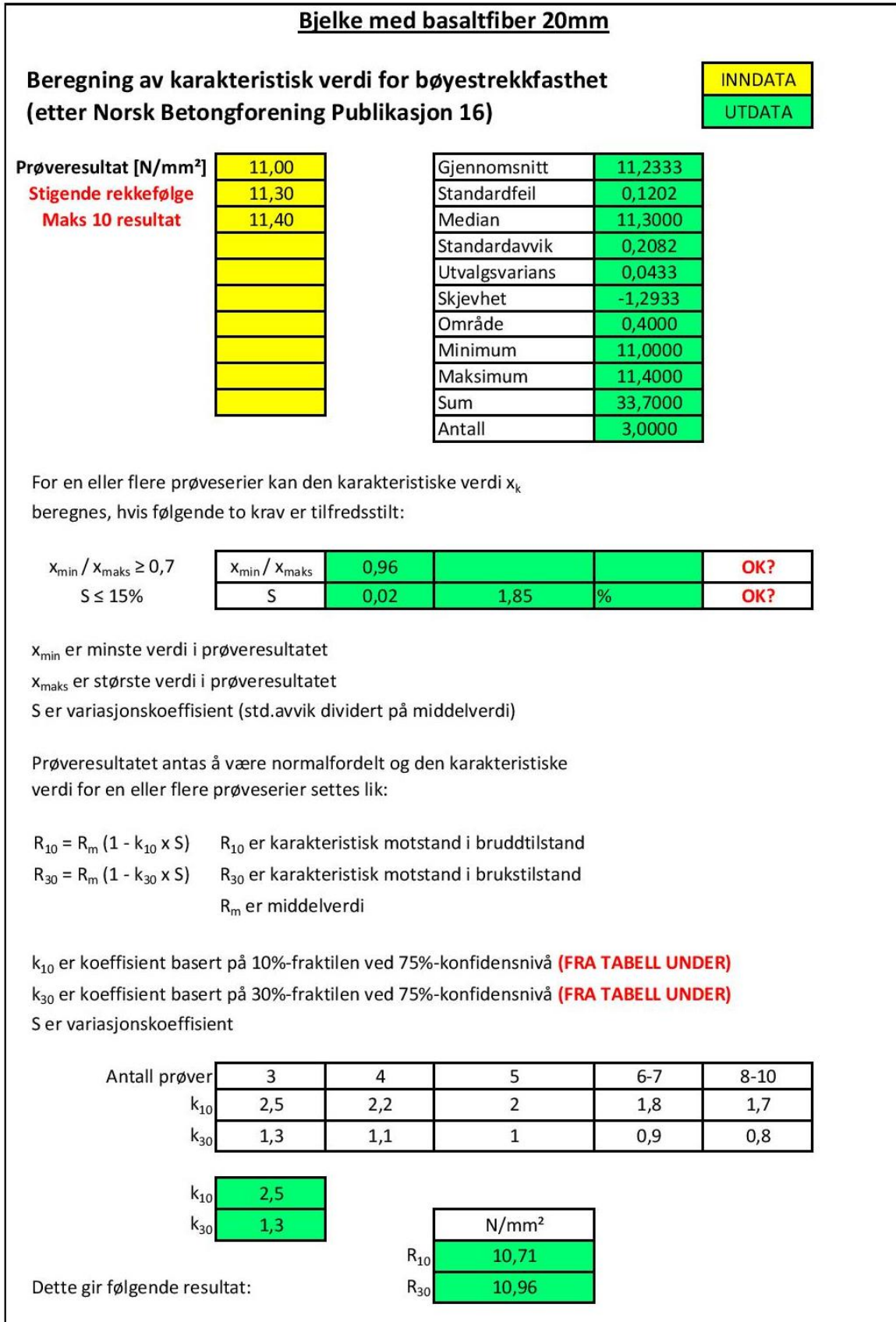
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 25.02.2015 | 25.02.2015 | 25.02.2015 | |
| Testdato | 25.03.2015 | 25.03.2015 | 25.03.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kN] | 25,31 | 24,43 | 25,04 | 24,93 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 11,4 | 11,0 | 11,3 | 11,2 |



Figur 8-26: Bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20).

Tabell 8-10 og Figur 8-26 viser bruddlast og bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20). Figur 8-27 viser statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20).

Fiberarmert betong

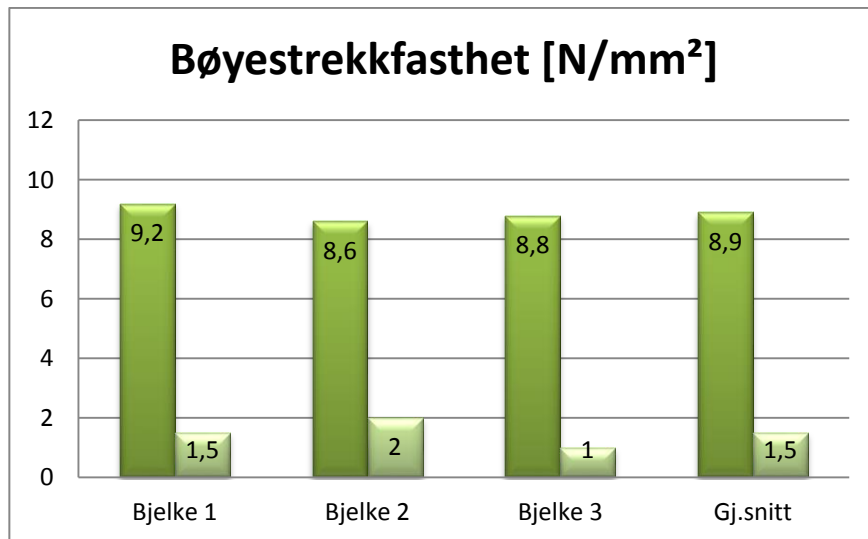


Figur 8-27: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20).

8.2.3.3 Bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43)

Tabell 8-11: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43).

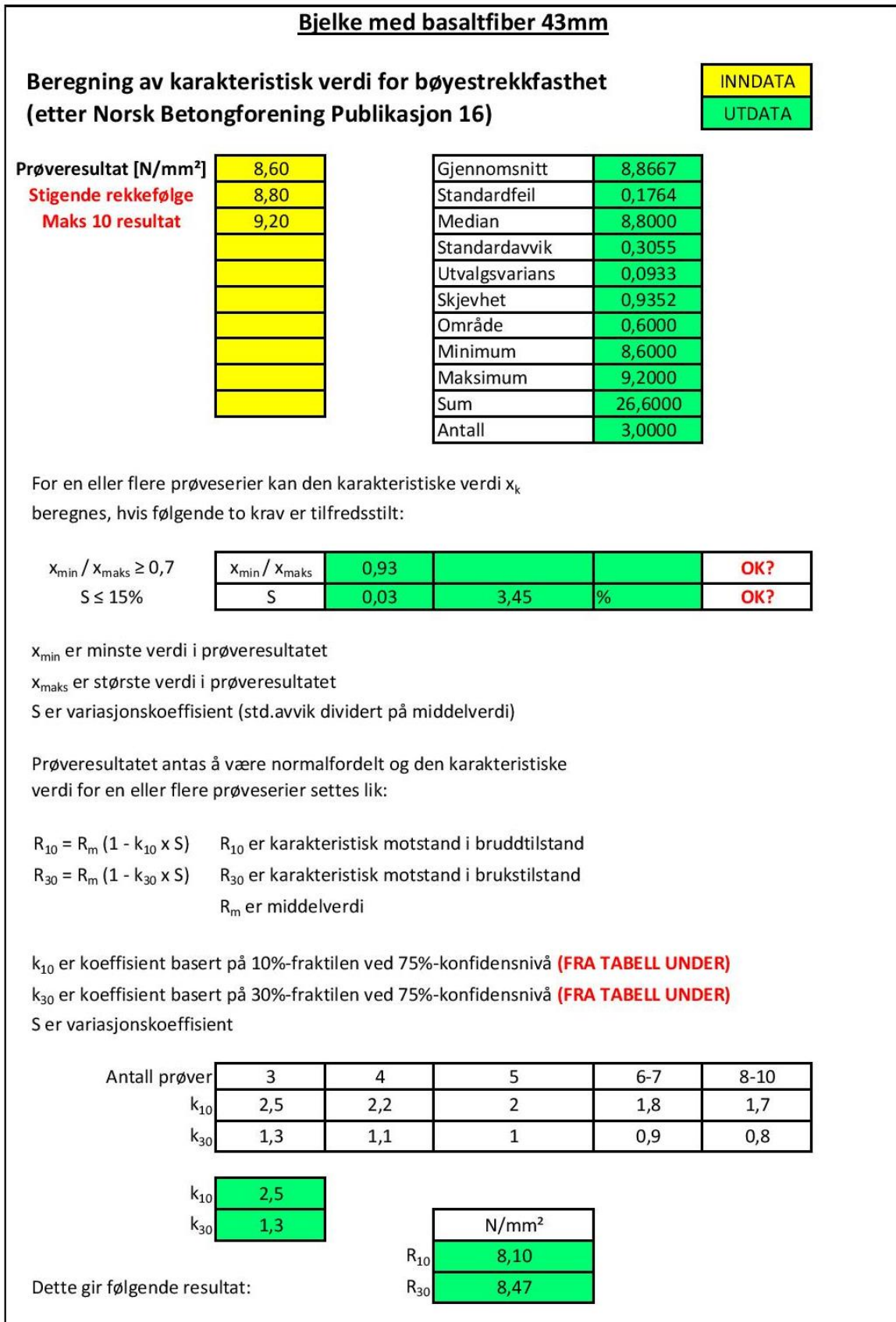
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|--------------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 21.04.2015 | 21.04.2015 | 21.04.2015 | |
| Testdato | 19.05.2015 | 19.05.2015 | 19.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kN] | 20,35 | 19,18 | 19,60 | 19,71 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 9,2 | 8,6 | 8,8 | 8,9 |
| Restkapasitet [kN] | 3,38 | 4,50 | 2,32 | 3,40 |
| Rest bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 1,5 | 2,0 | 1,0 | 1,5 |



Figur 8-28: Bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43).

Tabell 8-11 og Figur 8-28 viser bruddlast, bøyestrekfasthet, restkapasitet og rest bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43). Figur 8-29 viser statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43). Bruddlast og bøyestrekfasthet er for betongen. Selve bjelken hadde en restkapasitet og en rest bøyestrekfasthet pga. basaltfibrene. Bøyestrekfastheten til resept 3 er så lav pga. at denne betongen var en svakere betong enn de andre. Dette viser seg også igjen på trykkfastheten, se Figur 8-20.

Fiberarmert betong

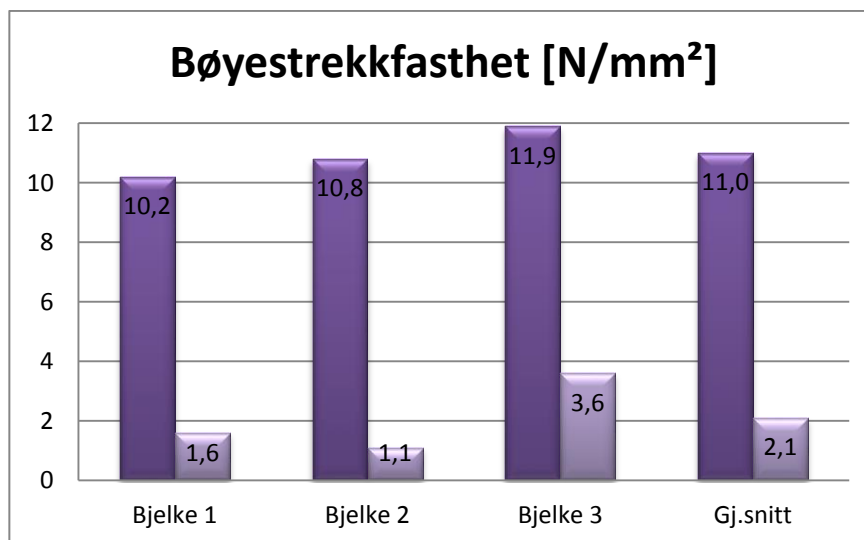


Figur 8-29: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43).

8.2.3.4 Bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50)

Tabell 8-12: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50).

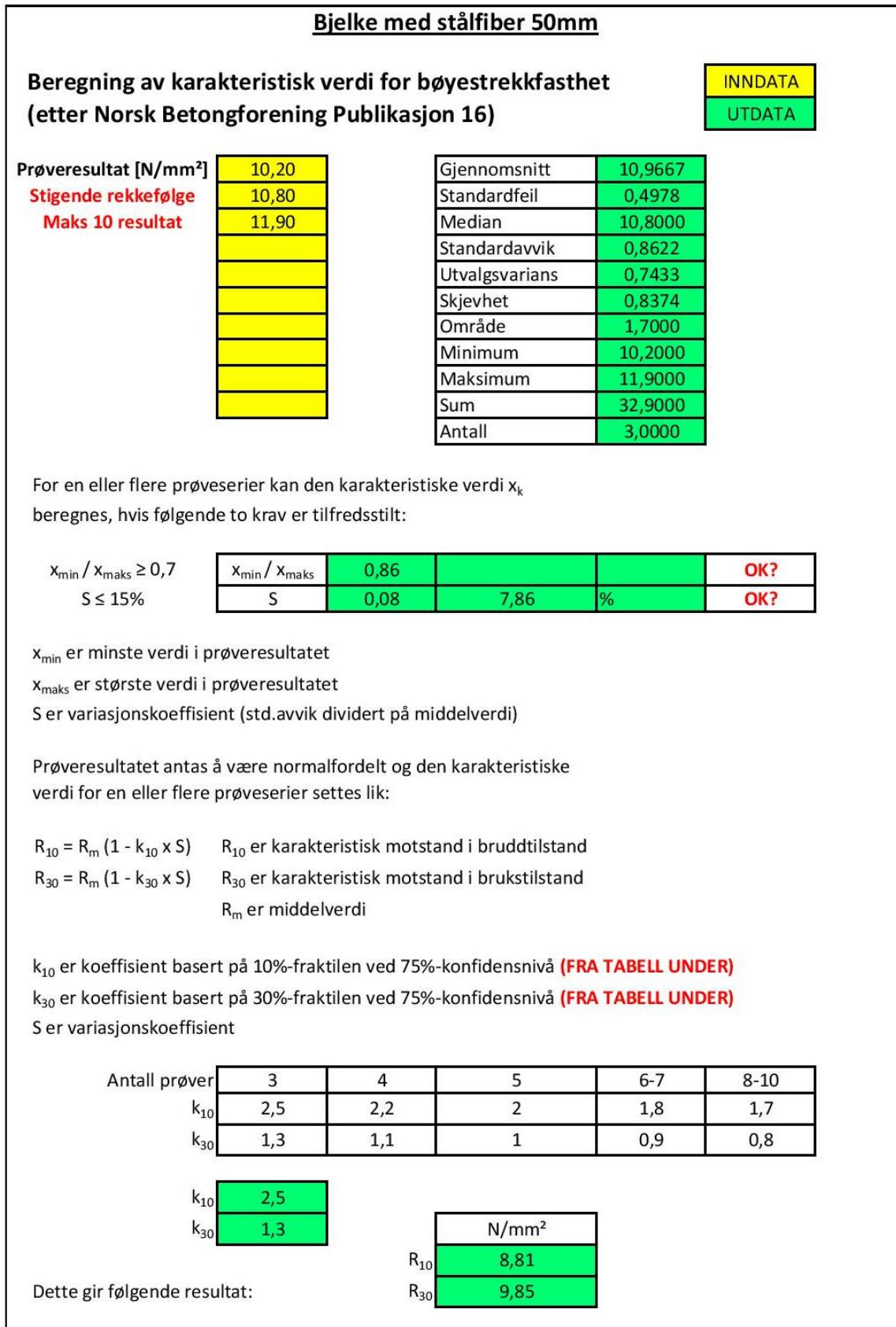
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|--------------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 20.04.2015 | 20.04.2015 | |
| Testdato | 19.05.2015 | 19.05.2015 | 19.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 29 | 29 | 29 | |
| Bruddlast [kN] | 22,60 | 24,09 | 26,53 | 24,41 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 10,2 | 10,8 | 11,9 | 11,0 |
| Restkapasitet [kN] | 3,47 | 2,43 | 8,06 | 4,65 |
| Rest bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 1,6 | 1,1 | 3,6 | 2,1 |



Figur 8-30: Bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50).

Tabell 8-12 og Figur 8-30 viser bruddlast, bøyestrekfasthet, restkapasitet og rest bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50). Figur 8-31 viser statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50). Bruddlast og bøyestrekfasthet er for betongen. Selve bjelken hadde en restkapasitet og en rest bøyestrekfasthet pga. stålfibrene. Grunnen til at det er så stort sprik i bøyestrekfasthet er at fordelingen av stålfiber i tverrsnittet er veldig varierende i de 3 bjelkene. Kreftene er størst i bunn av tverrsnittet og dermed vil bjelken gå til brudd tidligere desto mindre stålfiber det er her. Bjelke 3 var den som tålte mest og det var også denne som hadde mest fiber i bunn av tverrsnittet.

Fiberarmert betong

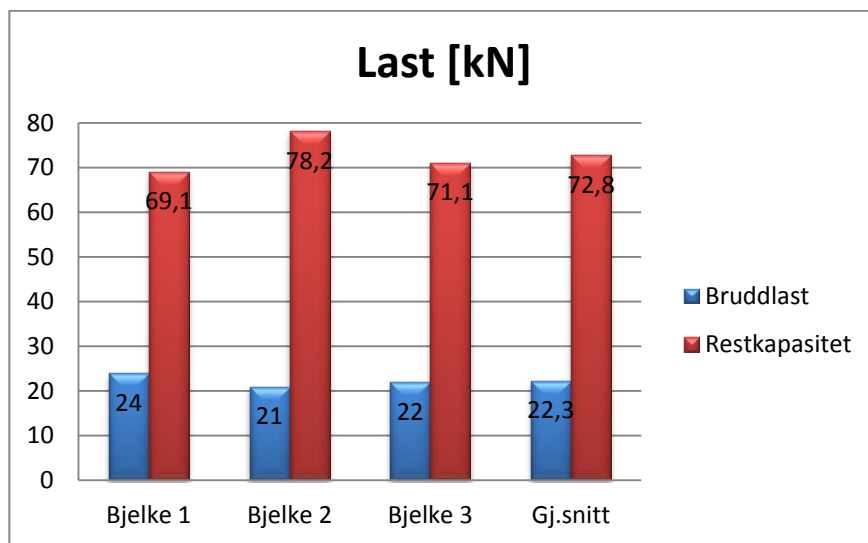


Figur 8-31: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50).

8.2.3.5 Bruddlast og restkapasitet for resept 1 (REF)+2. stk. \varnothing 9mm basaltstenger

Tabell 8-13: Eksperimentelle resultater for resept 1 (REF)+2. stk. \varnothing 9mm basaltstenger.

| Last [kN] | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 20.04.2015 | 20.04.2015 | |
| Testdato | 19.05.2015 | 19.05.2015 | 19.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 29 | 29 | 29 | |
| Bruddlast [kN] | 24,0 | 21,0 | 22,0 | 22,3 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 10,8 | 9,5 | 9,9 | 10,1 |
| Restkapasitet [kN] | 69,1 | 78,2 | 71,1 | 72,8 |



Figur 8-32: Bruddlast og restkapasitet for resept 1 (REF)+2. stk. \varnothing 9mm basaltstenger.

Tabell 8-13 og Figur 8-32 viser bruddlast, bøyestrekfasthet og restkapasitet for resept 1 (REF)+2 stk. \varnothing 9mm basaltstenger. Bruddlast og bøyestrekfasthet er for betongen. Selve bjelken hadde en restkapasitet pga. basaltstengene.

Fiberarmert betong

Bjelke uten fiber + ø9mm basaltfiber

Beregning av karakteristisk verdi for bøyestrekfasthet
(etter Norsk Betongforening Publikasjon 16)

INNDATA
 UTDATA

| | | | |
|-----------------------------------------|-------|-----------------------|---------|
| Prøveresultat [N/mm²] | 9,50 | Gjennomsnitt | 10,0667 |
| Stigende rekkefølge | 9,90 | Standardfeil | 0,3844 |
| Maks 10 resultat | 10,80 | Median | 9,9000 |
| | | Standardavvik | 0,6658 |
| | | Utvalgsvarians | 0,4433 |
| | | Skjevhet | 1,0558 |
| | | Område | 1,3000 |
| | | Minimum | 9,5000 |
| | | Maksimum | 10,8000 |
| | | Sum | 30,2000 |
| | | Antall | 3,0000 |

For en eller flere prøveserier kan den karakteristiske verdi x_k beregnes, hvis følgende to krav er tilfredsstillt:

| | | | | | |
|--------------------------------|-----------------------|------|------|---|-----|
| $x_{\min} / x_{\max} \geq 0,7$ | x_{\min} / x_{\max} | 0,88 | | | OK? |
| $S \leq 15\%$ | S | 0,07 | 6,61 | % | OK? |

x_{\min} er minste verdi i prøveresultatet
 x_{\max} er største verdi i prøveresultatet
 S er variasjonskoeffisient (std.avvik dividert på middelvei)

Prøveresultatet antas å være normalfordelt og den karakteristiske verdi for en eller flere prøveserier settes lik:

$R_{10} = R_m (1 - k_{10} \times S)$ R_{10} er karakteristisk motstand i bruddtilstand
 $R_{30} = R_m (1 - k_{30} \times S)$ R_{30} er karakteristisk motstand i brukstilstand
 R_m er middelvei

k_{10} er koeffisient basert på 10%-fraktilen ved 75%-konfidensnivå **(FRA TABELL UNDER)**
 k_{30} er koeffisient basert på 30%-fraktilen ved 75%-konfidensnivå **(FRA TABELL UNDER)**
 S er variasjonskoeffisient

| | | | | | |
|---------------|-----|-----|---|-----|------|
| Antall prøver | 3 | 4 | 5 | 6-7 | 8-10 |
| k_{10} | 2,5 | 2,2 | 2 | 1,8 | 1,7 |
| k_{30} | 1,3 | 1,1 | 1 | 0,9 | 0,8 |

| | |
|----------|-----|
| k_{10} | 2,5 |
| k_{30} | 1,3 |

| | |
|----------|-------------------|
| | N/mm ² |
| R_{10} | 8,40 |
| R_{30} | 9,20 |

Dette gir følgende resultat:

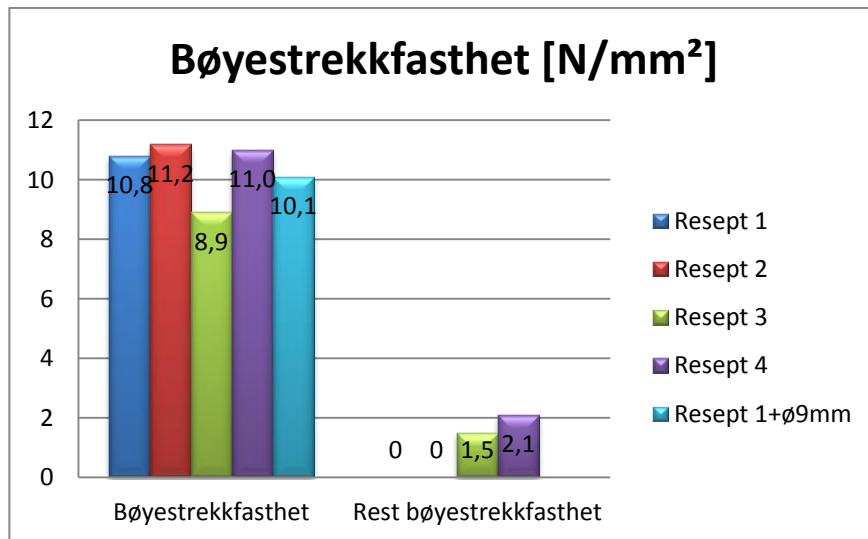
Figur 8-33: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 1 (REF)+ø9mm basaltfiber.

