

Konstruktiv oppførsel av høyfast lettbetong

Christian Lund
Jon Myhre Sakshaug

Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2016
Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 10.06.2016	ANTALL SIDER: 74
------------------------------------	---------------------	---------------------

TITTEL:

Konstruktiv oppførsel av høyfast lettbetong

Structural performance of high-strength LWAC

UTFØRT AV:

Jon Myhre Sakshaug
Christian Fundingsrud Lund

SAMMENDRAG:

Med sin lave densitet i forhold til styrke er lettbetong et gunstig materiale i mange konstruksjonssammenhenger. Sammenlignet med normaltbetong har den også bedre egenskaper med hensyn på fryse/tine sykluser og varmeledning. Tross flere fordelaktige egenskaper begrenses bruken delvis grunnet den vel dokumenterte sprøe bruddoppførselen og lave duktiliteten.

I denne oppgaven er det sett på responsen til lettbetong med Stalite som tilslag ved forskjellig lastsituasjoner. Det ble produsert totalt seks full-skala underarmerte bjelker hvorav fire skulle gå til skjærbrudd, en skulle gå til momentbrudd og en ved heftbrudd i en omfaring av lengdearmeringen. Bjelkene var 150mm brede, 250mm høye og hadde en total lengde på 2900mm. Ved testingen hadde bjelkene et fritt opplagt spenn på 2300mm mellom oppleggene. Skjærbelegene ble inndelt i to par med a/d forhold på 2.3 og 4.0. Betongprøver i form av kuber og sylindere ble laget for å fastsette betongens viktigste materialparametre. Samtlige bjelker og prøvestykker ble laget fra den samme 0.8m³ store blandingen.

Absorpsjonevnen til Stalitetilslaget fra ovenstørr tilstand ble funnet etter 24 timers og 100 timers nedsenkning i vann og viste henholdsvis 6% og 8.3%. Etter 28 døgn med herding i vannbad viste betongen en ovenstørr densitet på $\rho_{lo} = 1850\text{kg/m}^3$ og en gjennomsnittlig sylindertykkfasthet på $f_{icm} = 67.8\text{MPa}$. Elastisitets-modul og spaltetrekkfasthet ble testet til $E_{icm} = 24175\text{MPa}$ og $f_{icm} = 4.05\text{MPa}$.

Tre av fire skjærkritiske bjelker viste høy lastbæringsevne med omfattende rissutvikling og nedbøyning før brudd. Dette gjaldt spesielt de dype bjelkene med a/d forhold på 2.3 som gikk til brudd ved to til tre ganger forventet kapasitet etter Eurokode 2. En av bjelkene med a/d forhold på 4.0 viste en sprø og plutselig bruddoppførsel med lite utvikling av skråriss i forkant.

Momentbjelken med gjennomgående armering oppnådde forventet kapasitet i bøyning, men hadde en mer duktil oppførsel en ventet. Forholdet mellom nedbøyningen i midtsnitt ved maks last og flyt i armeringen var på $\mu = 2.63$. I bjelken med omfaring oppsto det et typisk forankringsbrudd ved kun 37.3% av bruddlasten til bjelken med gjennomgående armering. Dette viste at omfaringslengden kunne vært lengre for å gi bedre testresultater.

FAGLÆRER: Jan Arve Øverli
VEILEDER(E): Jan Arve Øverli
UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er det avsluttende arbeidet til Christian Fundingsrud Lund og Jon Sakshaug i forbindelse med det fem-årige masterprogrammet Bygg- og miljøteknikk på NTNU. Begge har valgt prosjektering av konstruksjoner som hovedprofil under studieretningen konstruksjon. Oppgaven er skrevet ved institutt for konstruksjonsteknikk med Professor Jan Arve Øverli som ansvarlig veileder.

Arbeidet som er nedlagt i oppgaven er en del av det pågående forskningsprosjektet *Durable Advanced Concrete Structures, DACS*, som ledes av Kværner Concrete Solutions. Prosjektet er en videreføring av tidligere arbeid gjennomført av COIN. I den forbindelse har det blitt samarbeidet tett med Ph.d. kandidaten Jelena Zivkovic gjennom hele semesteret. Vi ønsker derfor å takke henne for et utrolig godt samarbeid og verdifulle diskusjoner.

Arbeidet har vært både utfordrende, spennende og ikke minst veldig lærerikt. En spesiell takk rettes til veileder Professor Jan Arve Øverli for god veiledning og oppfølging gjennom hele oppgaven. Stor takk til Seniorforsker Hans Stemland ved SINTEF som ved hjelp av sin engasjerende væremåte har gitt oss verdifull input og lært oss ting om betong vi ikke kunne fra før. Takk rettes også til gjengen i betonglaboratoriet, spesielt Steinar Seehuus og Gøran Loraas, for all hjelp tilknyttet forskaling, støping og testing.

Sammendrag

Med sin lave densitet i forhold til styrke er lettbetong et gunstig materiale i mange konstruksjonssammenhenger. Sammenlignet med normalt betong har den også bedre egenskaper med hensyn på fryse/tine sykluser og varmeledning. Tross flere fordelaktige egenskaper begrenses bruken delvis grunnet den vel dokumenterte sprø bruddoppførselen og lave duktiliteten [31].

I denne oppgaven er det sett på responsen til lettbetong med Stalite som tilslag ved forskjellig lastsituasjoner. Det ble produsert totalt seks full-skala underarmerte bjelker hvorav fire skulle gå til skjærbrudd, en skulle gå til momentbrudd og en ved heftbrudd i en omfaring av lengdearmeringen. Bjelkene var 150mm brede, 250mm høye og hadde en total lengde på 2900mm . Ved testingen hadde bjelkene et fritt opplagt spenn på 2300mm mellom oppleggene. Skjærbejelkene ble inndelt i to par med a/d forhold på 2.3 og 4.0. Betongprøver i form av kuber og sylindere ble laget for å fastsette betongens viktigste materialparametre. Samtlige bjelker og prøvestykker ble laget fra den samme 0.8 m^3 store blandingen.

Absorpsjonevnen til Stalitetilslaget fra ovenstørr tilstand ble funnet etter 24 timers og 100 timers nedsenkning i vann og viste henholdsvis 6% og 8.3%. Etter 28 døgn med herding i vannbad viste betongen en ovenstørr densitet på $\rho_{lo} = 1850\text{ kg/m}^3$, og en gjennomsnittlig sylindetrykkfasthet på $f_{lcm} = 67.8\text{ MPa}$. Elastisitetsmodul og spaltestrekkfasthet ble testet til $E_{lcm} = 24175\text{ MPa}$ og $f_{lctm} = 4.05\text{ MPa}$.

Tre av fire skjærkritiske bjelker viste høy lastbæringsevne med omfattende rissutvikling og nedbøyning før brudd. Dette gjaldt spesielt de dype bjelkene med a/d forhold på 2.3 som gikk til brudd ved to til tre ganger forventet kapasitet etter Eurokode 2 [18]. En av bjelkene med a/d forhold på 4.0 viste en sprø og plutselig bruddoppførsel med lite utvikling av skråriss i forkant.

Momentbjelken med gjennomgående armering oppnådde forventet kapasitet i bøyning, men hadde en mer duktil oppførsel enn ventet. Forholdet mellom nedbøyningen i midtsnitt ved maks last og flyt i armeringen var på $\mu = 2.63$. I bjelken med omfaring oppsto det et typisk forankringsbrudd ved kun 37.3% av bruddlasten til bjelken med gjennomgående armering. Dette viste at omfaringslengden kunne vært lengre for å gi bedre testresultater.

Abstract

As a result of its low density, Lightweight Aggregate Concrete (LWAC) is favorable to use in many different constructions. Better freeze-thaw resistance and low thermal conductivity are examples of other advantages compared with normal weight concrete. Nevertheless the use of LWAC compared to normal weight concrete is very limited, mostly because of its brittleness in compression.

This report has studied the mechanical behaviour of an LWAC made with Stalite. In total, six under-reinforced beams with length 2900mm and cross-section $150\text{mm} \times 250\text{mm}$ were subjected to a four-point bending situation with a total span of 2300mm . Four of the beams were constructed to fail in shear, one due to bending and the last one due to lap-splice failure. The four shearbeams were divided into two pairs with shearspan-ratio equal to 2.3 and 4.0. Cylinders and cubes were also made to determine the different material properties. All the beams and other test-specimens were made from the same 0.8m^3 batch.

Prior to casting the absorption of Stalite was tested. The results after 24 hours and 100 hours showed an absorption of 6% and 8.3%, which is close to the own data the manufacturer reports. Testing of the concrete commenced 28 days after casting and showed an oven-dried density of $\rho_{lo} = 1850\text{kg/m}^3$ and average compressive strength equal to $f_{lcm} = 67.8\text{MPa}$. The results for young-modulus and tensile splitting strength was $E_{lcm} = 24175\text{MPa}$ and $f_{lctm} = 4.05\text{MPa}$ respectively.

Three out of four beams displayed high loadbearing capacity with substantial cracking before ultimate failure. Particularly was this the situation for the beams with shearspan-ratio equal to 2.3. These beams withstood a load 2-3 times bigger than calculated capacity by Eurocode 2 [18]. One of the beams with $a/d = 4.0$ exhibited a brittle and sudden fracture with minimal inclined cracks prior to failure.

The beam designed to fail in flexure reached the expected calculated capacity. This beam also experienced a more ductile behaviour than expected with a deflection ductility index equal to 2.63. The lap-splice beam failed by a typical bond failure at only 37.3% of the flexural beams failure load. Thus, extending the lapsplice could have better yielded better results.

Figurer

2.1	Beregningsmodell i Eurokode 2	2
2.2	Hovedtrykkspenninger i rektangulær bjelke	3
2.3	Krefter i skjærriss	4
2.4	a/d forholdet	5
2.5	Kani's valley [29]	5
2.6	Stavmodell for korte skjærspenn[29]	6
2.7	Fordelt lastsituasjon og kritisk snitt	7
2.8	Skjærkapasitet nær opplegg	8
2.9	Bruddpropagering i lettbetong og normalbetong	13
2.10	Endring i strekkfasthet på grunn av uttørking	13
2.11	Absorpsjon i vann tilsatt fluoriserende stoffer [6]	16
3.1	Oppriss skjærbjelker	18
3.2	Tverrsnitt skjærbjelker	18
3.3	Oppriss momentbjelke uten omfaring	19
3.4	Tverrsnitt momentbjelke uten omfaring i midtsnitt	19
3.5	Oppriss momentbjelke med omfaring	19
3.6	Tverrsnitt momentbjelke med omfaring i midtsnitt	20
4.1	Teoretisk lastvirkning ved 4 punkts lastsituasjon	25
4.2	Testoppsett for bjelke med $a/d = 2.3$	26
4.3	Testoppsett for bjelke med $a/d = 4.0$	27
4.4	Testoppsett for moment- og omfarings-bjelke	28
4.5	Instrumentering midtsnitt i momentbjelke	28
4.6	Instrumentering omfaringsbjelke	29
4.7	Instrumentering omfaringsbjelke, horisontalsnitt	29
5.1	Utvikling i trykkfasthet kuber	32
5.2	Kraft-nedbøyning for bruddenergi-prismer	34
5.3	Kraft-nedbøyning $a/d = 2.3$	36
5.4	Kraft-tid $a/d = 2.3$	37
5.5	$P = 60kN$, ($P_r = 50kN$), I, $a/d = 2.3$	38
5.6	$P = 100kN$, ($P_{rs} = 89kN$), I, $a/d = 2.3$	38
5.7	$P = 140kN$, ($P_b = 184.5kN$), I, $a/d = 2.3$	38
5.8	Brudd, $P = P_b = 184.5kN$, I, $a/d = 2.3$	39
5.9	$P = 60kN$, ($P_r = 43kN$), II, $a/d = 2.3$	39
5.10	$P = 100kN$, ($P_{rs} = 90kN$), II, $a/d = 2.3$	39
5.11	$P = 240kN$, ($P_b = 254.8N$), II, $a/d = 2.3$	40

5.12	Brudd, $P = P_b = 254.8N$, II, $a/d = 2.3$	40
5.13	Kraft-nedbøyning $a/d = 4.0$	41
5.14	Kraft-tid $a/d = 4.0$	42
5.15	$P = 60kN$, ($P_r = 21kN$), I, $a/d = 4.0$	43
5.16	$P = 80kN$, ($P_{rs} = 73.5kN$), I, $a/d = 4.0$	43
5.17	Brudd, $P = P_b = 88.7kN$, I, $a/d = 4.0$	43
5.18	$P = 60kN$, ($P_r = 21kN$), II, $a/d = 4.0$	44
5.19	$P = 80kN$, ($P_{rs} = 66kN$), II, $a/d = 4.0$	44
5.20	$P = 120kN$, ($P_b = 124kN$), II, $a/d = 4.0$	44
5.21	Brudd, $P = P_b = 124kN$, II, $a/d = 4.0$	45
5.22	Kraft-nedbøyning momentbjelke	47
5.23	Kraft-tid momentbjelke	48
5.24	Tøyning i betong og lengdearmeringen momentbjelke	49
5.25	Tøyning over tverrsnittet for momentbjelke	50
5.26	$P = 80kN$, ($P_{rs} = 80kN$), momentbjelke	51
5.27	$P = 160kN$, ($P_b = 182.8kN$), momentbjelke	51
5.28	Brudd, $P = P_b = 182.8kN$, momentbjelke	51
5.29	Kraft-nedbøyning omfaringsbjelke	52
5.30	Kraft-tid omfaringsbjelke	52
5.31	Tøyning i lengdearmering omfaringsbjelke	53
5.32	Tøyning i betongen omfaringsbjelke	54
5.33	Tøyning over tverrsnittet for omfaringsbjelken	55
5.34	$P = 40kN$, ($P_r = 24, 8kN$), omfaringsbjelke	56
5.35	Brudd, $P = P_b = 68.1kN$, omfaringsbjelke	56
6.1	Riss etter brudd i $a/d = 2.3(I)$, $184kN$	60
6.2	Riss etter brudd i $a/d = 2.3(II)$, $254kN$	60
6.3	Bruddformer for $a/d = 0 - 2.5$, tilpasset fra [25, 29]	60
6.4	Riss etter brudd i $a/d = 4.0(I)$, $88.7kN$	61
6.5	Riss etter brudd i $a/d = 4.0(II)$, $124kN$	61
6.6	Skjærstrekkbrudd	61
6.7	Kapasitet ved a/d forholdet	62
6.8	Moment-Nedbøyning for $a/d = 2.3$ og $a/d = 4.0$	63
6.9	Effektiv skjærsone a_v	64
6.10	Riss etter brudd i momentbjelke side 1, $182.8kN$	65
6.11	Riss etter brudd i momentbjelke side 2, $182.8kN$	65
6.12	Riss etter brudd i omfaringsbjelke side 1, $68.1kN$	67
6.13	Riss etter brudd i omfaringsbjelke side 2, $68.1kN$	67
A.1	Testoppsett for bjelker	75
A.2	Strain gauge	76
A.3	Beskyttelse av Strain gauges med silikon	76
A.4	Forskalingsformer med armering	77
A.5	Herding av betongen i dampsperreplastikk	77
A.6	Trykktest av sylindere i ToniTechnik maskin	78
A.7	E-modultest av sylindere	78
A.8	Test av spalttestrekkfasthet i Losenhausen trykkpresse	79

A.9	Stalite	79
A.10	Test av bruddenergi med tre-punkts lastpåføring	80
B.1	Bruddflate i bruddenergiprisme 3	84
B.2	Terninger etter 7 dagers trykktest	85
B.3	$a/d = 2.3, P_f = 184.5kN$ I	85
B.4	$a/d = 2.3, P_f = 254.8kN$ II	85
B.5	$a/d = 4.0, P_f = 88.7kN$ I	86
B.6	$a/d = 4.0, P_f = 124.0kN$ II	86
B.7	<i>Momentbjelke</i> , $P_f = 182.8kN$	86
B.8	<i>Omfaringsbjelke</i> , $P_f = 68.1kN$	87

Tabeller

3.1	Betongblanding mottatt fra Kværner	20
4.1	Betongblanding	22
5.1	Materialparametere	30
5.2	Trykkfasthet etter 7 døgn	31
5.3	Trykkfasthet kuber	31
5.4	Utvikling trykkfasthet kuber	32
5.5	Trykkfasthet sylindere	33
5.6	Trykktest etter NS3676	33
5.7	Spaltestrekkfasthet sylindere	33
5.8	Bruddenergi	34
5.9	Riss og bruddlast for skjærbejelker	35
5.10	Riss- og bruddlast for momentbejelkene	46
5.11	Nedbøyning [mm] og tøyning [%] for momentbejelke	49
5.12	Nedbøyning og tøyning for omfaringsbejelke	53
6.1	Materialparametre fra Eurokode 2 og testresultater	57
6.2	Veiledende verdier for Bruddenergi	58
6.3	Lastvirkning ved brudd	58
6.4	Forhold mellom bruddlast og skjærisslast	59
6.5	Midlere lastvirkning ved brudd	59
6.6	Sammenligning av skjær, bruddlast og beregnet kapasitet for tilslag av Leca og Stalite	64
6.7	Tøyningsgrenser for betong i trykk	66
6.8	Duktilitetsindeks	66

Definisjoner

f_{lc} : Trykkfasthet for lettbetong

f_{lcm} : Midlere trykkfasthet for lettbetong

f_{lck} : Karakteristisk trykkfasthet for lettbetong

f_{lct} : Strekkfasthet for lettbetong

f_{lctm} : Midlere strekkfasthet for lettbetong

f_{lctk} : Karakteristisk strekkfasthet for lettbetong

f_{ym} : Midlere flytespenning for armering

ρ_{lcs} : Mettet densitet for lettbetong

ρ_{lco} : Ovnstørr densitet for lettbetong

a : Avstand mellom opplager og lastpåføringspunkt

d : Tverrsnittets effektive høyde

a/d : Skjærspenn

G_f : Bruddenergi

M_R : Momentkapasitet

M_E : Lastvirkning ved bøyemoment

V_R : Skjærkapasitet

V_R : Lastvirkning ved skjær

Innhold

1	Innledning	1
2	Litteraturstudie	2
2.1	Bøyning i betong	2
2.2	Skjær i betong	3
2.2.1	Virkningen av forholdet a/d	4
2.2.2	Kritisk skjærriss	6
2.2.3	Skjær ved fordelt last	6
2.2.4	Skjærkraftkapasitet etter Eurokode 2	7
2.2.5	Duktilitet	10
2.2.6	Armeringsheft	10
2.3	Lettbetong	11
2.3.1	LWAC	11
2.3.2	Egenskaper LWAC	11
2.4	Typer lettvektstilslag	14
2.4.1	Leca	14
2.4.2	Liapor	14
2.4.3	Lyttag	14
2.5	Stalite	14
2.5.1	Produksjon	15
2.5.2	Egenskaper	15
3	Forberedelser	17
3.1	Bjelker	17
3.1.1	Skjærbjelker	17
3.1.2	Momentbjelker	18
3.2	Kuber og sylindre	20
3.3	Materialer	20
4	Metode	21
4.1	Bjelker	21
4.1.1	Armering	21
4.1.2	Forskaling	21
4.2	Betong	21
4.2.1	Absorpsjon	21
4.2.2	Støping	22
4.2.3	Herding	22

4.2.4	Testmaskiner	22
4.2.5	Trykkfasthet	23
4.2.6	E-modul	23
4.2.7	Spaltestrekkfasthet	23
4.2.8	Densitet	24
4.2.9	Bruddenergi	24
4.3	Testoppsett Bjelker	25
4.3.1	Måleinstrumenter og programmer	27
5	Resultater	30
5.1	Materialparametere	30
5.1.1	Trykkfasthet	30
5.1.2	E-modul	33
5.1.3	Spaltestrekkfasthet	33
5.1.4	Densitet	34
5.1.5	Bruddenergi	34
5.2	Bjelker	35
5.3	Skjærbejelker	35
5.3.1	Skjærbejelker med $a/d = 2.3$	36
5.3.2	Skjærbejelker med $a/d = 4.0$	41
5.4	Momentbejelker	46
5.4.1	Momentbejelke	47
5.4.2	Omfaringsbejelke	51
6	Analyse av resultater	57
6.1	Materialparametere	57
6.1.1	Reduksjonsfaktor for lettbetong	57
6.1.2	Brudd	58
6.2	Skjærbejelker	58
6.2.1	Bruddformer	59
6.2.2	Reduksjon ved β	63
6.2.3	Sammenligning med tidligere forsøk	64
6.3	Momentbejelke	65
6.3.1	Brudd	65
6.3.2	Tøyning	65
6.3.3	Duktilitet	66
6.4	Omfaringsbejelke	67
6.4.1	Brudd	67
6.4.2	Nedbøyning og tøyning	68
7	Avslutning	69
7.1	Konklusjon	69
7.2	Feilkilder	71
7.2.1	Mulige feilkilder	71
7.3	Further study	71

A	Dokumentasjon av Metode	75
A.1	Bilder	75
A.2	Metode for Bruddenergi	81
B	Dokumentasjon av Resultater	84
B.1	Prøvestykker	84
B.2	Bruddformer alle bjelker	85
B.3	Test av Elastisitetsmodul	88

Kapittel 1

Innledning

Lettbetong, nærmere bestemt LWAC har vært brukt som konstruksjonsmateriale i flere tiår, hovedsaklig for å redusere egenvekten til konstruksjoner. Det gode styrke-densitetsforholdet gjør at det i flere tilfeller er kostnadsbesparende å bruke lettbetong da man kan redusere tverrsnittsdimensjoner og fundamentstørrelser. Eksempler på områder hvor lettbetong har blitt brukt med stort hell er i høye bygninger, broer med lange spenn og offshore konstruksjoner [31, 7]. Lav termisk konduktivitet, gode isoleringsegenskaper og gode egenskaper ved fryse-tine sykluser er andre fordeler med lettbetong sammenlignet med normalbetong.

Til tross for dette er ikke bruken av lettbetong like utbredt som normalt betong. Mye av dette kan tilskrives den generelt sprø bruddoppførselen og lave duktiliteten som er forbundet med lettbetong. Lettbetong mister bæreevnene vesentlig raskere enn hva tilfellet er for normalbetong etter at trykkapasiteten er nådd. En duktil oppførsel er ønskelig slik at man får forvarsel i form av store nedbøyninger eller riss, fremfor en plutselig kollaps [31].

Denne oppgaven inngår i forskningsprosjektet *Durable Advanced Concrete Structures, DACS*, gjennom NTNU sin deltagelse. Hensikten med DACS er å muliggjøre bærekraftige betongkonstruksjoner som tåler strenge miljøpåkjenninger i et arktisk-marint miljø. Prosjektet er inndelt i fire arbeidspakker hvor denne oppgaven hører inn under nummer fire; *Ductile Lightweight Aggregate Concrete*. I den forbindelse ble det bestemt å utføre tester på en lettbetong med Stalite som tilslag.

Stalite er et lett-tilslag som fremstilles ved å ekspandere skifersten med varmebehandling. En av de karakteristiske egenskapene til Stalite sammenlignet med andre lett-tilslag er den gunstige lave absorpsjonen. En stor mengde luftporer inne i tilslaget gir betong gode fryse-tine egenskaper som er en viktig egenskap i et arktisk miljø. Stalite sin porestruktur er også gunstig hvis betongen må pumpes på plass da den ikke øker vannabsorpsjonen nevneverdig ved høyt trykk [3].

Hovedfokuset til denne oppgaven er å se på den konstruktive oppførselen til en lettbetong med Stalite som tilslag. Hvorvidt lettbetongen utviser en sprø eller mer duktil oppførsel er av spesiell interesse. Seks underarmerte bjelker ble derfor laget og utsatt for en fire-punkts lastsituasjon. Det er lagt størst vekt på virkningen av skjær og skjærbrudd, men også sett på betongens oppførsel når momentkapasiteten overskrides. Sylindere og kubetester er utført for å bestemme betongens materialparametere i tillegg til testing på tre prismer for en evaluering av bruddenergi.

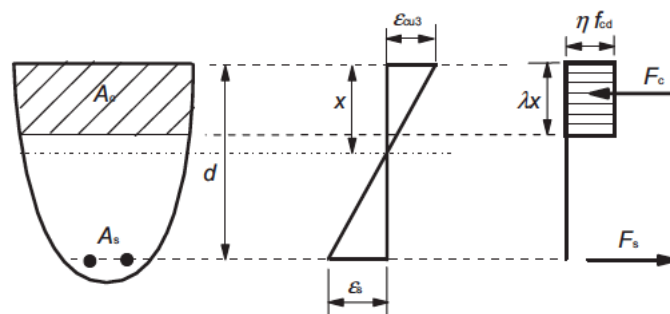
Kapittel 2

Litteraturstudie

Generelt har betong høy styrke i uniformt trykk, men tåler lite når utsatt for strekk. Forholdsvis er den midlere styrken i strekk kun på omtrent 10% av styrken i trykk [18]. Den store forskjellen i trykk og strekk skyldes at betong er et kompositt-materiale med en inhomogen sammensetning. Heften mellom tilslag og sement er i de fleste betongblandinger svakere enn sementen og tilslaget isolert sett [12]. Ved trykk overføres krefter lett gjennom materialet, men ved strekk oppstår det en sprø, ofte ukontrollert rissvekst. Ved å støpe inn armeringsjern i områder med strekk, elimineres mye av betongens ugunstige karakteristikk, samtidig tilføres en komplisert interaksjon mellom to materialer med vidt forskjellige egenskaper.

2.1 Bøyning i betong

Beregningsreglene i Eurokode 2 [18] som dekker strukturelle elementer i betong utsatt for rent bøyemoment er gjengitt i dette avsnittet. Figur 2.1 illustrerer beregningsmodellen for et vilkårlig tverrsnitt utsatt for ren bøyning.



Figur 2.1: Beregningsmodell i Eurokode 2 [18]

Det antas her lineære tøyninger, full heft mellom betong og armering og at strekkfastheten til betongen neglisjeres. Armeringen vil oppta strekkreftene som oppstår over tverrsnittet når riss oppstår. Spenningene i trykksone fordeler seg i en tilnærmet parabel med maksimum i ytterste fiber av betongen. Det antas videre at endelig tap av bærevne skjer ved trykkbrudd i tverrsnittets trykksone når bruddtøyningen for betongen

ε_{cu} oppnås [18]. I bruddtilstanden blir trykkspenningene tilnærmet med en rektangulær spenningsblokk basert på betongens bruddtøyning ε_{cu} . Hvis det også antas at armeringen flyter ved brudd kan kapasiteten M_{Rc} beregnes ved ligning 2.1, hvor h og b er tverrsnittets høyde og bredde, d er effektiv dybde og α bestemmer trykksonehøyden.

$$M_{Rc} = \lambda \eta \alpha (1 - 0.5 \lambda \alpha) f_c b d^2 \quad (2.1)$$

Forenklingen til en rektangulær spenningsblokk etter figur 2.1 gis ved λ og η gitt ved ligning 2.2 og 2.3.

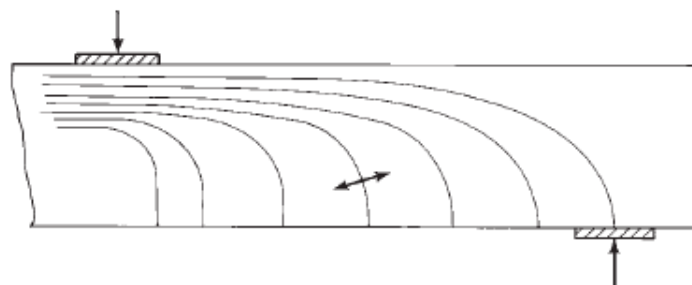
$$\lambda = 0.8 - \frac{f_c - 50}{400} \quad (2.2)$$

$$\eta = 1.0 - \frac{f_c - 50}{200} \quad (2.3)$$

Hvor λ definerer den effektive høyden til trykksonen av tverrsnittet, og η er en skaleringsfaktor for den effektive trykkfastheten.