Fiberarmert betong

8.2.3.6 Gjennomsnittlig bøyestrekfasthet for reseptene

Tabell 8-14: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for reseptene.

| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | | |
|--------------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Resept | 1 | 2 | 3 | 4 | 1+ø9mm |
| Støpe dato | 18.02.2015 | 25.02.2015 | 21.04.2015 | 20.04.2015 | 20.04.2015 |
| Testdato | 18.03.2015 | 25.03.2015 | 19.05.2015 | 19.05.2015 | 19.05.2015 |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | 29 | 29 |
| Bruddlast [kN] | 24,04 | 24,93 | 19,71 | 24,41 | 22,30 |
| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 10,8 | 11,2 | 8,9 | 11,0 | 10,1 |
| Restkapasitet [kN] | 0 | 0 | 3,40 | 4,65 | 72,80 |
| Rest bøyestrekfasthet [N/mm ²] | 0 | 0 | 1,5 | 2,1 | - |



Figur 8-34: Gjennomsnittlig bøyestrekfasthet for reseptene.

Tabell 8-14 og Figur 8-34 viser gjennomsnittlig bruddlast, bøyestrekfasthet, restkapasitet og rest bøyestrekfasthet for reseptene. Bøyestrekfastheten til resept 3 er så lav pga. at denne betongen var en svakere betong enn de andre. Dette viser seg også igjen på trykkfastheten, se Figur 8-20.

8.2.4 Bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651

Det var bare for resept 3 (10BF43) og resept 4 (30SF50) at det ble testet bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651. Last-CMOD diagrammene på [Figur 8-35](#) og [Figur 8-37](#) viser at bjelkene fikk litt nedbøyning omregnet til CMOD før betongen risset. Grunnen til dette kan være at bjelken ikke fikk en stor nok testbelastning før selve testen og målingen av nedbøyning ble foretatt. En annen grunn kan være at bjelkene rett og slett bøyer seg litt før de risser og at forholdet mellom nedbøyning og CMOD som vist i [Tabell 7-4](#) ikke er helt representativ for bjelkene i denne oppgaven.

Tabell 8-15: Statistisk beregning av rest bøyestrekfasthet for resept 3 og 4.

| Rest bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | |
|--------------------------------------------|------|------|
| Resept | 3 | 4 |
| R ₁₀ | 2,54 | 2,62 |
| R ₃₀ | 3,17 | 3,18 |

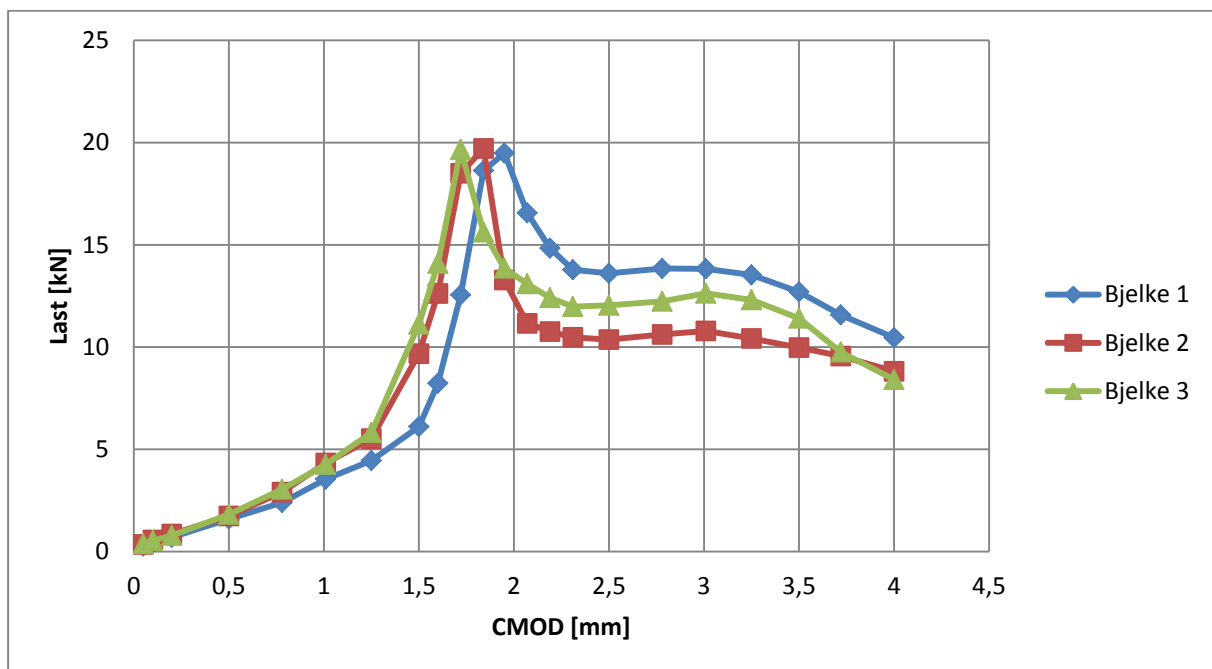
[Tabell 8-15](#) viser en sammenstilling av rest bøyestrekfasthetene for resept 3 og 4. Verdiene for resept 3 er hentet fra [Figur 8-36](#) og verdiene for resept 4 er hentet fra [Figur 8-38](#). Sammenstillingen i [Tabell 8-15](#) viser at resept 3 og 4 har liten forskjell i rest bøyestrekfasthet. Gjennomsnittsverdiene i [Tabell 8-16](#) og [Tabell 8-17](#) viser at maks last før riss og bøyestrekfasthet for de to reseptene også er veldig like.

Fiberarmert betong

8.2.4.1 Bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43)

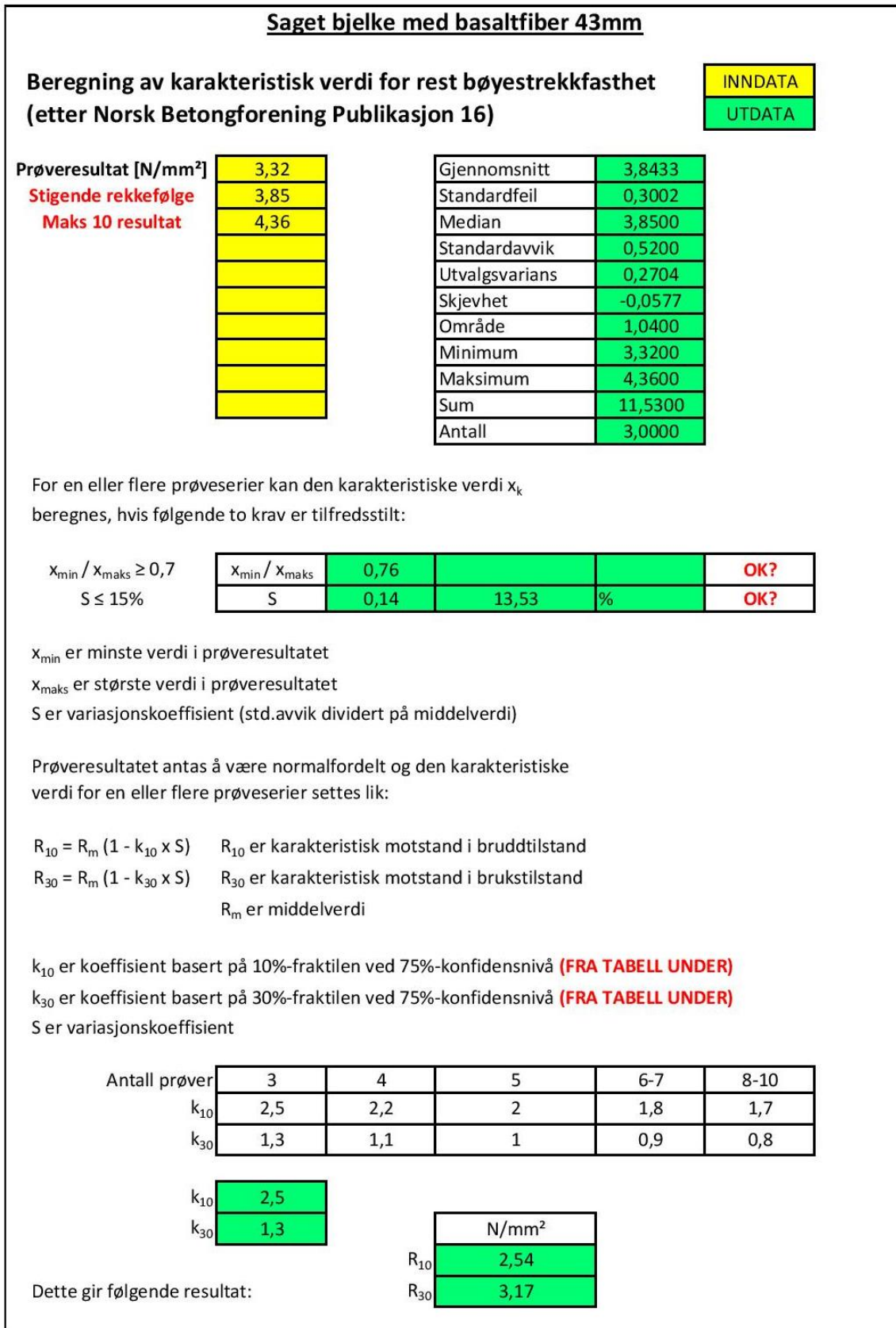
Tabell 8-16: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43).

| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-----------------------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 30.04.2015 | 30.04.2015 | 30.04.2015 | |
| Testdato | 29.05.2015 | 29.05.2015 | 29.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 29 | 29 | 29 | |
| b [mm] | 150 | 150 | 150 | 150 |
| h _{sp} [mm] | 125 | 125 | 125 | 125 |
| l [mm] | 500 | 500 | 500 | 500 |
| F _{maks} [kN] | 19,49 | 19,71 | 19,66 | 19,62 |
| F _L [kN] | 19,49 | 19,71 | 19,66 | 19,62 |
| f _{ct,L} ^f [N/mm ²] | 6,24 | 6,31 | 6,29 | 6,28 |
| f _{R,1} [N/mm ²] | 0,51 | 0,56 | 0,58 | 0,55 |
| f _{R,2} [N/mm ²] | 1,96 | 3,10 | 3,56 | 2,87 |
| f _{R,3} [N/mm ²] | 4,36 | 3,32 | 3,85 | 3,84 |
| f _{R,4} [N/mm ²] | 4,06 | 3,19 | 3,65 | 3,63 |



Figur 8-35: Last-CMOD diagram for resept 3 (10BF43).

Fiberarmert betong



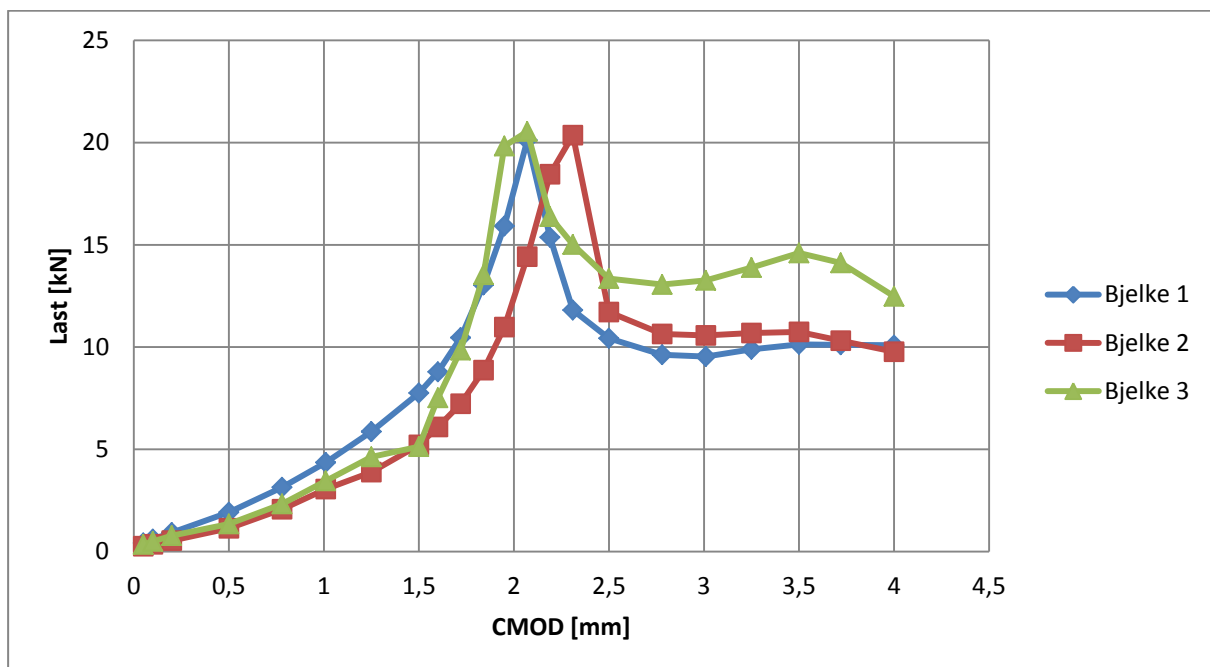
Figur 8-36: Statistisk beregning av rest bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43).

Fiberarmert betong

8.2.4.2 Bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50)

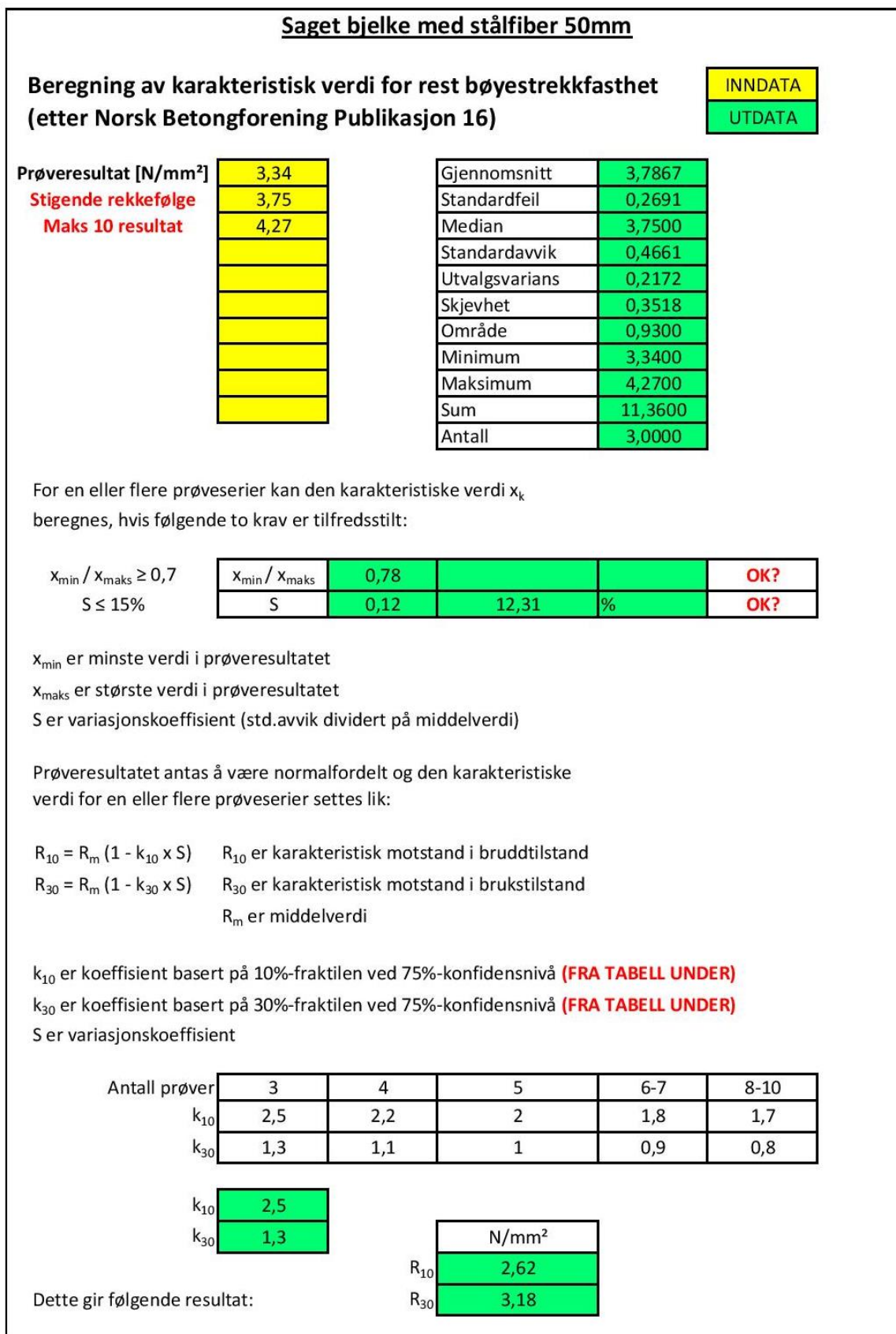
Tabell 8-17: Eksperimentelle resultater for bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50).

| Bøyestrekfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-----------------------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 30.04.2015 | 30.04.2015 | 30.04.2015 | |
| Testdato | 29.05.2015 | 29.05.2015 | 29.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 29 | 29 | 29 | |
| b [mm] | 150 | 150 | 150 | 150 |
| h _{sp} [mm] | 125 | 125 | 125 | 125 |
| l [mm] | 500 | 500 | 500 | 500 |
| F _{maks} [kN] | 20,12 | 20,36 | 20,54 | 20,34 |
| F _L [kN] | 20,12 | 20,36 | 20,54 | 20,34 |
| f _{ct,L} ^f [N/mm ²] | 6,44 | 6,52 | 6,57 | 6,51 |
| f _{R,1} [N/mm ²] | 0,61 | 0,36 | 0,43 | 0,47 |
| f _{R,2} [N/mm ²] | 2,48 | 1,67 | 1,64 | 1,93 |
| f _{R,3} [N/mm ²] | 3,34 | 3,75 | 4,27 | 3,79 |
| f _{R,4} [N/mm ²] | 3,24 | 3,44 | 4,67 | 3,78 |



Figur 8-37: Last-CMOD diagram for resept 4 (30SF50).

Fiberarmert betong



Figur 8-38: Statistisk beregning av rest bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50).

8.2.5 Aksialtrekkfasthet

Tabell 8-18: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 1 og 2.

| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | |
|-----------------------------------------|------|------|--------|
| Resept | 1 | 2 | 1+Ø9mm |
| R ₁₀ | 4,25 | 1,48 | 2,96 |
| R ₃₀ | 4,61 | 2,82 | 4,32 |

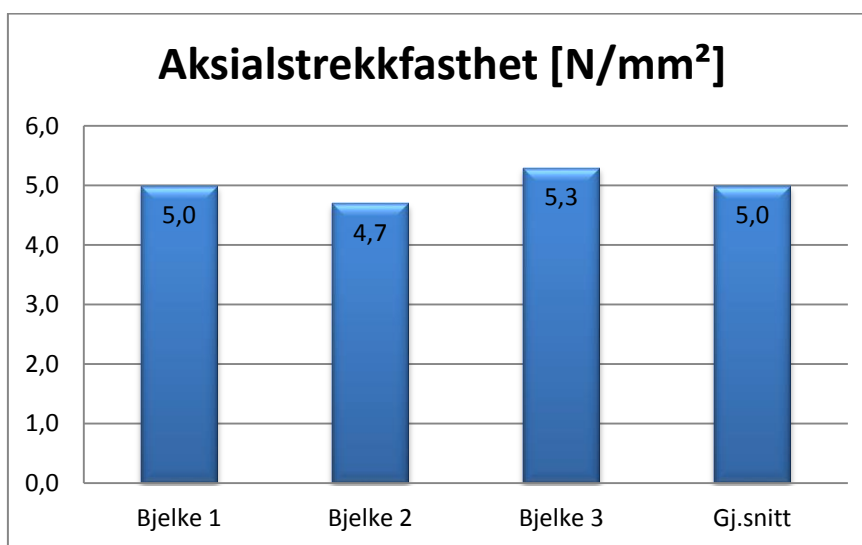
Tabell 8-18 viser en sammenstilling av rest bøyestrekfasthetene for resept 1, 2 og 1+Ø9mm. Verdiene for resept 1 er hentet fra Figur 8-40, verdiene for resept 2 er hentet fra Figur 8-42 og verdiene for resept 1+Ø9mm er hentet fra Figur 8-44. Sammenstillingen i Tabell 8-18 viser at resept 1 har mye større aksialtrekkfasthet enn resept 2. Dette er fordi at innsnevret bjelke 2 har en mye lavere kapasitet enn de to andre som vist på Figur 8-41. Aksialtrekkfastheten til resept 1+Ø9mm er målt i det den innsnevrede bjelken risser og er ikke representativ for hva basaltstangen tåler. Vider er R₁₀ for resept 1+Ø9mm lavere pga. at innsnevret bjelke 1 hadde enn mye høyere kapasitet før brudd enn de to andre som vist på Figur 8-43.