2.2 Skjær i betong

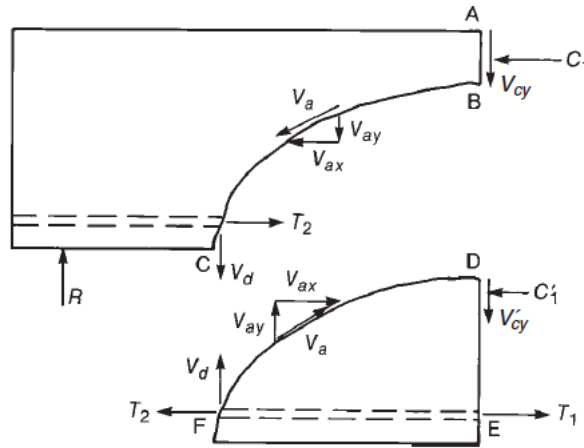
Skjærkapasitet i betong er et tema det har blitt forsket mye på, likevel finnes det fortsatt ikke enighet på tvers av dimensjoneringskoder om et felles grunnlag for beregning. Beregningsregler baseres overveiende på empirisk data fra forskning, ikke analytisk utledede formler [1, 29, 25]. Relevansen i å studere virkningen av skjærbelastning ligger i at skjærarmering kan være praktisk vanskelig å bruke i plater [13]. Videre kan skjær være nødvendig å ta i betraktning i andre helt uarmerte strukturelle elementer som vegger og flenser i kassetverrsnitt i broer [14]. I bjelker brukes det gjerne skjærarmering for å oppnå ønsket bæreevne. Det stilles ved flere tilfeller krav til minimum skjærarmeringsareal i Eurokode 2 [18, 13]. Dette kapitlet dekker kapasitet av tverrsnitt uten skjærarmering om det ikke blir spesifisert anderledes.



Figur 2.2: Hovedtrykkspenninger i rektangulær bjelke [29]

I et lineær-elastisk materiale vil hovedtrykkspenningene fordele seg etter linjene på figur 2.2. Skjærspenningene som opptrer vil vri retningen til hovedspenningene gjennom høyden av et tverrsitt slik figur 2.2 illustrerer. To-veis-pilen i figur 2.2 demonstrerer hovedstrekkspenningen, som i et homogent lineær-elastisk materiale alltid vil være vinkelrett

på hovedtrykkspenningen. Før riss er oppstått kan betong betraktes som et homogent lineærelastisk materiale. Dette gir riss der hvor de største strekkspenningene oppstår og er gjerne i underkant av tverrsnittet hvor maksimalt bøyemoment opptrer. Etablerte riss vil propagere gjennom tverrsnittet basert på spenningsfordelingen, som til en viss grad følger linjene på figur 2.2. Samtidig bryter riss opp spenningsfordelingen slik at kreftene i tverrsnittet må refordes etter at riss er oppstått.

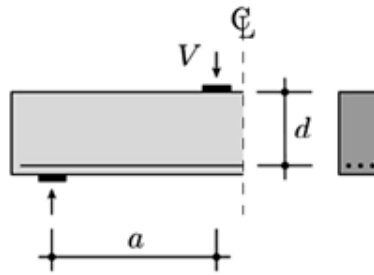


Figur 2.3: Krefter i skjærriss
[29]

Ettersom armert betong er et komposittmateriale, overføres skjærkreftene i et opprisset tverrsnitt på flere forskjellige måter. Figur 2.3 viser de viktigste mekanismene; låsing mellom tilslagspartiklene langs risset V_a , skjærdeformasjon av lengdearmeringen V_d og den uopprissede trykksonen øverst i tverrsnittet V_{cy} [25]. Størrelsen på kreftene i forhold til hverandre avhenger av mange parametere og er vanskelig å fastslå.

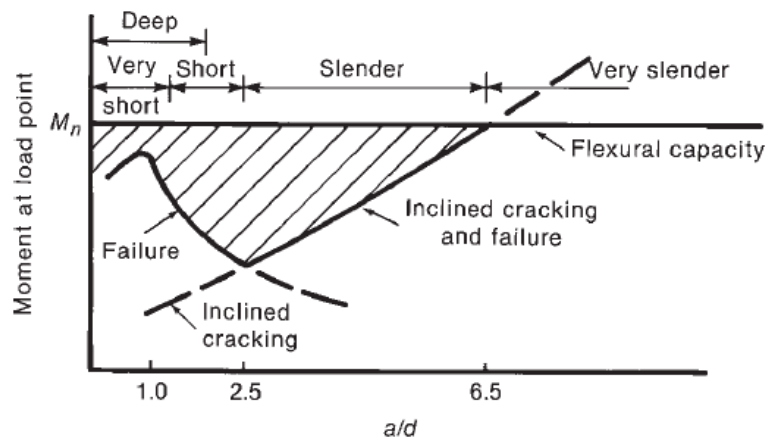
2.2.1 Virkningen av forholdet a/d

Det finnes mye usikkerhet rundt alle parametere som har innvirkning på skjærkapasiteten til et tverrsnitt uten skjærarmering [9]. Noen av de viktigste faktorene inkluderer strekkfasthet av betongen, mengde strekkarmering, materialegenskapene til tilslaget og tverrsnittets geometri [29]. Størrelsesforholdet mellom skjærsonen og den effektive høyden kan også ha stor innvirkning. Forholdet a/d refereres gjerne til som skjærspenn eller skjærdybde. En bjelke med lavt a/d forhold betegnes som *dyp* og en bjelke med høyt a/d forhold som *slank*.



Figur 2.4: a/d forholdet [14]

Figur 2.4 viser a/d forholdet, hvor a er lengden mellom opplegg og lastpåføring og d er den effektive dybden av det aktuelle tverrsnittet. Kani (1964) [9, 14] viste hvordan styrken i betong uten skjærarmoring viser en sterk sammenheng med a/d . Resultater fra forsøk har vist hvordan kapasiteten til tverrsnitt reduseres drastisk med visse a/d forhold [29, 14, 25]. Kani (1964) [9] presenterte dette fenomenet som *The riddle of shear failure*, som også refereres til som *Kani's valley*.

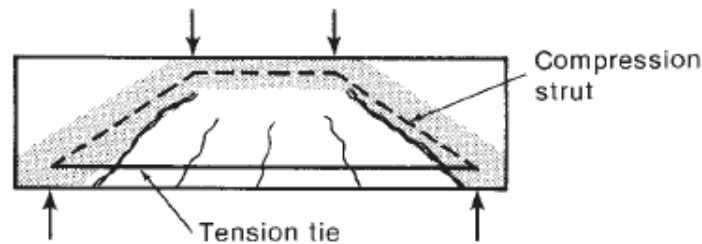


Figur 2.5: Kani's valley [29]

Figur 2.5 viser virkningen av skjærspennforholdet a/d på tverrsnittskapasiteten. Som man ser er dette en veldig viktig faktor ved verdier i området $0 < a/d < 6.5$. Det skraverte området i figur 2.5 viser reduseringen i kapasitet i forhold til momentkapasiteten grunnet riss som følge av skjærkrefter. Forskjellig a/d forhold påvirker hvordan kreftene føres til opplagerene, som igjen fører til forskjellig lastbæringskapasitet og bruddform. Slankheten a/d er den avgjørende faktoren som bestemmer hvor mye av lastoverføringen som skjer ved stavmodellen fra figur 2.6 [14]. Bjelker kan typisk deles inn i tre ulike kategorier basert på det aktuelle a/d forholdet [29]:

- Kort, a/d fra 1 - 2.5.
- Slank, a/d fra 2.5 - 6.
- Veldig slank, a/d over 6.

I bjelkene som kan betegnes som veldig slanke blir det opptredende momentet så stort i forhold til skjærkraften at de vanligvis går til momentbrudd. For bjelker med slanke skjærspenn oppstår det som regel først et skjærriss før bruddet inntreffer like etterpå. Dette er en bruddform som omtales som skjærstrekkbrudd [25]. Hos bjelkene med korte skjærspenn oppstår det også skjærriss, men istedenfor å gå til brudd like etterpå klarer de å opprettholde bæreevnen til tross for økende last. Dette skyldes at det dannes en stavmodell som illustrert i figur 2.6, som utnytter betongens store trykkapasitet.



Figur 2.6: Stavmodell for korte skjærspenn[29]

Likevektmodellen i figur 2.6 viser hvordan kreftene fra lasten føres gjennom bjelken og til opplageret. Her balanseres vertikalkomponenten av opplagerkreftene og horisontalkomponenten ved hjelp av økende strekkkraft i lengdearmingen. Mulige bruddformer for et slikt tilfelle er heftbrudd, brudd i armeringen eller knusing av betongen i trykksone. Usikkerheten i bruddform gjør det vanskelig å forutsi hvor mye ekstra last bjelken kan tåle etter at skjærriss har oppstått.

2.2.2 Kritisk skjærriss

Av *Muttoni og Ruiz, 2008* [14] legges det vekt på sammenhengen mellom a/d forholdet og rissmønsteret. Mer presist at riss som propagerer gjennom trykkfeltet i et tverrsnitt (se figur 2.6) er hovedårsaken til brudd ved skjær. Ved lastpåføring i form av punktlast antas brudd å oppstå når rissvidden i et kritisk tverrsnitt, typisk $d/2$ fra lastpåføringen, når en beregnet terskelverdi. Forsøk viser at hvis rissutviklingen i det kritiske snittet begrenses, viser tverrsnittet markant høyere bruddlast [14].

$$V_{Rc} = f(w, d_g) b d \sqrt{f_c} \quad (2.4)$$

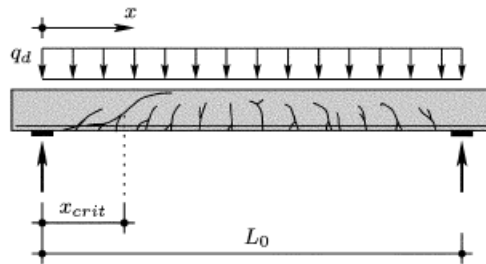
Critical Shear Crack Theory resulterer i ligning 2.4 som bestemmer skjærkapasitet basert på vidde og ruhet av skjærrisset i trykkfeltet. Med funksjonen $f(w, d_g)$ fastsettes innvirkningen av skjærrisset basert på w som er rissvidde og d_g som er størrelsen på tilslag.

2.2.3 Skjær ved fordelt last

Selv om en fordelt last er vanligst forekommende i praksis, er studier på effekten av skjær i uarmerte betongtverrsnitt overveiende utført med punktlaster. Dette skyldes vanskelighetene med å oppnå en teoretisk korrekt fordelt lastsituasjon.

Ved en fordelt last får man en lineært varierende skjærkraft med maksimum i opplager og nullpunkt midt i bjelkespenet. Samtidig er momentfordelingen en parabel med

maksimum midt i bjelkespennet og nullpunkt i opplager. For en bjelke med punktlaster vil kritisk snitt være i skjærsonen med avstand $d/2$ fra punktlasten. Dette grunnet den maksimale skjærkraften og det tilnærmede maksimale momentet. En fordelt last gir en noe mer kompleks lastvirkning fordi momentet øker etterhvert som skjærkraften avtar og motsatt. I tillegg er skjærkapasiteten størst ved opplager grunnet trykkstaven som oppstår ved små a/d forhold som diskutert tidligere. Alt dette fører til at det blir vanskeligere å forutsi hvor det kritiske snittet vil bli.



Figur 2.7: Fordelt lastsituasjon og kritisk snitt [14]

Muttoni og Ruiz, (2008) [14] diskuterer denne problemstillingen utfyllende. Ved å relatere skjærkapasiteten med den opptredende skjærkraften identifiseres et punkt hvor den lineære skjærkraften og tangenten til skjærkapasiteten er like. Skjærkapasiteten er kalkulert ut fra den tidligere omtalte *Critical Shear Crack Theory*. Dette punktet omtales som et kontrollsnitt og varierer fra rett ved opplager for små verdier av d , til en avstand lik $0.17 \cdot L_0$ fra opplager ved store effektive høyder. For slike bjelker blir det derfor foreslått å kontrollere skjærkapasiteten i en avstand $d/2$ og $L_0/6$ fra opplager, hvor den endelige skjærkapasiteten er den minste av disse. L_0 er lengden av spennet til en fritt opplagt bjelke i samsvar med figur 2.7.

2.2.4 Skjærkraftkapasitet etter Eurokode 2

Etter Eurokode 2 [18] skiller det på skjærkapasitet med betegnelsene skjærstrekk og skjærtrykk. Eurokodens behandling av et tverrsnitts skjærkapasitet gir regler for tverrsnitt med eller uten beregningsmessig behov for skjærarmering. Hvis lastvirkningen i skjær overskrider kapasiteten uten skjærarmering, skal all lastvirkning opptas av skjærarmeringen. Dette minimerer muligheten for å få skjærbrudd, som ofte oppstår plutselig med liten rissutvikling og små deformasjoner. Kapasitetsformelene er overveiende empiriske, basert på en stor mengde eksperimentelle resultater [1, 13].

Skjærstrekk

Skjærstrekk er i Eurokode 2 [18] en empirisk dimensjoneringsregel for skjærkapasitet som estimerer lasten tilsvarende første skjærriss. Dette er et konservativt estimat på bruddkapasitet som ignorerer tverrsnittets evne til å refordele krefter og effekten av a/d forholdet. Betegnelsen skjærstrekk henspiller på at skjærspenningene direkte bidrar til at hovedspenningene overskrider betongens strekkfasthet og dermed fører til opprissing og brudd. Tverrsnitt uten skjærarmering som går til brudd med dominerende skjærstrekk er som

regel meget sprø og plutselige [29]. I Eurokode 2 [18] regnes skjærstrekk-kapasitet ut med ligning 2.5 for tverrsnitt uten skjærarmoring. Minsteverdien er gitt av ligning 2.6.

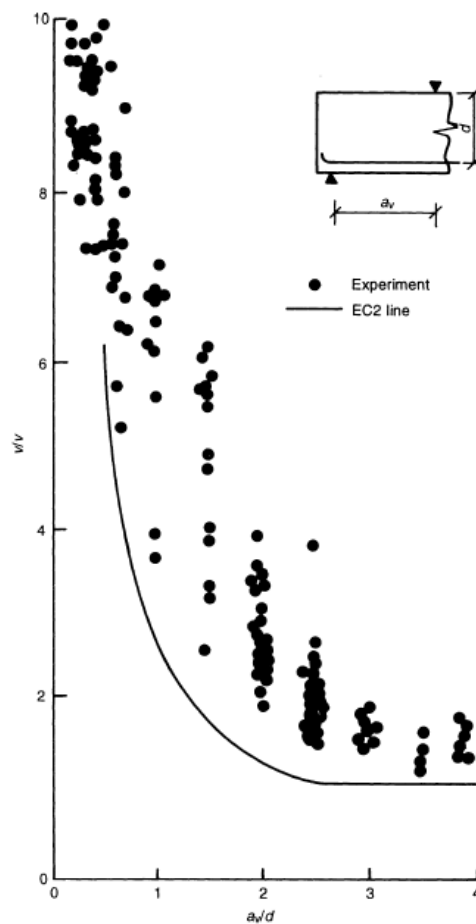
$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b d \quad (2.5)$$

$$V_{Rd,c} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{ck}} b d \quad (2.6)$$

Ligning 2.5 er empirisk basert og gir kapasiteten som en funksjon av betongens trykkfasthet f_{ck} , tverrsnittets bredde b og effektive dybde d . Videre inkluderer $C_{Rd,c}$ hensyn til størrelse på tilslaget. $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2.0$ er bidraget fra effektiv dybde, d av tverrsnittet. $\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} < 0.02$ er tettheten av strekkarmoring i underkant av tverrsnittet i lengderetning.

Modifikasjon med β

Brudd ved dannelsen av første skjærriss er ofte en konservativ antagelse, særlig hvis avstanden til opplegg er liten [1]. Figur 2.8 viser ligning 2.5 og eksperimentelle resultater for skjærstrekk-kapasitet nær opplegg. Reduksjonsfaktoren β er den eneste måten Eurokode 2 [18] tar hensyn a/d forholdet



Figur 2.8: Skjærkapasitet nær opplegg

[1]

På baggrunn av resultatene i figur 2.8 tillater Eurokode 2 [18] å redusere dimensjonerende lastvirkning i skjær med en reduksjonsfaktor, $\beta = \frac{a_v}{2d}$, hvor d er tverrsnittets effektive høyde, a_v er lengden mellom last og opplager. Kravet for bruk av β er at slankheten til bjelken tilfredstiller $0.5 \leq a_v \leq 2d$. Den reduserte lastvirkningen kontrolleres mot ligning 2.5 for kapasitet. Dette resulterer en modifisert skjærstrekk-kapasitet gitt ved ligning 2.7.

$$V_{Rd,c} = \frac{1}{\beta} C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b d \quad (2.7)$$

Skjærtrykk

Skjærtrykk henviser til brudd ved overskridelse av trykkfasthet i en likevektsmodell med betongen som trykkstav og armeringen som strekkstav (se figur 2.6). Når pålastningen opptrer i nærheten av opplagere vil det dannes et trykkfelt hvor en andel av lasten føres direkte ned til opplageret. Skjærtrykk-kapasitet betegner trykkbrudd av trykkstaven med en reduksjon av trykkfasthet. Reduksjonen av trykkfasthet er et resultat av betongens materialoppførsel under en multiaksiell spenningstilstand. Skjærtrykk-kapasiteten, $V_{R,max}$ gis av ligning 2.8, hvor ν er gitt ved ligning 2.9.

$$V_{Rd,max} = 0.5 b d \nu f_{cd} \quad (2.8)$$

$$\nu = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.9)$$

Modifikasjoner ved lettbetong

Eurokode 2 [18] har egne beregningsregler ved bruk av lettbetong hvor ulike materialparametre blir tilpasset ved hjelp av reduksjonsfaktorer. Aktuelle materialparametere og beregningsregler er modifisert med η_1 gitt ved ligning 2.10.

$$\eta_1 = 0.4 + 0.6 \frac{\rho}{2200} \quad (2.10)$$

Ligning 2.10 baserer seg på densitet, hvor ρ er en tabulert verdi etter definerte densitetsklasser basert på betongens ovenstørre densitet. Modifikasjonen brukes i flere ligninger for kapasitetsberegninger av lettbetong. Skjærstrekk gis ved ligning 2.11

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{\frac{1}{3}} b d \quad (2.11)$$

Med en minsteverdi gitt av ligning 2.12

$$V_{lRd,c} = 0.028 k^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{lck}} b d \quad (2.12)$$

Skjærtrykk gis ved ligning 2.13

$$V_{lRd,max} = 0.5 \eta_1 b d \nu_1 f_{lcd} \quad (2.13)$$

hvor ν_1 er gitt ved ligning 2.14

$$\nu_1 = 0.5 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (2.14)$$

2.2.5 Duktilitet

Duktilitet er definert som evnen til å bevare bæreevne med store plastiske deformasjoner [31]. En slik oppførsel er generelt ønskelig i strukturer ettersom det vil gi tydelig forvarsel før fullstendig tap av bæreevne. Duktilitet kan også defineres som evnen til å absorbere energi ved å omforme påførte krefter til materialdeformasjon. I strukturer som må motstå jordskjelv er kravet til duktilitet meget viktig fordi en duktil struktur vil effektivt kunne fordele den sykliske jordskjelvsbelastningen i bæresystemet. Eurokode 8 er rammeverket som formulerer krav til jordskjelvutsatte strukturer. Den inneholder spesifikke bestemmelser for betongkonstruksjoner hvor det kreves høy evne til energiabsorpsjon og at overveiende sprø bruddformer som skjær skal unngås [23].

Ved dimensjonering er det vanlig å underarmere konstruksjoner slik at man får flyt i lengdearmeringen før betongen knuses. Dette gjør at man får utnyttet stålets store duktilitet og man får forvarsel i form av store nedbøyninger, riss og lignende når man nærmer seg konstruksjonens kapasitet. Lettbetong er som oftest sprøere enn normalbetong og har lavere duktilitet. Duktiliteten synker i tillegg med økende trykkfasthet og det samme gjelder ved økning i lengdearmeringsareal [29, 2]. Det er derimot vist i flere studier at ved å inkludere trykkarmering og ved å forhindre tverrutvidelse med for eksempel skjærarmering, så øker duktiliteten [15].

2.2.6 Armeringsheft

Styrken på forbindelsen mellom betong og armering avgjør hvor store krefter de kan overføre seg i mellom. Armeringen overfører langsgående krefter til den omliggende betongen på forskjellige måter i ulike stadier. Ved lav belastning overføres alle krefter med det kjemiske båndet mellom jern og sement. Med økende spenninger brytes det kjemiske festet raskt ned, og deretter bærer kammene på armeringsstålet strekkkreftene. Trykket mot betongen har både en radiell og parallell komponent som gir indre kontaktspenninger. Dette fører igjen til opprissing omkring armeringsjernet, både parallelt og på tvers armeringens lengdeakse. Med stor tetthet av skjærarmering vil rissutviklingen ut fra armeringsstengene begrenses meget effektivt. Hvis rissutviklingen når en fri kant vil armeringen dras ut av betongen og føre til tap av bæreevne [8].

$$l_{b,rq} = \frac{\phi}{4} \frac{\sigma_s}{f_b} \quad (2.15)$$

I norsk terminologi er forankringslengde lengden som er nødvendig for å forankre kreftene som må til for nå flytning i armeringen. Forankringslengde er særlig viktig å ta høyde for ved omfaringer. Etter Eurokode 2 [18] er nødvendig forankringslengde $l_{b,rq}$ ved ligning 2.15 basert på heftfasthet f_b mellom betong og armering med diameter ϕ og armeringsspenningen σ_s .

2.3 Lettbetong

Det finnes flere måter å fremstille lettbetong på som gir ulike egenskaper. En metode er å utelate det fine tilslaget fra blandingen. Dette fører til at det blir dannet luftporer mellom de tilstøtende grove tilslagene. En annen måte er å tilføre gassbobler eller skum i sementpastaen før den herder. Når betongen så herder vil det igjen bli dannet porer av luft i betongen. Slik lettbetong har som oftest både ganske lav densitet og lav styrke.

Tilslaget i normalbetong består av sand, stein og pukk i forskjellige fraksjonsstørrelser. Lastbærende lettbetong fremstilles nesten utelukkende ved å bruke et tilslag med lavere densitet enn det som benyttes i normalbetong. Dette kalles på engelsk for *lightweight aggregate concrete*, *LWAC* [16]. Det er kun LWAC som studeres i denne oppgaven, og er videre omtalt som lettbetong.

2.3.1 LWAC

Basert på klassifisering etter Eurokode 2 [18] er lettbetong brukt som lastbærende konstruksjonsmateriale LWAC med en densitet $\rho \leq 2000 \text{ kg/m}^3$. Normalbetong innehar derimot en densitet med størrelse mellom $2300 - 2500 \text{ kg/m}^3$. Lettbetong kan lages med densitet helt ned til 300 kg/m^3 , men generelt synker styrke og stivhet også med lavere densitet [16].

Lett-tilslag blir som regel delt opp i to kategorier:

1. De som finnes naturlig og kun trenger mekanisk behandling som knusing og sikting. Det meste av dette er vulkanske mineraler som kun finnes på bestemte steder i verden, men denne gruppen inneholder også andre type stoffer som organisk materiale.
2. Naturlige materialer, industrielle bi-produkter og avfallsmaterialer som fremstilles ved å varmebehandle. De naturlige materialene er typisk leire, ulike typer av skiferstein og perlitt. Pulverisert flyveaske og slam er eksempler på to avfallsmaterialer som brukes som råmateriale for å lage lett-tilslag [4].

Varmebehandlede naturlige materialer er det mest brukte tilslaget i lettbetong når det skal brukes som konstruksjonsmateriale. Selv om det blir brukt forskjellige produksjonsmetoder for å fremstille ulike typer lett-tilslag, er den generelle idéen ganske lik. Materialene blir varmet opp til høye temperaturer hvor de ekspanderer og senere blir avkjølt. I denne prosessen dannes det luftporer inne i tilslagspartiklene som får en porøs struktur. Det er porene i lett-tilslagene som i stor grad påvirker egenskapene deres. Normalbetong kan ses på som en blanding av to ganske ulike materialer, tilslaget og sementpastaen. Stivheten til tilslaget er typisk 2 – 6 ganger stivere en sementpastaen. Tilslaget og sementpastaen i lettbetong har derimot ganske like stivheter og gjør det til et mer homogent materiale [4].

2.3.2 Egenskaper LWAC

På samme måte som normalbetong kan lettbetong lages med store variasjoner i trykkfasthet, og densiteten påvirker i stor grad styrken. Generelt blir lettbetong sterkere og stivere med høyere densitet. Andre faktorer som påvirker styrken til lettbetongen er størrelsen,

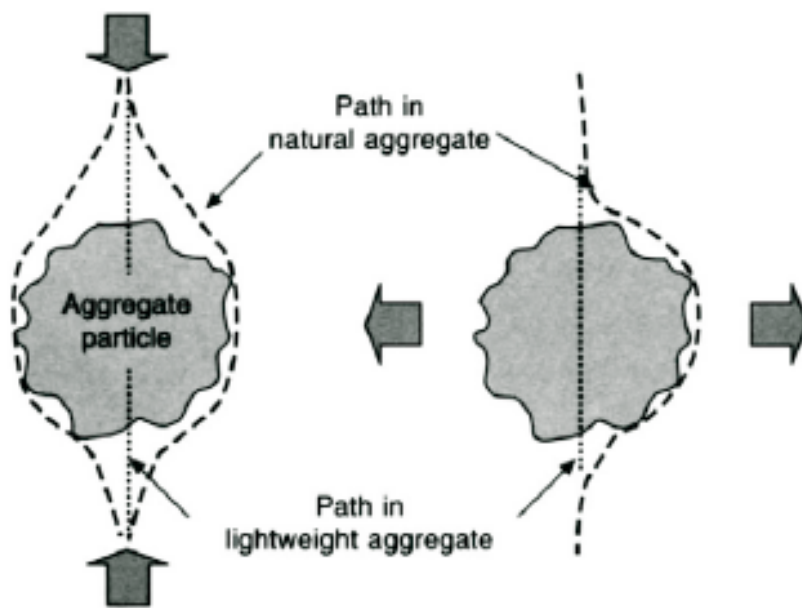
stivheten og styrken til tilslaget, sementens styrke, bindingene mellom sement og tilslag og vann/sement forholdet. Økt sementinnhold gir normalt sett økt styrke [16].

Lettbetongs meget gode forhold mellom styrke og densitet gjør det til et gunstig konstruksjonsmateriale i flere sammenhenger. Dette gjelder spesielt i konstruksjoner hvor egenlast er en utfordring. Gode eksempler på dette er broer med lange spenn og høye bygninger hvor lettbetong kan gjøre det mulig og redusere både tverrsnitt og fundamentstørrelse. Bruk av lettbetong i offshore konstruksjoner, som for eksempel oljeplattformer, er også blitt brukt ved flere anledninger. Bedre oppdrift og god fryse-tine motstand er to av de viktigste fordelene man oppnår for maritime konstruksjoner i et slik miljø [4].