I de fleste testene når bjelkene en bruddlast på ca. 24kN før betongen ryker. Dette viser at betongblandingene var nokså like og at forsøkene ble likt utført. Spesielt for resept 1 var resultatene veldig like. Bjelkene gikk i brudd med en gang de risset ved den innsnevrede delen. For resept 2 var, sett bort fra bjelke 2, resultatene veldig like som for resept 1: Bjelkene gikk i brudd med en gang de risset ved den innsnevrede delen. Det ble her ikke målt noen rest strekkapasitet selv om det var basaltfiber i denne resepten. Grunnen til dette kan være at mengden fiber er for liten, lengden på fibrene er for kort og at fastheten på betongen i seg selv er for høy. Når bjelken med resept 1 + Ø9mm basaltstang nådde bruddlast for selve betongen gikk ikke bjelken i brudd pga. at basaltstangen holdt igjen lasten. Selve betongen risset mer og mer langs forankringen av basaltstangen etter hvert som mer last ble påført. Bjelken gikk til brudd først når disse rissene var så store at det ikke var mer forankringskapasitet igjen. Dette skjedde ved en belastning på ca. 60kN mens basaltstangen fremdeles var intakt.

8.2.5.1 Aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF)

Tabell 8-19: Eksperimentelle resultater for aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF).

| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-----------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 16.03.2015 | 16.03.2015 | 16.03.2015 | |
| Testdato | 13.04.2015 | 13.04.2015 | 13.04.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kN] | 24,5 | 23,0 | 25,9 | 24,5 |
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | 5,0 | 4,7 | 5,3 | 5,0 |



Figur 8-39: Aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF).

Tabell 8-19 og Figur 8-39 viser bruddlast og aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF). Figur 8-40 viser statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF).

Fiberarmert betong

Innsnevret bjelke uten fiber

Beregning av karakteristisk verdi for aksialtrekkfasthet (etter Norsk Betongforening Publikasjon 16)

INNDATA
UTDATA

| | | | |
|-----------------------------------------|------|-----------------------|---------|
| Prøveresultat [N/mm²] | 4,70 | Gjennomsnitt | 5,0000 |
| Stigende rekkefølge | 5,00 | Standardfeil | 0,1732 |
| Maks 10 resultat | 5,30 | Median | 5,0000 |
| | | Standardavvik | 0,3000 |
| | | Utvalgsvarians | 0,0900 |
| | | Skjevhet | 0,0000 |
| | | Område | 0,6000 |
| | | Minimum | 4,7000 |
| | | Maksimum | 5,3000 |
| | | Sum | 15,0000 |
| | | Antall | 3,0000 |

For en eller flere prøveserier kan den karakteristiske verdi x_k beregnes, hvis følgende to krav er tilfredsstilt:

| | | | | | |
|--------------------------------|------|------|---|--|-----|
| $x_{\min} / x_{\max} \geq 0,7$ | 0,89 | | | | OK? |
| $S \leq 15\%$ | 0,06 | 6,00 | % | | OK? |

x_{\min} er minste verdi i prøveresultatet
 x_{\max} er største verdi i prøveresultatet
 S er variasjonskoeffisient (std.avvik dividert på middelverdi)

Prøveresultatet antas å være normalfordelt og den karakteristiske verdi for en eller flere prøveserier settes lik:

$R_{10} = R_m (1 - k_{10} \times S)$ R_{10} er karakteristisk motstand i bruddtilstand
 $R_{30} = R_m (1 - k_{30} \times S)$ R_{30} er karakteristisk motstand i brukstilstand
 R_m er middelverdi

k_{10} er koeffisient basert på 10%-fraktilen ved 75%-konfidensnivå **(FRA TABELL UNDER)**
 k_{30} er koeffisient basert på 30%-fraktilen ved 75%-konfidensnivå **(FRA TABELL UNDER)**
 S er variasjonskoeffisient

| | | | | | |
|---------------|-----|-----|---|-----|------|
| Antall prøver | 3 | 4 | 5 | 6-7 | 8-10 |
| k_{10} | 2,5 | 2,2 | 2 | 1,8 | 1,7 |
| k_{30} | 1,3 | 1,1 | 1 | 0,9 | 0,8 |

| | |
|----------|-----|
| k_{10} | 2,5 |
| k_{30} | 1,3 |

| | |
|----------|-------------------|
| | N/mm ² |
| R_{10} | 4,25 |
| R_{30} | 4,61 |

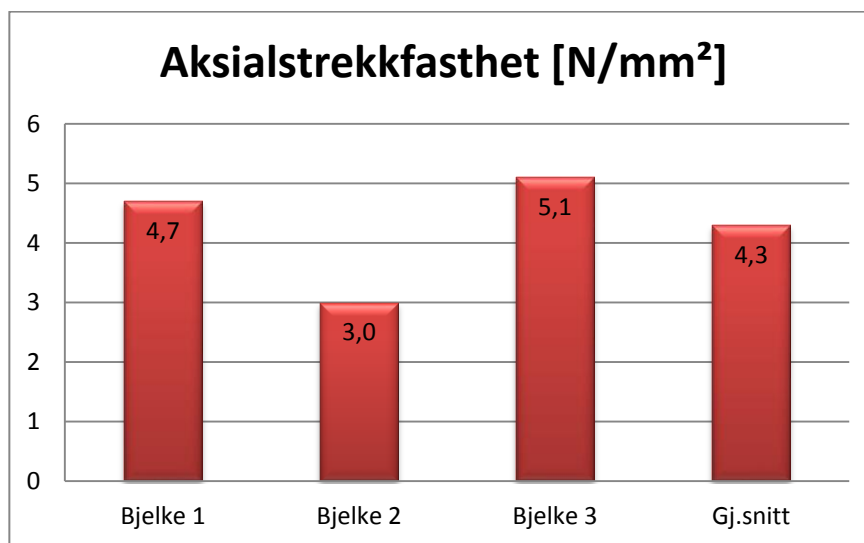
Dette gir følgende resultat:

Figur 8-40: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF).

8.2.5.2 Aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20)

Tabell 8-20: Eksperimentelle resultater for aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20).

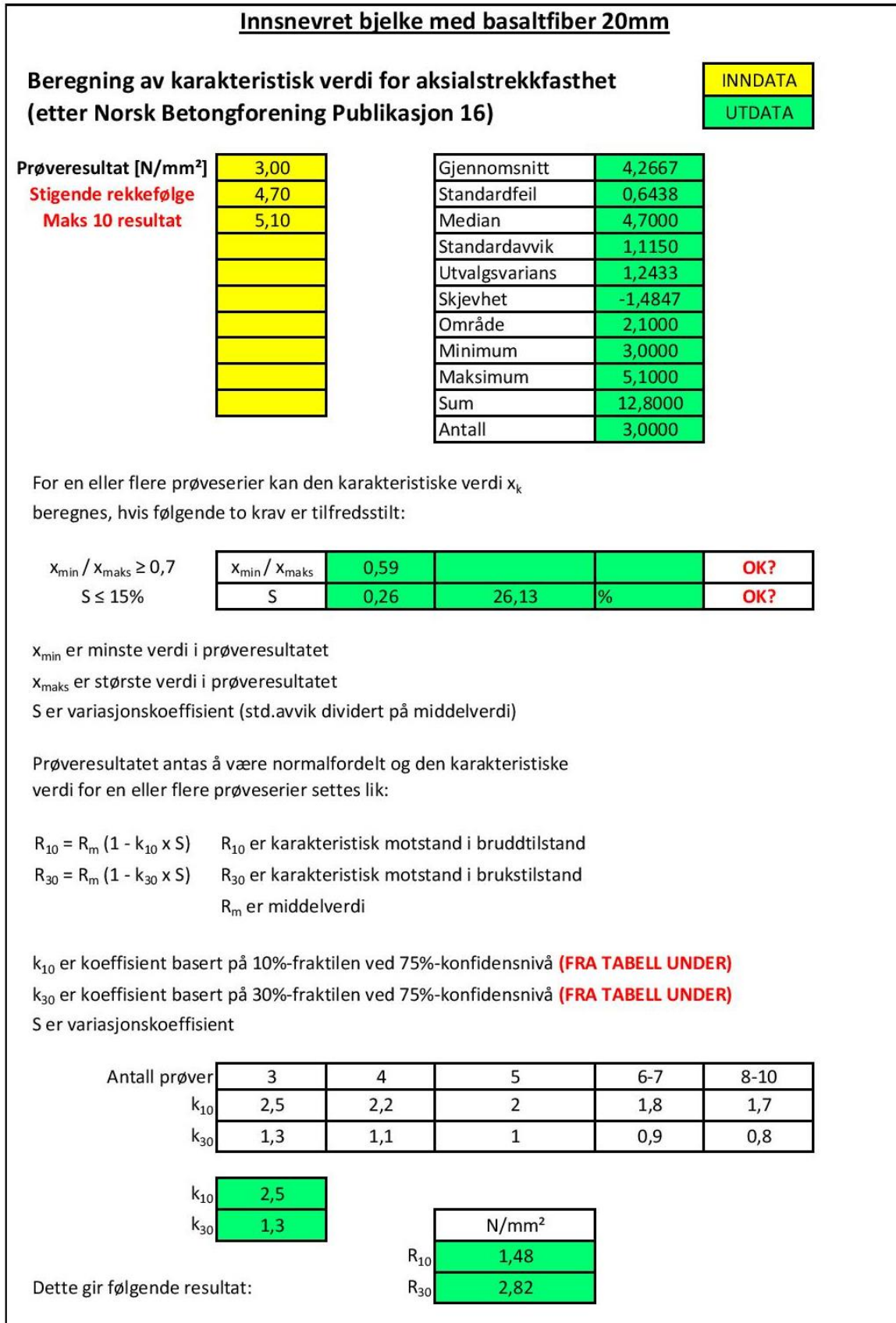
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-----------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 17.03.2015 | 17.03.2015 | 17.03.2015 | |
| Testdato | 14.04.2015 | 14.04.2015 | 14.04.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 28 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kN] | 23,1 | 14,9 | 25,2 | 21,1 |
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | 4,7 | 3,0 | 5,1 | 4,3 |



Figur 8-41: Aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20).

Tabell 8-20 og Figur 8-41 viser bruddlast og aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20). Figur 8-42 viser statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20). Figur 8-41 viser at aksialtrekkfastheten til bjelke 2 er mye lavere enn de andre. Grunnen til dette kan være at bjelken har blitt påført et moment pga. skjev innfesting av forankringsplatene. Det kan også komme av at det er flere luftbobler i denne bjelken. Alle bjelkene er laget av samme betongblandingen så betongen og trykkfastheten er lik.

Fiberarmert betong



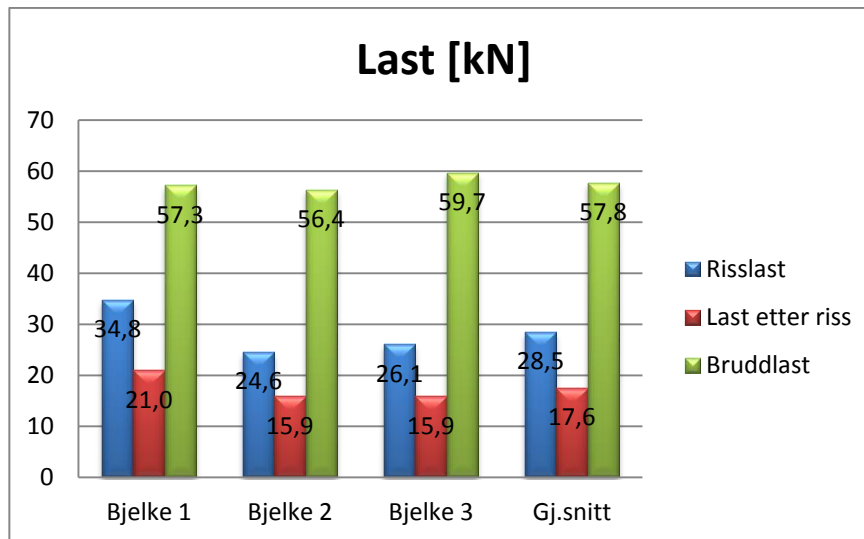
Figur 8-42: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 2 (7BF20).

Fiberarmert betong

8.2.5.3 Risslast, last etter riss og bruddlast for resept 1 (REF)+1 stk. \varnothing 9mm basaltstang

Tabell 8-21: Eksperimentelle resultater for resept 1 (REF)+1 stk. \varnothing 9mm basaltstang.

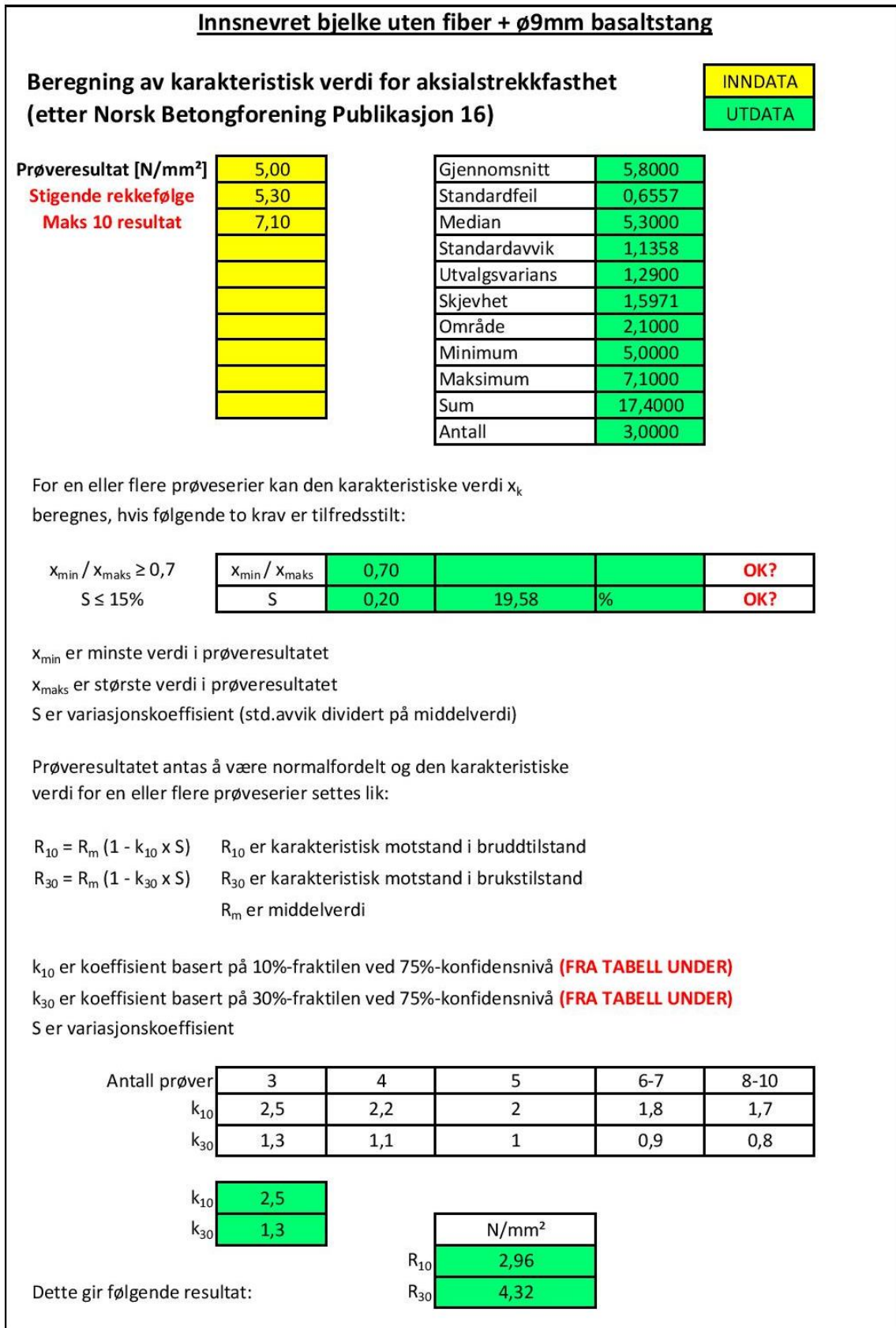
| Last [kN] | | | | |
|-----------------------------------------|------------|------------|------------|----------|
| Bjelkenummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 17.04.2015 | 17.04.2015 | 17.04.2015 | |
| Testdato | 20.05.2015 | 20.05.2015 | 20.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 33 | 33 | 33 | |
| Risslast [kN] | 34,8 | 24,6 | 26,1 | 28,5 |
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | 7,1 | 5,0 | 5,3 | 5,8 |
| Last etter riss [kN] | 21,0 | 15,9 | 15,9 | 17,6 |
| Bruddlast [kN] | 57,3 | 56,4 | 59,7 | 57,8 |



Figur 8-43: Risslast, last etter riss og bruddlast for resept 1 (REF)+1 stk. \varnothing 9mm basaltstang.

Tabell 8-21 og Figur 8-43 viser risslast, aksialtrekkfasthet, last etter riss og bruddlast for resept 1 (REF)+1 stk. \varnothing 9mm basaltstang. Forsøkene viser at risslast for bjelke 1 er mye høyere enn for de andre. Grunnen til dette kan være at forankringsplatene stod veldig rett i forhold til hverandre og at denne bjelken hadde mindre luftbobler enn de andre.

Fiberarmert betong



Figur 8-44: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for resept 1 (REF) + ø9mm basaltstang.

8.2.6 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for fullskalaelementer

Element 1005-1008 er 3m x 1,2m og er testet med en spennvidde på 3m. Element 1001-1004 er 6m x 1,2m og er også testet med en spennvidde på 3m. Dette er fordi element 1002 ble testet med en spennvidde på 6m, noe som viste seg å ikke fungere. Grunnen til dette var at elementene på 6m hadde innstøpte heisestroppe 1,5m inn fra hver ende. Disse stroppene viste seg å være betydelige rissanvisere for elementene. Derfor ble dette elementet forkastet og element 1001, 1003 og 1004 ble testet med en spennvidde på 3m og en utkraging på 1,5m i hver ende. Element 1001 og 1002 har et vertikalt tverrsnitt på 20mm betong, 130mm isopor og 20mm betong, se vedlegg 7.1. Element 1004 har et vertikalt tverrsnitt på 40mm betong, 130mm isopor og 20mm betong, se vedlegg 7.3. Element 1003 og 1005-1008 har et vertikalt tverrsnitt på 30mm betong, 130mm isopor og 30mm betong, se vedlegg 7.2 og 7.4-7.8. Det ble utført 3 forsøk på hvert elementnummer.

Tabell 8-22: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for fullskalaelementene.

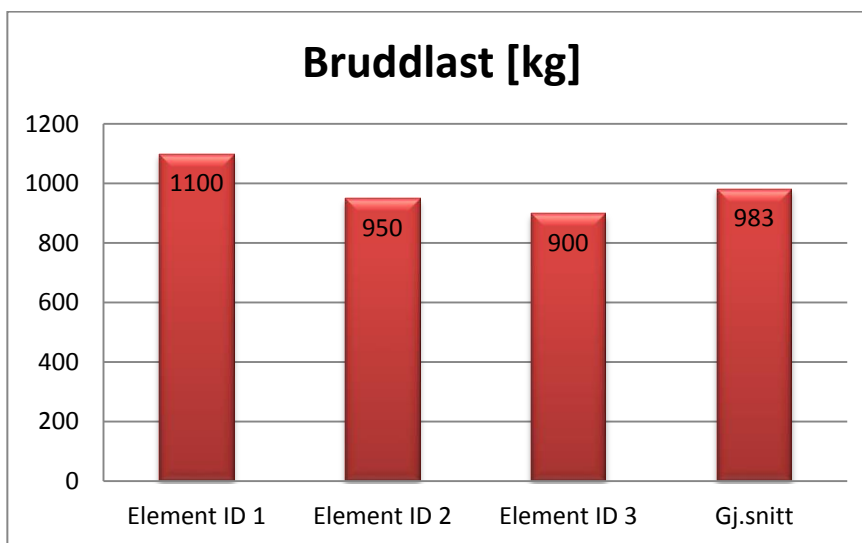
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | | | | | | |
|-----------------------------------------|------|------|------|------|------|------|--------|------|
| Elementnummer | 1001 | 1002 | 1003 | 1004 | 1005 | 1006 | 1007 | 1008 |
| Resept | 2 | 2 | 2 | 2 | 4 | 3 | 3+ø9mm | 1 |
| R ₁₀ | 1,50 | - | 1,53 | 2,19 | 1,32 | 1,45 | 2,80 | 1,32 |
| R ₃₀ | 1,78 | - | 1,61 | 2,32 | 1,48 | 1,61 | 3,04 | 1,48 |

Tabell 8-22 viser en sammenstilling av aksialtrekkfasthetene for fullskalaelementene. Verdiene for element 1001 er hentet fra Figur 8-46, verdiene for element 1003 er hentet fra Figur 8-48, verdiene for element 1004 er hentet fra Figur 8-50, verdiene for element 1005 er hentet fra Figur 8-52, verdiene for element 1006 er hentet fra Figur 8-54, verdiene for element 1007 er hentet fra Figur 8-56 og verdiene for element 1008 er hentet fra Figur 8-58. Ut i fra sammenstillingen i Tabell 8-22 har element 1007 mye større aksialtrekkfasthet enn alle de andre elementene. Grunne til dette er basaltstengene som er støpt inn i bunnsjiktet. Grunnen til at element 1004 har større aksialtrekkfasthet er at dette elementet tåler nesten den samme lasten som element 1003 samtidig som tverrsnittet på bunnsjiktet på element 1004 er mindre. Element 1003 hadde størst lastkapasitet men var likevel svakere enn de andre elementene i forhold til tverrsnitt. Grunnen til dette kan være at elementet hadde en svakhet i betongen og at bunnsjiktet i elementet hadde en ujevn tykkelse i forhold til det som var planlagt. Det er vanskelig å få rett tykkelse på betongsjiktene under støpe prosessen av fullskalaelementene.

8.2.6.1 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1001 resept 2 (7BF20)

Tabell 8-23: Eksperimentelle resultater for element 1001 resept 2 (7BF20).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 26.02.2015 | 25.02.2015 | 27.02.2015 | |
| Testdato | 10.04.2015 | 10.04.2015 | 10.04.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 43 | 44 | 42 | |
| Bruddlast [kg] | 1100 | 950 | 900 | 983,3 |
| Nedbøyning [mm] | 12 | 11 | 8 | 10,3 |



Figur 8-45: Bruddlast for element 1001 resept 2 (7BF20).

Tabell 8-23 og Figur 8-45 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1001. Figur 8-46 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1001.

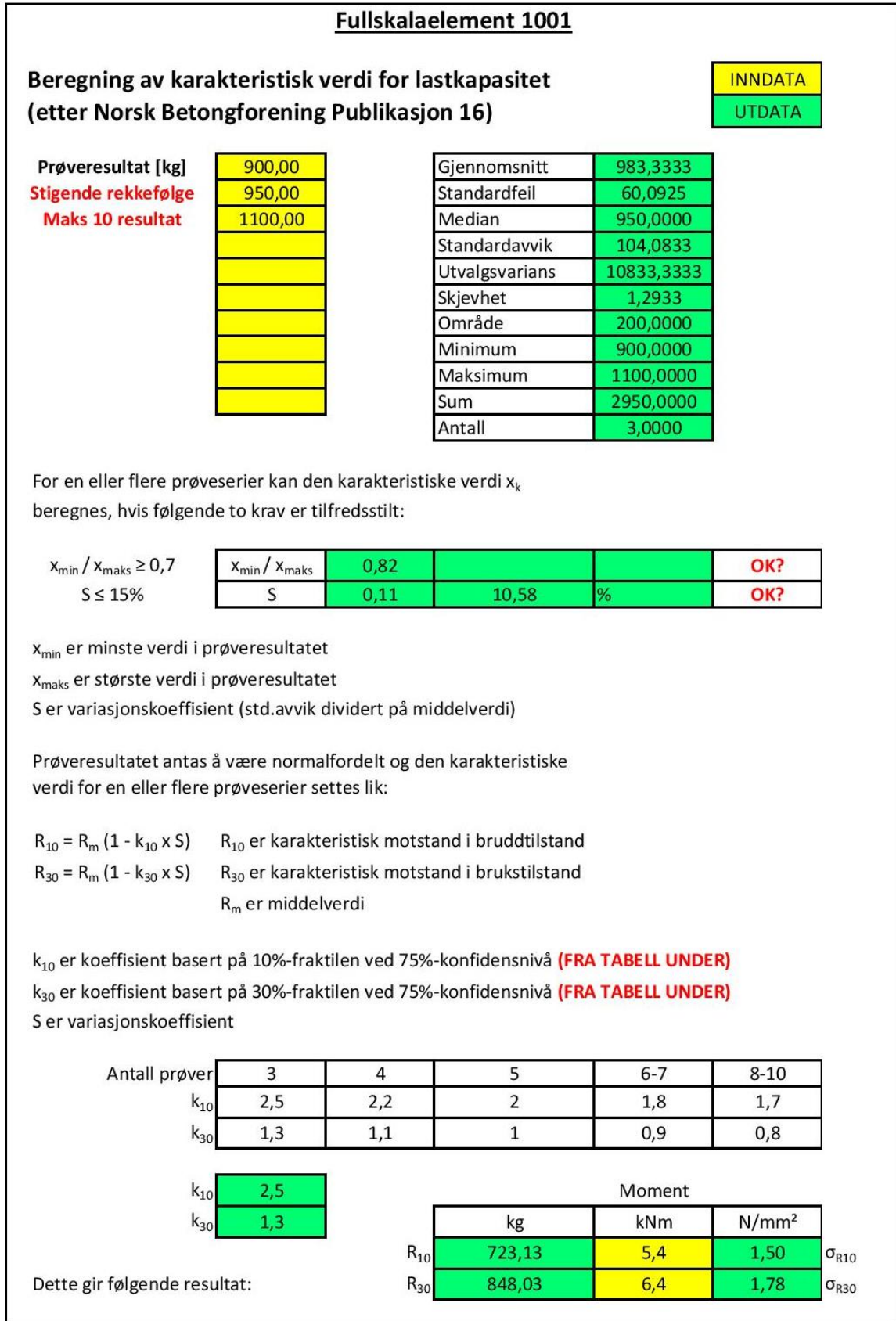
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-46 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{5,4 \cdot 10^6}{1200 \cdot 20 \cdot 150} = 1,50 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{6,4 \cdot 10^6}{1200 \cdot 20 \cdot 150} = 1,78 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong

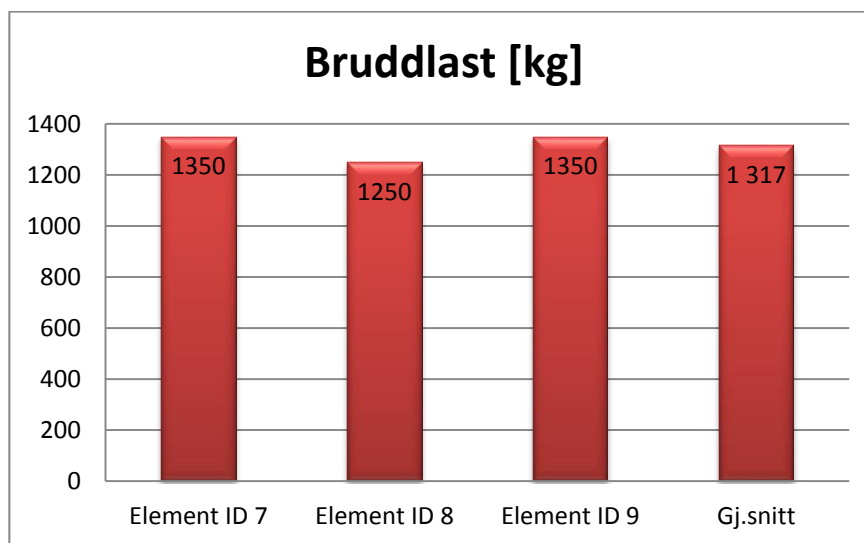


Figur 8-46: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1001 resept 2 (7BF20).

8.2.6.2 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1003 resept 2 (7BF20)

Tabell 8-24: Eksperimentelle resultater for element 1003 resept 2 (7BF20).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 7 | 8 | 9 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 25.02.2015 | 26.02.2015 | 27.02.2015 | |
| Testdato | 10.04.2015 | 10.04.2015 | 10.04.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 44 | 43 | 42 | |
| Bruddlast [kg] | 1350 | 1250 | 1350 | 1316,7 |
| Nedbøyning [mm] | 9 | 9 | 10 | 9,3 |



Figur 8-47: Bruddlast for element 1003 resept 2 (7BF20).

Tabell 8-24 og Figur 8-47 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1003. Figur 8-48 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1003.

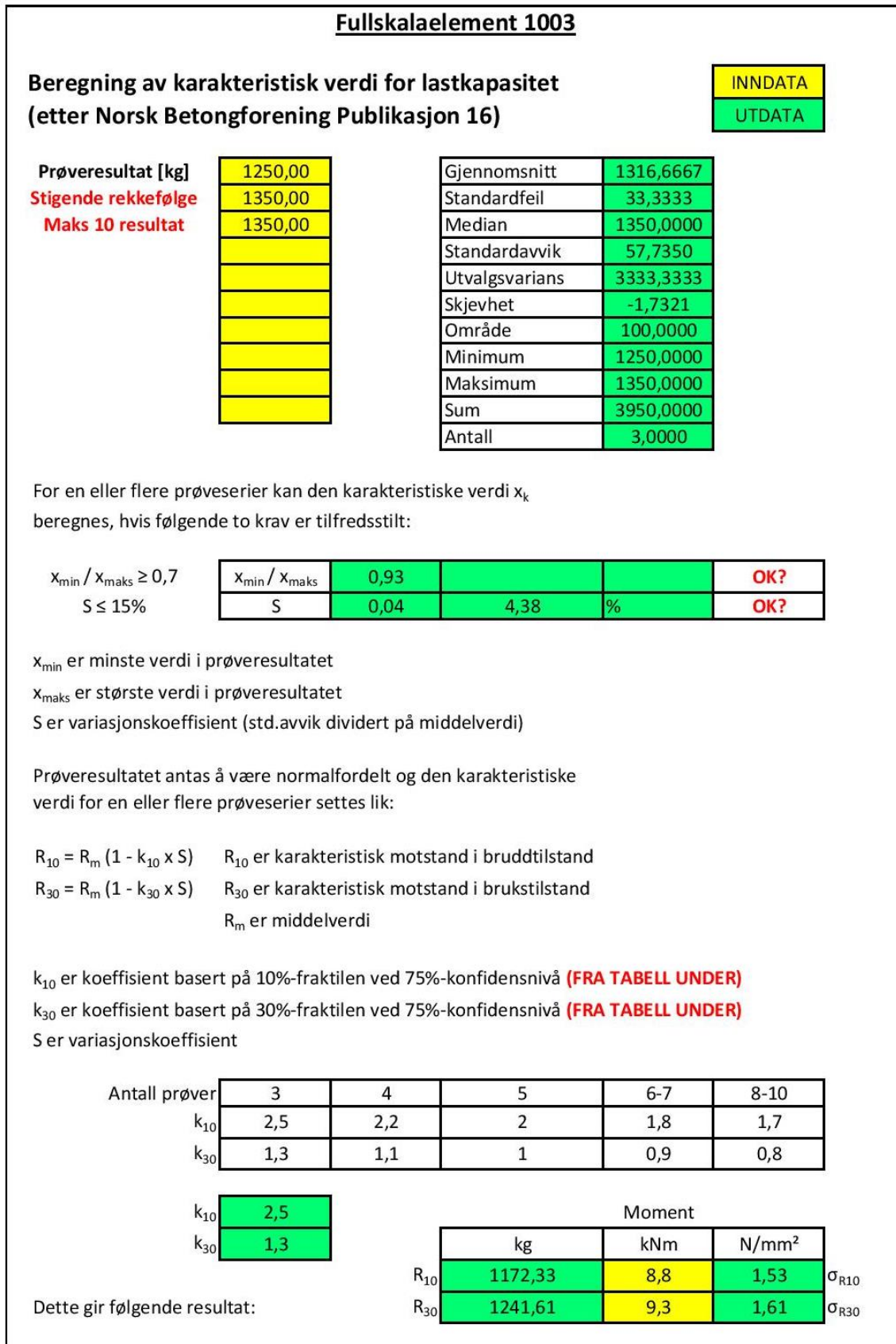
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-48 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,8 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{9,3 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,61 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong

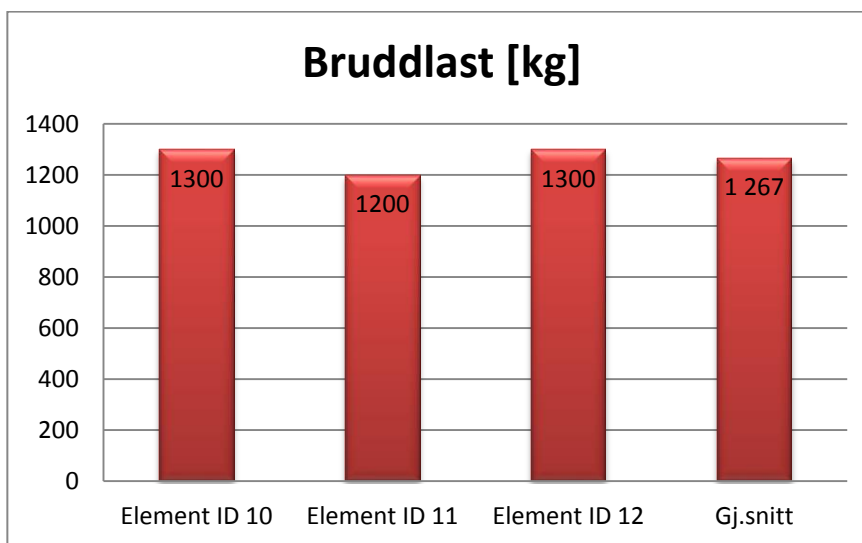


Figur 8-48: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1003 resept 2 (7BF20).

8.2.6.3 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1004 resept 2 (7BF20)

Tabell 8-25: Eksperimentelle resultater for element 1004 resept 2 (7BF20).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 10 | 11 | 12 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 05.03.2015 | 03.03.2015 | 04.03.2015 | |
| Testdato | 10.04.2015 | 10.04.2015 | 10.04.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 36 | 38 | 37 | |
| Bruddlast [kg] | 1300 | 1200 | 1300 | 1266,7 |
| Nedbøyning [mm] | 11 | 12 | 11 | 11,3 |



Figur 8-49: Bruddlast for element 1004 resept 2 (7BF20).

Tabell 8-25 og Figur 8-49 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1004. Figur 8-50 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1004.

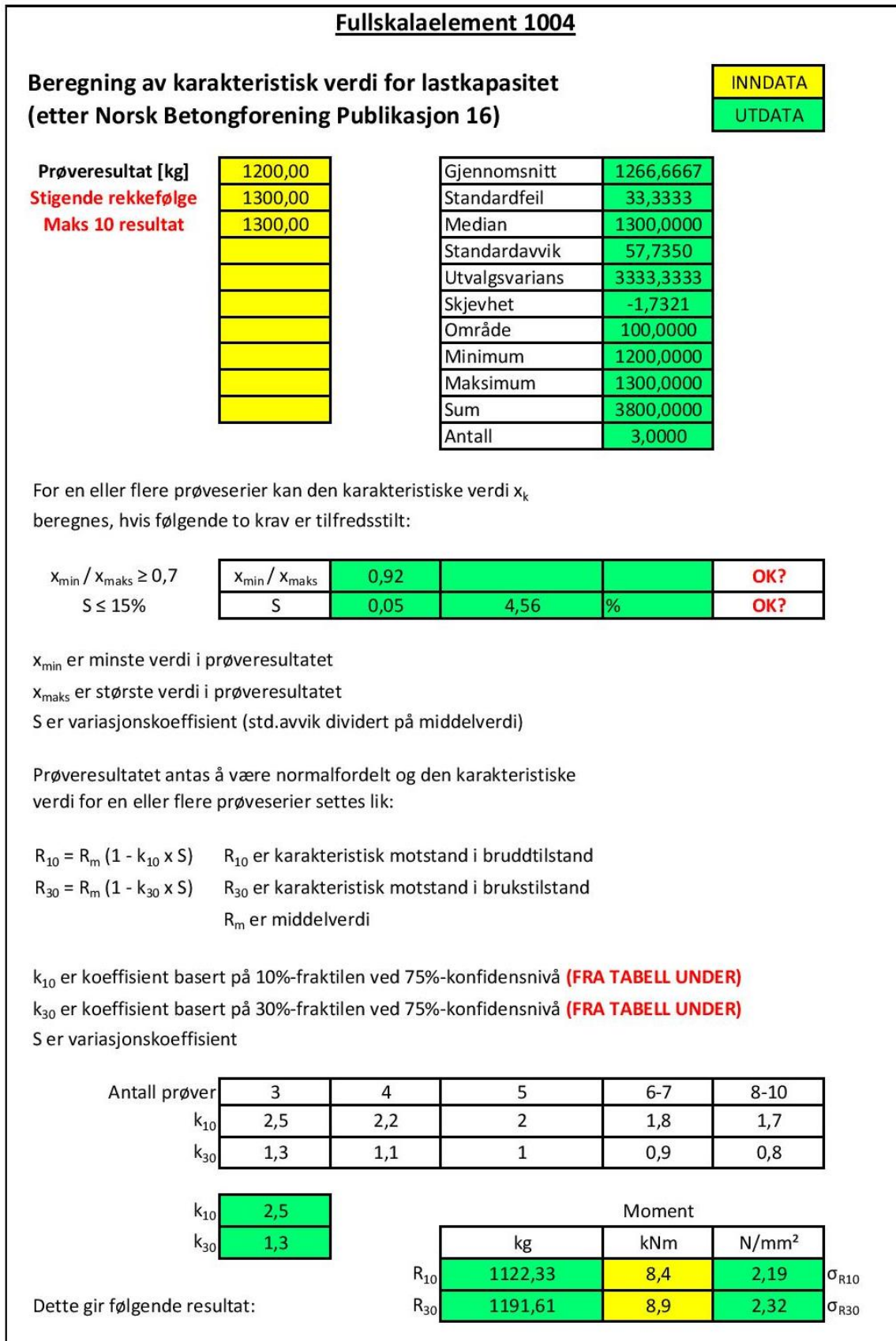
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-50 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,4 \cdot 10^6}{1200 \cdot 20 \cdot 160} = 2,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,9 \cdot 10^6}{1200 \cdot 20 \cdot 160} = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong

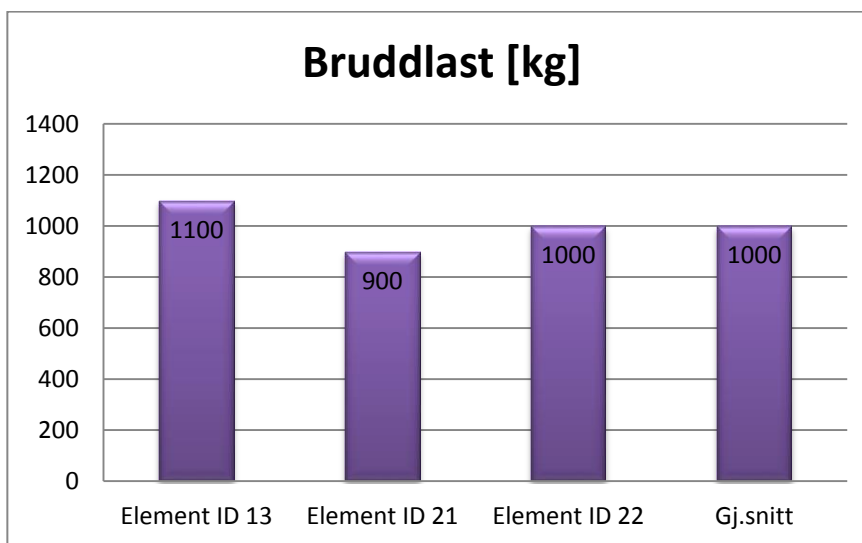


Figur 8-50: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1004 resept 2 (7BF20).

8.2.6.4 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1005 resept 4 (30SF50)

Tabell 8-26: Eksperimentelle resultater for element 1005 resept 4 (30SF50).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 13 | 21 | 22 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 23.04.2015 | 23.04.2015 | |
| Testdato | 21.05.2015 | 21.05.2015 | 21.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 31 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kg] | 1100 | 900 | 1000 | 1000 |
| Nedbøyning [mm] | 8 | 6 | 8 | 7,3 |



Figur 8-51: Bruddlast for element 1005 resept 4 (30SF50).

Tabell 8-26 og Figur 8-51 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1005. Figur 8-52 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1005.