Av andre fordeler kan det nevnes at lettbetong har lavere varmeledningsevne, termisk konduktivitet, og lavere termisk ekspansjon. Det egner seg derfor bedre som isolasjonsmateriale og har bedre brannmotstandsegenskaper enn normalbetong.

Lettbetongs E-modul er vanligvis noe lavere enn for normalbetong. Lett-tilslaget har generelt en lavere E-modul enn normalt tilslag og lettbetong inneholder som oftest mer sement. Det gir en E-modul som totalt sett er lavere, men verdien av denne kan også ha store variasjoner og avhenger av miksen brukt for å lage den aktuelle lettbetongen. Mindre stivhet i form av lavere E-modul gir også større deformasjoner. Effekten av dette blir ikke nødvendigvis veldig stor grunnet lettbetongens lavere egenvekt [16].

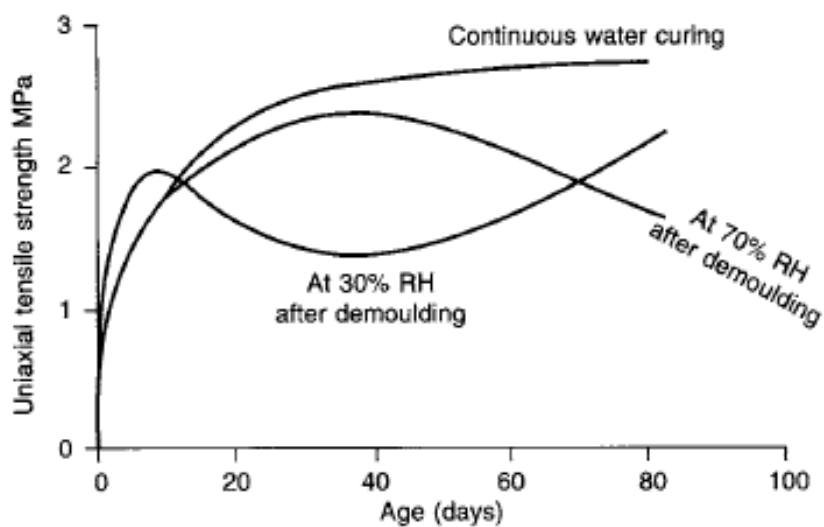
Selv om lettbetong har mange fordeler sammenlignet med normalbetong er det også noen ulemper. Lavere duktilitet og sprøere bruddoppførsel må sies å være den viktigste [16, 4]. Både lettbetong og normalbetong har en lineær spenning-tøyning sammenheng i begynnelsen når de blir utsatt for ytre laster. For normalbetong går spenning-tøyning kurven over til å bli ikke-lineær lenge før den kapasiteten er nådd. Dette skjer typisk ved en utnyttelsesgrad på 50% [16]. Når man nærmer seg maks kapasitet og brudd har man en relativt lang periode med bruddutvikling. For lettbetong derimot går spenning-tøyning kurven over til ikke-lineær oppførsel mye senere, helt opp i mot 90% av kapasiteten [4], og den ustabile bruddutviklingen skjer mye raskere. På grunn av dette får man et overveiende lite duktilt brudd med lite forvarsel. Duktilitet er gunstig for å oppdage brudd i et tidlig stadiet slik at man kan utbedre konstruksjonen eller sikre menneskeliv og materielle verdier. Den store forskjellen mellom de to spenning-tøynings kurvene kommer på bakgrunn av ulik kompatibilitet mellom tilslag og sementpasta. I normalbetong er stivheten til tilslaget mye større enn i sementpastaen og riss oppstår som oftest i overgangen mellom disse. I lettbetong derimot har tilslag og sementpasta tilnærmet lik stivhet som gjør lettbetong til et mye mer homogent materiale uten et utpreget svakt punkt [4].



Figur 2.9: Bruddpropagering i lettbetong og normalbetong [16]

Strekkfastheten blir påvirket av de samme faktorene som trykkfastheten, men avhenger også av et par andre ting. Når det oppstår riss i normalbetong og bruddlinjen utvikler seg, beveger risset seg rundt tilslagene. I lettbetong derimot beveger disse seg ofte gjennom tilslaget slik det fremgår i figur 2.9. Dette krever mindre energi og er en definitiv grunn til at brudd skjer raskere i lettbetong.

Hvis betong tørker ut oppstår en fuktighetsgradient som kan gi en betydelig reduksjon i strekkfasthet. Fordi tilslag i lettbetong er porøst og inneholder mer vann, er lettbetong mer sensitivt for uttørkning enn normalbetong [16].



Figur 2.10: Endring i strekkfasthet på grunn av uttørking [16]

Lett-tilslag har typisk høy absorpsjon, 5-15% etter 24 timer, mens det naturlige tilslaget er i området 0.5-2% [16]. Størrelsen på absorpsjonen er viktig da det i relativt stor grad påvirker egenskaper som formbarhet og pumpbarhet. Tilslag med høy grad av absorpsjon vanskeliggjør pumping og kan føre til at pumpe slangen tettes. Dette kan gi store utfordringer ved bruk av en slik type betong på bygge- og anleggsplasser.

De fleste typer lett-tilslag har en keramisk lignende struktur med relativt mye tomrom innvendig. Overflaten er typisk et relativt tett og tungt skall. Denne tette overflaten begrenser tilslagets absorpsjon, noe som gjør at den totale absorpsjonen faktisk ofte er lavere enn hva det store poreinnholdet skulle tilsi [16]. En annen viktig faktor som ofte begrenser bruken av lettbetong er at det koster mer å produsere på grunn av prosessen for å fremstille tilslaget.

2.4 Typer lettvektstilslag

Det brukes flere forskjellige råmaterialer for å produsere lett-tilslag. Dette, i tillegg til ulike fremstillingsmetoder, gir mange ulike produkter.

2.4.1 Leca

Leca er et byggemateriale som er godt kjent i Skandinavia. Tilslaget lages av leire og både produseres og brukes mye i Norge og Sverige. Måten dette fremstilles på er at en miks av vann og leire blir ført inn i en roterende ovn. Her varmes miksen opp til omkring 1200 °C grader som gjør at den tørker og ekspanderer før den tilslutt avkjøles. Produktet man får ut er ekspanderte ”leirkuler” med innvendige porer av varierende størrelse og en keramikk-lignende overflate[4].

2.4.2 Liapor

Liapor er et mye brukt tilslag som kommer fra Tyskland. Råmaterialet dette lages av er en myk type leirskifer som knuses, tørkes og males til pulver før dette komprimeres og blir til små steiner/partikler. Før det varmes opp i en roterende ovn og ekspanderer får overflaten et belegg av kalkstein. Ferdigproduktet er kuleformet og størrelsen bestemmes på forhånd samt at ekspansjonen kan kontrolleres etter ønsket densitet [4].

2.4.3 Lytag

I motsetning til de foregående tilslagene lages ikke Lytag av et naturlig råmateriale, men et industrielt biprodukt, nærmere bestemt pulverisert flyveaske. Dette biproduktet oppstår ved brenning av pulverisert kull og har vært mye brukt til å fremstille lett-tilslag i Storbritannia [4, 5].

2.5 Stalite

Stalite er et lett-tilslag som lages av Carolina Stalite Company i Nord Carolina, USA. Råmaterialet som brukes er en spesifikk type skiferstein, og kommer i fraksjonsstørrelsene 9.5mm, 12.5mm og 19mm i tillegg til helt fint subbus.

2.5.1 Produksjon

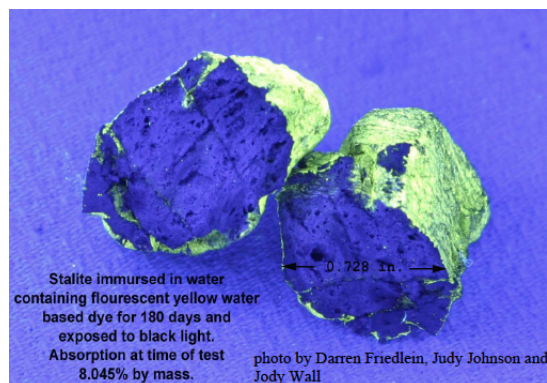
Ovnene som brukes for å produsere Stalite består av en lang sylinder med diameter på omkring 3.5 meter og er fra 45 til 55 meter lang. Den har en liten vinkel i forhold til horisontalplanet og kan rotere om sin egen lengdeakse. Måten produksjonen foregår på er at råmaterialet først varmes opp av en forvarmer i en moderat hastighet. Dette blir så ført videre inn i toppen av ovnen og beveger seg mot den varmeste delen nederst i ovnen, mens ovnen roterer i lav hastighet om sin egen akse. I det varmeste området av ovnen er temperaturen omkring 1200 °C. I den store varmen blir skifersteinen tilstrekkelig plastisk som gjør at ekspanderende gasser danner en struktur med mange små usammenhengende celler. Etter at partiklene har oppnådd en ønsket densitet forlater de bunnen av ovnen og blir luftavkjølt. Tilslutt blir det ferdige produktet knust og sortert etter fraksjonsstørrelse [4, 11].

2.5.2 Egenskaper

Lettbetong med Stalite som tilslag er blitt mye brukt som konstruksjonsmateriale i bygninger og broer i USA. Det ble også brukt i forbindelse med byggingen av offshore plattformen Hibernia i Canada. Raftsundet bro og Rungsundet bro er eksempler på bruk av lettbetong med Stalite som tilslag i Norge. Ved de fleste store konstruksjoner som dette er betongens pumpbarhet en viktig faktor og en stor utfordring. Problematikken tilknyttet pumping av lettbetong er at ved økende trykk kan vann presses inn i luftporene i tilslaget og føre til at pumpe slangene tettes. Dette er et problem med tilslag av ekspandert leire, som for eksempel Leca. Leca har en finfordelt og åpen porestruktur som fører til høy vannabsorpsjon. Strukturen til ekspandert skiferstein, som Stalite, har en åpen overflate, men lukket kjerne. Porene er i tillegg vanligvis lite sammenhengende som gjør at tilslaget absorberer relativt lite vann sammenlignet med andre lett-tilslag [3, 7].

I forbindelse med bruk av Stalite i Norge ble det utført fullskala pumpeforsøk med fokus på å vurdere støpelighetsegenskaper før og etter pumping og om pumpingen hadde negativ innvirkningen på strukturen i betongen. Lettbetongen med Stalite ble her pumpet gjennom en rørgate på 130 m med et trykk på 300 bar. Det ble gjort prøver både før og etter pumpingen som viste at luftporeinnholdet opprettholdes, densiteten øker minimalt og at egenskapene til den ferske betongen påvirkes i veldig liten grad. Fasthetsprøving før og etter pumping viste tilnærmede like verdier som indikerer at pumpingen ikke påvirker fastheten til Stalite [3].

Stalites vannabsorpsjon er normalt sett veldig lav i forhold til mange andre lett-tilslag. *Kwan Soo Youm m.fl, 2014* [30] hevder at den typisk ligger under 6%. Det er også blitt gjort egne forsøk av produsenten av Stalite [6] som indikerer veldig lav vannabsorpsjon. I et av forsøkene deres ble tilslaget nedsenket i vann som inneholdt fluoriserende stoffer i seks måneder. Som man ser på figur 2.11 er det bare de innvendige porene som er forbundet via mikroriss i tillegg til de utvendige som er fylt med vann. Den gjennomsnittlige absorpsjonen blant partiklene ble i dette forsøket målt til 8.0%.



Figur 2.11: Absorpsjon i vann tilsatt fluoriserende stoffer [6]

Kwan Soo Youm m.fl., (2014) [30] utførte forsøk på normalbetong og lettbetong med fem forskjellige tilslag gjennom et år. De så blant annet på hvordan tilslag påvirker materialeegenskaper som trykkfasthet og E-modul, samt hvordan disse egenskapene utvikler seg gjennom 365 døgn med herding. Liapor (Tyskland), Asanolite (Japan), Dols (Kina), Stalite (USA) og Argex (Belgia) var de fem lett-tilslagene som var med i forsøket. Lettbetongen med Stalite som tilslag var gjennomgående den som oppnådde de høyeste verdiene. På mikronivå var Stalite det tilslaget som hadde klart størst innvending porevolum og samtidig minst grad av sfæriske porer. Dette sammen med tykkere skillevegger mellom de innvendige tomrommene ble pekt på som grunnen til at Stalite lå nærmest normalbetongen i styrke og stivhet. Studien inkluderte også densitetstester på henholdsvis tørr-herdet, våt-herdet og ovn-tørkede prøvestykker. For normalbetongen og lettbetongen med Stalite var forskjellen mellom tørr-herdet og våt-herdet betong liten. For de andre lettbetongtypene var forskjellen noe større, spesielt for tilslagene av ekspandert leire.

Kapittel 3

Forberedelser

Fra tidligere er det gjort lignende forsøk med lett-tilslag ved NTNU utført av *Stemland og Thorenfeldt, (1997)* [27] fra SINTEF. Her ble det utført tester av bjelker av lettbetong med a/d forholdet som variabel lastet til de gikk til skjærbrudd. Det var ønskelig å sammenligne resultatene fra [27] med tilsvarende bjelker med Stalite. Slik ble bjelkene til denne oppgaven utformet med tilsvarende tverrsnitt som i [27]. Det ble besluttet å lage totalt seks bjelker med Stalite som lett-tilslag. Hensikten var at bjelkene skulle gå til forskjellige typer brudd for å studere responsen. Ved å variere bjelkenes armering og lastsituasjon ble type brudd kontrollert. To bjelker skulle gå til brudd ved bøyemoment, mens de resterende fire skulle gå til brudd ved skjær med a/d som eneste variabel. Disse blir i denne oppgaven derfor gjennomgående referert til som henholdsvis momentbjelker og skjærbjelker. Lasten som skulle påføres var to punktlaster symmetrisk om midtsnittet. Målene til samtlige bjelker var $150\text{mm} \times 250\text{mm} \times 2900\text{mm}$ [$b \times h \times L$]. Spennet mellom opplagerne ble satt til å være $L_0 = 2300\text{mm}$ for samtlige bjelker og er det samme som i tidligere forsøk. Dette ga lengdearmingen en forankringslengde på i underkant av $l_b = 300\text{mm}$. Egenlast av bjelkene er gjennomgående ikke inkludert i beregninger eller resultater.

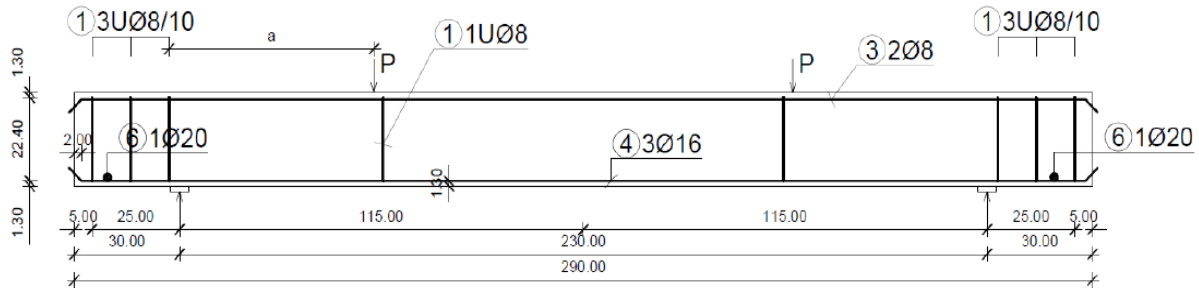
3.1 Bjelker

To av skjærbjelkene skulle ha $a/d = 2.3$ og to skulle ha $a/d = 4.0$. Den ene momentbjelken skulle ha gjennomgående armering, mens den andre skulle lages med omfaring i midtsnitt. Regneark i excel ble brukt for å beregne og vurdere bjelkenes skjær- og momentkapasitet, lengde- og skjærarmring, omfaringslengde og forankringslengde. Beregningene ble utført i henhold til Eurokode 2 [18]. Alle sikkerhetsfaktorer ble satt lik 1.0 for å gjøre de teoretiske verdiene likest mulig de forventede resultatene. I samtlige beregninger ble det lagt til grunn en forventet trykkfasthet på 60MPa , densitet på 1800kg/m^3 og en nominell overdekning på 15mm .

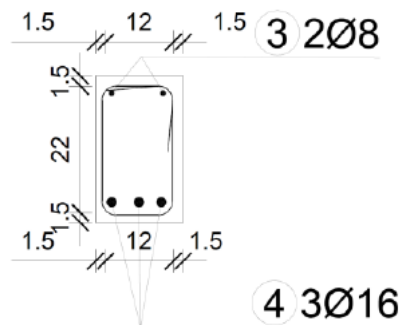
3.1.1 Skjærbjelker

For skjærbjelkene ble det valgt å ha 3Ø16 som lengdearmring i tillegg til 2Ø8 som trykkarmring i overkant. 8Ø8 bøyer symmetrisk om midtsnitt ble også brukt for å holde armeringen sammen og for å kunne plassere den på riktig plass. Dette gir en teoretisk

effektiv høyde, d , på 219mm . Beregninger viste at skjærkapasiteten ble dimensjonerende for både a/d forhold lik 2.3 og 4.0. Armering og mål oppgitt i cm vises i figur 3.1 og figur 3.2.



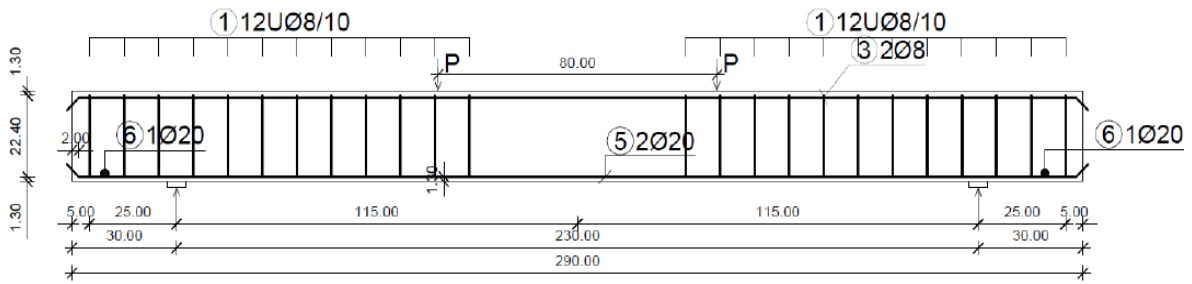
Figur 3.1: Oppriss skjærbjelker



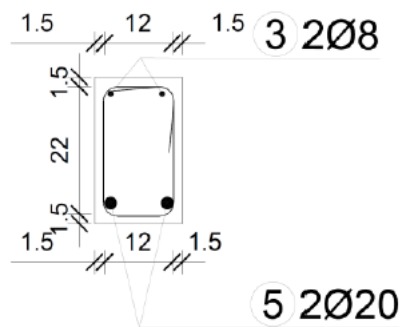
Figur 3.2: Tverrsnitt skjærbjelker

3.1.2 Momentbjelker

I utgangspunktet var tanken å ha samme armeringsoppsett for moment- og skjærbjelkene. På grunn av omfaringen i den ene bjelken ble det raskt klart at det ikke ville være mulig å plassere 6Ø16 ved siden av hverandre. Det ble i stedet valgt å bruke 2Ø20 som lengdearmering, som gir ganske likt armeringsareal. Den effektive høyden ble derfor 217mm , altså noe mindre enn for skjærbjelkene. Det var ønskelig å ha et stort område med konstant moment i midtsnitt slik at avstanden mellom punktlastene ble satt til 800mm . Dette gir et a/d forhold på 3.43. Beregninger viste at for å oppnå et momentbrudd var det nødvendig å skjærarmere bjelken. Det ble valgt å bruke totalt 24Ø8 bøyler med 100mm senteravstand. Disse ble plassert fra ytterkant av bjelken og 100mm forbi punktlasten på begge sider. Også i disse bjelkene ble det lagt inn 2Ø8 i overkant. Armering og mål i cm for momentbjelken uten omfaring vises i figur 3.3 og figur 3.4.

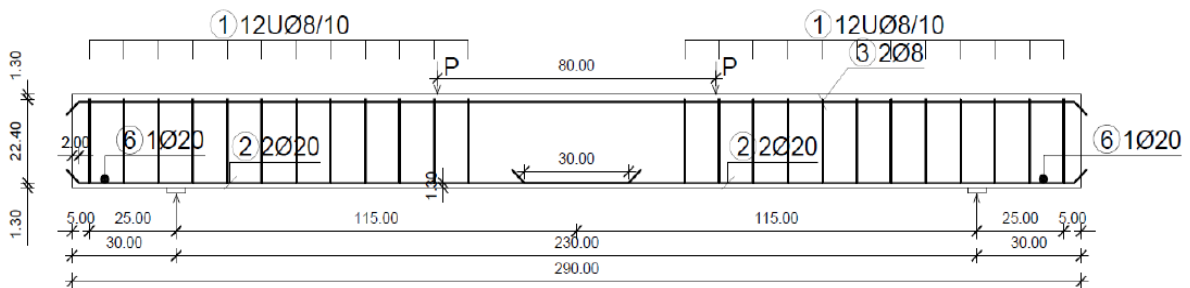


Figur 3.3: Oppriss momentbjelke uten omfaring

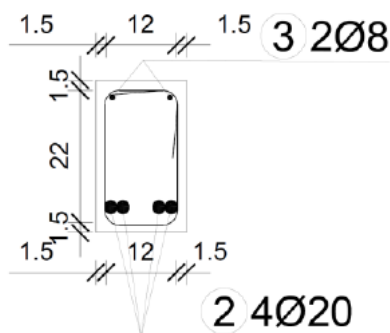


Figur 3.4: Tverrsnitt momentbjelke uten omfaring i midtsnitt

For bjelken med omfaring var det ønskelig at nettopp omfaringen skulle være det svakeste punktet. Dimensjonerende omfaringslengde ble beregnet til å være ca 600mm basert på forventet trykkfasthet og densitet. For å være sikker på å få et omfaringbrudd ble omfaringen valgt til $15 \times \text{Ø}20 = 300\text{mm}$. Armering og mål i cm vises i figur 3.5 og figur 3.6.



Figur 3.5: Oppriss momentbjelke med omfaring



Figur 3.6: Tverrsnitt momentbjelke med omfaring i midtsnitt

3.2 Kuber og sylindre

Det ble planlagt å lage totalt tolv kuber med dimensjoner $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 100\text{mm}$ for å teste betongens trykkfasthet. Tre skulle testes etter 7 dager, tre etter 28 dager og seks for de to dagene testingen av bjelkene var planlagt. For å teste strekkfasthet, E-modul og trykkfasthet ble det besluttet å lage 24 sylindre med diameter = 100mm og høyde = 200mm . Det ble planlagt å teste tolv sylindre etter 28 dager. Tre for trykkfasthet, tre for E-modul og seks for strekkfasthet. Resterende skulle testes sammen med bjelkene for å kontrollere eventuelle endringer i fastheten til betongen. I forbindelse med Ph.d. oppgaven som pågikk parallellt ble det i tillegg laget tre prismer a $100\text{mm} \times 100\text{mm} \times 1200$ for å bestemme betongens bruddenergi.

3.3 Materialer

Betongblandingen som skulle brukes ble tilsendt av kværner, med mengder oppgitt i kg/m^3 tørr masse.

Stoff	Mengde [kg/m^3]
Anlegg	401.5
Elkem Microsilica	20.1
Fritt vann	168
Absortbert vann	1 time absorpsjon
Årdal (NSBR) 0/8 mm	720.3
Stalite 1/2" $\approx 12.7\text{mm}$	575.9
Sika ViscoCrete RMC-420	2.49
Mapeair 25 1:9	2.21

Tabell 3.1: Betongblanding mottatt fra Kværner

Armeringen ble bestilt fra SMITH Stål og er kamstål av typen B500NC. Det ble bestilt både ferdig kappet lengdearmering og ferdig bøyde skjærbøyler etter mål på bjelkene. Stålet tilfredstiller kravene etter NS3576 [22] med midlere flytespenning og bruddspenning på henholdsvis $f_{ym} = 533\text{MPa}$ og $f_{um} = 628\text{MPa}$.

Kapittel 4

Metode

I dette kapitlet følger en detaljert gjennomgang av hvordan bjelker og prøvestykker ble fremstilt samt testoppsett og nødvendig instrumentering for testing. Metoder for utførelse av eksperimenter og tilhørende ligninger for beregning av resultater blir også presentert.

4.1 Bjelker

4.1.1 Armering

Armering ble bundet med stålbindestråd og det ble sveist en tverrgående 140mm lang Ø20 fast til lengdearmeringen i hver ende for å sikre forankring på utsiden av opplagene. Figur 3.1 til 3.6 viser armeringsoppsettet. I bjelkene som skal gå til momentbrudd eller omfaringsbrudd er det hensiktsmessig å vite tøyningen i lengdearmeringen. Dermed ble strekkplater limt fast i midtsnitt, og armeringen slipt ned for å lage en glatt overflate. For å beskytte strekkplattene mot vann ble de først tapet over også lagt et tynt lag med silikon over det igjen.

4.1.2 Forskaling

Forskaling ble laget med limtreplater med en glatt overflate som ble satt inn med formolje for å hindre at betongen festet seg.

4.2 Betong

I laboratoriet ble resepten regnet om til mengder og kalibrert for volum for å oppnå det ønskede volumet på $0.8 m^3$. Betongen ble blandet i en motorisert mikser med kapasitet på $0.8 m^3$. Under blandingen ble det holdt øye med tiden for å tilsette rett stoff til rett tid.

4.2.1 Absorpsjon

Mengde fritt vann som må være tilgjengelig i betongblandingen varierer med tilslaget fuktinnhold og absorpsjonsegenskaper. Det var derfor nødvendig å bestemme hvor mye fukt tilslaget inneholdt på samme tid som blandingen ble gjort. Absorpsjonstesting ble utført i henhold til ASTM [24] med to prøver på minimum 3 kg. Prøvene ble tørket i en

ventilert ovn ved 100 °C i 24 timer, deretter plassert i vannbad. 24 timers og 100 timers absorpsjon ble bestemt til henholdsvis 6% og 8.3%. Dette samsvarer godt med resultatene produsenten av stalite selv oppgir for tilslaget som ble brukt [26].

4.2.2 Støping

Betongblandingen ble fremstilt uten Mapeair, noe som ikke var tilgjengelig da støpingen ble gjort. Luftinnholdet ble estimert til 2.6% fra den ferske blandingen med en metode som brukes for normalbetong. Denne metoden tar ikke høyde for lufttomrommene i letttilslaget slik at det faktiske luftinnholdet vil være noe høyere. Videre ble det tilsatt 1.7l ekstra vann og 498g ekstra superplasticizer under blanding for å oppnå ønsket viskositet og slump. Tabell 4.1 viser alle mengder i kg som ble brukt til den endelige miksen. Slumptest viste 120mm som er innenfor det som regnes som en god arbeidsslump. Betongblandingen viste seg likevel å være vanskelig å arbeide med grunnet en stor andel stort tilslag med størrelse mellom 4mm og 12.7mm stalite. Seks bjelker a 2900mm × 150mm × 250mm [$L \times b \times h$], tre prismer a 1200mm × 100mm × 100mm [$L \times b \times h$], 22 sylindere med diameter = 100mm og høyde = 200mm og tolv kuber 100mm × 100mm × 100mm ble støpt. For å sikre god fordeling ble det brukt en vibrator i bjelkene.