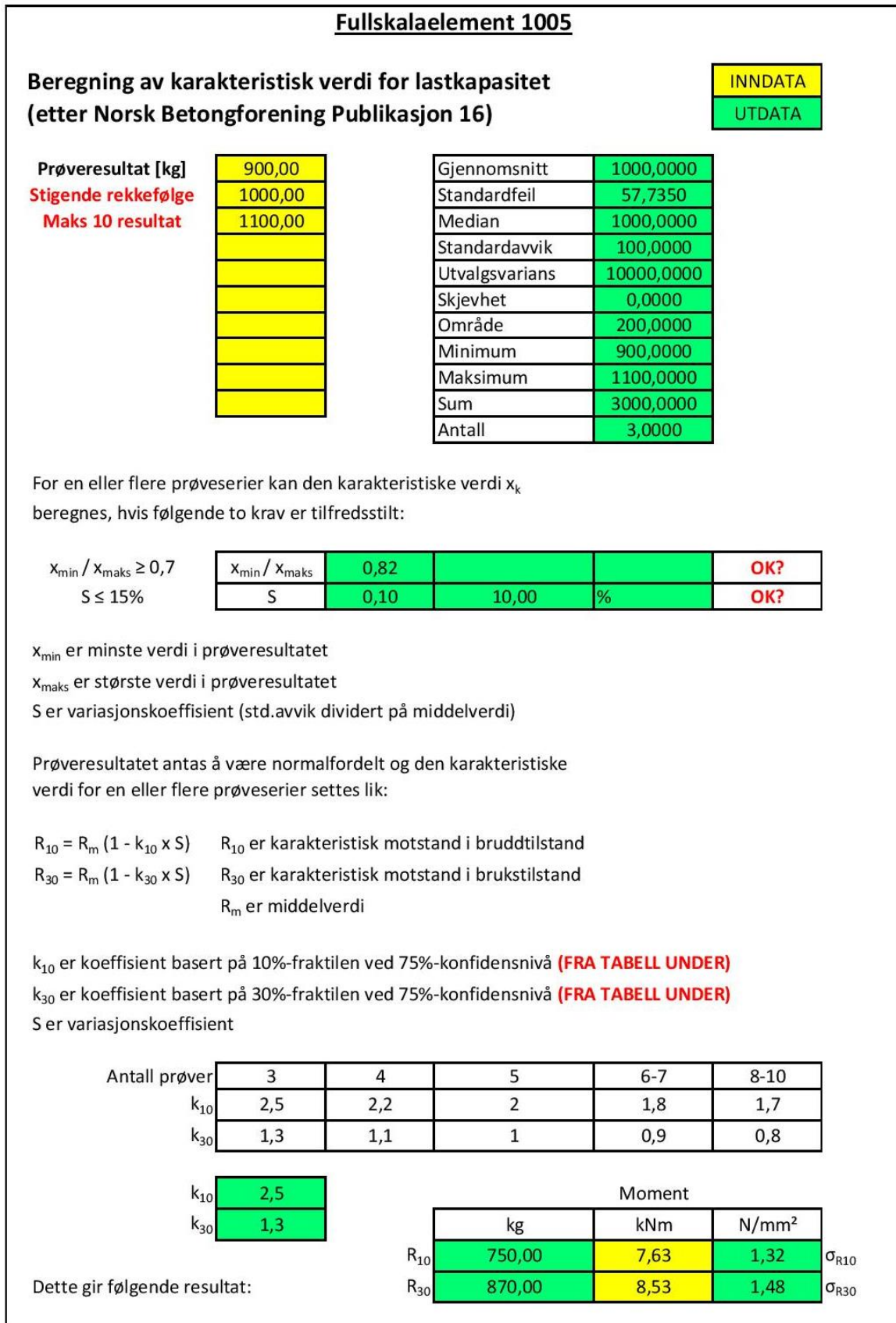
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-52 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{7,63 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,53 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,48 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong

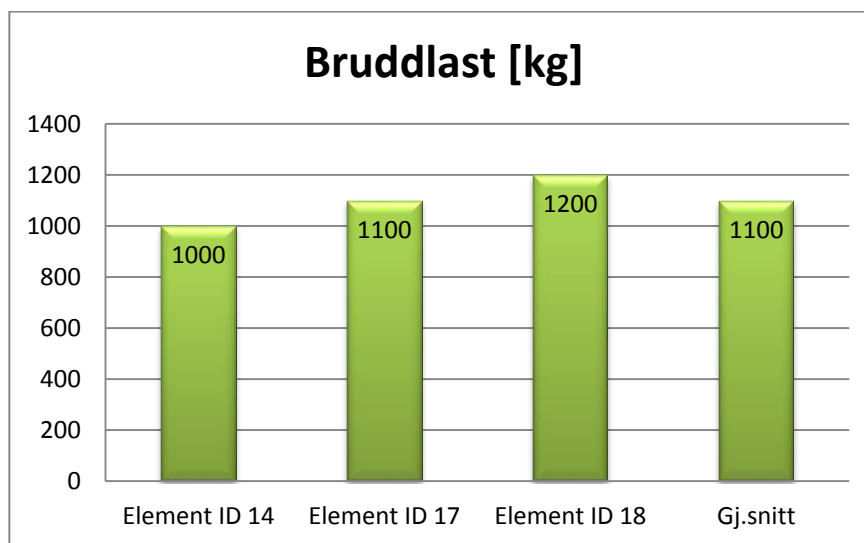


Figur 8-52: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1005 resept 4 (30SF50).

8.2.6.5 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1006 resept 3 (10BF43)

Tabell 8-27: Eksperimentelle resultater for element 1006 resept 3 (10BF43).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 14 | 17 | 18 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 21.04.2015 | 21.04.2015 | |
| Testdato | 21.05.2015 | 21.05.2015 | 21.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 31 | 30 | 30 | |
| Bruddlast [kg] | 1000 | 1100 | 1200 | 1100 |
| Nedbøyning [mm] | 11 | 8 | 9 | 9,3 |



Figur 8-53: Bruddlast for element 1006 resept 3 (10BF43).

Tabell 8-27 og Figur 8-53 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1006. Figur 8-54 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1006.

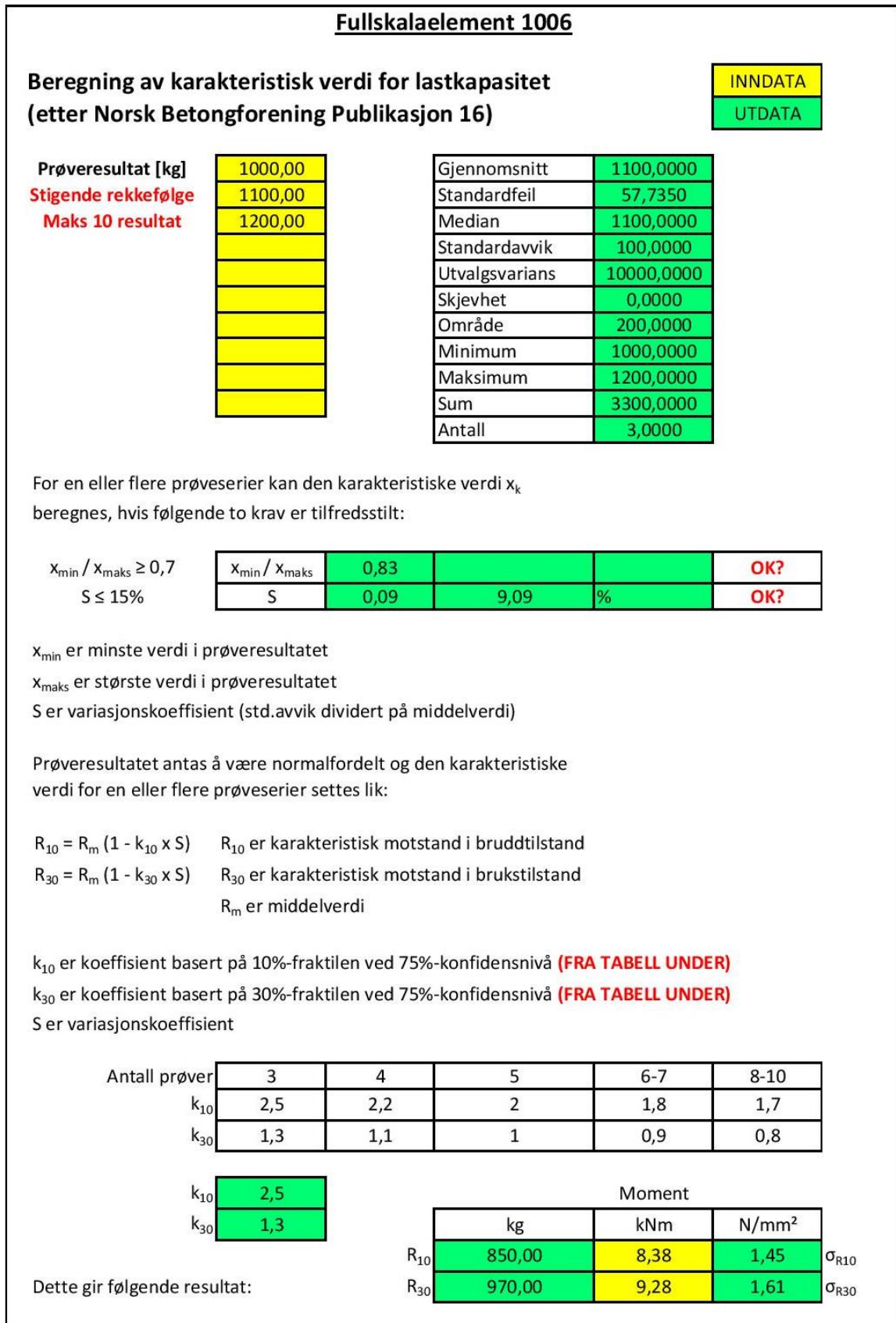
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-54 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,38 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{9,28 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,61 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong



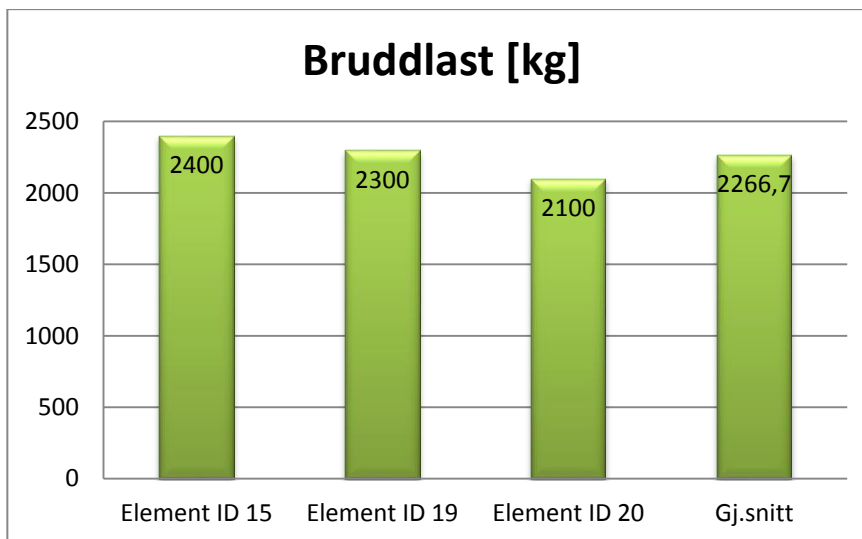
Figur 8-54: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1006 resept 3 (10BF43).

Fiberarmert betong

8.2.6.6 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1007 resept 3 (10BF43)+ø9mm basaltstenger

Tabell 8-28: Eksperimentelle resultater for element 1007 resept 3 (10BF43) + ø9mm basaltstenger.

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 15 | 19 | 20 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 21.04.2015 | 21.04.2015 | |
| Testdato | 21.05.2015 | 21.05.2015 | 21.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 31 | 30 | 30 | |
| Bruddlast [kg] | 2400 | 2300 | 2100 | 2266,7 |
| Nedbøyning [mm] | 39 | 42 | 33 | 38 |



Figur 8-55: Bruddlast for element 1007 resept 3 (10BF43)+ø9mm basaltstenger.

Tabell 8-28 og Figur 8-55 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1007. Figur 8-56 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1007.

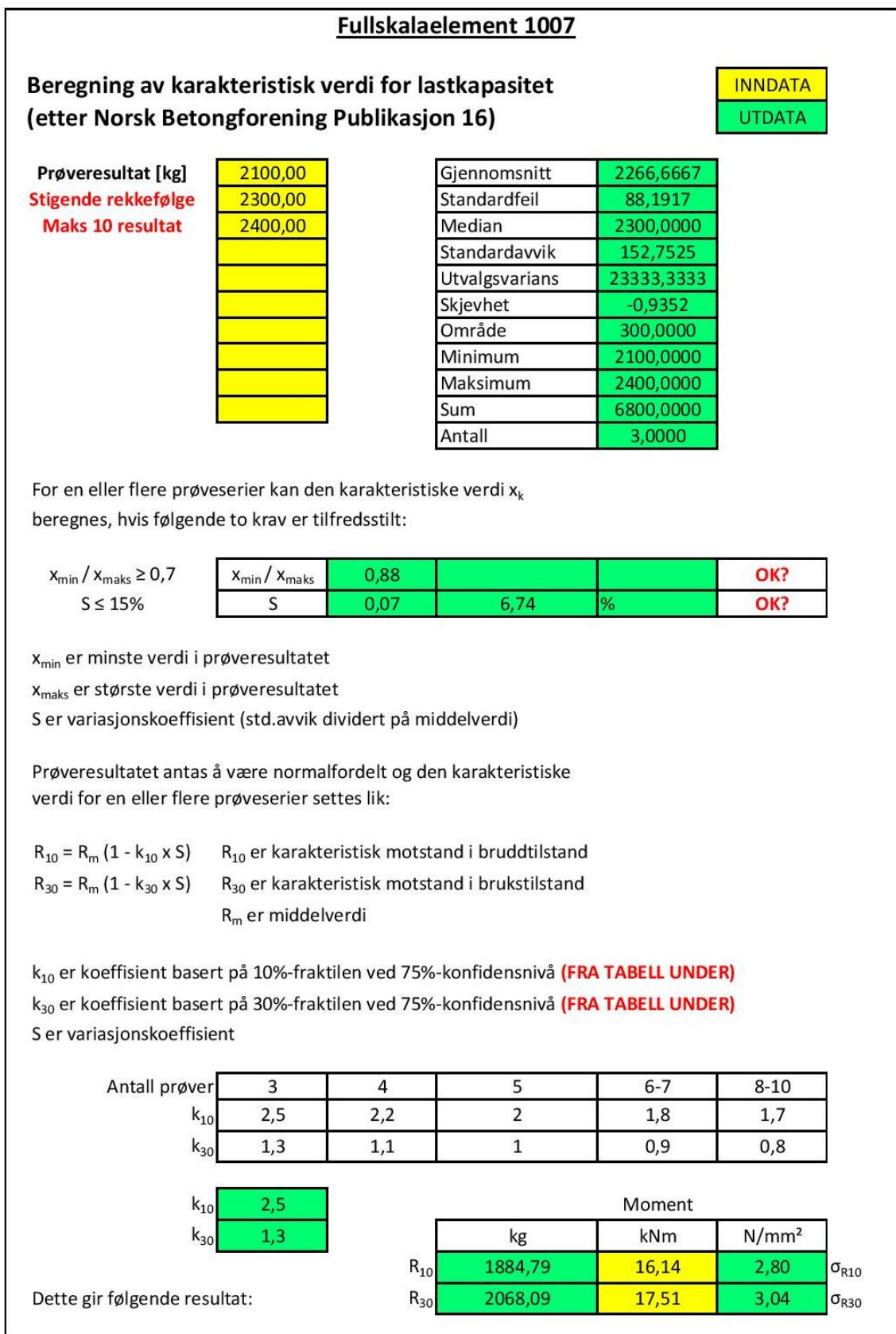
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-56 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{16,14 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 2,80 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{17,51 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 3,04 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong

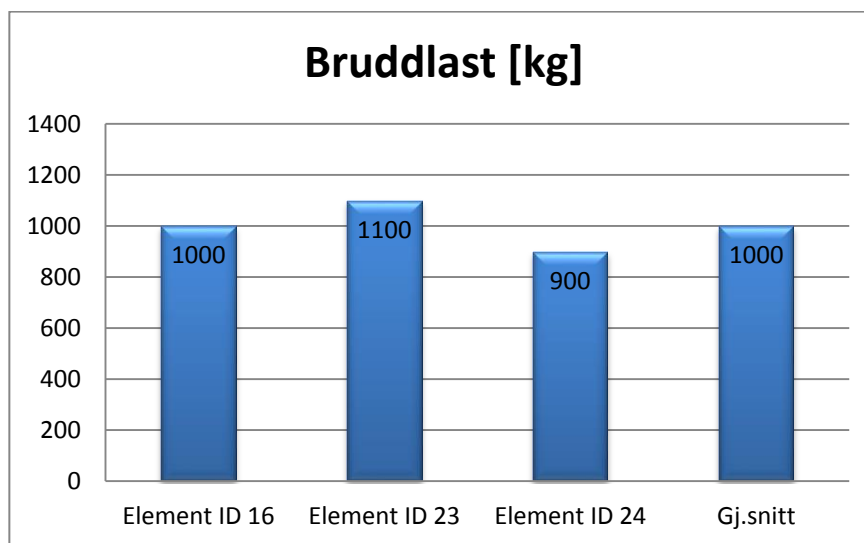


Figur 8-56: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1007 resept 3 (10BF43)+Ø9mm basaltstenger.

8.2.6.7 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1008 resept 1 (REF)

Tabell 8-29: Eksperimentelle resultater for element 1008 resept 1 (REF).

| Bruddlast [kg] | | | | |
|-----------------|------------|------------|------------|----------|
| Element ID | 16 | 23 | 24 | Gj.snitt |
| Støpe dato | 20.04.2015 | 23.04.2015 | 23.04.2015 | |
| Testdato | 21.05.2015 | 21.05.2015 | 21.05.2015 | |
| Herdetid [døgn] | 31 | 28 | 28 | |
| Bruddlast [kg] | 1000 | 1100 | 900 | 1000 |
| Nedbøyning [mm] | 8 | 9 | 7 | 8 |



Figur 8-57: Bruddlast for element 1008 resept 1 (REF).

Tabell 8-29 og Figur 8-57 viser bruddlast i kg og nedbøyning for de 3 støpte fullskalaelementene 1008. Figur 8-58 viser statistisk beregning av bruddlast i kg og aksialtrekkfasthet for fullskalaelement 1008.

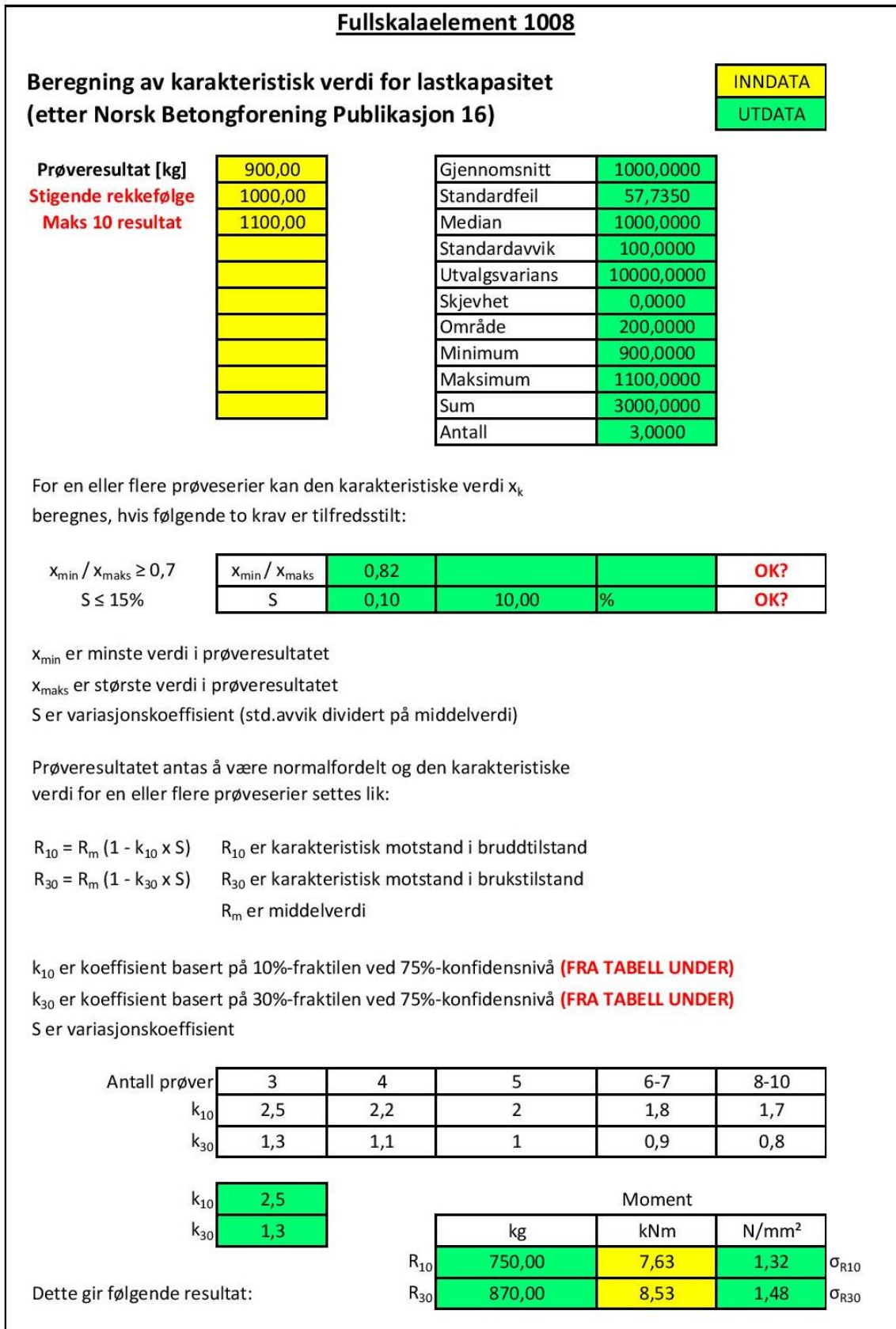
For å finne σ settes momentverdiene for R_{10} og R_{30} fra Figur 8-58 inn i følgende formel:

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{M \cdot 10^6}{A \cdot z} \quad (\text{Formel 8-1})$$

$$\sigma_{R10} = \frac{M_{R10} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{7,63 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{R30} = \frac{M_{R30} \cdot 10^6}{A \cdot z} = \frac{8,53 \cdot 10^6}{1200 \cdot 30 \cdot 160} = 1,48 \text{ N/mm}^2$$

Fiberarmert betong



Figur 8-58: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for element 1008 resept 1 (REF).

8.3 Basaltstenger

Basaltstenger er en samling av basalttråder som er tvinnet sammen til en heliksstang. En ekstra tråd, ikke basalt, er tvinnet rundt stangen for å holde basalttrådene sammen. Stangen er også dekket med et beskyttende lag som også virker som et lim mellom basalttrådene. Dette skaper en heliksform med innsnevring der den ekstra tråden går. Dette gir basaltstangen god heft til betongen.

Forlengelsen til basaltstengene er målt ut fra grafene i vedlegg 6.4 og 6.5. Grunnen til dette er at ekstensometer ikke kunne brukes for å måle forlengelsen pga. at basaltstengene fikk et eksplosjonsartet brudd.

I motsetning til et kamstål som har et homogent tverrsnitt har en basaltstang et tverrsnitt som en wire der enkeltråder ryker etter hvert. Dette kunne både høres og sees under testingen. Dette førte til at etter hvert som de ytre trådene røk, så gled de langs trådene innenfor og forlengelsen ble unaturlig stor. I en konstruksjon der basaltstengene blir brukt som armering inne i betong ville ikke de ytterste trådene kunne gli og forlengelsen ville dermed blitt mindre. Det er nærliggende å tro at en basaltstang som er brukt som armering inne i en betongkonstruksjon vil kunne ta opp mer last en stangen alene. Grunnen til dette er at betongen da vil klemme fibertrådene sammen slik at kreftene blir overført til flere tråder samtidig. Dette stemmer godt overens med resultatene fra kapittel 8.2.5.3 hvor basaltstangen var intakt selv ved nærmere 60kN. Dette tilsvarer en økning på nærmere 60%.