Tilsats	Mengde, [kg]
Anlegg	318.57
Elkem Microsilica	15.72
Fritt vann	75.1
Absortbert vann	32.10
Årdal (NSBR) 0/8 mm	596.45
Stalite 1/2" ≈ 12,7mm	495.03
Sika ViscoCrete RMC-420	2.561
Mapeair 25 1:9	0

Tabell 4.1: Betongblanding

4.2.3 Herding

Etter 24 timer herding ble forskalingen på sylindere og kuber fjernet. Det viste seg at syv sylindre og to kuber ikke hadde fordelt seg nok til å gi en tilfredstillende glatt overflate. Tilslaget var synlig flere steder. En sylinder ble umiddelbart forkastet og 21 sylindere og tolv kuber ble plassert i vannbad for herding. Etter 40 timers herding ble forskaling på bjelkene fjernet. Det viste seg at forskalingen ikke var tilstrekkelig stiv, og hadde bøyd seg ut i midtsnitt. Bjelkene varierte derfor i bredde mellom 150mm og 180mm i overkant midtsnitt. Bjelkene ble så omsluttet med våte striesekker og en klar dampspærreplastikk for å tilnærme herding i vannbad med full vannmetning.

4.2.4 Testmaskiner

Det ble brukt to ulike maskiner til testingen av sylindre og kuber. En datastyrt *ToniTechnik* trykkpresse med kapasitet på 3000kN ble brukt for å finne trykkfasthet og

E-modul. For spaltestrekfastheten ble det brukt en mekanisk *Mohr Federhaff Losenhau- sen* trykkpresse fra 1972 med kapasitet på $300\text{tonn} \approx 3000\text{kN}$. Her måtte målingene avleses manuelt, og denne ble brukt til å teste 7 dagers trykkfasthet av tre kuber.

4.2.5 Trykkfasthet

$$f_{lc} = \frac{F_c}{A_c} \quad (4.1)$$

Trykkfasthet i MPa ble bestemt med ligning 4.1, hvor A_c er areal av pålastningsflate, F_c er påført kraft i *Newton* og f_{lc} er trykkfasthet.

Kuber

Prøvestykkene i form av kuber ble testet i henhold til Eurokodens spesifikasjon for testing av herdede prøvestykker i betong [19]. Støpesiden av kubene ble plassert vekk fra pålastningsflatene slik at flatene som ble påført last hadde en glatt overflate. I Losenhau- sen maskinen ble prøvene manuelt forhåndslastet til i underkant av 10kN som med dimensjonene på kubene tilsvarer 1MPa og overslagsvis 2% av forventet bruddlast. Den datastyrte *ToniTechnik* maskinen forhåndslastet kubene automatisk til underkant av 1% av bruddlast. Deretter fortsatte testen uten tidsavbrudd med en pålastningshastighet på 0.8MPa/s .

Sylindere

Testingen ble utført etter NS3676 [17] og Eurokoden [19] i en *ToniTechnik* trykkpresse. Fordi den er datastyrt er initiell last automatisk under 1% av bruddlast. Under testen var lastpåføringshastigheten 0.8MPa/s til brudd. Etter testingen for E-modul ble sylindrene pålastet videre til brudd for å bestemme trykkfasthet.

4.2.6 E-modul

Testingen for E-modul ble utført etter NS3676 [17], i en *ToniTechnik* trykkpresse. Metoden innebærer syklisk på og avlastning i trykk med tre tøyingsmålere.

4.2.7 Spaltestrekfasthet

Testen ble utført i henhold til Eurokoden *Prøving av herdnet betong Del 6: Prøvelegemers spaltestrekfasthet* [20] i *Mohr Federhaff Losenhau- sen* trykkpressen. Sylindrene ble plassert sentrisk med en tynn tre-strips under og over for å sikre riktig lastpåførsel. Lastpåføringen gir en teoretisk tilnærmet uniform strekkspenning gjennom et langsgående snitt gjennom diameteren til sylindren.

$$f_{lct} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (4.2)$$

Ligning 4.2 gir spaltestrekfasthet etter Eurokoden, hvor F er bruddlast, L er lengden av sylindren som ble påført last, og d er sylinderprøvens diameter.

4.2.8 Densitet

Volumet til prøvene ble funnet ved å måle oppdrift nedsenket i vann etter Eurokoden *Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong* [21]. Volumet V av kubene ble funnet med ligning 4.3, hvor m_a er prøvens masse i luft og m_w er prøvens masse nedsenket i vann. Alle beregnede densiteter er rundet til nærmeste 10 kg/m^3 i tråd med Eurokoden [21].

$$V = \frac{m_a - m_w}{\rho_w} \quad (4.3)$$

Det ble brukt samme vekt til målinger av prøvenes masse over og under vann. Vekten ble nullstilt med stativ under vann. Vannets densitet ble satt til $\rho_w = 998\text{ kg/m}^3$. Prøvenes densitet ρ ble deretter bestemt ved ligning 4.4.

$$\rho = \frac{m_a}{V} \quad (4.4)$$

Mettet densitet

Mettet densitet gir en indikasjon på ovnstørr densitet, som ble brukt til beregninger for å tilpasse videre testing. Bestemmelse av betongens vann-mettede densitet ble bestemt etter Eurokoden *Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong* [21].

Ovnstørr densitet

Eurokoden bruker hovedsaklig ovnstørr densitet for klassifisering [18, 21]. Sylindrene som var splittet i to etter spalttestrekkefasthetstesten ble brukt til å teste den ovnstørre densiteten etter *Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong* [21]. Volumet til hver prøve ble fastsatt på samme måte som forklart i avsnittet over før de ble plassert i en ventilert ovn med temperatur på $100\text{ }^\circ\text{C}$. Prøvene ble etter et tidsrom med tørking veid og det ble beregnet endring i vekt i prosent fra forrige veiing. Når endringen i masse mellom to veiinger var mindre enn 0.2% , ble denne veide massen satt som ovnstørr masse.

4.2.9 Bruddenergi

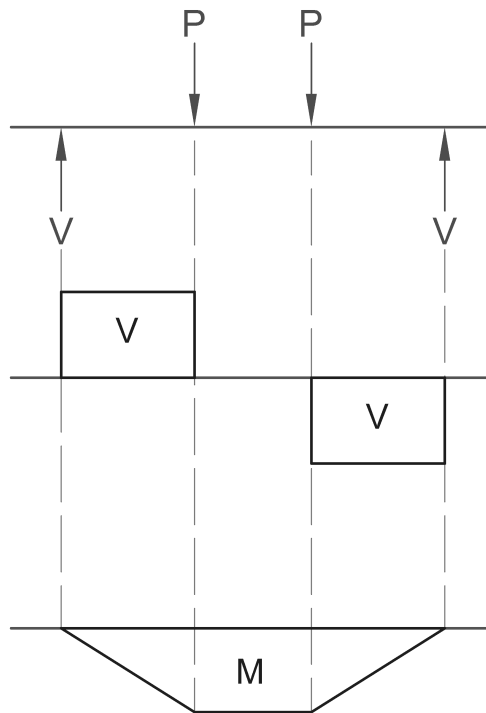
Bruddenergi ble testet etter en metode utarbeidet av SINTEF, (se vedlegg A.2), hvor oppsettet er en trepunktstest med et fritt opplagt prisme. Prismet spenner 1 m og lastes med konstant nedbøyning på 0.1 mm/min midt i spennet. Midt i spennet er det sagt ut et hakk i underkant. Arealet under last-nedbøyningskurven brukes til å regne ut bruddenergien med ligning 4.5.

$$G_f = \frac{W_0 + (2 \cdot 0.4 \cdot p \cdot 9.81 \cdot \delta)}{b \cdot h} \quad (4.5)$$

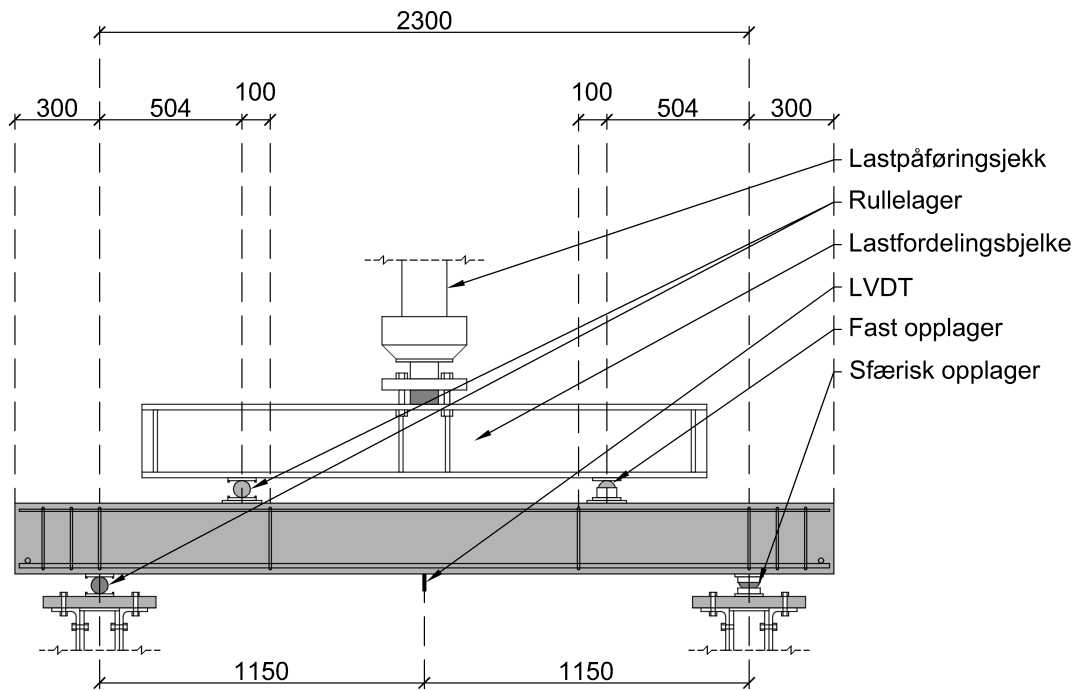
G_f er bruddenergien i N m/m^2 , W_0 er arealet under bjelkens last-nedbøyningskurve, p er prismets vekt som ble estimert med en mettet densitet på $\rho_{lcs} = 1990\text{ kg/m}^3$ og volum etter geometri på $V = 0.012\text{ m}^3$. b er bredde og h er høyde fratrukket høyden av hakket i underkant. h og b ble funnet ved manuell måling av bruddflaten etter brudd. Middelværdien av begge bruddflater ble brukt for hver måling av bruddarealet A . For testoppsett og ytterligere detaljer, se vedlegg A.2.

4.3 Testoppsett Bjelker

Bjolkene ble plassert i en ramme med en jekk med kapasitet på 100tonn $\approx 1000kN$. Lasten fra jekken ble fordelt med en stiv fordelingsbjelke i stål. Hensikten med oppsettet var å tilnærme en teoretisk 4-punkts lastsituasjon med en fritt opplagt bjelke. Figur 4.1 - 4.4 illustrerer testoppsettet I figur 4.1 er den teoretiske lastvirkningen illustrert. Dette gir en momentsone mellom lastp f ringspunktene og skjærsone mellom lastpåføring og opplegg. Systemet i figur 4.1 er statisk bestemt og løsningen ved påført last P vil gi $V = P$ og $M = Va$ hvor a er avstand mellom opplager og nærmeste last P .

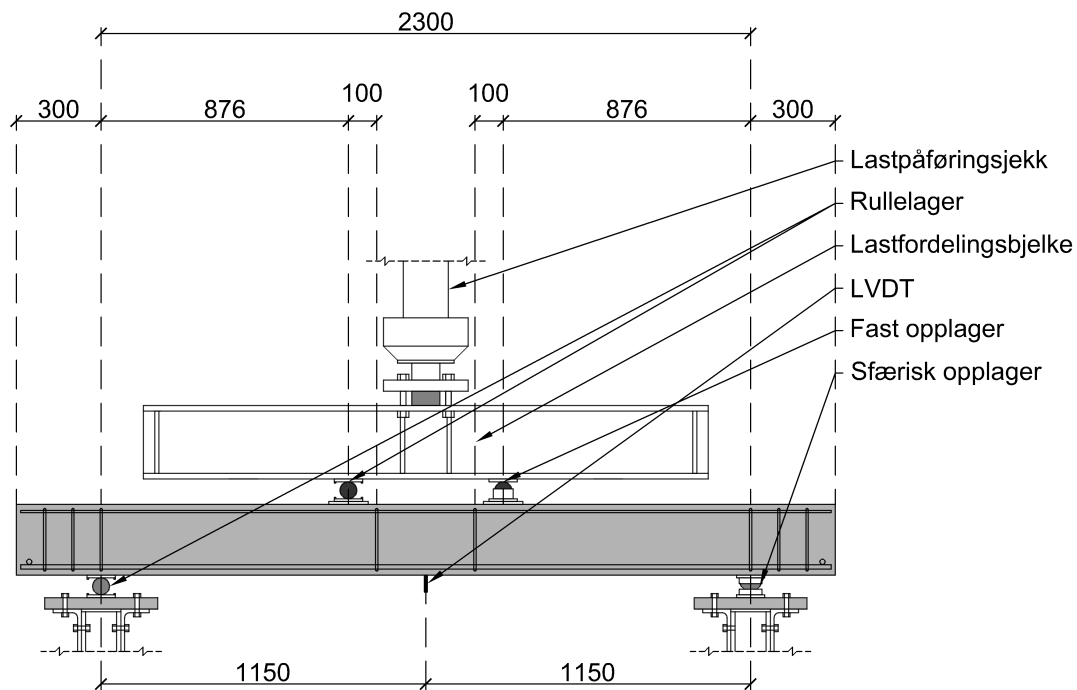


Figur 4.1: Teoretisk lastvirkning ved 4 punkts lastsituasjon



Figur 4.2: Testoppsett for bjelke med $a/d = 2.3$

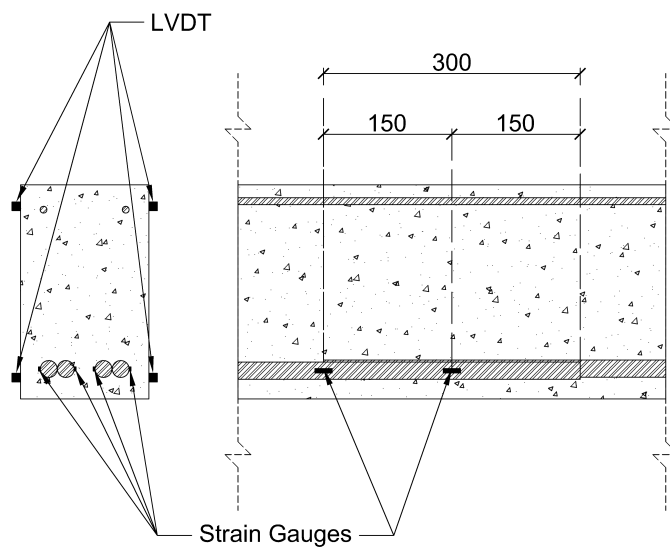
Både to-punkts lastpåføring og begge opplagere hadde rullelager for fri horisontal bevegelse. Slik ble det tatt høyde for randbetingelsene ved fritt opplegg. Eventuelle geometriske avvik i bjelken ble tatt høyde for ved å bruke et sfærisk kulelager som fast opplager, slik at uønskede torsjonskrefter gjennom tversnittet ble unngått. Da oversiden av bjelken er ujevn ble det lagt en 10mm tykk trefiberplate mellom hver av opplagerne som fordeler lasten fra jekken og toppen av bjelken. Dette sikrer at lasten fra jekken fordeles jevnt ut over toppen av bjelken, men fører også til at lengdeendringen til jekken ikke er den samme som nedbøyningen til bjelken på grunn av de myke fiberplatene. Last på bjelkene ble påført ved konstant nedbøyning, hvor jekken leser tilbake påført last. Nedbøyningshastigheten ble satt til $0.5\text{mm}/\text{min}$ for de fire skjærbjelkene og $1.0\text{mm}/\text{min}$ for de to momentbjelkene. Ulik last-nedbøyningsrespons, kapasitet og bruddform er bakgrunnen for valg av ulik lastpåføringshastighet på bjelkene.



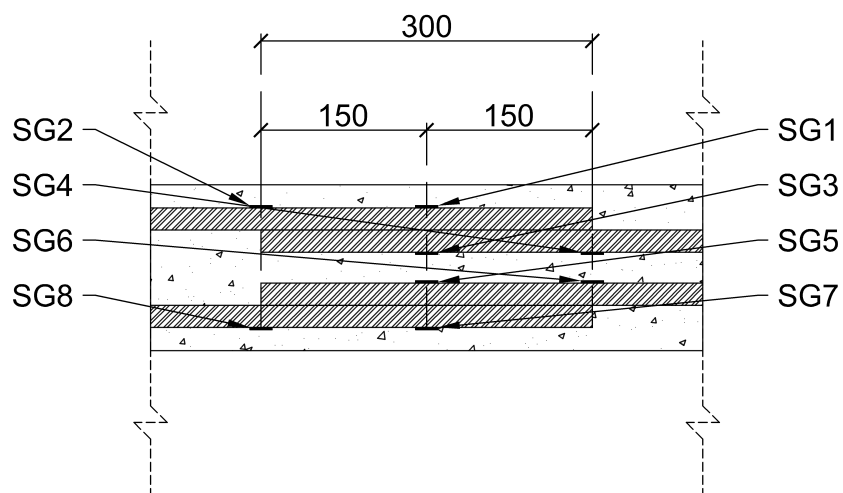
Figur 4.3: Testoppsett for bjelke med $a/d = 4.0$

4.3.1 Måleinstrumenter og programmer

For å måle nedbøyning hadde hver bjelke en LVDT i underkant i midtsnittet. Moment- og omfaringsbjelken hadde i tillegg en LVDT under hver punktlast for nedbøyning, to LVDT'er på hver side av bjelken i midtsnitt og strain gauges på armeringen i midtsnitt for å måle tøyning. LVDT'ene på sidene målte lengdeendring over en distanse på 200 mm. Strain gaugene er av typen *FLA-6-11-5L, 120 Ohm*. Figur 4.2 til 4.4 viser plassering av LVDTer og 4.5 - 4.7 viser instrumenteringen i detalj for hver bjelke. Samtlige måleinstrumenter ble koblet til en *HBM spider 8 måleforsterker* for registrering av dataene. Herfra sendes målingene videre til en datamaskin, som bruker et softwareprogram kalt *Catman Easy ap*, hvor de blir prosessert og lagret i en .text fil.



Figur 4.6: Instrumentering omfaringsbjelke



Figur 4.7: Instrumentering omfaringsbjelke, horisontalsnitt

Kapittel 5

Resultater

Dette kapittelet inneholder en detaljert presentasjon av resultatene fra all testing gjort i laboratoriet. Samtlige prøvestykker og bjelker ble støpt fra samme $0.8m^3$ store blanding med tidligere presentert oppskrift. Slik er alle presenterte materialparametere representative for samtlige bjelker.

5.1 Materialparametere

Mettet densitet	ρ_{lcs}	1980 kg/m^3
Ovnstørr densitet	ρ_{lco}	1850 kg/m^3
Trykkfasthet, kube 7 dager	f_{lcm7}	57.3 MPa
Trykkfasthet, kube	f_{lcm}	73.8 MPa
Trykkfasthet, sylinder	f_{lcm}	67.8 MPa
Spaltestrekfasthet	f_{lctm}	4.05 MPa
E-Modul	E_{lcm}	24175 MPa
Bruddenergi	G_f	76.7 Nm/m^2

Tabell 5.1: Materialparametere

Tabell 5.1 er et sammendrag av gjennomsnittlige materialparametere fra betongmiksen som ble brukt i denne rapporten. Alle resultatene kommer fra testing av prøvestykker fra samme $0.8m^3$ store blanding med den aktuelle betongmiksen. Med unntak av 7 dagers trykkfasthet er parameterne resultatet av eksperimenter utført mellom 28 og 36 dager med herding i vannbad. En mer detaljert presentasjon av resultater og testing av alle prøvestykker følger videre i kapittel 4.

5.1.1 Trykkfasthet

Kuber

De gode kubene fikk id nummer fra 1 til 10 og de to dårlige prøvene ble navngitt BS1 og BS2. Etter 7 dager ble tre kuber hentet ut av vannbad for testing. Målet for testingen var å bestemme 7 dagers trykkfasthet. To av kubene hadde tilnærmet feilfri overflate og en hadde en side som var meget ujevn og tilslaget var stedvis synlig. Kubene ble

likevel vurdert til ha tilfredstillende kvalitet for testing av trykkfasthet. Kubene med tilnærmet feilfrie sider (kube 1 og 2) viste en god symmetrisk timeglassform på bruddet, og lastpåføringsflatene hadde minimale skader etter brudd. BS2 hadde en ujevn side og viste en bruddform som var rimelig usymmetrisk og av lastpåføringsflatene hadde skader på omtrent halve flaten. Til tross for bruddformen var det små avvik mellom oppnådd bruddfasthet mellom alle prøvene. Testapparatet oppga påførte krefter i tonn, og ved å sette tyngdens akselerasjon til $g = 9.81m/s^2$ ble den påførte kraften omgjort til *Newton*. Tabell 5.2 viser prøvenes respektive trykkfasthet. Dette resulterte i en middelvei på kubenes trykkfasthet til $f_{lc\bar{7}} = 57.3MPa$. Med tre kuber ble midlere mettet densitet av prøvene funnet til å være $\rho_{lc} = 1980kg/m^3$.

Kube	$f_{lc}, [MPa]$
1	57.4
2	59.6
BS2	54.9

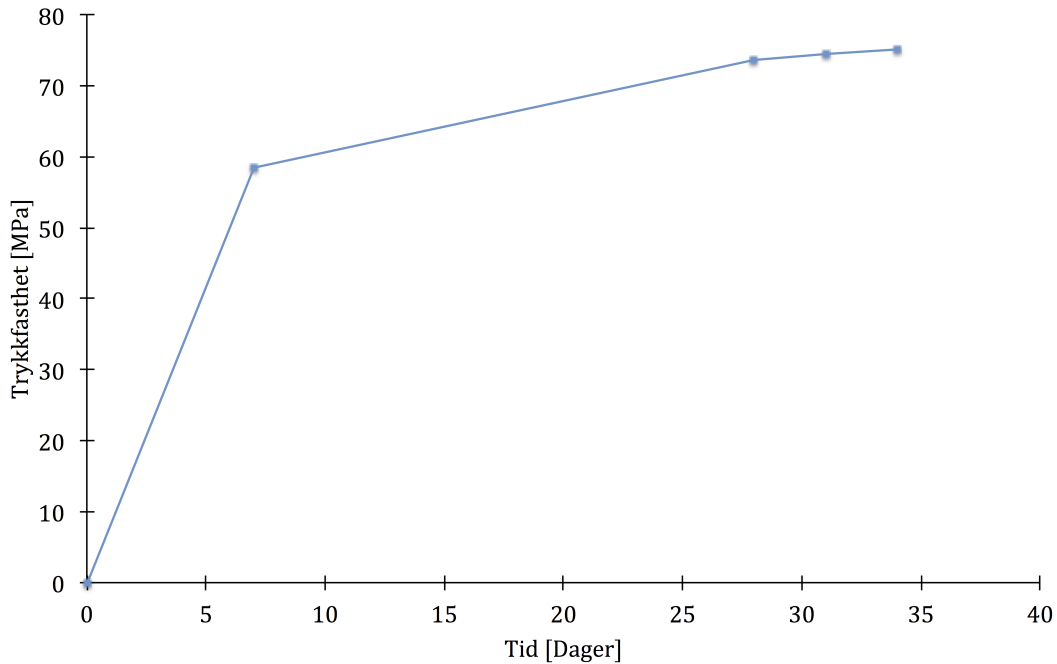
Tabell 5.2: Trykkfasthet etter 7 døgn

Resten av kubene ble testet ved 28, 31, 34 dager etter herding i vannbad. Disse ble testet i den datastyrt ToniTechnik maskinen og de respektive prøvenes testresultater er gjengitt i tabell 5.3.

Kube	$f_{lc}, [MPa]$	Dag
3	72.7	28
4	75.0	28
5	73.4	28
6	74.1	31
7	74.9	31
8	74.6	31
9	76.6	34
10	73.7	34
BS1	69.0	34

Tabell 5.3: Trykkfasthet kuber

Testapparatet er kalibrert for å gi en jevn lastfordeling, og alle bruddformene ble vurdert som tilfredstillende. Det er tydelig at det ikke er en signifikant forandring i trykkfasthet i tidsrommet med testing. Dermed gir disse resultatene en midlere trykkfasthet for kubene på $f_{lc} = 73.8[MPa]$.



Figur 5.1: Utvikling i trykkfasthet kuber

Figur 5.1 viser utviklingen i trykkfasthet for kubene uten resultatene fra de dårlige prøvene BS1 og BS2. Grunnen er at disse prøvene hadde dårligere overflater, lavere densitet enn de andre prøvene, og testverdiene var avvikenede. Resultatene for dag 28 og 34 er derfor middelerdi basert på de to resterende feilfrie prøvestykkene. De midlere verdiene uten BS1 og BS2 brukt til figur 5.1 er gitt i tabell 5.4.

$f_{lcm}, [MPa]$	Dag
58.5	7
73.7	28
74.5	31
75.2	34

Tabell 5.4: Utvikling trykkfasthet kuber

Sylindere

Alle sylindere som ble vurdert gode nok for testing ble nummerert 1 til 16. Samtlige ble slipt på begge endeflater slik at disse ble parallelle og dermed ga uniform trykkspenning ved lastpåførsel. Trykkfastheten til sylindere ble bestemt på første og siste dag med testing. Slik ble seks testet etter 28 dager med herding og fire ble testet etter 36 dager med herding. Den mettede densiteten ble testet etter 28 dager med herding.

Sylinder	f_{lc} , [MPa]	Dag
3	68.0	28
8	67.0	28
9	68.8	28
10	71.1	28
11	62.0	28
12	67.8	28
13	71.2	36
14	69.7	36
15	67.4	36
16	65.3	36

Tabell 5.5: Trykkfasthet sylindere

Alle prøvene ga eksplosive brudd i trykk, og alle bruddformene ble vurdert som tilfredsstillende. Resultatene til alle ti prøvestykkene som ble testet for trykkfasthet er gjengitt i tabell 5.5. Etter tabell 5.5 er midlere mettet densitet og trykkfasthet for sylindere dermed henholdsvis $\rho_{lc} = 1990 \text{ kg/m}^3$ og $f_{lcm} = 67.8 \text{ MPa}$.

5.1.2 E-modul

For å bestemme spenning-tøynings relasjon, E-modul og trykkfasthet ble tre sylindere testet etter NS3676. Et sammendrag av resultatene vises i tabell 5.6. Resultatene ga en midlere E-modul på $E_{lcm} = 24175 \text{ MPa}$.

Sylinder	E_{lc} [MPa]	f_{lc} [MPa]
3	24972	68.0
8	24172	67.0
11	23381	62.0

Tabell 5.6: Trykktest etter NS3676

5.1.3 Spaltestrekkfasthet

Seks sylindre ble testet for spaltestrekkfasthet og resultatet vises i tabell 5.7. Alle prøvene viste gode bruddformer, hvor bruddet gikk gjennom hele diameteren og lengden til prøvestykket. Resultatet er rundet til nærmeste 0.05 MPa etter Eurokoden [20]. Midlere spaltestrekkfasthet etter 28 dager ble dermed funnet til $f_{lctm} = 4.05 \text{ MPa}$

Sylinder	f_{lct} [MPa]
1	3.55
2	4.30
4	4.60
5	3.90
6	3.50
7	4.55

Tabell 5.7: Spaltestrekkfasthet sylindere

5.1.4 Densitet

Mettet densitet ble bestemt for samtlige kuber og sylindere. Hensikten med dette var å kunne begrunne eventuelle avvik i resultatene for materialparametere. Den midlere mettede densiteten for alle prøvestykker ble funnet til $\rho_{lcs} = 1990 \text{ kg/m}^3$. Fra testen av spalttesttrekkfasthet fikk man totalt 12 halve sylindere som ble brukt til å finne ovenstørr densitet. Volumet til disse halve sylindrene var i gjennomsnitt 0.7 liter, noe mindre enn kravet på 0.75 liter som Eurokoden [20] oppgir. Etter 146 timer med tørking var prosentvis forandring i masse fra 120 timer tørking gjennomsnittlig 0.06%. Dermed ble ovenstørr masse satt ved 146 timer tørking og resulterte i en ovenstørr densitet på $\rho_{lco} = 1850 \text{ kg/m}^3$

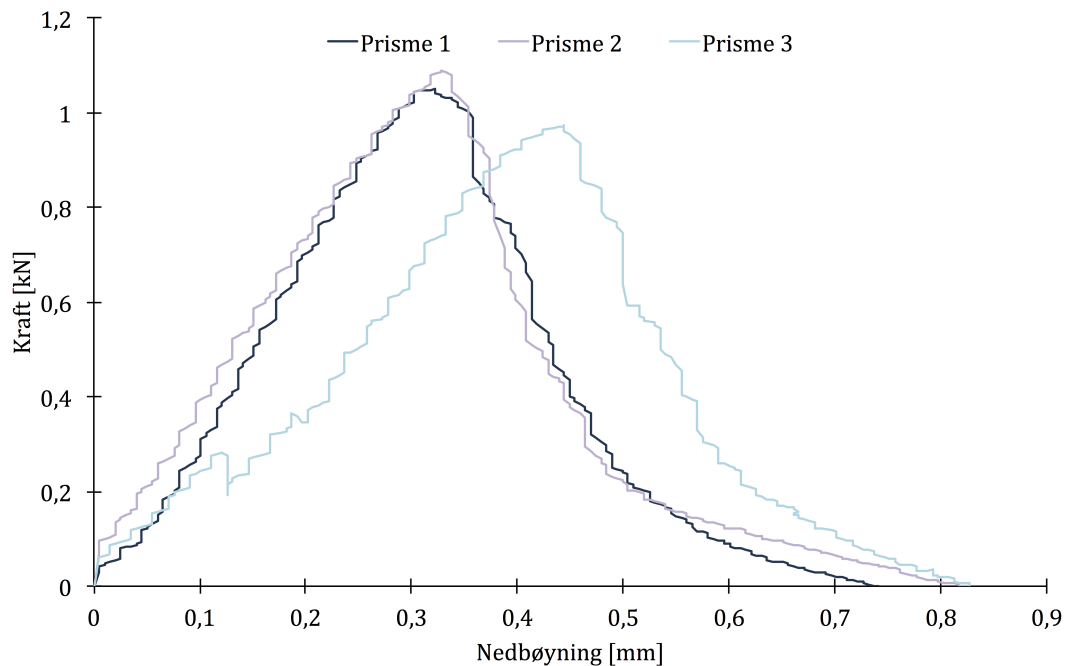
5.1.5 Bruddenergi

Bruddenergien ble testet etter 36 dager med herding i vannbad. Ved visuell inspeksjon av bruddflatene anslås det at omkring 90% av bruddrisset propagerte gjennom stalitetilslaget. Resultatet er gjengitt i tabell 5.8.

Prisme	$G_f [Nm/m^2]$
1	72.6
2	78.3
3	79.4

Tabell 5.8: Bruddenergi

Med testing av tre prizmer ble midlere bruddenergi $G_{fm} = 76.7 \text{ Nm/m}^2$. Det største tilslaget i bruddflaten var omtrentlig 15 mm over lengste akse for alle tre bruddflater. Last-nedbøyningskurvene brukt til utregning av W_0 for de tre prøvestykkene er gjengitt i figur 5.2.



Figur 5.2: Kraft-nedbøyning for bruddenergi-prizmer

5.2 Bjelker

Bjelketestingen gikk over totalt fem dager. Bjelkene ble støpt i par med nummererings id (I) og (II), hvor hensikten er at bjelke (I) og (II) skal validere resultatene innad i hvert par. Pålastningen av hver bjelke var styrt ved konstant nedbøyningshastighet i mm/min og nedbøyningen ble stoppet når lastvirkningen nådde et forhåndsbestemt nivå i kN . Pausene på hvert lastnivå varte i fem minutter og nedbøyningen ble holdt konstant. Disse pausene ble brukt til å tegne og dokumentere rissutviklingen over høyden på tverrsnittet. I pausene var det et tydelig fall i registrert last fra jekken som følge av relaksasjon i materialene når nedbøyningen i mm holdes fast. Alle uspesifiserte verdier i kN viser til total registrert last fra lastpåføringsjekken. For å feste alle opplagere og kontaktpunkter i testoppsettet ble bjelkene påført en last på $2kN$ fra jekken. Deretter ble relevante instrumenter nullstilt. Egenlast av bjelkene er ikke inkludert i resultatene.

5.3 Skjærbjelker

Tabell 5.9 viser de viktigste verdiene til de fire skjærbjelkene som ble testet. Som tidligere i avsnittet er lastene oppgitt som total registrert last fra lastpåføringsjekken som er det dobbelte av skjærkraften grunnet symmetri om to lastpåføringspunkter. Med skjærsone menes området på bjelkene mellom lastpåføring og opplager, hvor skjærkreftene i den aktuelle lastvirkningen opptrer. Med momentsone menes området på bjelkene mellom lastpåføringene, hvor momentet er konstant og har sitt maksimum.

a/d	2.3		4.0	
Bjelke	I	II	I	II
Risslast, $P_r[kN]$	50	43	21	21
Skjærrisslast, $P_{rs}[kN]$	90	89	73.5	66
Bruddlast, $P_b[kN]$	184.5	254.8	88.7	124.0
$Bruddlast/Risslast$	3.69	5.93	4.22	5.90
$Bruddlast/Skjærrisslast$	2.05	2.86	1.21	1.88
Beregnet lastkapasitet, $P_R[kN]$	91	91	91	91
Skjærrisslast/Beregnet kapasitet	0.99	0.98	0.81	0.73
Bruddlast/Beregnet kapasitet	2.03	2.80	0.97	1.36

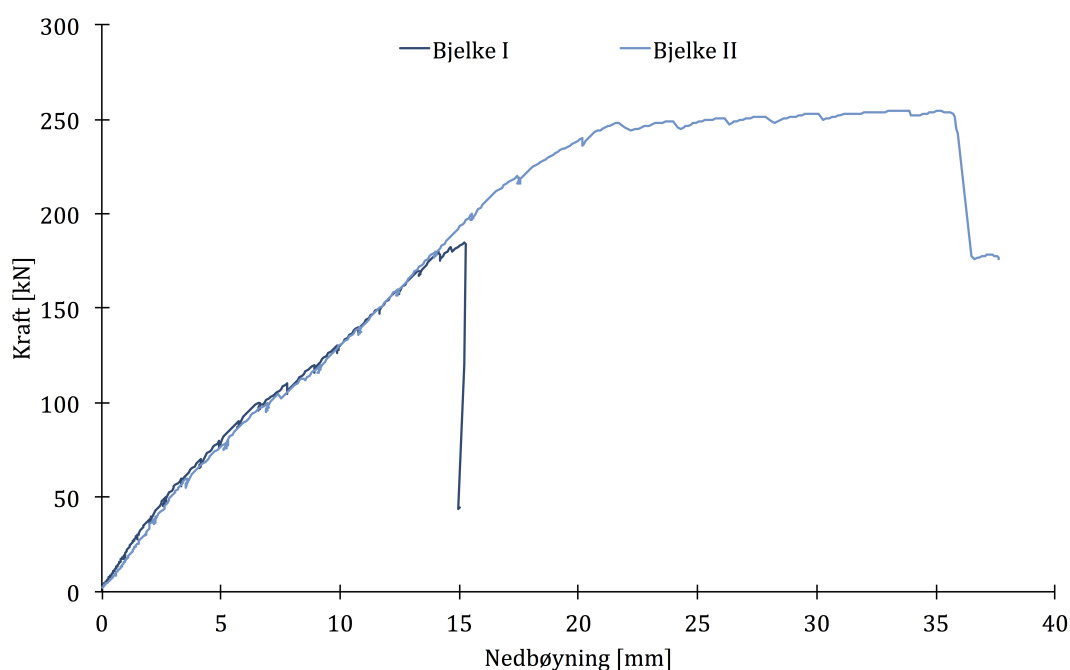
Tabell 5.9: Riss og bruddlast for skjærbjelker

Skjærkapasiteten til bjelkene er beregnet ut i fra kapittel 11 i Eurokode 2 [18] med formelen for skjærkapasitet uten skjærarmering i avsnitt 11.6.1. Samtlige sikkerhetsfaktorer tilknyttet denne formelen er satt til 1.0 og f_{lck} er satt lik f_{lcm} som ble funnet ved trykktesting av sylindre. Den ovnstørre densiteten funnet ved testing er brukt for å finne riktig densitetsklasse og verdi som skal brukes for å bestemme η_1 .

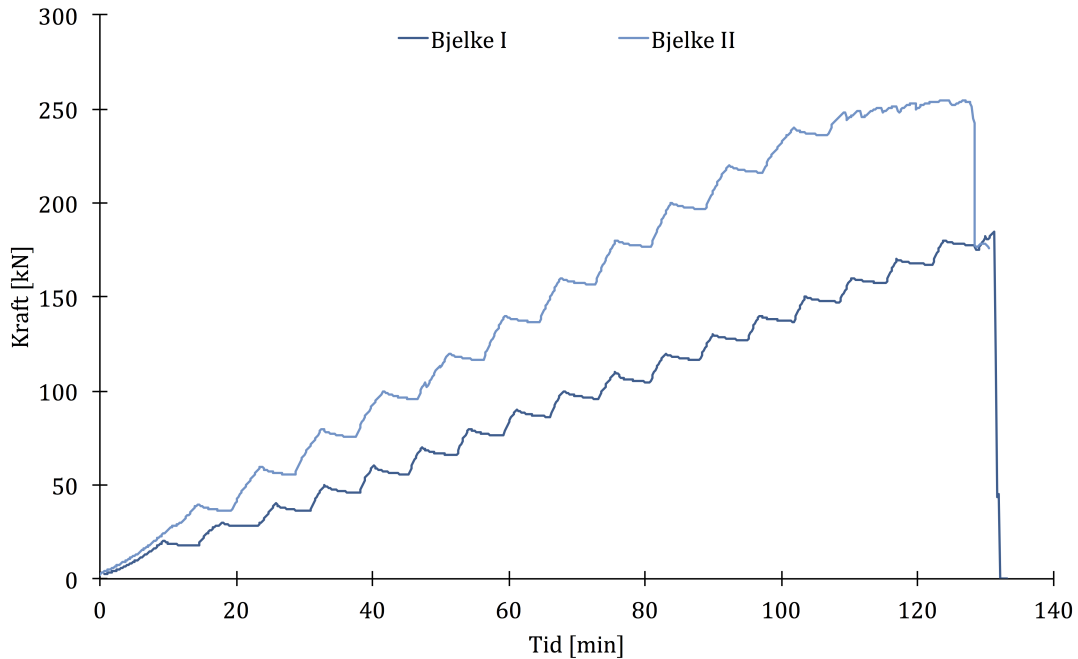
$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (5.1)$$

5.3.1 Skjærbejelker med $a/d = 2.3$

Begge ble tatt ut av plastikkinnpakningen 28 dager etter støping. Bjelke (I) målte 160mm og bjelke (II) målte 165mm i overkant på midten. Bjelke (I) ble testet 30 dager etter støping og bjelke (II) ble testet 31 dager etter støping. Bjelke (I) og (II) ble dermed tørket i henholdsvis to og tre dager i laboratoriets inneklime. Pålastningshastigheten ble satt til $0.5\text{mm}/\text{min}$ og pålastningen ble for Bjelke (I) stoppet hver 10kN for evaluering og dokumentering av rissutbredelse. For Bjelke (II) ble hvert lastrinn økt til 20kN for å gi en mer oversiktlig dokumentering av rissutviklingen. Økningen ble gjort ettersom bjelke (I) viste både en tydelig mykere nedbøyningsoppførsel og over dobbelt så høy bruddkapasitet som beregnet skjærkapasitet. Figur 5.3 viser relasjonen mellom kraft og nedbøyning som tydelig er like helt opp til brudd for bjelke (I).



Figur 5.3: Kraft-nedbøyning $a/d = 2.3$



Figur 5.4: Kraft-tid $a/d = 2.3$

Fra $P = 0$ til Skjærrisslast, $P = P_{rs}$

De første bøyerissene oppsto i midtsnitt mellom 40 og 50 kN for begge bjelkene, disse propagerte kontrollert vertikalt opp gjennom tverrsnittet. Alle rissene var jevnt fordelt i momentsonen med samme størrelse og vidde. I bjelke (I) oppsto det første skjærrisset på omtrent 89kN , det oppsto midt i høyden av tverrsnittet i skjærsonen på side C. Dette risset oppsto uavhengig av bøyeriss som var tilstede i området. I bjelke (II) utviklet og bøyde risspropagasjonen seg noe fra eksisterende vertikale riss i skjærsonen rett før et uavhengig skjærriss oppsto på 90kN . For begge bjelker så det ut til at alle vertikale riss i momentsonen stabiliserte seg når de uavhengige skrårissene oppsto. Figur 5.3 viser en gradvis mykere relasjon mellom kraft og nedbøyning mellom risslast P_r og P_{rs} .

Fra skjærrisslast, $P = P_{rs}$ til bruddlast, $P = P_b$

Etter første skjærriss hadde oppstått var det liten eller ingen vekst i vertikale riss med økende last. Opp til 150 kN økte antallet skråriss både i antall og rissvidde og flere av rissene i skjærsonene utvidet og samlet seg til ett sammenhengende skrått riss mellom lastpåføring og opplager. Samtidig viste de vertikale rissene liten eller ingen forandring. I dette lastområdet viser kraft-nedbøynings relasjonen i figur 5.3 en tydelig mykere oppførsel. Fra 150 kN frem til brudd begynte bøyerissene igjen å utvikle seg noe sammen med skrårissene. Bjelke (I) gikk til brudd ved 184 kN ved opplegg B med et omfattende skråriss som gikk rett fra opplegget til nærmeste lastpåføring. Tapet av bæreevne kom brått og uten forvarsel. For bjelke (II) fortsatte utviklingen av de vertikale rissene i momentsonen og skrårissene i begge skjærsoner økte noe i antall, mens skjærrissene økte mye i vidde. I figur 5.3 har bjelke (II) en tydelig myk respons ved last større enn bruddlasten for bjelke (I). Bjelke (II) gikk til brudd ved 254 kN etter omfattende nedbøyning uten økning i bæreevnen (se 5.3). De vertikale rissene hadde ved brudd brått endret orientering med

90° og orientert seg horisontalt i øverste del av tverrsnittet. Bruddet med tilhørende tap av bæreevne var ikke like omfattende for bjelke (II) som det var for bjelke (I).

Bilder av rissutvikling

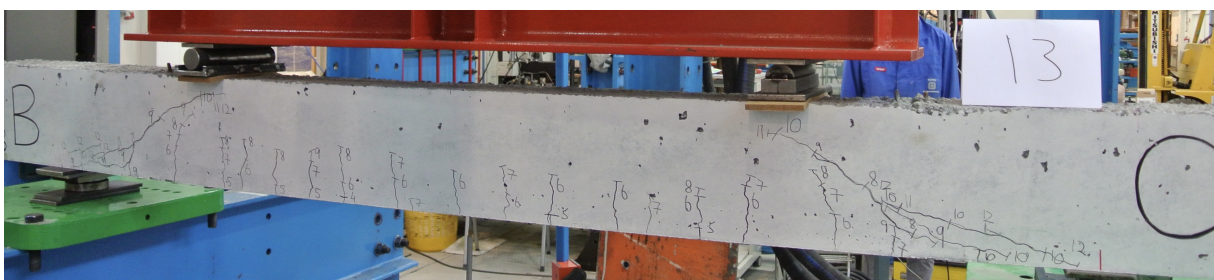
Bjelke I



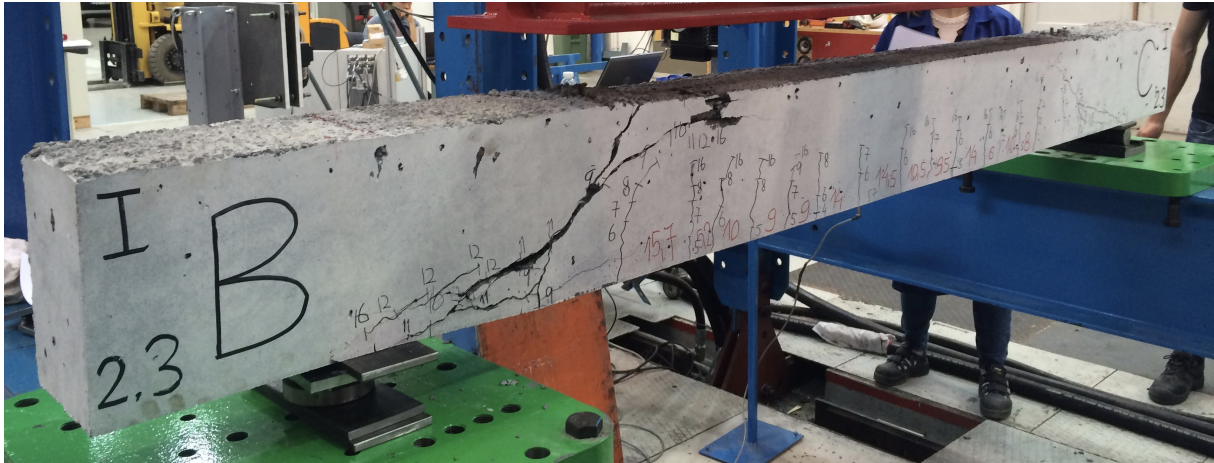
Figur 5.5: $P = 60kN$, ($P_r = 50kN$), I, $a/d = 2.3$



Figur 5.6: $P = 100kN$, ($P_{rs} = 89kN$), I, $a/d = 2.3$

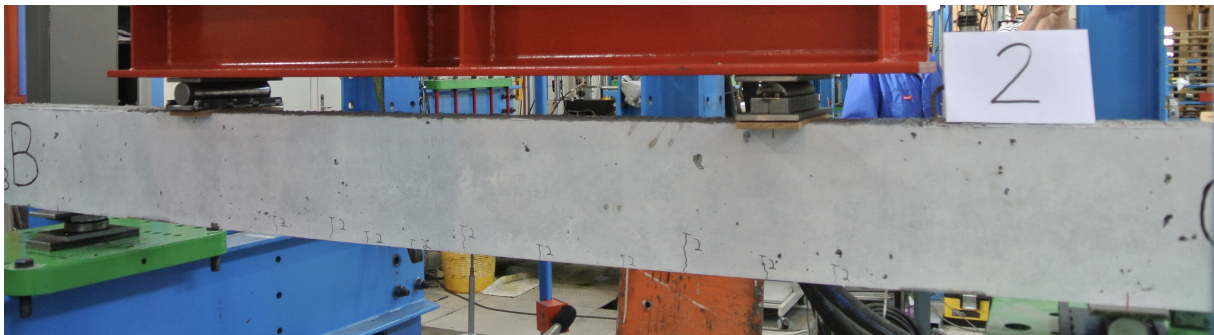


Figur 5.7: $P = 140kN$, ($P_b = 184.5kN$), I, $a/d = 2.3$

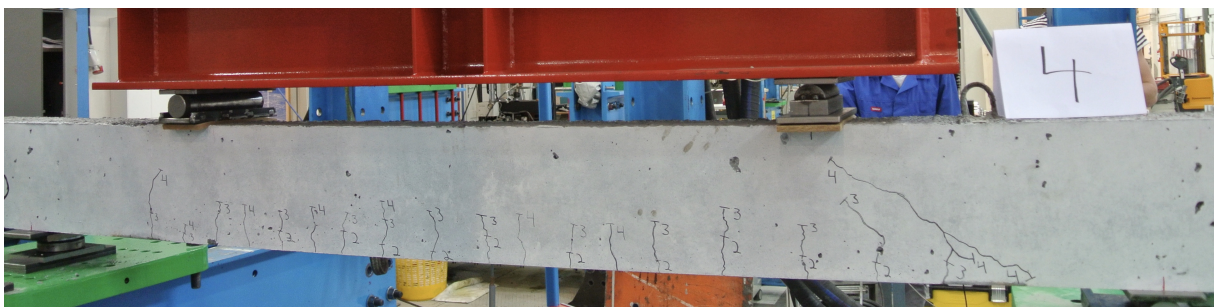


Figur 5.8: Brudd, $P = P_b = 184.5kN$, I, $a/d = 2.3$

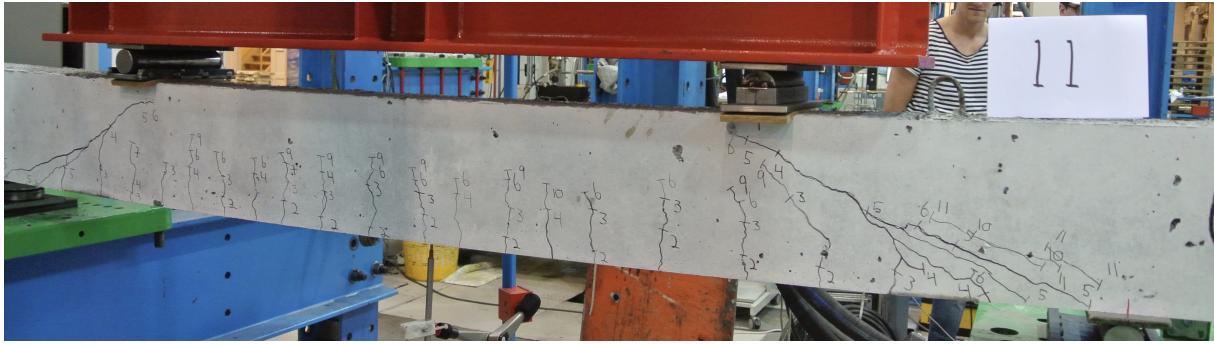
Bjelke II



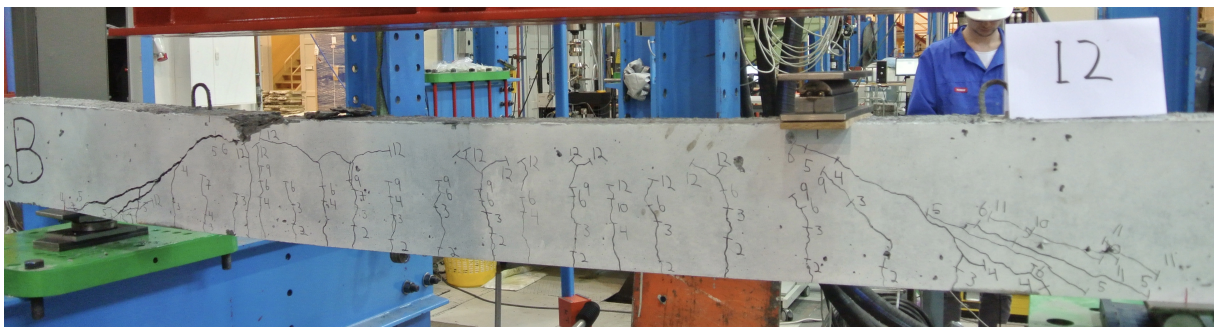
Figur 5.9: $P = 60kN$, ($P_r = 43kN$), II, $a/d = 2.3$



Figur 5.10: $P = 100kN$, ($P_{rs} = 90kN$), II, $a/d = 2.3$



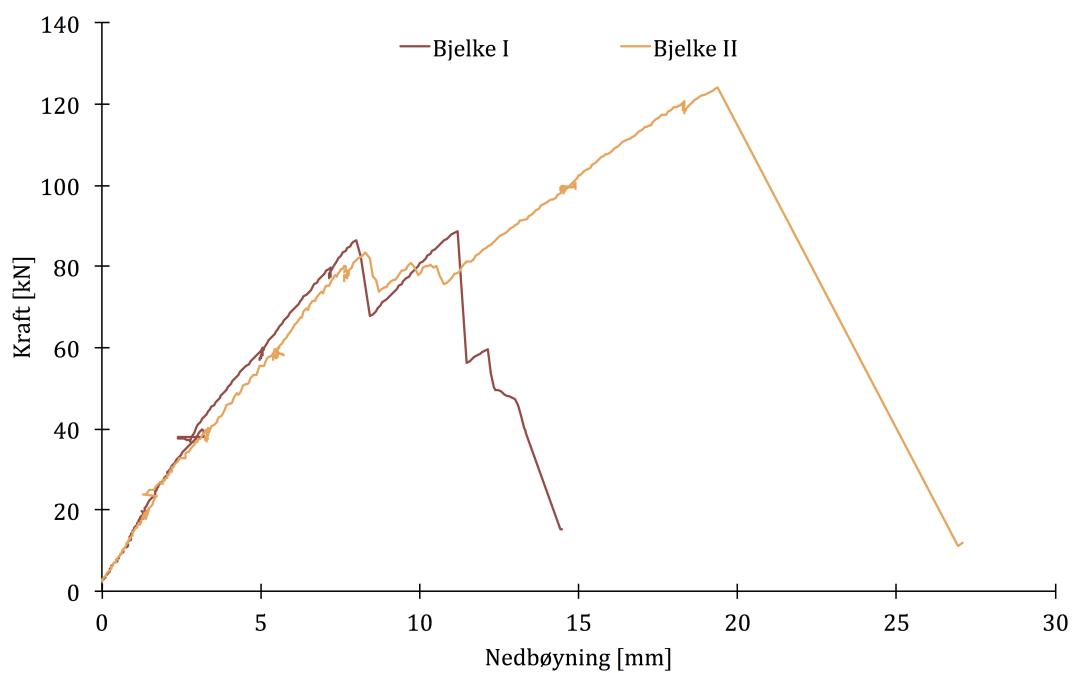
Figur 5.11: $P = 240kN$, ($P_b = 254.8N$), II, $a/d = 2.3$



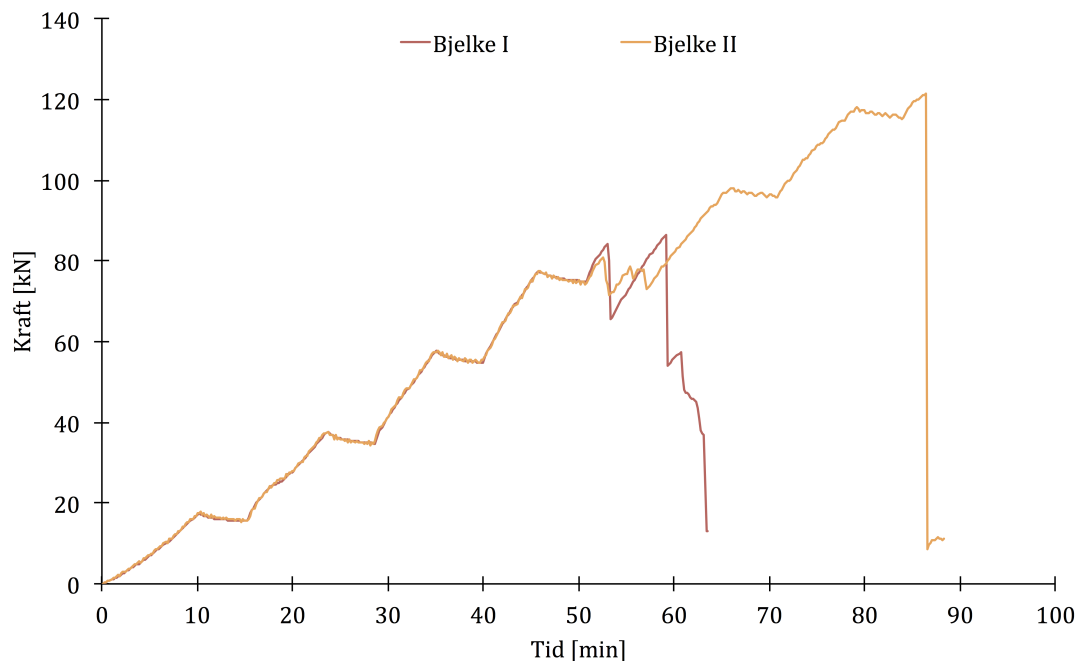
Figur 5.12: Brudd, $P = P_b = 254.8N$, II, $a/d = 2.3$

5.3.2 Skjærbjelker med $a/d = 4.0$

De to bjelkene med a/d forhold på 4.0 ble testet på samme dag som var 34 dager etter støping. Bjelkene ble tatt ut av den fuktige dampspærreherdingen etter 30 dager og tørket i totalt 4 døgn grunnet noe forsinkelse i testlaboratoriet. For disse bjelkene ble lasten i jekken økt med 20 KN mellom hvert trinn og med en hastighet på $0.5^{mm}/min$. Bjelkene hadde en bredde på henholdsvis 180mm (I) og 155mm (II) i overkant midtsnitt.