8.3.1 Bruddlast

Tabell 8-30: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstenger.

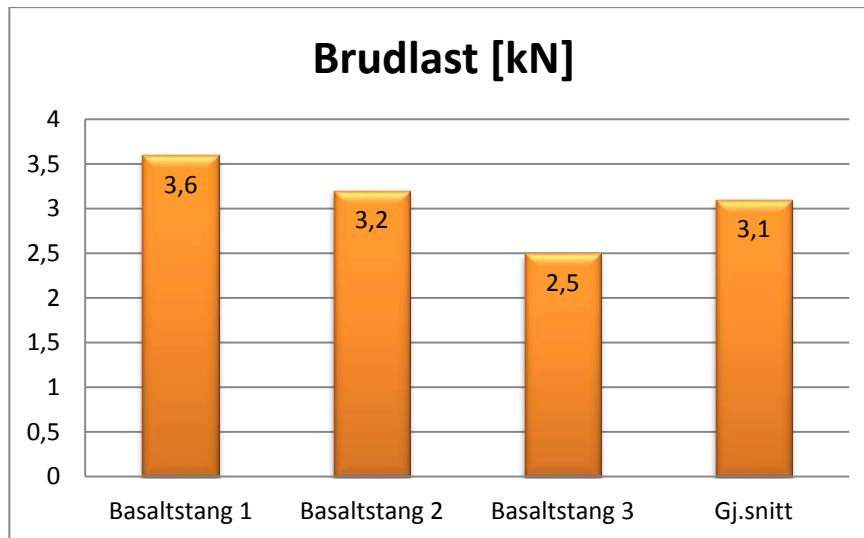
| Bruddlast [kN] | | |
|----------------------|------|------|
| Basaltstangdimensjon | Ø3mm | Ø9mm |
| R ₁₀ | 1,7 | 35,1 |
| R ₃₀ | 2,4 | 36,0 |

Tabell 8-30 viser en sammenstilling av de statistisk beregnede verdiene for bruddlast for kamstål B500NC ø8mm og ø10mm.

8.3.1.1 Bruddlast for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$

Tabell 8-31: Eksperimentelle resultater for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$.

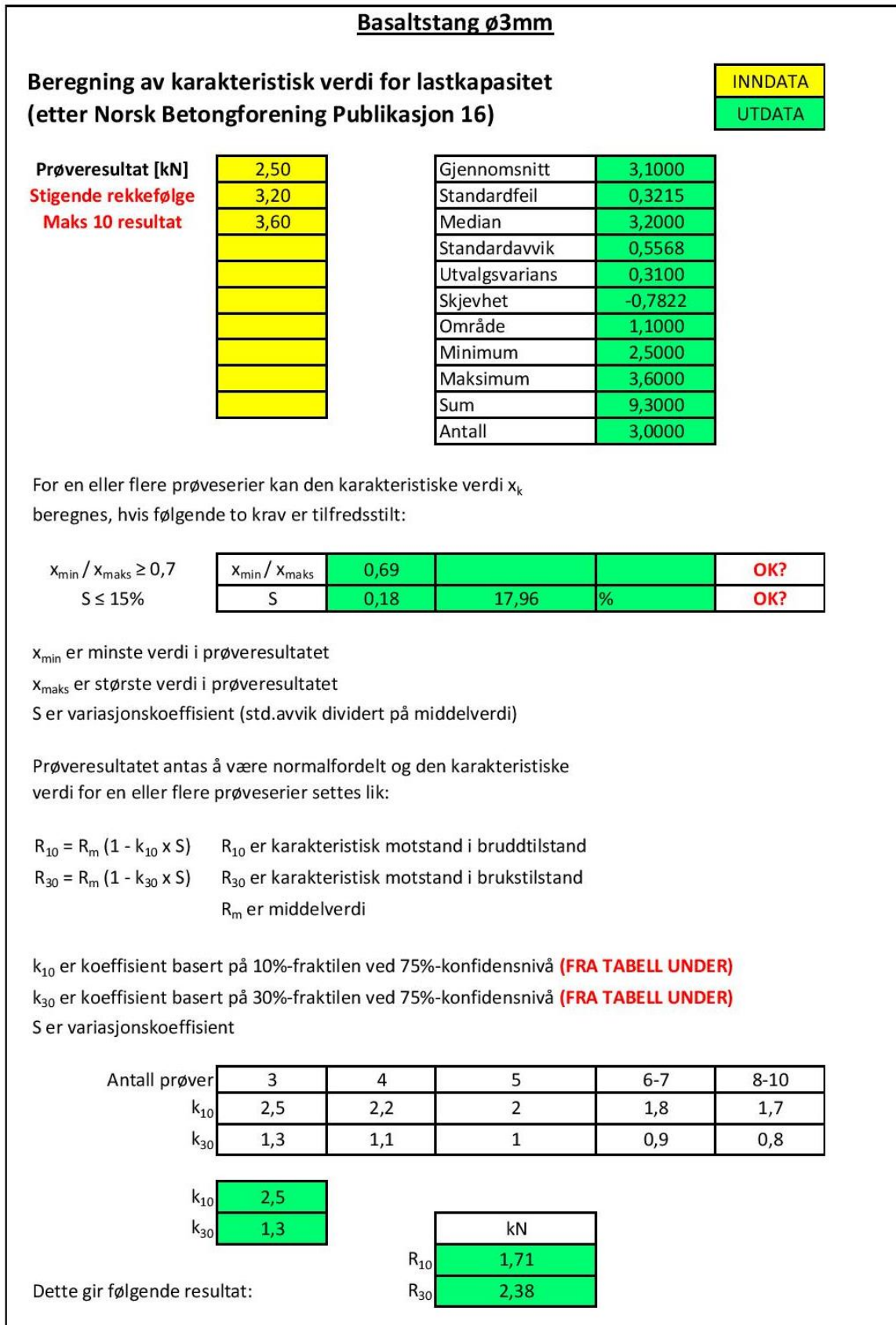
| Bruddlast [kN] | | | | |
|-------------------|-----|-----|-----|----------|
| Basaltstangnummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Bruddlast [kN] | 3,6 | 3,2 | 2,5 | 3,1 |
| Forlengelse [mm] | 9,1 | 8,3 | 6,5 | 8,2 |



Figur 8-59: Bruddlast for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$.

Tabell 8-31 og Figur 8-59 viser bruddlast og forlengelse for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$. Basaltstang 3 fikk brudd ved en mye mindre last enn de andre to og grunnen til dette kan være at innfestingen i bakkene på strekkmaskinen ikke var bra. Dette fører til at den statistiske beregningen av bruddlasten for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$ er lavere enn antatt. Figur 8-60 viser statistisk beregning av bruddlast for basaltstang $\varnothing 3\text{mm}$.

Fiberarmert betong

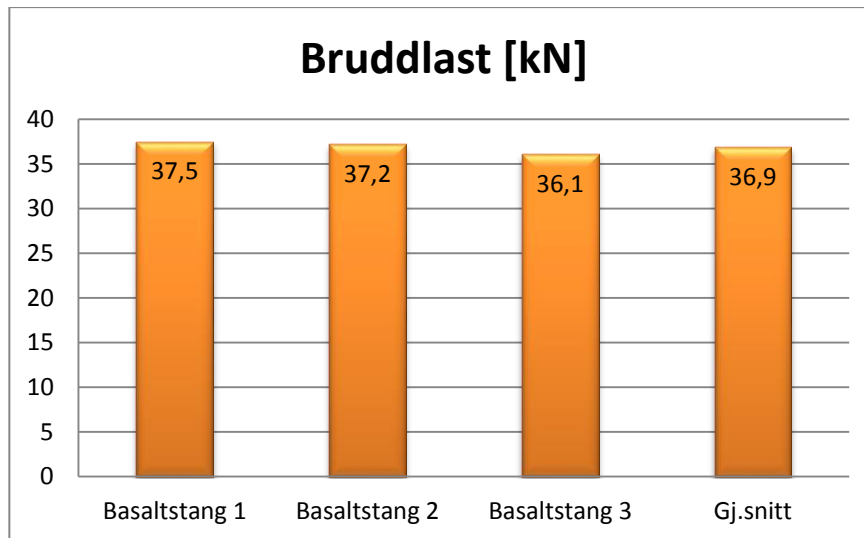


Figur 8-60: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstang ø3mm.

8.3.1.2 Bruddlast for basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$

Tabell 8-32: Eksperimentelle resultater for basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$.

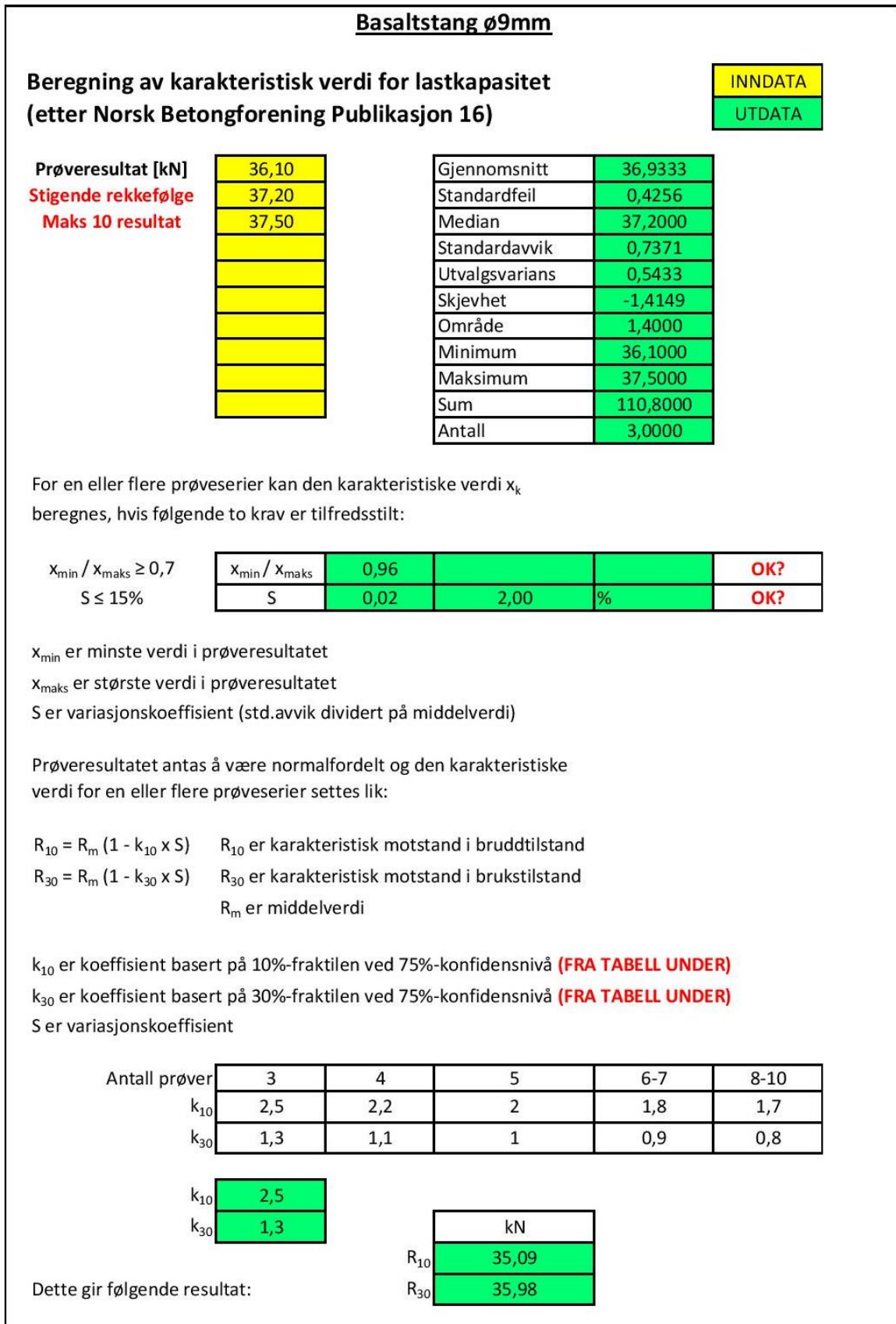
| Bruddlast [kN] | | | | |
|-------------------|------|------|------|----------|
| Basaltstangnummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Bruddlast [kN] | 37,5 | 37,2 | 36,1 | 36,9 |
| Forlengelse [mm] | 19,4 | 17,4 | 18,4 | 18,4 |



Figur 8-61: Bruddlast for basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$.

Tabell 8-32 og Figur 8-61 viser bruddlast og forlengelse for basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$. Figur 8-62 viser statistisk beregning av bruddlast for basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$. Ved å sammenligne Tabell 8-32 og Tabell 8-34 kommer det fram at basaltstang $\varnothing 9\text{mm}$ har tilnærmet samme bruddlast som kamstål B500NC $\varnothing 8\text{mm}$. Dette viser at det er rimelig å tro at basaltstenger kan erstatte kamstål ut fra betraktning av bruddlast. Fordelen med basaltstenger er at de ikke ruste og dermed trenger mindre overdekning. Ulempen er at de ikke går i flyt men får et sprøtt brudd og dermed ikke gir noen forvarsel før en eventuell kollaps.

Fiberarmert betong



Figur 8-62: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstang ø9mm.

8.4 Kamstål B500NC

Kamstål er et kjent materiale som er brukt lenge i betongbransjen. Det er velkjent hva det tåler, at det går over i flyt og at det ruster. Testene som er utført viser det som er kjent fra før av og at de går til brudd ved ca. 700N/mm². I følgende tabeller og figurer er testverdiene for forsøkene som er utført på kamstål B500NC vist.

8.4.1 Bruddlast og aksialtrekkfasthet

Tabell 8-33: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC.

| Kamståldimensjon | Bruddlast [kN] | | Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | |
|------------------|----------------|-------|-----------------------------------------|-------|
| | ø8mm | ø10mm | ø8mm | ø10mm |
| R ₁₀ | 34,1 | 55,3 | 678,6 | 705,2 |
| R ₃₀ | 34,8 | 55,5 | 693,1 | 706,7 |

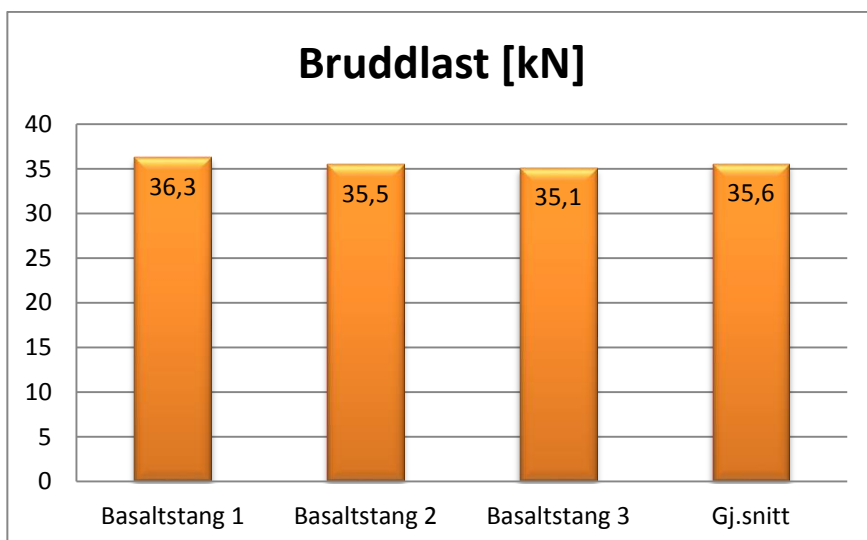
Tabell 8-33 viser en sammenstilling av de statistisk beregnede verdiene for bruddlast og aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø8mm og ø10mm.

8.4.1.1 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø8mm

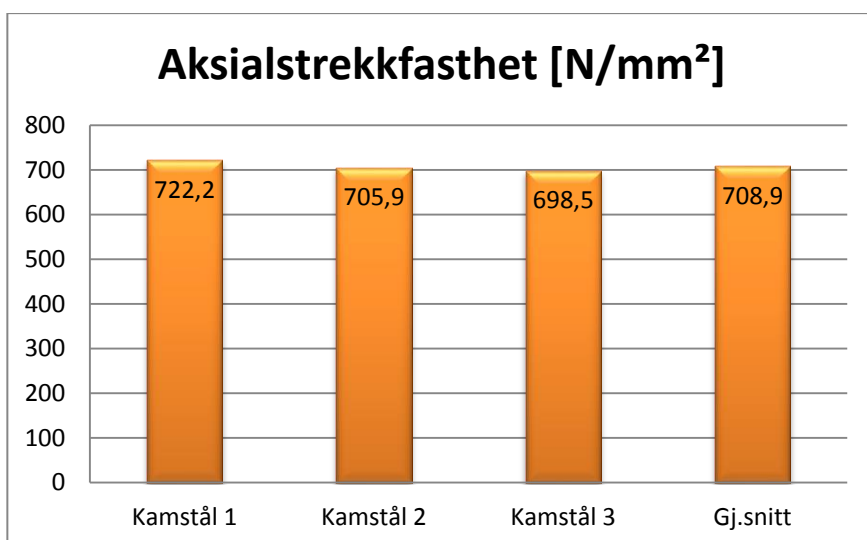
Tabell 8-34: Eksperimentelle resultater for kamstål B500NC ø8mm.

| Kamstålnummer | Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------|-------|-------|----------|
| | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Bruddlast [kN] | 36,3 | 35,5 | 35,1 | 35,6 |
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | 722,2 | 705,9 | 698,5 | 708,9 |
| Forlengelse [%] | 4,9 | 7,4 | 5,6 | 6,0 |

Tabell 8-34 viser bruddlast, aksialtrekkfasthet og forlengelse for kamstål B500NC ø8mm. Figur 8-63 og Figur 8-65 viser bruddlast og statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC ø8mm. Figur 8-64 og Figur 8-66 viser aksialtrekkfasthet og statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø8mm.

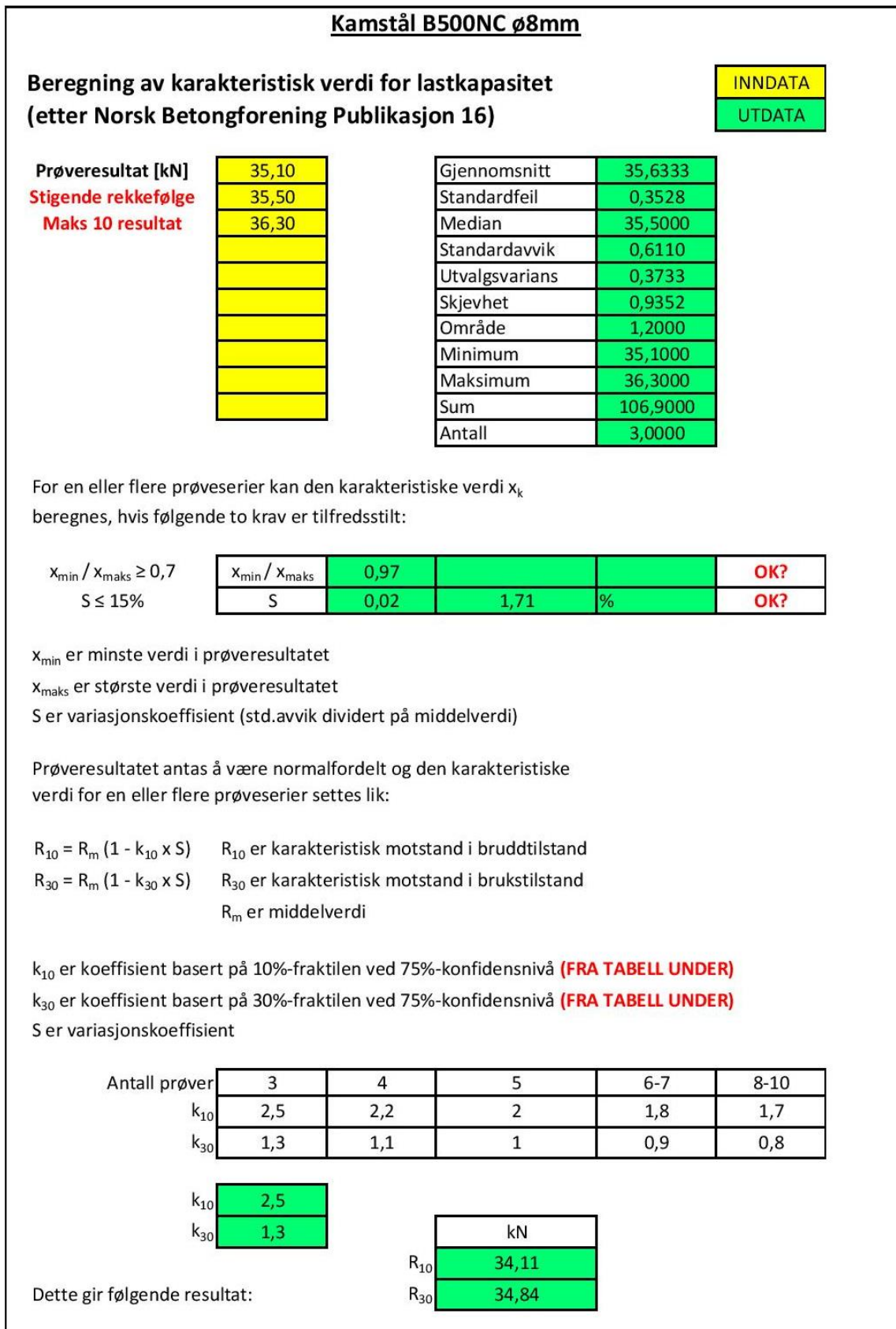


Figur 8-63: Bruddlast for kamstål B500NC \varnothing 8mm.



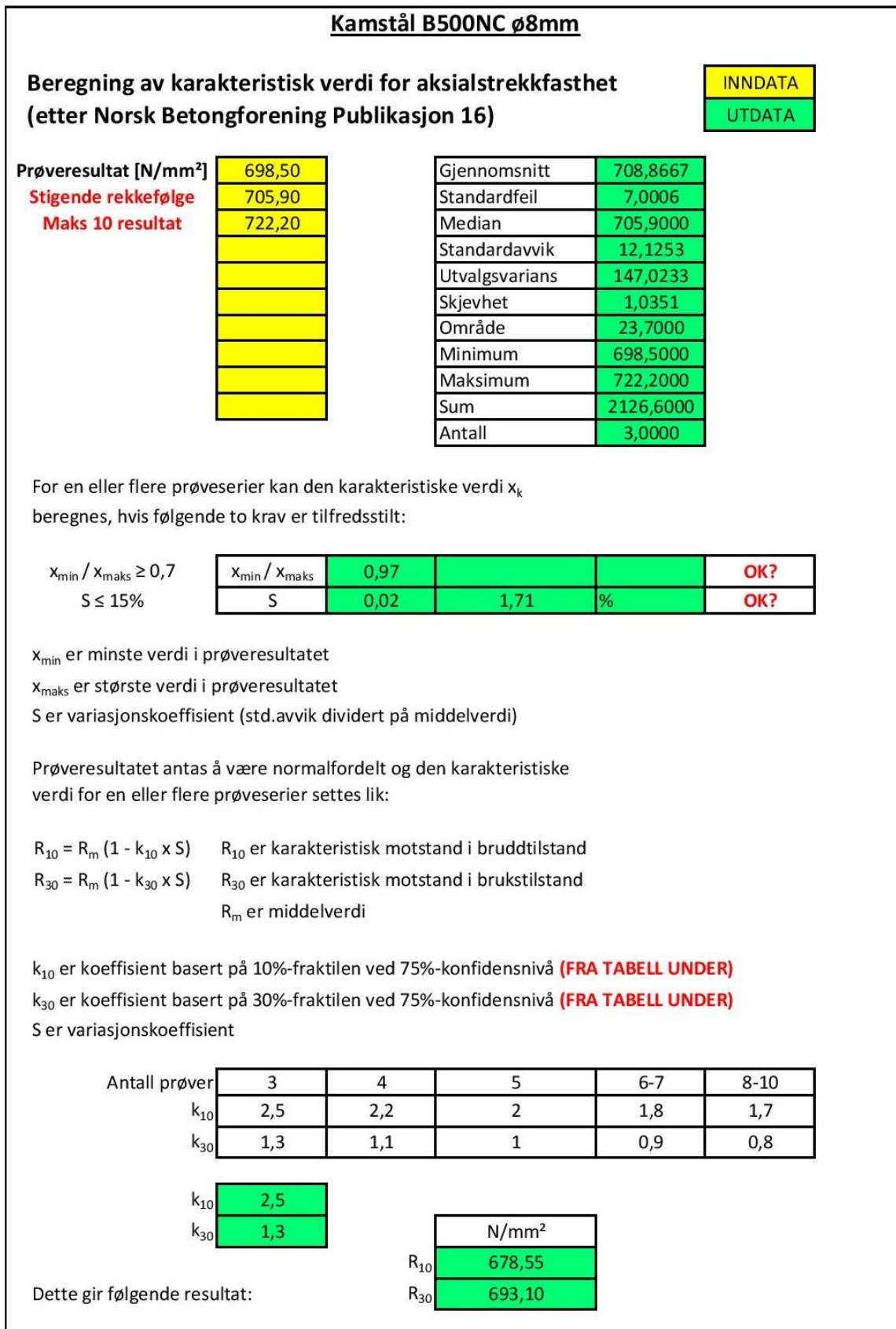
Figur 8-64: Aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC \varnothing 8mm.

Fiberarmert betong



Figur 8-65: Statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC ø8mm.

Fiberarmert betong



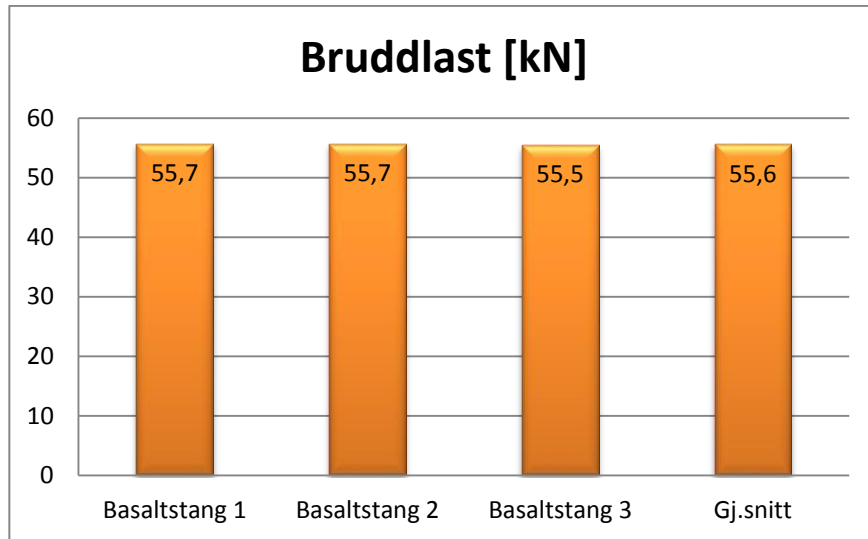
Figur 8-66: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø8mm.

8.4.1.2 Bruddlast og aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø10mm

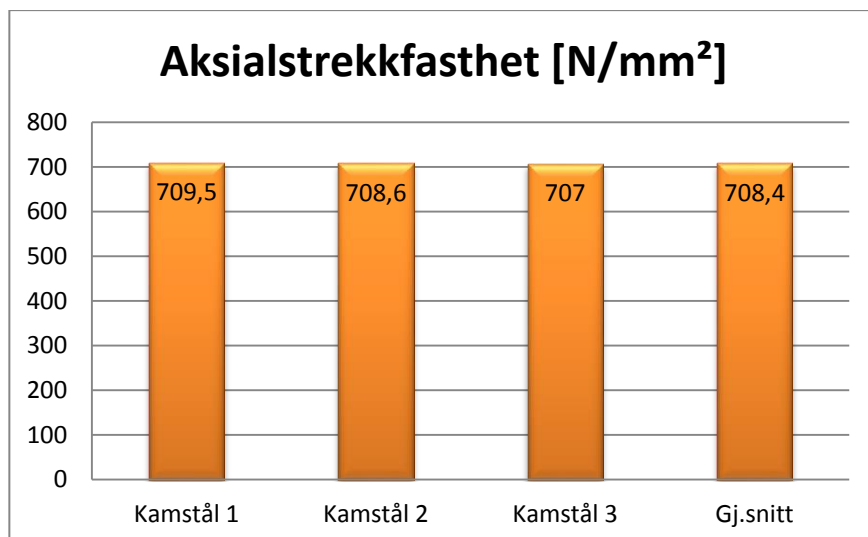
Tabell 8-35: Eksperimentelle resultater for kamstål B500NC ø10mm.

| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | | | | |
|-----------------------------------------|-------|-------|-------|----------|
| Kamstålnummer | 1 | 2 | 3 | Gj.snitt |
| Bruddlast [kN] | 55,7 | 55,7 | 55,5 | 55,6 |
| Aksialtrekkfasthet [N/mm ²] | 709,5 | 708,6 | 707,0 | 708,4 |
| Forlengelse [%] | 9,3 | 10,2 | 9,1 | 9,5 |

Tabell 8-35 viser bruddlast, aksialtrekkfasthet og forlengelse for kamstål B500NC ø10mm. Figur 8-67 og Figur 8-69 viser bruddlast og statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC ø10mm. Figur 8-68 og Figur 8-70 viser aksialtrekkfasthet og statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø10mm.

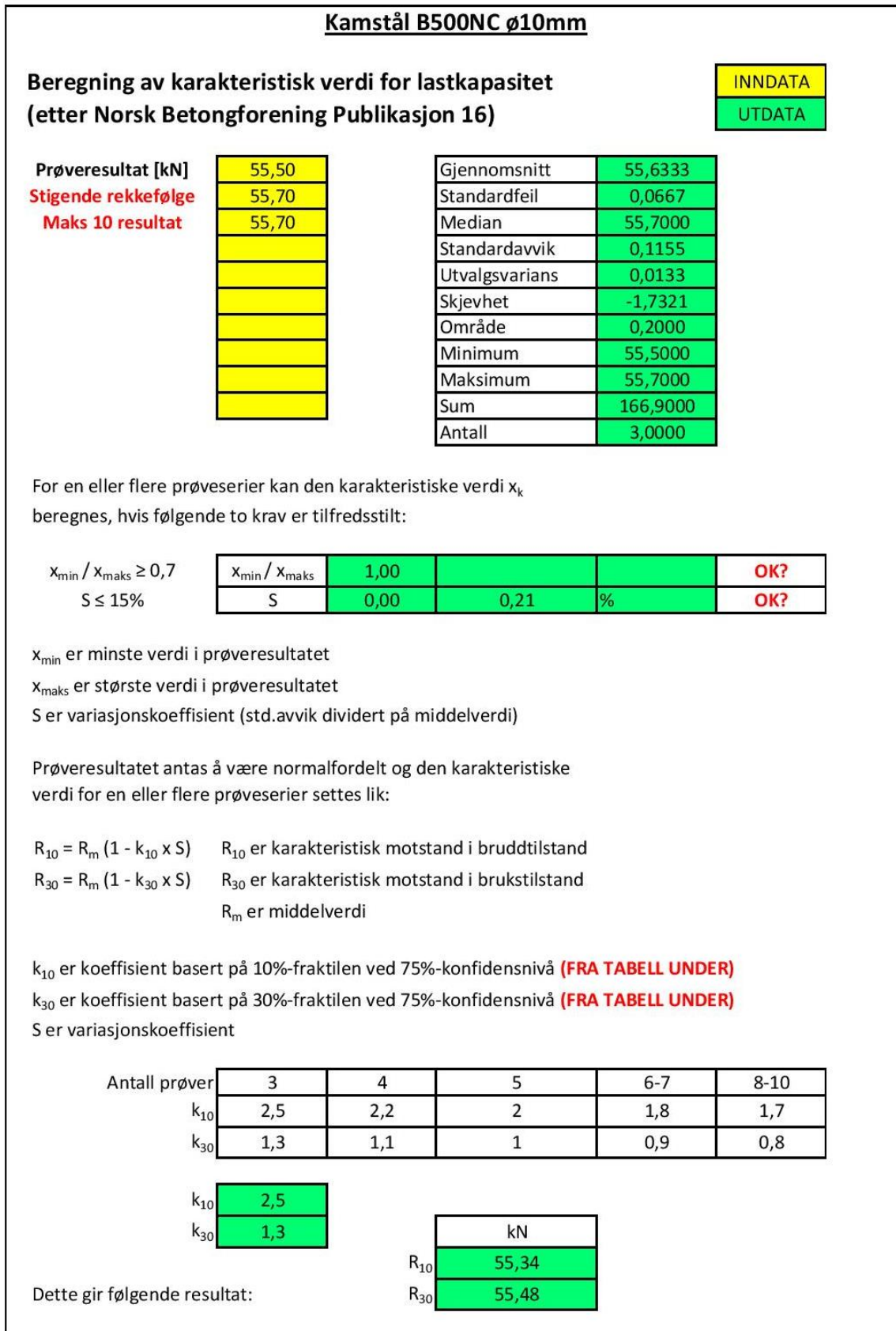


Figur 8-67: Bruddlast for kamstål B500NC ϕ 10mm.



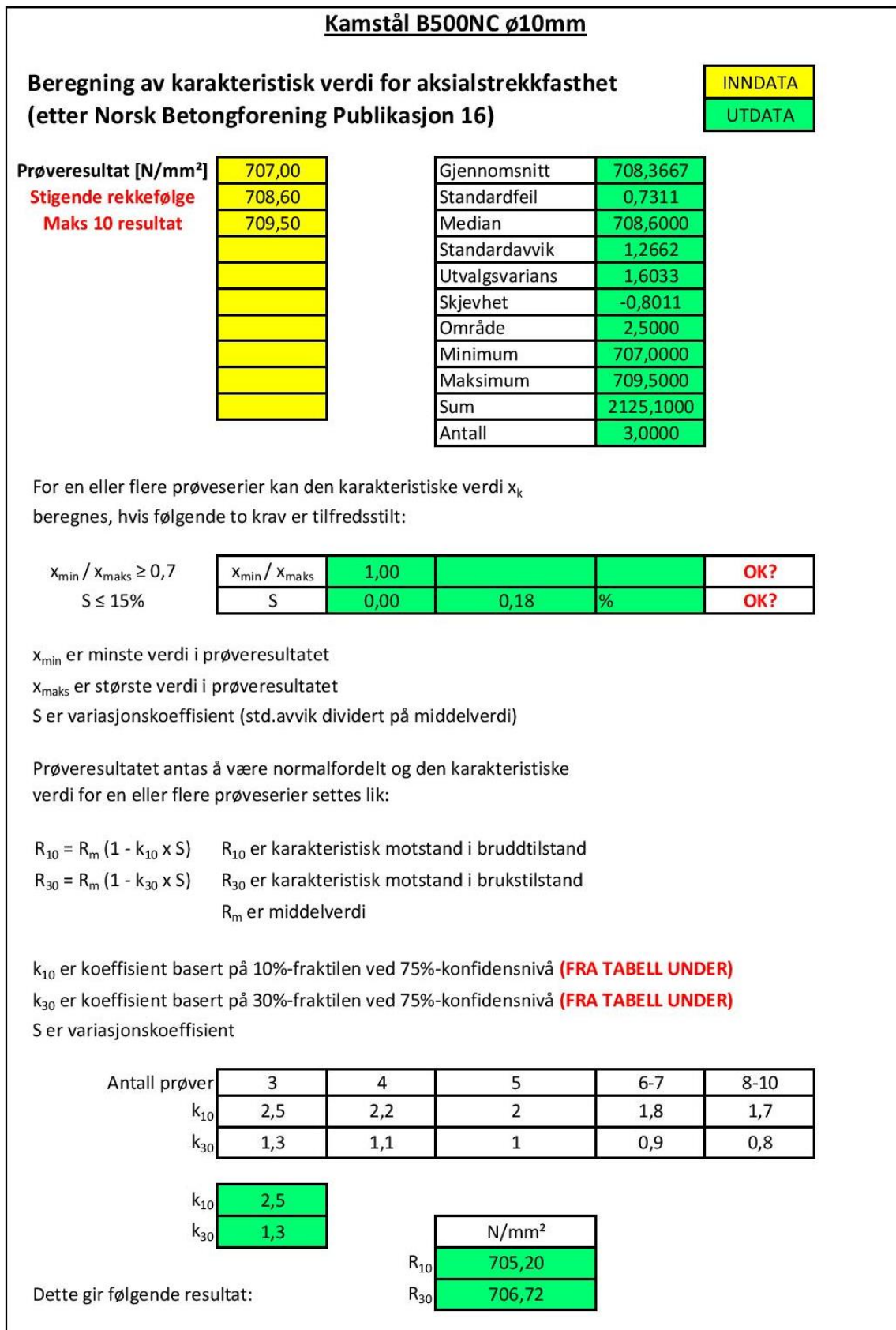
Figur 8-68: Aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ϕ 10mm.

Fiberarmert betong



Figur 8-69: Statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC ø10mm.

Fiberarmert betong



Figur 8-70: Statistisk beregning av aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC ø10mm.

9 Beregningseksempel for bruk av fiberarmering

9.1 Veggelementer

9.1.1 Massivt element

Et spenn på 6 meter er svært vanlig. Velger en tykkelse på 200mm.

Vind gir et dimensjonerende bøyemoment på:

$$\text{Bøyemoment } m_y = 11 \text{ kNm/m}$$

For et massivt element med tykkelse $t=200\text{mm}$ og lengde $L=6\text{m}$ gir dette en bøyespennning på:

$$\text{Bøyespennning } \sigma_{bs} = 1,65 \text{ N/mm}^2 < 4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Håndtering av element gir et bøyemoment på:

$$\text{Bøyemoment } m_y = 15 \text{ kNm/m}$$

Dette gir en bøyespennning på:

$$\text{Bøyespennning } \sigma_{bs} = 2,25 \text{ N/mm}^2 < 4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Massivt element ser ut til å være velegnet ved bruk av fiberarmering.

9.1.2 Sandwich element

Et spenn på 6 meter er svært vanlig. Velger et tverrsnitt som er bygd opp av en isolasjonskjerne på 150mm med 30mm betong sjikt på hver side. Total tykkelse på 210mm.

Vind gir et dimensjonerende bøyemoment på:

$$\text{Bøyemoment } m_y = 11 \text{ kNm/m}$$

For et Sandwich element med tykkelse $t=180\text{mm}$ og lengde $L=6\text{m}$ gir dette en aksialspennning på:

$$\text{Aksialspennning } \sigma_{as} = 2,0 \text{ N/mm}^2 > 1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Velger lengde $L=5\text{m}$. Dette gir en aksialspennning på:

$$\text{Aksialspennning } \sigma_{as} = 1,4 \text{ N/mm}^2 > 1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Velger lengde $L=4\text{m}$. Dette gir en aksialspennning på:

$$\text{Aksialspennning } \sigma_{as} = 0,9 \text{ N/mm}^2 < 1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sandwich elementer ser ikke ut til å være velegnet ved bruk av fiberarmering. Spennvidden på elementet blir for liten i forhold til det som er ønsket.

9.2 Gulv på grunn

9.2.1 Gulvtykkelse 150mm

Velger gulv på normalt underlag.

Maks hjultrykk på 130kN gir et dimensjonerende bøyemoment på:

$$\text{Bøyemoment } m_y = 17 \text{ kNm/m}$$

For et gulv på normalt underlag og maks hjultrykk på 130kN gir dette en bøyespenning på:

$$\text{Bøyespenning } \sigma_{bs} = 4,53 \text{ N/mm}^2 > 4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Her ble bøyespenningen litt for stor, ved tilsetning av litt mer fiber vil dette gå bra.

9.2.2 Gulvtykkelse 200mm

Velger gulv på normalt underlag.

Maks hjultrykk på 130kN gir et dimensjonerende bøyemoment på:

$$\text{Bøyemoment } m_y = 21 \text{ kNm/m}$$

For et gulv på normalt underlag og maks hjultrykk på 130kN gir dette en bøyespenning på:

$$\text{Bøyespenning } \sigma_{bs} = 3,2 \text{ N/mm}^2 < 4 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Gulv på grunn ser ut til å være velegnet ved bruk av fiberarmering.

10 Konklusjon

På grunnlag av resultatene fra prøving av fersk og herdet betong blir følgende konklusjon tatt:

10.1 Generelt

Testmetodene som brukes for å finne bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651 virker litt søkt og langt fra det som er virkeligheten for en konstruksjon. Det blir saget et spor i bjelken før belastning for at bjelken skal få en myk/seig overgang til bruddstadiet. I virkeligheten har vi ikke dette sporet i en bjelke og vi vil få en høyere risslast som fører til at fibrene ryker rett av og vi får et sprøtt brudd. Testmetodene som brukes for å finne bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5 er mer i tråd med det som skjer i virkeligheten.

10.2 Fersk betong

Synkutbredelsesmålet minker ved økende mengde fiber, noe som igjen betyr at støpeligheten forverres ved økende mengde fiber. Densiteten til betongblandingen minker noe med økende mengde basaltfiber og øker noe med økende mengde stålfiber. Dette virker fornuftig ettersom densiteten til basaltfiber er 1900kg/m^3 og densiteten til stålfiber er 7800kg/m^3 .

10.3 Terningstrykkfasthet

Ved tilsetning av basaltfiber går terningstrykkfastheten litt ned mens tilsetning av stålfiber øker terningstrykkfastheten noe. Under testing ble det observert at terningene med fiber holdt mer sammen etter brudd enn terningene fra referanseblandingen.

10.4 Bøyestrekfasthet etter NS-EN 12390-5

Bøyestrekfastheten øker med økende fibermengde. Ved bruk av 7kg/m^3 basaltfiber lengde 20mm ble det ikke målt noen rest bøyestrekfasthet. Ved bruk av 10kg/m^3 basaltfiber lengde 43mm ble det målt en gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet på $1,5\text{N/mm}^2$. Ved bruk av 30kg/m^3 stålfiber lengde 50mm ble det målt en gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet på $2,1\text{N/mm}^2$. En av testseriene ble utført med 2 stk. $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstenger i bunn av bjelken for å se hvordan forankring av basaltstengene til betongen var. Resultatene her var veldig gode og den gjennomsnittlige restkapasiteten til bjelkene var på hele 72,8kN før bjelkene splittet seg.

10.5 Bøyestrekfasthet etter NS-EN 14651

Ved bruk av 10kg/m^3 basaltfiber lengde 43mm ble det målt en gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet på $3,84\text{N/mm}^2$. Ved bruk av 30kg/m^3 stålfiber lengde 50mm ble det målt en gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet på $3,79\text{N/mm}^2$.

10.6 Aksialtrekkfasthet

Aksialtrekkfasthet ble målt for bjelker uten fiber og for bjelker med 7kg/m^3 basaltfiber lengde 20mm. Ser en bort i fra den ene bjelken med basaltfiber som skilte seg ut ser en at den gjennomsnittlige aksialtrekkfastheten for både med og uten basaltfiber er på ca. 5N/mm^2 . Dette vil si at ved bruk av 7kg/m^3 basaltfiber lengde 20mm får vi ingen forbedring av aksialtrekkfastheten. For de to andre reseptene med hhv. 10kg/m^3 basaltfiber og 30kg/m^3 stålfiber ble ikke aksialtrekkfasthet testet. En av testseriene ble utført med 1 stk. basaltstang midt i bjelken for å se hvordan testen forløp. De samme gode resultatene ble oppnådd her da bjelkene tålte en gjennomsnittlig last på 57,8kN før de splittet seg og gikk i brudd.