Figur 5.13: Kraft-nedbøyning $a/d = 4.0$



Figur 5.14: Kraft-tid $a/d = 4.0$

Fra $P = 0$ til Skjærrisslast, $P = P_{rs}$

Første momentriss oppsto etter 21 kN for begge bjelkene midt i momentsonen. Frem mot 60 kN oppsto det flere momentriss fordelt ut over momentsonen og litt ut i begge skjærsonene. Disse propagerte opp til omkring halve tverrsnittshøyden på bjelken. De første skjærrissene ble observert etter 73.5 kN og 66 kN for bjelke (I) og (II) og propagerte ut fra allerede eksisterende momentriss.

Fra skjærrislast, $P = P_{rs}$ til bruddlast, $P = P_b$

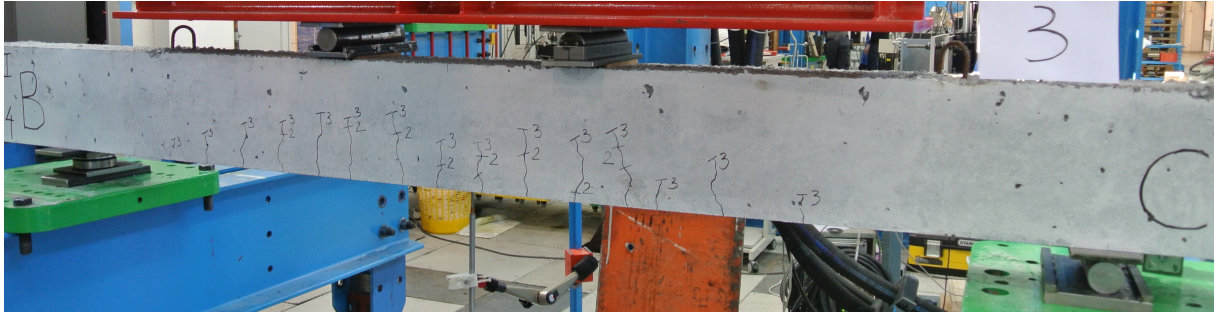
For bjelke (I) hørtes et smell når lasten nådde 86.5 kN og det oppsto umiddelbart et stort skjærriss som strakk seg fra opplager til lastpåføringen i skjærsone C. Samtidig med at skjærrisset oppsto falt lasten med nesten 20 kN før den stabiliserte seg og igjen begynte å øke. Bruddet inntraff når lasten var kommet til 88.7 kN og kan karakteriseres som eksplosivt. Uten forvarsel og med et smell ble det dannet et riss i motsatt skjærsone som var så stort at bjelken umiddelbart kollapset. Det var ingen betydelige skjærriss som var synlige i dette området før bruddet plutselig oppsto.

Skjærrissene i bjelke (II) vokste i begge skjærsoner da lasten nærmet seg og passerte 80 kN. Også her oppsto det et momentant fall fra omkring 83 til 73 kN. I motsetning til bjelke (I) skjedde dette mer gradvis og man kunne se at skjærrissene propagerte. Etter dette var det en periode hvor nedbøyningen fortsatte å øke jevnt, mens lasten hoppet opp og ned før den igjen stabiliserte seg og fortsatte å øke med jevn hastighet. Nedbøyningen økte dog raskere enn lasten sammenlignet med hva som hadde vært tilfelle tidligere i forsøket. Dette kommer tydelig frem av figur 5.13. Da lasten nådde 100 kN var det oppstått flere tilnærmede horisontale skjærriss som startet helt ute ved opplagerne. Herfra og videre mot kollaps økte skjærrissene både i antall, lengde og størrelse. Bruddet inntraff ved en last på 124 kN i skjærsone B. Skjærrisset som tilslutt ble dimensjonerende for bjelken ble

målt like før kollaps og målte 5.5 mm. For begge bjelkene stagnerte momenttrissene og propagerte marginalt etter at skjærrissene hadde oppstått.

Rissutvikling illustrasjoner

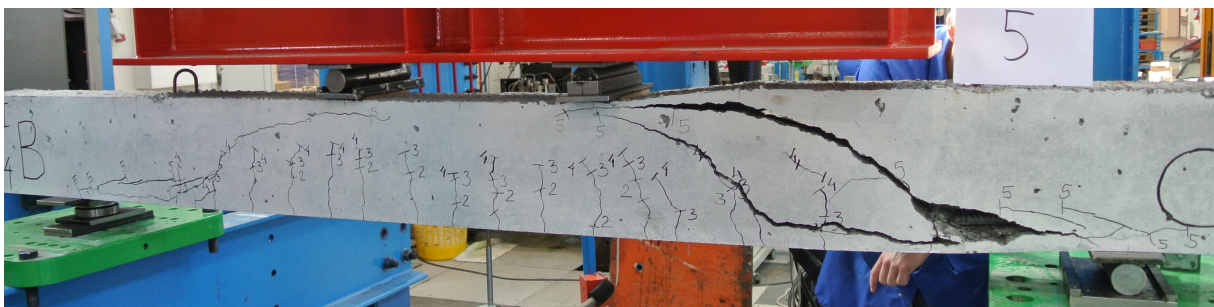
Bjelke I



Figur 5.15: $P = 60kN$, ($P_r = 21kN$), I, $a/d = 4.0$



Figur 5.16: $P = 80kN$, ($P_{rs} = 73.5kN$), I, $a/d = 4.0$

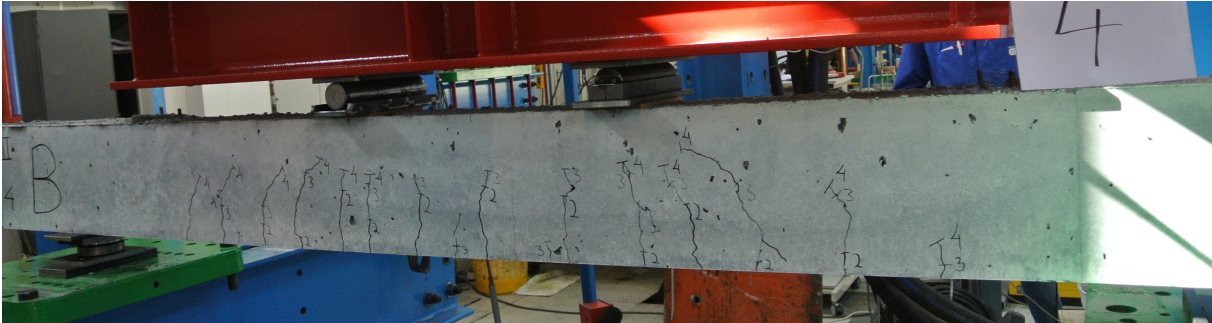


Figur 5.17: Brudd, $P = P_b = 88.7kN$, I, $a/d = 4.0$

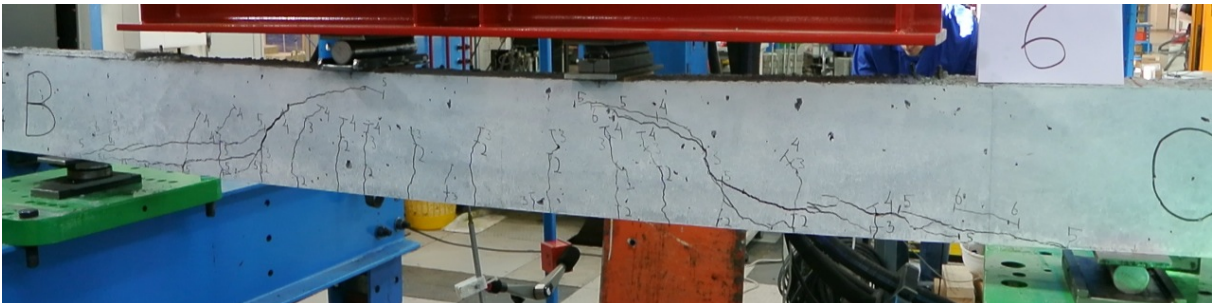
Bjelke II



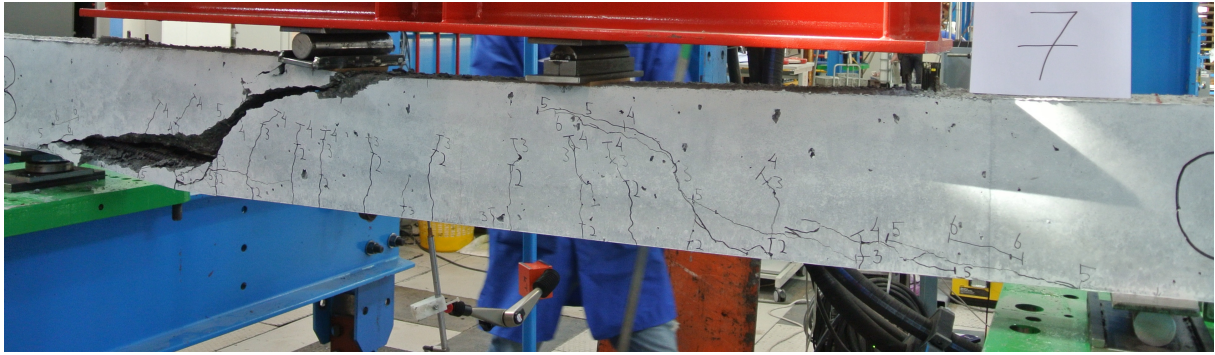
Figur 5.18: $P = 60kN$, ($P_r = 21kN$), II, $a/d = 4.0$



Figur 5.19: $P = 80kN$, ($P_{rs} = 66kN$), II, $a/d = 4.0$



Figur 5.20: $P = 120kN$, ($P_b = 124kN$), II, $a/d = 4.0$



Figur 5.21: Brudd, $P = P_b = 124kN$, II, $a/d = 4.0$

5.4 Momentbjelker

Tabell 5.10 viser de viktigste verdiene for moment- og omfaringsbjelkene. Som tidligere er lasten oppgitt som total last fra lastpåføringsjekkene. Omfaringsbjelken gikk til brudd før det oppsto skjærriss og følgelig har den ingen verdier tilknyttet dette.

Bjelke	Moment	Omfaring
a/d	3.43	3.43
Risslast, P_r [kN]	25	24.8
Skjærrisslast, P_{rs} [kN]	80	-
Bruddlast, P_b [kN]	182.8	68.1
Bruddlast/Risslast	7.31	2.75
Bruddlast/Skjærrisslast	2.29	-
Beregnet kapasitet, P_{lRc} [kN]	177,7	146.2
Skjærrisslast/Beregnet kapasitet	0.45	-
Bruddlast/Beregnet kapasitet	1.03	0.47

Tabell 5.10: Riss- og bruddlast for momentbjelkene

Den beregnede kapasiteten er bjelkenes momentkapasitet og det er for begge bjelkene forenklet valgt å ikke ta hensyn til armeringen i trykksonen. I begge beregningene er kapittel 4.2 i boka *Betongkonstruksjoner* [28] brukt som veiledning til kapasiteter etter Eurokode 2 [18]. I henhold til NS 3576 [22] er middelveien for armeringens flytspenning brukt og satt til $f_{ym} = 533MPa$.

For momentbjelken er det antatt fullt utnyttet trykksone og ligning 5.2 er benyttet for beregningen med noen modifikasjoner. f_{cd} er her satt lik f_{lcm} funnet ved testing for å oppnå reell bruddkapasitet M_{lR} . Det er i tillegg tatt høyde for at den karakteristiske trykkfastheten er høyere enn $50MPa$ i henhold til Eurokode 2 ved utregning av λ og η .

$$M_{lRd} = \lambda \eta \alpha (1 - 0.5 \lambda \alpha) f_{cd} b d^2 \quad (5.2)$$

Omfaringsbjelkens kapasitet må kun ses på som et grovt estimat da det er gjort både antagelser og forenklinger i beregningene. Det er antatt delvis utnyttet trykksone og momentkapasiteten er funnet ved og sette kraftresultanten fra betongtrykksone lik strekkraften fra armeringen og kreve aksiell likevekt i tverrsnittet. Tilslutt er det multiplisert med momentarmen mellom resultatenes angrepspunkt. Strekkraften i armeringen er funnet ved å løse ligning 5.3 (ligning 8.3 i Eurokode 2) med hensyn på σ_{sd} og multiplisere denne med armeringens E-modul som er satt til $200GPa$. For å finne betongtrykksonekraftresultant ble først spenningen uttrykt som i ligning 5.4 (ligning 3.17 i Eurokode 2). Her er f_{cd} satt lik f_{lcm} , ϵ_{lc2} og n bestemt fra tabell 11.3.1 i Eurokode 2 med f_{lck} lik $60MPa$ og ϵ_c uttrykt ved lineær interpolasjon med den teoretiske armeringstøyningen. Trykkresultanten og dens angrepspunkt ble funnet ved hjelp av ligning 5.5 og 5.6. [28] A_T er arealet av trykksone, y_T er avstanden fra nøytralakse til trykkresultantens angrepspunkt, mens y er størrelsen på trykksone.

$$L_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (5.3)$$

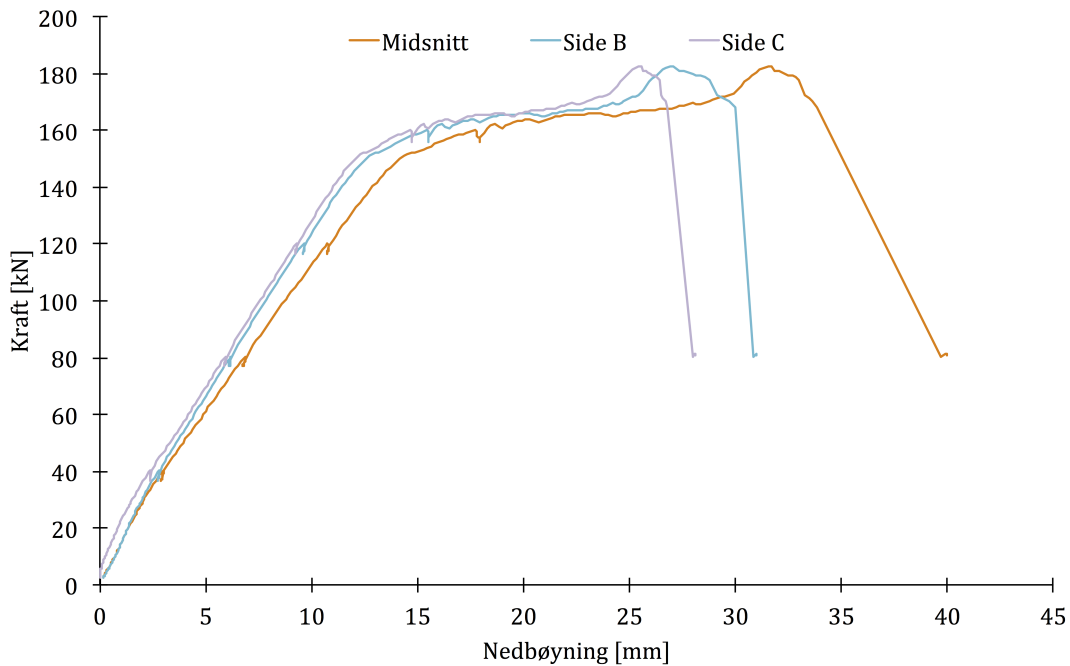
$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (5.4)$$

$$T_c = \int_{A_T} \sigma_c \, dA_T \quad (5.5)$$

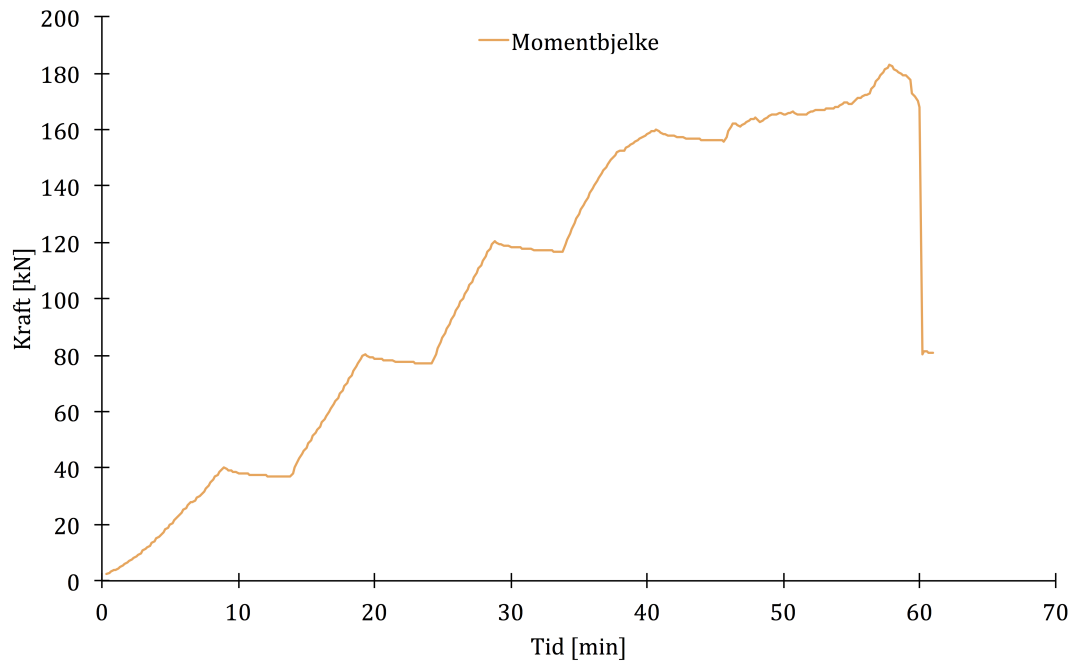
$$T_c \cdot y_T = \int_{A_T} \sigma_c \cdot y \, dA_T \quad (5.6)$$

5.4.1 Momentbjelke

Momentbjelken ble tatt ut av plastikkpakningen etter 34 dager og testet påfølgende dag som var 35 dager etter støping. Også denne hadde fått en utbuling i midtsnitt under støping og målte 170 mm på toppen. Denne bjelken hadde flere måleinstrumenter enn skjærbjelkene og dette vises på figur 4.4 og 4.5. Lasttrinnet ble valgt til 40 kN med en nedbøyningshastighet på 1.0 mm/min .



Figur 5.22: Kraft-nedbøyning momentbjelke



Figur 5.23: Kraft-tid momentbjelke

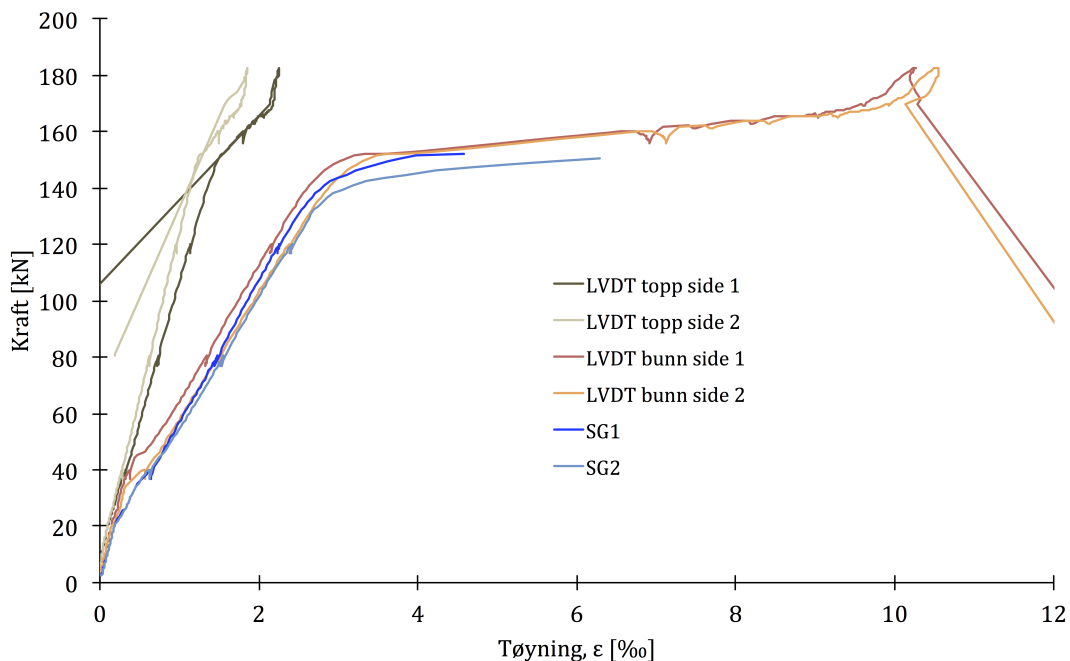
Første momenttriss oppsto ved en last på 25 kN og etterhvert som lasten økte fordelte de seg jevnt i momentsonen og noe ut i begge skjærsonene. Rissene i skjærsonen startet vertikalt, men fikk stadig større krumning med økende last. Rissene i momentsonene propagerte raskt frem til lastrinn to på 80 kN og dekket da i overkant av 50% av bjelkehøyden. Fra 80 kN avtok hastigheten og ved 150 kN dekket rissene omkring 65% av bjelkehøyden. Forholdet mellom last og nedbøyning var jevn og stabil frem til omtrentlig 150 kN. Da man passerte denne lasten begynte det midterste momenttrisset å propagere mer horisontalt en vertikalt i begge retninger. Som man ser av figur 5.22 begynte i tillegg nedbøyningen å øke mye raskere enn lasten i forhold til hva som hadde vært tilfelle tidligere. Den maksimale opptredende lasten som ble registrert var 182.8 kN og i forkant av dette hadde rissene som utviklet seg horisontalt i midtsnitt krummet seg oppover igjen. Etter dette falt lasten sakte mens nedbøyningen fortsatte å øke og man kunne tydelig se at rissene propagerte. Den utviklingen fortsatt til 168.1 kN hvor lasten i løpet av et par sekunder falt til 80 kN. Perioden mellom maks last og 168.1 kN varte i overkant av to minutter. Som man ser av figur 5.28 var overdekningen i underkant inntakt gjennom hele forsøket, mens den skalet av rundt trykkarmeringen ved brudd.

Lasttrinn Last [kN]	1	2	3	Flyt 132.1	4	Maks 182.8	Brudd 168.1
Nedbøyning midt	2.92	6.77	10.70	11.99	17.59	31.56	33.83
Nedbøyning side B	2.74	6.12	9.58	10.68	15.34	26.91	29.97
Nedbøyning side C	2.33	5.87	9.26	10.31	14.57	25.42	26.76
Tøyning LVDT topp	0.30	0.67	1.05	1.17	1.64	2.06	1.83
Tøyning LVDT bunn	0.46	1.41	2.26	2.54	6.69	10.39	10.16
Tøyning SG1	0.63	1.46	2.25	2.53	-	-	-
Tøyning SG2	0.61	1.55	2.41	2.69	-	-	-

Tabell 5.11: Nedbøyning [mm] og tøyning [%] for momentbjelke

I tabell 5.11 er nedbøyning og tøyning gjengitt for ulike lasttrinn. LVDT-ene som målte tøyningen i betongen var plassert 25 mm inn fra overkant og underkant på begge sider slik det fremgår av figur 4.4. Verdiene i tabellen viser gjennomsnittet av tøyningene. Målingene fra strekkklappene på lengdearmeringen opphørte like etter 150 kN. Siste målinger var etter henholdsvis 152.3 kN med tøyning på 5.14[%] for SG1 og 150.6 kN med tøyning på 6.42[%] for SG2.

Tøyning

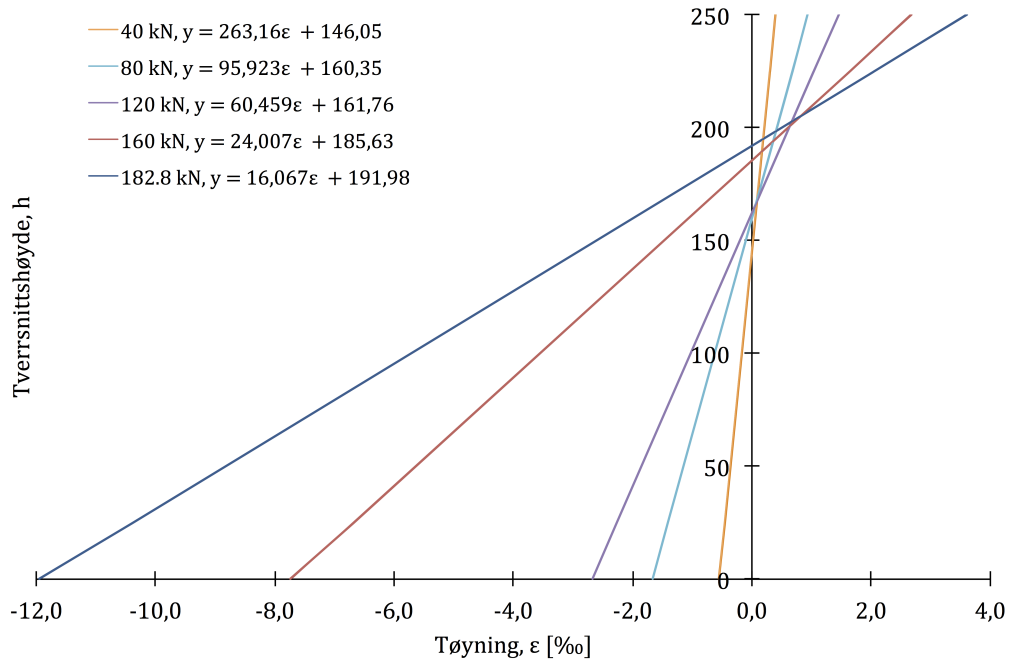


Figur 5.24: Tøyning i betong og lengdearmeringen momentbjelke

Alle tøyninger oppgitt som absolutte verdier i figur 5.24 for at man lettere skal kunne sammenligne trykk- og strekk-tøyningene.

I likhet med nedbøyningen blir grafene til strekk-tøyningene betydelig flatere omkring en last på 140 kN. Fra grafene til SG1 og SG2 kan man se at armeringen startet å flyte ved en last på omkring 130 kN. Ved å se nærmere på rådataene er det rimelig å anta at

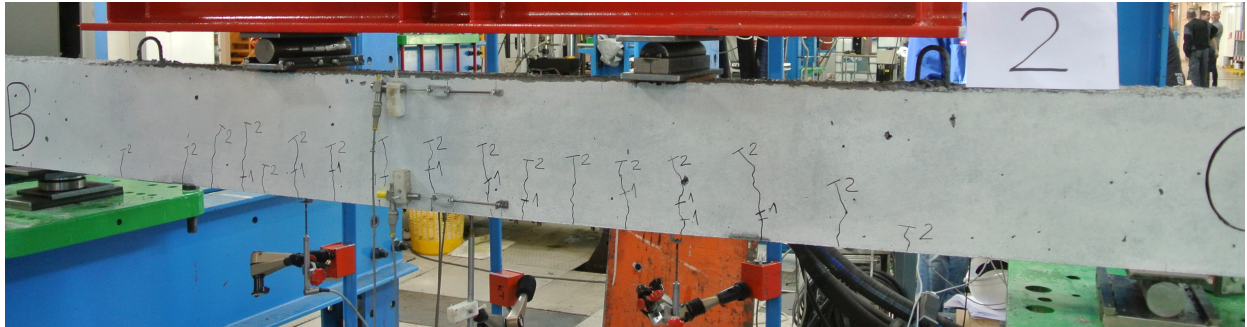
flyt i armeringen oppsto etter 132.1 kN. Da hadde armeringen en gjennomsnittlig tøyning på 2.61‰. Ved å multiplisere dette med lengdearmeringens E-modul på 200 GPa får man flytespenning $f_y = 522\text{MPa}$.



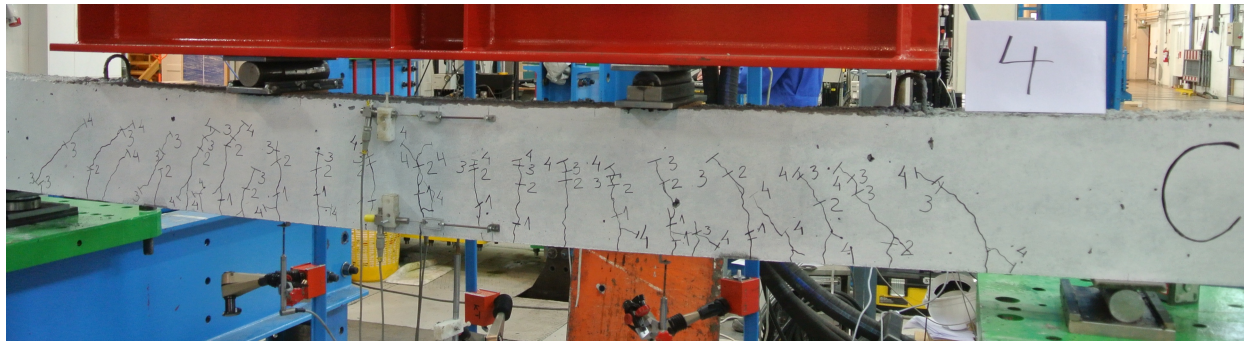
Figur 5.25: Tøyning over tverrsnittet for momentbjelke

Figur 5.25 viser tøyningen over tverrsnittet ved de ulike lasttrinnene og for bruddlast. For å fortsette grafene helt til ytterkantene av tverrsnittet er det antatt lineære tøyninger og foretatt lineær interpolasjon fra de to målepunktene i henholdsvis 25 og 225 mm høyde. Som man ser av grafene er trykksonen mindre enn halve tverrsnittshøyden, noe som indikerer et underarmert tverrsnitt.

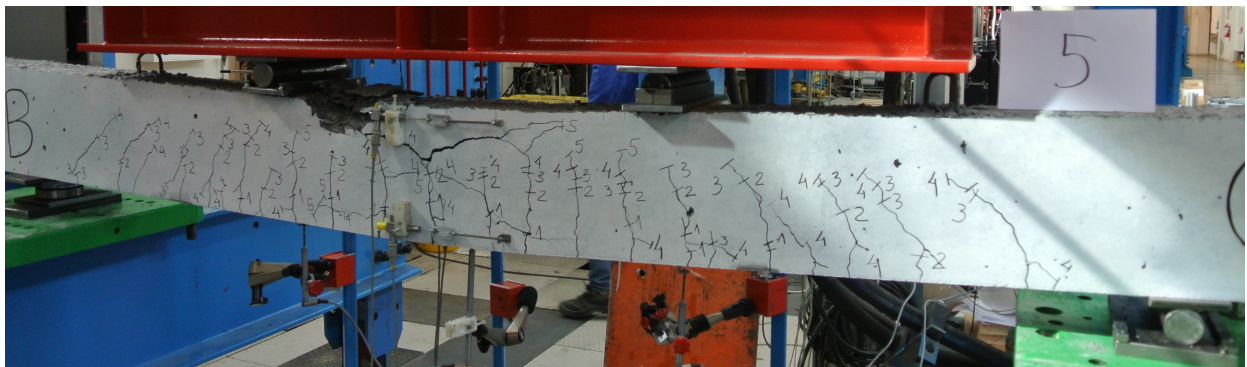
Rissutvikling illustrasjoner



Figur 5.26: $P = 80kN$, ($P_{rs} = 80kN$), momentbjelke



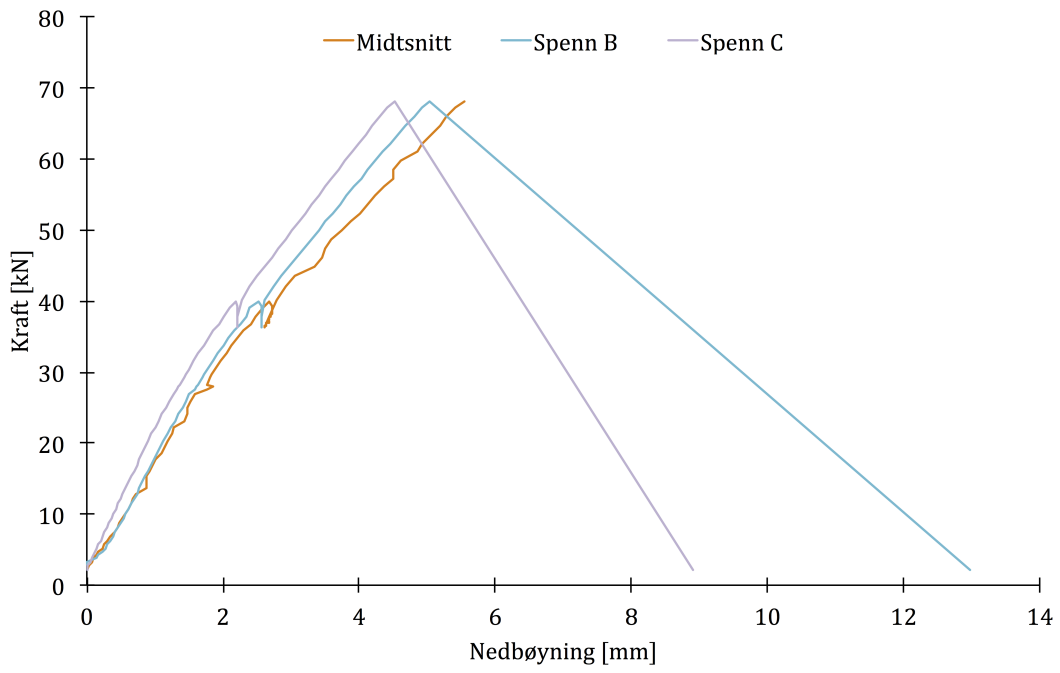
Figur 5.27: $P = 160kN$, ($P_b = 182.8kN$), momentbjelke



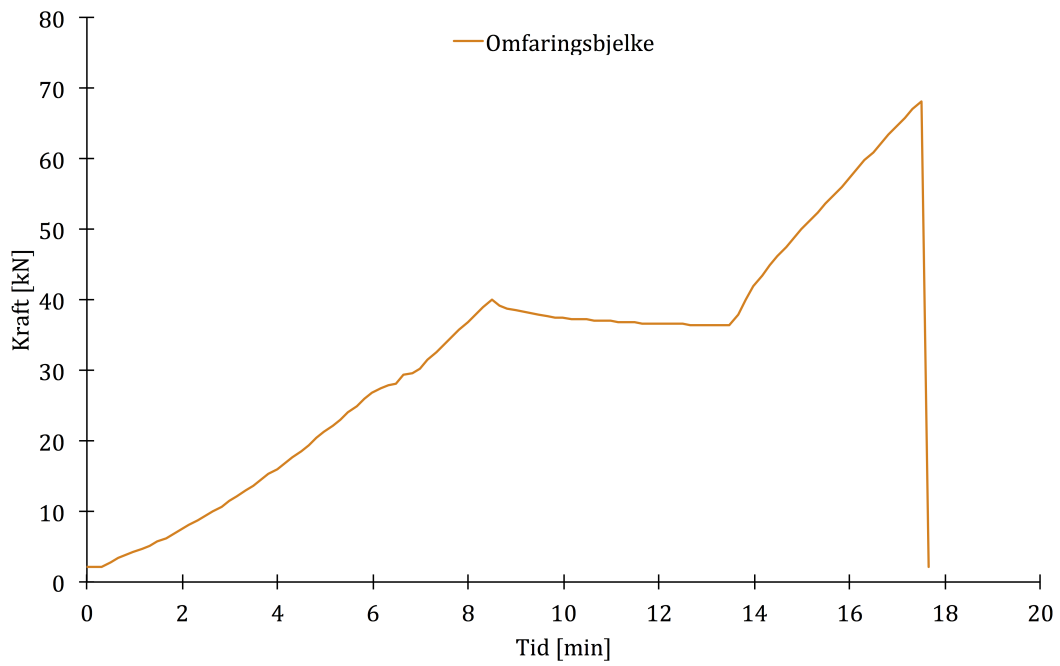
Figur 5.28: Brudd, $P = P_b = 182.8kN$, momentbjelke

5.4.2 Omfaringsbjelke

Omfaringsbjelken hadde samme lastrinn på $40kN$ som momentbjelken og nedbøyningen var satt til $1.0mm/min$. Bjelkens første riss kom på $24.8kN$ og gikk til brudd på $68.1kN$. Det er derfor kun et lastrinn før brudd som illustrer rissutviklingen. Bruddet kom brått og all overdekningen under selve omfaringen skallet av. Det var tydelig at rissingen var liten i direkte nærhet til selve omfaringen. Rissingen var derimot omfattende på begge utsider av omfaringområdet.



Figur 5.29: Kraft-nedbøyning omfaringsbjelke



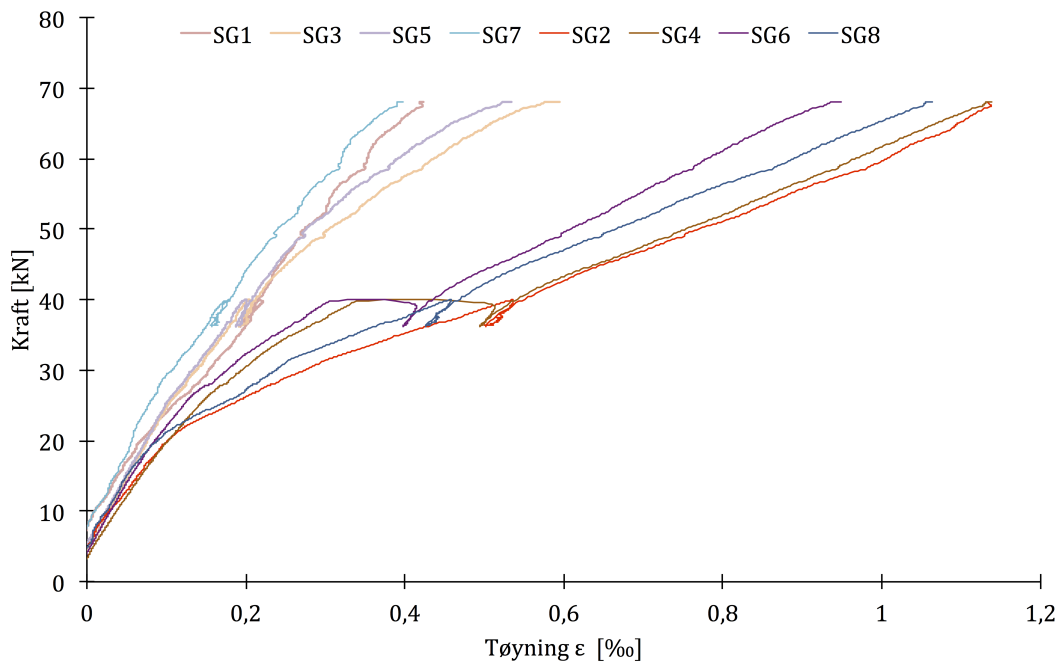
Figur 5.30: Kraft-tid omfaringsbjelke

Lasttrinn Last [kN]	Momentriss 24.8	1 40	Maks 68.1
Nedbøyning midt [mm]	1.47	2.69	5.57
Nedbøyning side B [mm]	1.40	2.53	5.05
Nedbøyning side C [mm]	1.15	2.19	4.52
Tøyning LVDT topp [‰]	0.15	0.28	0.53
Tøyning LVDT bunn [‰]	0.09	0.13	0.23
Tøyning SG1 [‰]	0.11	0.22	0.42
Tøyning SG2 [‰]	0.18	0.54	1.13
Tøyning SG3 [‰]	0.10	0.20	0.60
Tøyning SG4 [‰]	0.14	0.40	1.14
Tøyning SG5 [‰]	0.10	0.20	0.54
Tøyning SG6 [‰]	0.12	0.34	0.95
Tøyning SG7 [‰]	0.08	0.18	0.40
Tøyning SG8 [‰]	0.16	0.46	1.06

Tabell 5.12: Nedbøyning og tøyning for omfaringsbjelke

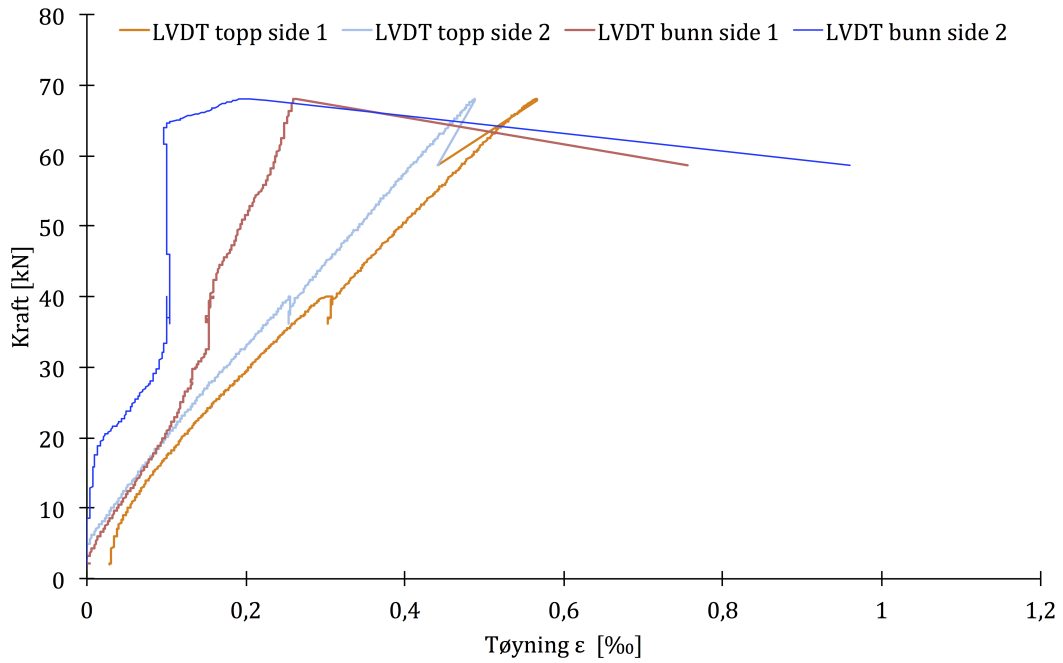
Tabell 5.12 viser nedbøyning og tøyning for de viktigste lastpunktene for omfaringsbjelken. Streklapp 1, 3, 5 og 7 er plassert midt omfaringen, mens 2, 4, 6 og 8 er plassert der omfaringen starter som det fremgår av figur 4.7. Som for momentbjelken er LVDT-ene som måler tøyning plassert 25 mm inn fra topp og bunn på begge sider av bjelken. Verdiene som er oppgitt er gjennomsnittet av målingene.

Tøyning



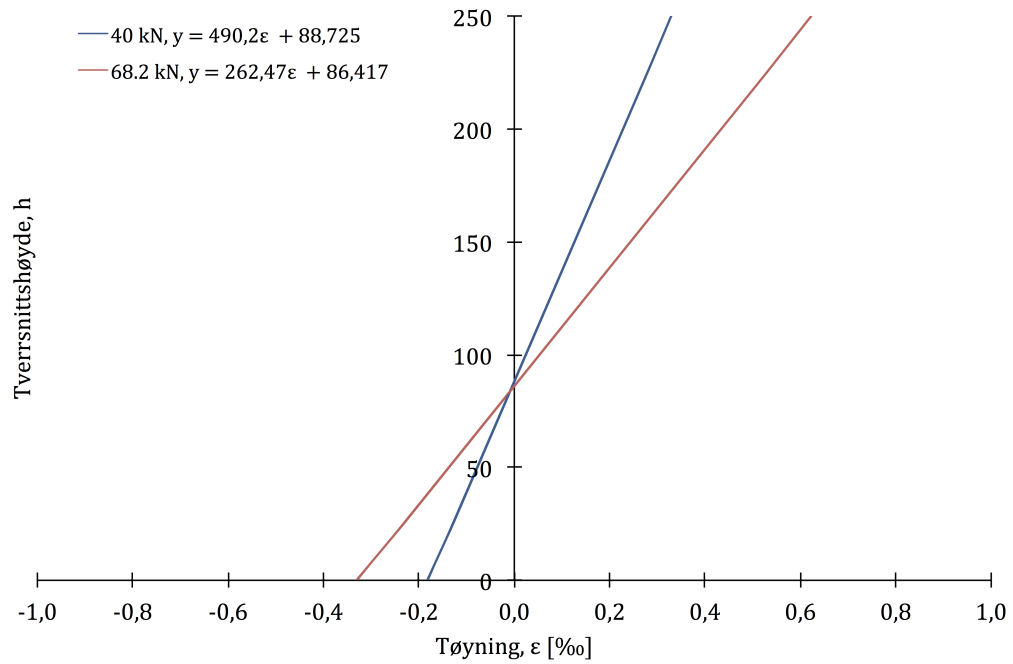
Figur 5.31: Tøyning i lengdearmoring omfaringsbjelke

Figur 5.31 viser tøyningendringen for de åtte strekkklappene festet på lengdearmeringen. Lengdearmeringsjernene har ingen tøyning i ytterste fiber i midtsnitt. Fra disse grafene ser man hvordan tøyningen øker med økende avstand fra enden av lengdearmeringen. Dette er likevel ikke veldig tydelig før etter at momentriss har oppstått etter at lasten har passert 20 kN.



Figur 5.32: Tøyning i betongen omfaringsbjelke

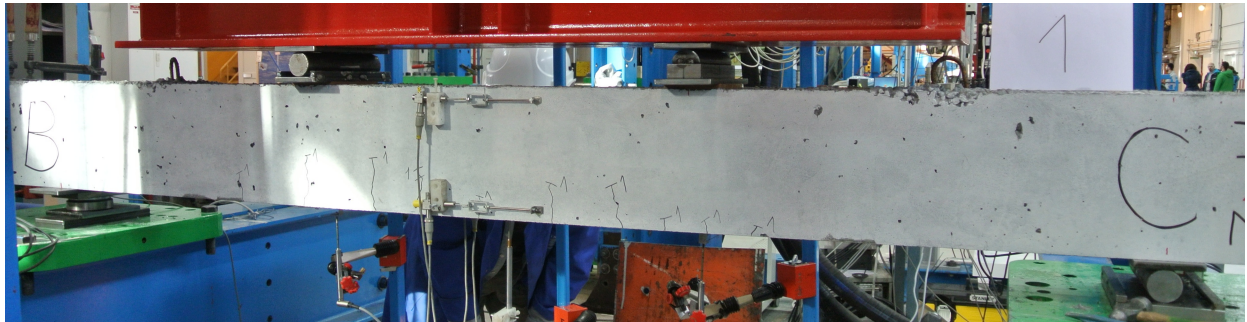
Det er i figur 5.32 tatt med et målepunkt etter at betongoverdekningen i underkant falt av. Dette ser man tydelig av den unormale oppførselen til enden av grafene.



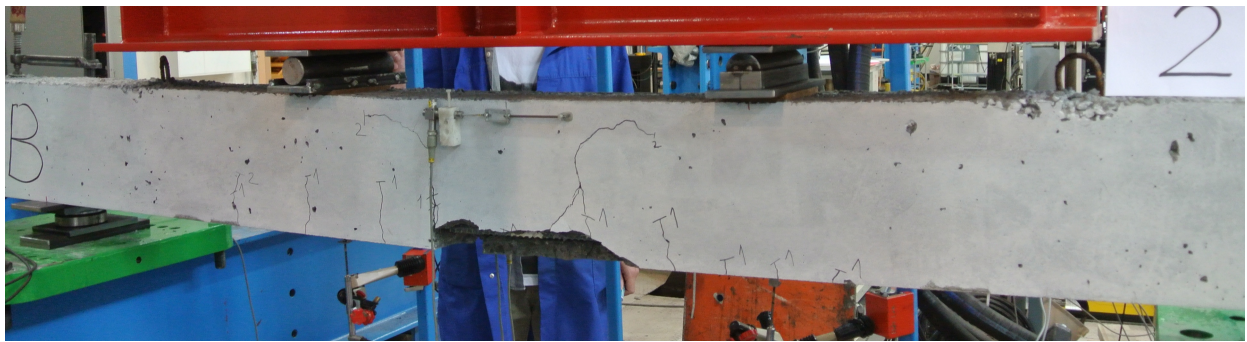
Figur 5.33: Tøyning over tverrsnittet for omfaringsbjelken

Figur 5.33 viser tøyning over tverrsnittet for ulike lasttrinn og ved bruddlast. På samme måte som for momentbjelken er det foretatt lineær interpolasjon for at grafene skal fortsette til tverrsnittets ytterpunkter. Grunnet omfaringen har bjelken dobbelt så mye armering midtsnitt. Dette gir en stivere oppførsel og en større trykksone i tverrsnittet i forhold til momentbjelken med gjennomgående armering.

Rissutvikling illustrasjoner



Figur 5.34: $P = 40kN$, ($P_r = 24,8kN$), omfaringsbjelke



Figur 5.35: Brudd, $P = P_b = 68.1kN$, omfaringsbjelke

Kapittel 6

Analyse av resultater

6.1 Materialparametere

6.1.1 Reduksjonsfaktor for lettbetong

Både trykk- og strekkfasthet avhenger av sementen og vann/sement forholdet og letttilslaget styrke og stivhet. Disse faktorene er igjen tett knyttet opp mot densitet. Strekkfasthet blir som regel påvirket mer enn trykkfasthet da risspropagasjonen endres fra å gå rundt tilslaget i normalbetong til gjennom for lettbetong. E-modulen varierer vanligvis også sammen med styrke og densitet selv om det ikke er noen direkte relasjon mellom dette [16]. Med bakgrunn i dette gir Eurokode 2 [18] verdier til lettbetong ved å multiplisere de tabulerte verdiene for normalbetong av samme fasthet med reduksjonsfaktorer. E-modulen multipliseres med en faktor η_E , mens strekkfastheten med en faktor η_1 og disse faktorene er kun avhengig av densiteten. Med en densitet på $1850\text{kg}/\text{m}^3$ hører lettbetongen inn i densitetsklasse 2 som gir $\eta_E = 0.826$ og $\eta_1 = 0.945$ etter 6.1 og 6.2.

$$\eta_E = \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2 \quad (6.1)$$

$$\eta_1 = 0.4 + 0.6 \frac{\rho}{2200} \quad (6.2)$$

	$E_{lcm}, [MPa]$	$f_{lctm}, [MPa]$
Beregnet	32231	4.16
Resultat	24175	4.05

Tabell 6.1: Materialparametre fra Eurokode 2 og testresultater

Tabell 6.1 viser de oppnådde og beregnede verdiene for E-modul og strekkfasthet. Verdiene er beregnet etter Eurokode 2 [18] basert på en karakteristisk trykkfasthet på $f_{lck} = 60\text{MPa}$. Som man ser har begge parametere lavere verdier enn hva som er beregnet. Spesielt den oppnådde E-modulen er lav og bare 75% av den beregnede verdien.

6.1.2 Brudd

Ved å ta alle bruddflater gjennom eksperimentene i betraktning, så det ut til å være jevn fordeling av tilslaget gjennom volumet til alle bjelker og prøvestykker. I sylindere var det noe lavere tetthet av Stalite i nederste del, relativt til sementsatsen. Inspeksjon av bruddflater i prøvestykker etter testing viste at tilnærmet alt av tilslaget var splittet sammen med bruddflaten. I fullskala bjelker og bruddenergiprismene var det noe mer av bruddflaten som gikk omkring tilslaget. Her var anslagsvis 90% av Stalitetilslaget splittet.

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (6.3)$$

$f_{cm}, [MPa]$	67.8		
$f_{cm0}, [MPa]$	10		
$d_g, [mm]$	8	16	32
$G_{f0}, [Nm/m^2]$	25	30	58
$G_f, [Nm/m^2]$	95.5	114.5	221.5

Tabell 6.2: Veiledende verdier for Bruddenergi
[10]

M.A.N. Hendriks m.fl., 2012 [10] gir veiledende verdi av bruddenergien for ikke-lineære elementmetodeanalyser gitt ved ligning 6.3, med relevante verdier i tabell 6.2. Sammenlignet med beregnede verdier fra tabell 6.2 er betongens midlere bruddenergi på $G_{fm} = 76.7 \text{ Nm/m}^2$ nevneverdig lavere enn G_f i tabell 6.2. Lav verdi for bruddenergi kan indikere lav duktilitet ettersom det absorberes lite energi ved risspropagasjon.