Sammenligning mellom basaltstenger og kamstål var oppløftende, der en så at basaltstengene nesten hadde den samme stekkapasiteten som kamstål. Testene viste en gjennomsnittlig bruddlast på 36,9kN for $\varnothing 9\text{mm}$ basaltstang og 35,6kN for $\varnothing 8\text{mm}$ kamstål.

10.7 Fullskalaelementer

Testingen av fullskalaelementene viser at ved bruk av 7kg/m^3 basaltfiber lengde 20mm får vi et sprøtt brudd. Ved bruk av 10kg/m^3 basaltfiber lengde 43mm og ved bruk av 30kg/m^3 stålfiber lengde 50mm får vi et seigt brudd. Det beste resultatet oppnådde vi ved bruk av basaltstenger i bunnsjiktet. Da fikk vi et element som, etter at det risset, kunne belastes videre og nedbøyningen ble stor før det gikk i brudd.

10.8 Sluttbemerkning

Fiberbetong er svært velegnet i gulv på grunn og i massive vegger uten utsparinger. For Sandwich element ser ikke bruken av fiberbetong ut til å være velegnet.

Det ble brukt basaltstenger i en del av prøvelegemene for å se hvilken innvirkning disse hadde på testene. Basaltstenger ruster ikke og vil være et godt alternativ til kamstål i tynne betongsjikt med lite overdekning.

11 Feilkilder

Blandeverket som er brukt for å lage betongen er en stor fabrikkblande på 1,5m³ og ikke en liten laboratorie blander. Det ble for det meste blandet resepter på 0,5m³ som kan føre til at proporsjoneringen av resepten blir noe unøyaktig. Det er også stor sannsynlighet for at det kan ligge igjen rester fra forrige blande som kan påvirke resepten.

Fuktinnholdet i betongen kan variere da det kan ligge fuktighet igjen i blandekaret etter at det har blitt spylt. Dette vil igjen føre til variasjon i v/c-forholdet til betongen som blir brukt for å støpe prøvelegemene.

Bestemmelse av bøyestrekfasthet er gjort ved måling av nedbøyning, og ikke ved måling av rissutvidelse (CMOD). Det er stor usikkerhet i påføringen av last ved testing av bøyestrekfasthet da lasten ble påført manuelt og ikke ved hjelp av automatikk.

Muligheten er til stede for at de innstøpte forankringsplatene i bjelkene som ble testet for aksialstrekfasthet ikke stod helt vinkelrett på bjelkeenden. Dette kan ha ført til et tilleggsmoment på bjelken, og at den derfor gikk i brudd tidligere.

Det er stor usikkerhet i utstøpingen av fullskalaelementene. Utstøpingen av topp- og bunnsjikt er vanskelig å utføre i nøyaktig tykkelse langs hele tverrsnittet. Også ved testing av fullskalaelementene ble påføringen av last gjort manuelt og ikke ved hjelp av automatikk.

Ved bruk av fiber kan fordelingen av fiber i tverrsnittet være forskjellig, noe som kan føre til store utslag i testverdiene av like prøvelegemer.

12 Figurliste

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Figur 1-1: Pantheontempelet i Roma. | 1—8 |
| Figur 1-2: La Sagrada Familia i Barcelona. | 1—8 |
| Figur 1-3: The Ingalls Building i Cincinnati. | 1—8 |
| Figur 1-4: Hoover Dam i Black Canyon. | 1—10 |
| Figur 1-5: Grand Coulee Dam i staten Washington. | 1—10 |
| Figur 1-6: Sydney Opera House i Australia. | 1—10 |
| Figur 1-7: Troll A-plattformen i Norge. | 1—11 |
| Figur 2-1: Forskjellige former på fiberarmering. | 2—2 |
| Figur 3-1: Produksjonsmetoden bestemmer fiberens form. | 3—4 |
| Figur 4-1: Bjelketest i henhold til NS-EN 14651, (a) Forsøksoppsett, (b) Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrensen (1. riss) og last ved spesifiserte rissvidder (CMOD ₁ -CMOD ₄ = crack opening displacements). | 4—4 |
| Figur 4-2: Metode basert på sagete bjelker beskrevet i Norsk stålfiberveiledning fra 2006. | 4—4 |
| Figur 4-3: Illustrasjon av relasjonen mellom karakteristisk rest bøyestrekfasthet og karakteristisk strekkfasthet. | 4—5 |
| Figur 5-1: Innflytelse av tilslagets størrelse på fiberfordelingen (Johnston 1996). | 5—1 |
| Figur 5-2: Målemetode for betongens konsistens. (a) Slunp (utbredelsesmål), (b) LCPC-boks. | 5—3 |
| Figur 5-3: Illustrasjon av hvordan hindringer kan forårsake ujevn fiberfordeling i konstruksjoner. | 5—4 |
| Figur 5-4: Eksempel på bestemmelse av rest bøyestrekfasthet. | 5—7 |
| Figur 6-1: Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning. | 6—3 |
| Figur 6-2: Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning. Betongens bruddtøyning for trykk, ϵ_{cu3} , er gitt i tabell 3.1 i Eurocode 2. | 6—4 |
| Figur 6-3: Prinsipiell virkning av fiber på M-N diagram. | 6—5 |
| Figur 6-4: Modell for å analysere riss pga. svinn ved ytre fastholding. | 6—11 |
| Figur 7-1: Til venstre: Vælde 0-4mm. Til høyre: Vælde 4-8mm. | 7—2 |
| Figur 7-2: Til venstre: Basaltfiber 20mm. I midten: Basaltfiber 43mm. Til høyre: Stålfiber 50mm. | 7—2 |
| Figur 7-3: Til venstre: Nominelle størrelser på terninger. Til høyre: Støpeform for terninger. | 7—6 |
| Figur 7-4: Til venstre: Nominelle størrelser på bjelker. Til høyre: Støpeform for små bjelker. | 7—7 |
| Figur 7-5: Støpeform med innlagte basaltstenger. | 7—7 |
| Figur 7-6: Prosedyre for å fylle formen på bjelker. | 7—7 |
| Figur 7-7: Støpeform for store bjelker. | 7—8 |
| Figur 7-8: Til venstre: Form for innsnevring. Til høyre: Stålplate med forankringsplate. | 7—9 |
| Figur 7-9: Til venstre: Støpeform for resept 1. Til høyre: Støpeform for resept 2. | 7—9 |
| Figur 7-10: Støpeform for innsnevret bjelke med 1. stk. \varnothing 9mm basaltstang. | 7—9 |
| Figur 7-11: Støpeformer for fullskalaelementer med målene 6m x 1,2m. | 7—10 |
| Figur 7-12: Støpeformer for fullskalaelementer med målene 3m x 1,2m. | 7—10 |
| Figur 7-13: Støpeform for fullskalaelement 1007 med basaltstenger. | 7—11 |
| Figur 7-14: Tilfredsstillende bruddform for terningformede prøvelegemer. | 7—13 |
| Figur 7-15: Testmaskinen MATEST Mod. C 089-10. | 7—14 |
| Figur 7-16: Oppstilling for belastning av prøvelegeme. | 7—16 |

Fiberarmert betong

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Figur 7-17: Jigg for testing av bøyestrekfasthet. | 7—16 |
| Figur 7-18: Posisjonen til den forhåndsdefinerte sprekken. | 7—17 |
| Figur 7-19: Prinsipp for måling av CMOD. | 7—18 |
| Figur 7-20: Last-CMOD diagram og F_j ($j=1,2,3,4$). | 7—19 |
| Figur 7-21: Reell og antatt spenningsfordeling. | 7—19 |
| Figur 7-22: Iiustrasjon av relasjonen mellom karakteristisk rest bøyestrekfasthet og karakteristisk rest strekkfasthet. | 7—21 |
| Figur 7-23: Testmaskinen UHP 60. | 7—23 |
| Figur 7-24: Testmaskinen Gaidabini Quasar 600. | 7—24 |
| Figur 7-25: Jigg for testing av fullskalaelementer. | 7—25 |
| Figur 8-1: Densitet for resept 1 (REF). | 8—1 |
| Figur 8-2: Densitet for resept 2 (7BF20). | 8—2 |
| Figur 8-3: Densitet for resept 3 (10BF43). | 8—2 |
| Figur 8-4: Densitet for resept 4 (30SF50). | 8—3 |
| Figur 8-5: Gjennomsnittlig densitet for reseptene. | 8—3 |
| Figur 8-6: Synkutbredelsesmål for resept 1 (REF). | 8—4 |
| Figur 8-7: Synkutbredelsesmål for resept 2 (7BF20). | 8—5 |
| Figur 8-8: Synkutbredelsesmål for resept 3 (10BF43). | 8—5 |
| Figur 8-9: Synkutbredelsesmål for resept 4 (30SF50). | 8—6 |
| Figur 8-10: Gjennomsnittlig synkutbredelsesmål for reseptene. | 8—6 |
| Figur 8-11: Densitet for resept 1 (REF). | 8—7 |
| Figur 8-12: Densitet for resept 2 (7BF20). | 8—8 |
| Figur 8-13: Densitet for resept 3 (10BF43). | 8—8 |
| Figur 8-14: Densitet for resept 4 (30SF50). | 8—9 |
| Figur 8-15: Gjennomsnittlig densitet for reseptene. | 8—9 |
| Figur 8-16: Terningstrykkfasthet for resept 1 (REF). | 8—11 |
| Figur 8-17: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 1 (REF). | 8—12 |
| Figur 8-18: Terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—13 |
| Figur 8-19: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—14 |
| Figur 8-20: Terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—15 |
| Figur 8-21: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—16 |
| Figur 8-22: Terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—17 |
| Figur 8-23: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—18 |
| Figur 8-24: Bøyestrekfasthet for resept 1 (REF). | 8—20 |
| Figur 8-25: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 1 (REF). | 8—21 |
| Figur 8-26: Bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—22 |
| Figur 8-27: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—23 |
| Figur 8-28: Bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—24 |
| Figur 8-29: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—25 |
| Figur 8-30: Bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—26 |
| Figur 8-31: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—27 |
| Figur 8-32: Bruddlast og restkapasitet for resept 1 (REF)+2. stk. \varnothing 9mm basaltstenger. | 8—28 |
| Figur 8-33: Statistisk beregning av bøyestrekfasthet for resept 1 (REF)+ \varnothing 9mm basaltfiber. | 8—29 |

Fiberarmert betong

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Figur 8-34: Gjennomsnittlig bøyestrekfasthet for reseptene..... | 8—30 |
| Figur 8-35: Last-CMOD diagram for resept 3 (10BF43)..... | 8—32 |
| Figur 8-36: Statistisk beregning av rest bøyestrekfasthet for resept 3 (10BF43)..... | 8—33 |
| Figur 8-37: Last-CMOD diagram for resept 4 (30SF50)..... | 8—34 |
| Figur 8-38: Statistisk beregning av rest bøyestrekfasthet for resept 4 (30SF50)..... | 8—35 |
| Figur 8-39: Aksialstrekfasthet for resept 1 (REF)..... | 8—37 |
| Figur 8-40: Statistisk beregning av aksialstrekfasthet for resept 1 (REF)..... | 8—38 |
| Figur 8-41: Aksialstrekfasthet for resept 2 (7BF20)..... | 8—39 |
| Figur 8-42: Statistisk beregning av aksialstrekfasthet for resept 2 (7BF20)..... | 8—40 |
| Figur 8-43: Risslast, last etter riss og bruddlast for resept 1 (REF)+1. stk. \varnothing 9mm basaltstang. | 8—41 |
| Figur 8-44: Statistisk beregning av aksialstrekfasthet for resept 1 (REF) + \varnothing 9mm basaltstang. | 8—42 |
| Figur 8-45: Bruddlast for element 1001 resept 2 (7BF20). | 8—44 |
| Figur 8-46: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1001 resept 2 (7BF20). | 8—45 |
| Figur 8-47: Bruddlast for element 1003 resept 2 (7BF20). | 8—46 |
| Figur 8-48: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1003 resept 2 (7BF20). | 8—47 |
| Figur 8-49: Bruddlast for element 1004 resept 2 (7BF20). | 8—48 |
| Figur 8-50: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1004 resept 2 (7BF20). | 8—49 |
| Figur 8-51: Bruddlast for element 1005 resept 4 (30SF50)..... | 8—50 |
| Figur 8-52: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1005 resept 4 (30SF50).... | 8—51 |
| Figur 8-53: Bruddlast for element 1006 resept 3 (10BF43). | 8—52 |
| Figur 8-54: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1006 resept 3 (10BF43). .. | 8—53 |
| Figur 8-55: Bruddlast for element 1007 resept 3 (10BF43)+ \varnothing 9mm basaltstenger. | 8—54 |
| Figur 8-56: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1007 resept 3 (10BF43)+ \varnothing 9mm basaltstenger. | 8—55 |
| Figur 8-57: Bruddlast for element 1008 resept 1 (REF)..... | 8—56 |
| Figur 8-58: Statistisk beregning av bruddlast og aksialstrekfasthet for element 1008 resept 1 (REF).. | 8—57 |
| Figur 8-59: Bruddlast for basaltstang \varnothing 3mm..... | 8—59 |
| Figur 8-60: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstang \varnothing 3mm. | 8—60 |
| Figur 8-61: Bruddlast for basaltstang \varnothing 9mm..... | 8—61 |
| Figur 8-62: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstang \varnothing 9mm. | 8—62 |
| Figur 8-63: Bruddlast for kamstål B500NC \varnothing 8mm..... | 8—64 |
| Figur 8-64: Aksialstrekfasthet for kamstål B500NC \varnothing 8mm. | 8—64 |
| Figur 8-65: Statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC \varnothing 8mm..... | 8—65 |
| Figur 8-66: Statistisk beregning av aksialstrekfasthet for kamstål B500NC \varnothing 8mm..... | 8—66 |
| Figur 8-67: Bruddlast for kamstål B500NC \varnothing 10mm..... | 8—68 |
| Figur 8-68: Aksialstrekfasthet for kamstål B500NC \varnothing 10mm. | 8—68 |
| Figur 8-69: Statistisk beregning av bruddlast for kamstål B500NC \varnothing 10mm..... | 8—69 |
| Figur 8-70: Statistisk beregning av aksialstrekfasthet for kamstål B500NC \varnothing 10mm..... | 8—70 |

13 Tabelliste

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Tabell 3-1: Eksempel på CE-merking av fiber. | 3—1 |
| Tabell 3-2: Toleranse for stålfiber. | 3—5 |
| Tabell 3-3: Toleranser for polymerfiber. | 3—8 |
| Tabell 4-1: Fasthetsklasser for normalbetong og fiberarmert betong. | 4—2 |
| Tabell 4-2: Eksempler på rest strekkfasthetsklasser for fiberarmert betong. | 4—2 |
| Tabell 5-1: Doseringsprosedyre fiber. | 5—3 |
| Tabell 5-2: Prøvehypighet blandeverk. | 5—6 |
| Tabell 5-3: Bestemmelse av restbøystrekkfasthet. | 5—7 |
| Tabell 7-1: Prøveplan. | 7—1 |
| Tabell 7-2: Forsøksoversikt. | 7—1 |
| Tabell 7-3: Reseptenes blandeforhold. | 7—3 |
| Tabell 7-4: Forhold mellom CMOD og nedbøyning. | 7—22 |
| Tabell 8-1: Eksperimentelle resultater for fersk betong. | 8—1 |
| Tabell 8-2: Eksperimentelle resultater for densiteten til herdet betong. | 8—7 |
| Tabell 8-3: Statistisk beregning av terningstrykkfasthet for reseptene. | 8—10 |
| Tabell 8-4: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 1 (REF). | 8—11 |
| Tabell 8-5: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—13 |
| Tabell 8-6: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—15 |
| Tabell 8-7: Eksperimentelle resultater for terningstrykkfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—17 |
| Tabell 8-8: Statistisk beregning av bøystrekkfasthet for reseptene. | 8—19 |
| Tabell 8-9: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 1 (REF). | 8—20 |
| Tabell 8-10: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—22 |
| Tabell 8-11: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—24 |
| Tabell 8-12: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—26 |
| Tabell 8-13: Eksperimentelle resultater for resept 1 (REF)+2. stk. \varnothing 9mm basaltstenger. | 8—28 |
| Tabell 8-14: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for reseptene. | 8—30 |
| Tabell 8-15: Statistisk beregning av rest bøystrekkfasthet for resept 3 og 4. | 8—31 |
| Tabell 8-16: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 3 (10BF43). | 8—32 |
| Tabell 8-17: Eksperimentelle resultater for bøystrekkfasthet for resept 4 (30SF50). | 8—34 |
| Tabell 8-18: Statistisk beregning av aksialstrekkfasthet for resept 1 og 2. | 8—36 |
| Tabell 8-19: Eksperimentelle resultater for aksialstrekkfasthet for resept 1 (REF). | 8—37 |
| Tabell 8-20: Eksperimentelle resultater for aksialstrekkfasthet for resept 2 (7BF20). | 8—39 |
| Tabell 8-21: Eksperimentelle resultater for resept 1 (REF)+1. stk. \varnothing 9mm basaltstang. | 8—41 |
| Tabell 8-22: Statistisk beregning av aksialstrekkfasthet for fullskalaelementene. | 8—43 |
| Tabell 8-23: Eksperimentelle resultater for element 1001 resept 2 (7BF20). | 8—44 |
| Tabell 8-24: Eksperimentelle resultater for element 1003 resept 2 (7BF20). | 8—46 |
| Tabell 8-25: Eksperimentelle resultater for element 1004 resept 2 (7BF20). | 8—48 |
| Tabell 8-26: Eksperimentelle resultater for element 1005 resept 4 (30SF50). | 8—50 |
| Tabell 8-27: Eksperimentelle resultater for element 1006 resept 3 (10BF43). | 8—52 |
| Tabell 8-28: Eksperimentelle resultater for element 1007 resept 3 (10BF43) + \varnothing 9mm basaltstenger. | 8—54 |
| Tabell 8-29: Eksperimentelle resultater for element 1008 resept 1 (REF). | 8—56 |

Fiberarmert betong

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------|------|
| Tabell 8-30: Statistisk beregning av bruddlast for basaltstenger..... | 8—58 |
| Tabell 8-31: Eksperimentelle resultater for basaltstang \varnothing 3mm..... | 8—59 |
| Tabell 8-32: Eksperimentelle resultater for basaltstang \varnothing 9mm..... | 8—61 |
| Tabell 8-33: Statistisk beregning av bruddlast og aksialtrekkfasthet for kamstål B500NC. | 8—63 |
| Tabell 8-34: Eksperimentelle resultater for kamstål B500NC \varnothing 8mm..... | 8—63 |
| Tabell 8-35: Eksperimentelle resultater for kamstål B500NC \varnothing 10mm..... | 8—67 |

14 Referanser

- [1] P. Jahren, Betong - Historie og hisrorier, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2011.
- [2] J. G. Arntzen, «Store norske leksikon,» 15 februar 2009. [Internett]. Available: https://snl.no/Fredrik_Selmer. [Funnet 19 mars 2015].
- [3] «Wiki Strinda,» 15 februar 2015. [Internett]. Available: http://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php?title=Anton_Brandtz%C3%A6g. [Funnet 9 mars 2015].
- [4] «Wiki Strinda,» 25 juni 2012. [Internett]. Available: http://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php?title=Inge_Lyse. [Funnet 9 mars 2015].
- [5] J. Skeie, «Norsk biografisk leksikon,» 13 februar 2009. [Internett]. Available: https://nbl.snl.no/Thor_Furuholmen. [Funnet 19 mars 2015].
- [6] «Wiki Strinda,» 6 oktober 2010. [Internett]. Available: http://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php?title=Andreas_Aas-Jakobsen. [Funnet 13 februar 2015].
- [7] «Wikipedia,» 15 oktober 2014. [Internett]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Fritz_Leonhardt. [Funnet 9 mars 2015].
- [8] E. Hjorth-Hansen, «Norsk biografisk leksikon,» 13 februar 2009. [Internett]. Available: https://nbl.snl.no/Arne_Selberg. [Funnet 18 mars 2015].
- [9] «Wiki Strinda,» 23 februar 2015. [Internett]. Available: http://www.strindahistorielag.no/wiki/index.php?title=Rolf_Lenschow. [Funnet 11 mars 2015].
- [10] T. Kantsad, «Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner,» SINTEF Building and Infrastructure, Oslo, 2011.
- [11] «ReforceTech Basalt Fiber Reinforcement Technology,» Idium web, [Internett]. Available: http://reforcetech.com/solutions_technology_3/products/. [Funnet 2 Juni 2015].
- [12] «MAPEI PP-fiber M6 Polypropilen mikrofiber,» 26 januar 2015. [Internett]. Available: http://www.mapei.com/public/DK/products/PP-fiber%20M6_no.pdf. [Funnet 2 juni 2015].
- [13] «GBS Produkter Fiber betong,» Itum, 14 november 2013. [Internett]. Available: <http://www.gbsprodukter.no/sider/tekst.asp?side=100&valgtmenypunkt=97>. [Funnet 2 juni 2015].

Fiberarmert betong

- [14] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2, Trondheim: Akademika forlag, 2013.
- [15] Norsk Standard NS-EN 12350-6:2009, Prøving av fersk betong Del 6: Densitet, Standard Norge, 2009.
- [16] Norsk Standard NS-EN 12350-8:2010 Prøving av fersk betong Del 8: Selvkomprimerende betong Synkutbredelsesmetode, Standard Norge, 2010.
- [17] Norsk Standard NS-EN 12390-2:2009 Prøving av herdnet betong Del 2: Støping og herdning av prøvelegemer for fasthetsprøving, Standard Norge, 2009.
- [18] Norsk Standard NS-EN 14651:2005+A1:2007 Prøvingsmetode for betong med metalliske fibre. Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter), Standard Norge, 2007.
- [19] Norsk Standard NS-EN 12390-7:2009 Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong, Standard Norge, 2009.
- [20] Norsk Standard NS-EN 12390-3:2009 Prøving av herdnet betong Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet, Standard Norge, 2009.
- [21] Norsk Standard NS-EN 12390-5:2009 Prøving av herdnet betong Del 5: Prøvelegemers bøyestrekfasthet, Standard Norge, 2009.