6.2 Skjærbjelker

Dette avsnittet omfatter en nærmere diskusjon rundt bruddformen til bjelkene uten skjærarmering. Den eneste variabelen for disse bjelkene er a/d , og en nærmere diskusjon rundt a/d følger senere. En åpenbar feilkilde er tverrsnittsgeometrien ettersom forskalingen som skulle gi en bredde $b = 150 \text{ mm}$ ga etter ved støping. Dette medførte at bjelkene ble 5 – 30 mm bredere enn planlagt i overkant midtsnitt. Forskjellen ble størst i bjelkene med $a/d = 4.0$ hvor (I) hadde $b = 180 \text{ mm}$ og (II) hadde $b = 155 \text{ mm}$ overkant. Ettersom bjelken med den minste tverrsnittsbredden overkant viste seg å tåle størst last, ble det konkludert med at denne endringen i tverrsnittsgeometri hadde liten innvirkning på resultatene.

a/d	2.3		4.0	
Bjelke	I	II	I	II
$V_{rs}, [kN]$	45.0	44.5	36.5	33.0
$V_b, [kN]$	92.3	127.4	44.4	62.0
$M_{rs}, [kNm]$	22.7	22.4	18.4	16.6
$M_b, [kNm]$	46.5	64.2	38.9	54.3

Tabell 6.3: Lastvirkning ved brudd

Tabell 6.3 gir verdier for lastvirkning i skjær og moment, hvor V_{rs} og M_{rs} er lastvirkning ved første skjærriss mens V_b og M_b er lastvirkning ved brudd. Geometrien og lastsituasjonen i eksperimentet gir ligning 6.4 og 6.5 som er brukt for evaluering av lastvirkningen i skjær (V) og moment (M).

$$V = \frac{P}{2} \quad (6.4)$$

$$M = Va = \frac{P}{2}a \quad (6.5)$$

I ligning 6.4 og 6.5 er P total påført last på bjelken, a er avstand fra opplager til lastpåføring. Det er viktig å merke seg at V er konstant i skjærsonen mellom opplager og nærmeste lastpåføring. I midtsnittet mellom lastpåføringspunktene er $V = 0$ og bøyemomentet M er konstant og har sitt maksimum.

a/d	2.3		4.0	
Bjelke	I	II	I	II
V_b/V_{rs}	2.05	2.86	1.22	1.88

Tabell 6.4: Forhold mellom bruddlast og skjærisslast

6.2.1 Bruddformer

Betongbjelker som går til brudd ved bøyning er generelt lettere identifiserbare og kontrollerbare enn brudd i skjær. Ved brudd som følge av bøyning er tverrsnittet gjerne utformet slik at trykkfastheten overskrides og man får knusing av betongen øverst i trykksonen. Momentkapasiteten for tverrsnittet etter Eurokode 2 [18] er gitt ved ligning 2.1 som gir $M_{Rc} = 64.8kNm$. Med store skjærkrefter relativt til bøyemoment er bruddkriterier og bruddformer vanskelig å fastslå entydig. Det er tydelig at bjelkene med forskjellig a/d har gått til forskjellig type brudd. Selv om bjelkene har identisk tverrsnittsgeometri fremviste $a/d = 2.3$ en betydelig høyere lastbæringskapasitet i forhold til $a/d = 4.0$. Rissmønsteret var også markant forskjellige. Midlere lastvirkning i skjær ved brudd er gitt i tabell 6.5 og viser at ved brudd var lastvirkningen til $a/d = 4.0$ på 48% av lastvirkning ved brudd for $a/d = 2.3$.

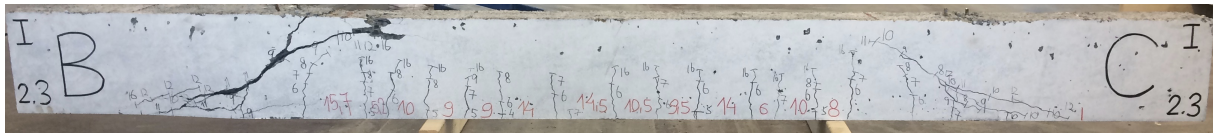
a/d	2.3	4.0
$V_{bm}, [kN]$	109.8	53.2
$M_{bm}, [kN]$	55.4	46.6

Tabell 6.5: Midlere lastvirkning ved brudd

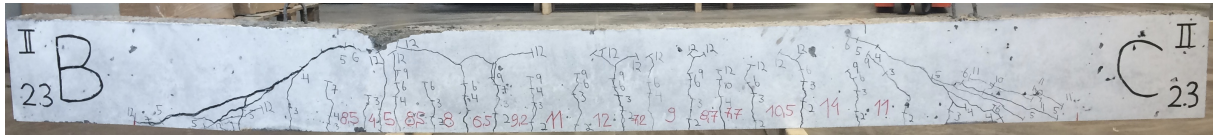
Vedrørende momentkapasiteten ved brudd var midlere lastvirkning til $a/d = 4.0$ på $\approx 84\%$ av lastvirkning ved brudd for $a/d=2.3$.

Basert på kun a/d forholdet som variabel forandres oppførselen og *Joint ASCE-ACI Task Committee 426* [25] identifiserer flere mulige bruddformer. [25, 29] Rissing er indikatorer for type bruddform og er illustrert ved aktuelle bruddformer for $a/d = 0 - 2.5$ i figur

6.3. Med $a/d = 2.3$ forventes en bruddform hvor bjelkene er i stand til å omlagre krefter, og bære ytterligere last etter at første skjærriss er oppstått. [25]



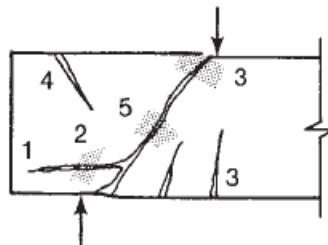
Figur 6.1: Riss etter brudd i $a/d = 2.3(I)$, $184kN$



Figur 6.2: Riss etter brudd i $a/d = 2.3(II)$, $254kN$

Bruddtyper i figur 6.3:

- 1 Forankringsbrudd
- 2 Trykkbrudd over opplager
- 3 Brudd ved bøyning
- 4-5 Brudd i trykkfeltet

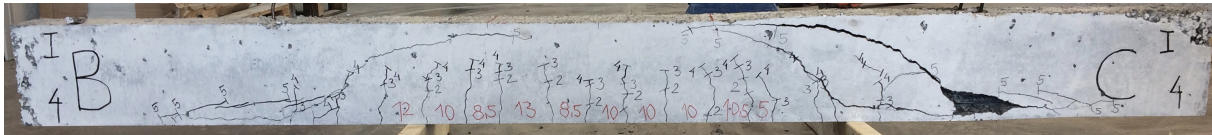


Figur 6.3: Bruddformer for $a/d = 0 - 2.5$, tilpasset fra [25, 29]

Risspropagasjon og brudd er presentert i avsnitt 5.2. Når brudd oppstår for $a/d = 2.3$, forbinder det kritiske risset opplager og lastpåføringspunktet i en tilnærmet rett linje. Det er også noe sekundær rissutvikling sammen med hovedrisset, illustrert i bilde 6.2. Bruddlasten for bjelke (I) var 72 % av bruddlast for (II) ved $a/d = 2.3$. Likevel er rissmønsteret påfallende likt for begge bjelker når man sammenligner figur 6.1 og 6.2. I området for bruddlast for bjelke (I) er det en mykgjøring av kraft-nedbøyning relasjonen, som kan tyde på at bjelke (II) er i stand til å overføre større krefter parallelt i skjærrisset, som igjen fører til høyere kapasitet. I sammenheng med figur 6.3 er det rimelig å anta at bruddet kom ved bøyning og brudd i den uopprissede sonen under pålastningen. Bjelke (II) fikk stor nedbøyning før den gikk til brudd ved 99 % av beregnet momentkapasitet. Den store nedbøyningen før brudd tyder på at lengdearmeringen oppnådde flytning. Horisontale

riss og knusing under lastpåføringen i begge bjelker bekrefter at bøyning ved moment er dominerende ved brudd. For bjelke (I) kan det se ut til at dannelsen av skjæriss i det kritiske snittet førte til brudd ved kun 72 % av momentkapasiten.

Bjelkene med $a/d = 4.0$ tålte betydelig lavere last enn $a/d = 2.3$ bjelkene, og det var også her stor spredning i bruddlast mellom bjelke (I) og (II). Bjelke (I) gikk til brudd ved $\approx 72\%$ av bruddlasten til (II). Bruddformen tyder på et brudd ved skjærstrekk som karakteriseres av å være sprø og plutselige i forbindelse med dannelsen av det første skrå risset.

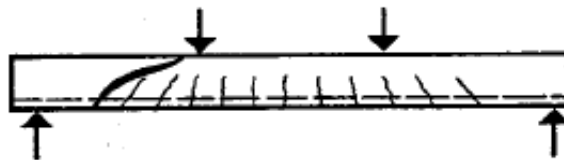


Figur 6.4: Riss etter brudd i $a/d = 4.0(I)$, $88.7kN$



Figur 6.5: Riss etter brudd i $a/d = 4.0(II)$, $124kN$

Satt i sammenheng med *Kani's Valley* gitt ved a/d forholdet diskutert i avsnitt 2.2.1 stemmer bruddformen godt. Det er stor forskjell i lastbæringskapasitet mellom $a/d = 1$ og $a/d = 3$ slik at forskjellige bruddformer også forventes ved $a/d = 2.3$ og $a/d = 4.0$. For $a/d = 4.0$ forventes brudd å komme ved at et riss propagerer ustabil skrått opp mot lastpåføringen. Etter *Muttoni og Ruiz, 2008* [14] inntreffer det brå bruddet fordi det skjer liten eller ingen omlagring av krefter i form av trykkfelt når det skrå risset blir kritisk og dermed går bjelken til brudd [25]. Figur 6.6 viser en illustrasjon av det typiske kritiske risset ved skjærstrekkbrudd. Dette stemmer godt overens med bilde 6.4 og 6.5 av bjelken etter brudd.



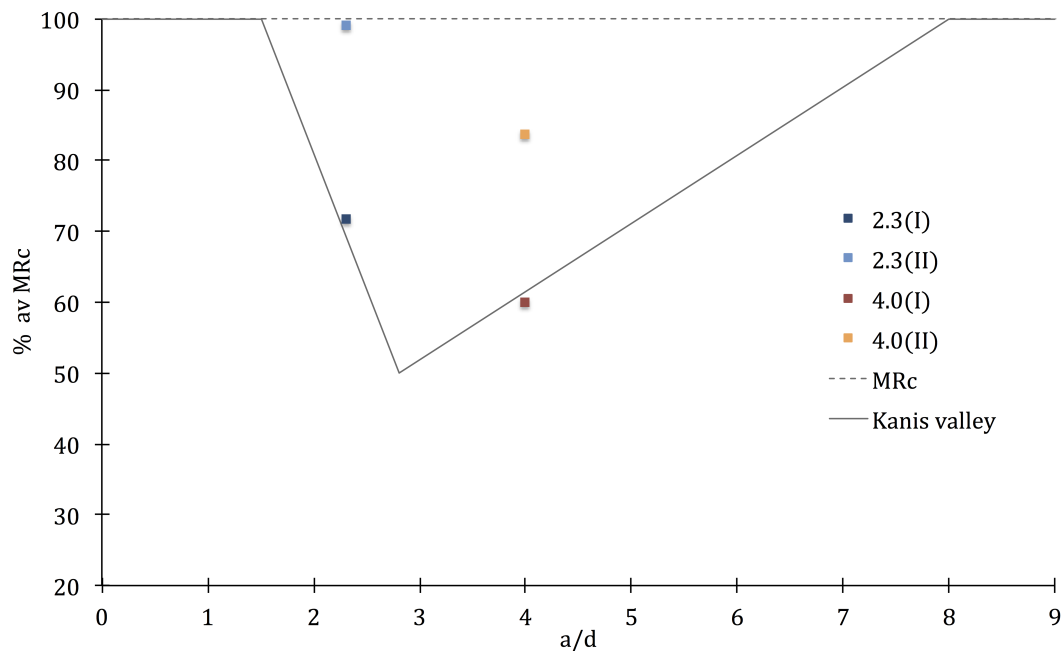
Figur 6.6: Skjærstrekkbrudd
[25]

I kraft-nedbøynings relasjonen har begge bjelker påfallende lik oppførsel ved samme lastbelastning på $P \approx 86kN \approx P_{r,s}$. Etter noe ytterligere nedbøyning gikk (I) til brudd. Bjelke (II) tålte videre last med en mykere kraft-nedbøyningsrelasjon og gikk til brudd ved $\approx 124kN$. For bjelke (I) stemmer eksperimentelle resultater meget godt overens med teori

da bjelken viste plutselige skjærriss med tilhørende høye smell, samtidig med en inkonsistent kraft-nedbøynings relasjon. Bjelke (II) opplevde også en periode med inkonsistent kraft-nedbøynings relasjon etter første fall i lastnivå, men stabiliserte seg etterhvert på en mykere relasjon. Denne bjelken hadde en mer synlig rissdannelse og det hørtes ingen smell ved verken brudd eller fall i lastnivå. Dette er typiske kjennetegn på en mer duktil oppførsel og førte til en betydelig høyere bruddlast enn hva tilfellet var for bjelke (I).

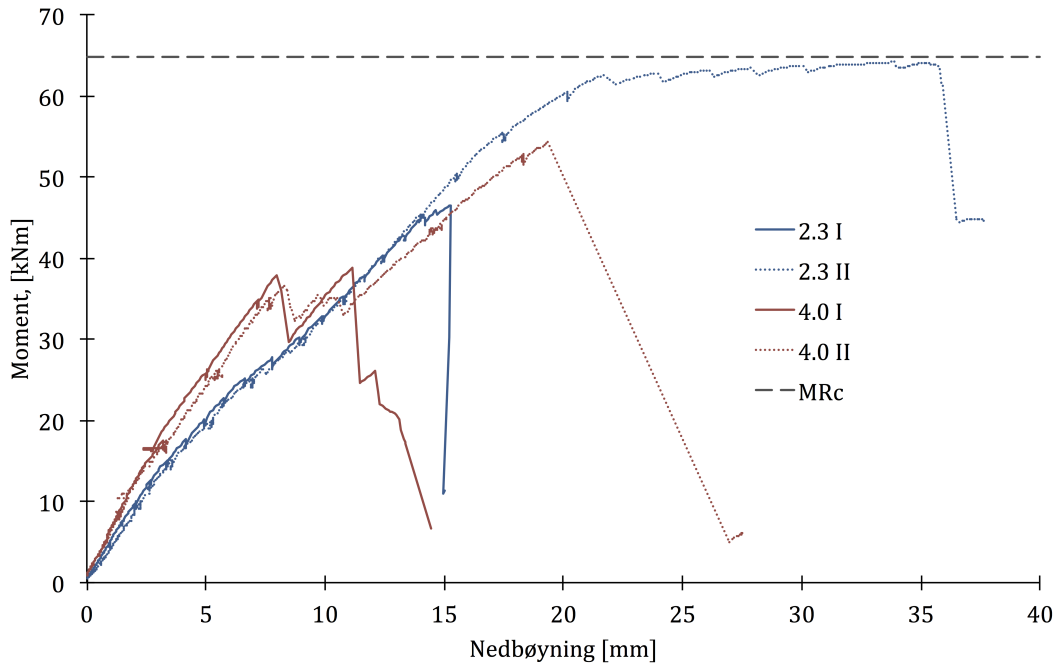
Kritisk riss

For å forklare oppførselen til bjelker med ved varierende a/d forhold legger *Muttoni og Ruiz, 2008* [14] mye vekt på risspropagasjon og rissenes evne til å overføre krefter parallelt med rissene. Uarmerte tverrsnitt kan fremvise uforutsigbare brudd før tverrsnittet når sin momentkapasitet. Dette skjer kun ved visse a/d forhold, og illustreres ved *Kani's Valley* i figur 6.7 (tilpasset fra [14] og [9]). I figur 6.7 er kapasiteten normalisert etter momentkapasitet fra Eurokode 2 [18].



Figur 6.7: Kapasitet ved a/d forholdet

I figur 6.8 vises lastvirkning ved bøyemoment, hvor linjen M_{Rc} viser tverrsnittets momentkapasitet etter Eurokode 2 [18]. Ved å betrakte figur 6.8 er moment-nedbøynings responsen til bjelkene med forskjellig a/d forhold mer sammenfallende enn for kraft-nedbøynings responsen.

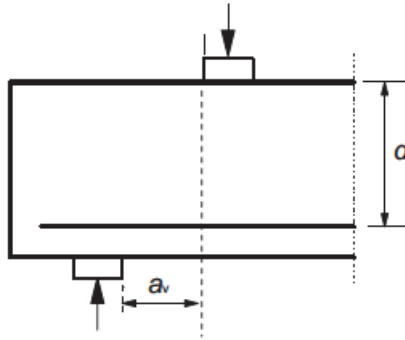


Figur 6.8: Moment-Nedbøyning for $a/d = 2.3$ og $a/d = 4.0$

Muttoni og Ruiz, 2008 [14] argumenter for at riss i trykkfeltet i en bjelke er en av hovedgrunnene til at brudd inntreffer før momentkapasiteten oppnås. Lastvirkningsforholdet mellom moment og skjær bestemmer hvordan rissene propagerer og kommer til uttrykk i a/d forholdet. Selv om kritiske skjærriss har oppstått kan det oppstå nye mekanismer som kan bære ytterligere last. Hvor stor last som kan bæres avhenger av graden av låsing mellom tilslag og geometrien i risset [14]. For bjelkene med $a/d = 4.0$ har bjelke (I) to riss som propagerer gjennom trykkfeltet mens bjelke (II) kun har ett. Den mer utpregede opprissingen i bjelke (I) i trykkfeltet kan forklare hvorfor den har lavere bruddlast enn (II), på henholdsvis $\approx 88kN$ og $\approx 124kN$.

6.2.2 Reduksjon ved β

Eurokode 2 [18] gir mulighet til å redusere opptredende skjærkraft hvis avstanden fra kanten av opplager til kanten av lastpåføring er mindre en $2d$. Ved å ta hensyn til oppleggenes bredde på 100mm oppfyller bjelkene med $a/d = 2.3$ forhold dette kravet. Reduksjonsfaktoren er definert som $\beta = \frac{a_v}{2d}$.



Figur 6.9: Effektiv skjærsone a_v
[18]

Med $a_v = 404\text{mm}$ og $2d = 438\text{mm}$ blir $\beta = 0.922$. Dette gir $a/d = 2.3$ bjelkene en ny kapasitet på 49.3 kN, en økning på 8.5%. Sammenlignet med de eksperimentelle resultatene utgjør skjærkapasiteten medregnet β fortsatt kun 44.9% av den gjennomsnittlige bruddlasten for $a/d = 2.3$ bjelkene. Dette er den eneste måten Eurokode 2 [18] tar hensyn til a/d forholdet på og er i overkant konservativ sammenlignet med resultatene. Ved tilfeller med mindre a/d forhold eller med fordelt last vil denne faktoren utgjøre en mye større forskjell på kapasiteten. Grunnet den lave endringen i verdi er β for enkelhets skyld utelatt ved kapasitetsberegningene i denne rapporten.

6.2.3 Sammenligning med tidligere forsøk

Lightcon var et forskningsprosjekt i samarbeid mellom Statens Vegvesen, norsk industri og SINTEF. En del av dette prosjektet gikk ut på å undersøke virkningen av skjær ved hjelp av eksperimentelle forsøk på 16 lettbetongbjelker [27]. To av bjelkene var relaterbare til denne oppgaven i form av identiske bjelkedimensjoner, likt armeringsoppsett, samme spenn og to symmetriske laster om midtsnitt. Det var derimot relativt store forskjeller i densitet og trykkfasthet. Det ble brukt både fint og grovt lett-tilslag som var produsert av Norsk Leca.

Tilslag	Leca		Stalite			
Midlere sylindrefasthet [MPa]	42.5		67.8			
Ovnstørr Densitet [kg/m^3]	1320		1850			
a/d	2.3	4.0	2.3		4.0	
Bjelke	S1-B1	S1-B7	I	II	I	II
Skjærlast V_r [kN]	33.3	28.9	45	44.5	36.5	33
Bruddlast V_b [kN]	102.9	44.1	92.3	127.4	44.4	62
Beregnet kapasitet $V_{IRd,c}$ [kN]	32.3	32.3	45.5	45.5	45.5	45.5
<i>Bruddlast/Skjærlast</i>	3.09	1.53	2.05	2.86	1.22	1.88
<i>Skjærlast/Beregnet kapasitet</i>	1.04	0.90	0.99	0.98	0.80	0.73
<i>Bruddlast/Beregnet kapasitet</i>	3.19	1.37	2.03	2.80	0.98	1.36

Tabell 6.6: Sammenligning av skjær, bruddlast og beregnet kapasitet for tilslag av Leca og Stalite

Kapasiteten i figur 6.6 er beregnet etter kapittel 11 i Eurokode 2 [18] uten sikkerhetsfaktorer og med den midlere sylindrefastheten. Verdiene for leca-bjelkene avviker derfor fra verdiene i rapporten de er hentet fra, da disse ble beregnet ut i fra et annet regelverk. Med kun en Leca- og to stalitebjelker for hvert a/d forhold, er det vanskelig å trekke noen definitive konklusjoner. I tillegg vil både den høye trykkfastheten til Stalite og den lave densiteten til Leca bidra til en sprøere oppførsel på hver sin måte. Det er allikevel verdt å merke seg at forholdet mellom både skjær- og bruddlast og beregnet kapasitet er høyere for Leca enn Stalite for begge skjærspenn forholdene. Forholdet mellom brudd- og skjær- last er høyere for 2.3 Leca, mens det er omtrentlig det samme ved å sammenligne snittet for 4.0 Stalite med tilsvarende Leca.

6.3 Momentbjelke

I forsøket var det kun en bjelke som gikk til momentbrudd, men responsen frem til 60 kN er meget lik for momentbjelken, omfaringsbjelken og bjelkene med $a/d = 4.0$. Disse bjelkene har omtrent samme a/d forhold og validerer derfor resultatene.

6.3.1 Brudd



Figur 6.10: Riss etter brudd i momentbjelke side 1, 182.8 kN



Figur 6.11: Riss etter brudd i momentbjelke side 2, 182.8 kN

Som man ser av figur 6.10 og 6.11 startet det midterste risset å propagere skrått i begge retninger før det når toppen og bruddet inntraff. Det er tydelige at bjelken gikk til momentbrudd ved knusing av betongen i trykksonen. Knusingen av betongen skjedde i momentsonen like innenfor det ene lastpåføringspunktet.

6.3.2 Tøyning

For beregning av momentkapasitet etter Eurokode 2 [18] er betongens tøyning i trykksonen en viktig parameter og er vist for momentbjelken med gjennomgående armering i figur 5.25. Eurokode 2 [18] gir verdier for tøyningsgrensen for trykk i betong for ulike betongklasser av både normal- og lettbetong. For lettbetong multipliseres verdiene med en faktor η_1 som tar hensyn til den lavere densiteten. Tabell 6.7 viser tøyningsgrensen for

trykk i betongen for ulike betongtyper i henhold til Eurokode 2 [18], samt testresultatet for bruddtøyningen til momentbjelken.

	Eurokode 2 [18]				Resultat
	2300 – 2500 kg/m^3		1800 – 2000 kg/m^3		
Densitet, ρ	2300 – 2500 kg/m^3		1800 – 2000 kg/m^3		1850 kg/m^3
Trykkfasthet, f_{ck}	< 50 MPa	= 60 MPa	< 50 MPa	= 60 MPa	= 59.8 MPa
Tøyning, ϵ_{cu}	3.50 ‰	2.90 ‰	3.31 ‰	2.74 ‰	3.61 ‰

Tabell 6.7: Tøyningsgrenser for betong i trykk

Sammenligner man tabulerte verdier for lettbetong mot oppnådde resultater for momentbjelken er forskjellen stor. Momentbjelken har en tøyning som er 31.8% større enn hva Eurokode 2 [18] angir for lettbetong med samme fasthet. Den er faktisk også høyere enn verdiene til normalbetong med en trykkfasthet under 50 MPa . Ved både registrering av tøyning under testing og beregning av tøyningen i overkant er det forenklinger og feilkilder som kan påvirke verdien momentbjelken oppnådde. Rissutviklingen kan påvirke målerne da disse er festet direkte på bjelken og plasseringen til LVDT-ene kan avvike litt i forhold til hva som er brukt ved lineær interpolasjon. I tillegg er det forusatt lineære tøyninger og ikke tatt høyde for eventuell plastisk oppførsel. Ved å ta hensyn til disse faktorene kan det gjøre at beregnede verdier og resultater sammenfaller i større grad. Likevel er forskjellen såpass stor at det er belegg for å hevde at tøyningen registrert hos momentbjelken er høyere enn for lettbetong med samme trykkfasthet beregnet fra Eurokode 2 [18]. I *Reinforced Concrete Mechanics and Design* [29] er det gjengitt testverdier for normalbetong med trykkfasthet i området 10 – 45 MPa , hvor tøyningen varierer mellom 3 og 5 ‰. Det er derfor ikke uvanlig at eksperimentelle resultater oppnår større verdi enn hva som er oppgitt i dimensjoneringskoder.

6.3.3 Duktilitet

Denne bjelken har både trykkarmering og en ganske lav mengde lengdearmering som bidrar til å øke duktiliteten. Momentsonen er derimot fri for bøylearmering slik at man har en uforhindret tverrutvidelse i det kritiske snittet. I tilfeller med underarmerte bjelker er det vanlig å sammenligne punktet hvor brudd inntreffer med punktet hvor det oppstår flyt i armeringen. Man definerer en duktilitets indeks som ser på forholdet mellom bjelkens rotasjon, kurvatur eller nedbøyning ved disse to punktene. I denne oppgaven er det valgt å bruke en nedbøynings duktilitet indeks som er definert ved

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (6.6)$$

Flyt i armering		Maks last		Duktilitet indeks
P_y	Δ_y	P_u	Δ_u	μ
132.1	11.99	182.8	31.56	2.63

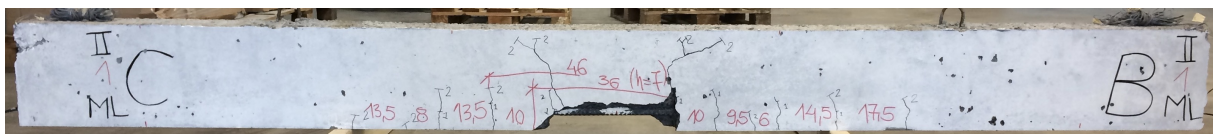
Tabell 6.8: Duktilitetsindeks

Tabell 6.8 viser hvilke verdier som er brukt til å finne duktilitets indeksen. Det er valgt å bruke nedbøyningen ved maks last og ikke siste verdi før bjelken mister tilnærmet all bæreevne slik det fremgår av figur 5.22. I andre studier har det variert på hva som er brukt ved bestemmelse av duktilitets indeksen. Ved å endre dette ville man fått en duktilitets indeks på 2.82, altså noe høyere.

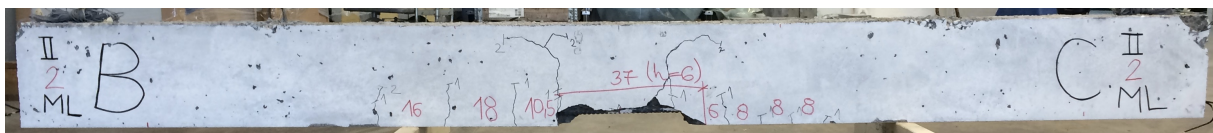
6.4 Omfaringsbjelke

Omfaringslengden ble satt til 15 ganger kamstørrelsen på lengdearmeringen som i dette tilfelle ble 300 mm. Det ble valgt en såpass kort lengde for å være sikker på at brudd inntraff før momentkapasiteten ble nådd. Omfaringslengde er definert som den overlappende lengden mellom armeringsjern som overfører kraften fra det ene jernet til det andre. Denne kraftoverføringen går via betongen som omkranser armeringen. Vanlig dimensjoneringspraksis er å plassere omfaringer i snitt med minimal lastvirkning for å unngå brudd og lange omfaringslengder. I dette forsøket var det derimot ønskelig med omfaringsbrudd og omfaringen ble plassert der spenningene var størst. For å sikre et heftbrudd ble omfaringslengden satt kortere enn basis kraftinnføringslengde som er den nødvendige lengden for å oppnå flyt i armeringen.

6.4.1 Brudd



Figur 6.12: Riss etter brudd i omfaringsbjelke side 1, 68.1kN



Figur 6.13: Riss etter brudd i omfaringsbjelke side 2, 68.1kN

Som man ser at figur 6.12 og 6.13 oppsto et omfaringsbrudd og betongoverdekningen falt av i det bruddet inntraff. Brudd i omfaringsbjelker initieres vanligvis i begynnelsen av omfaringsområdet fordi spaltetrykket er større her enn i midten [29]. På bildene av bruddet ser man tydelig at det var her de største rissene oppsto og at det var de som fremprovoserte bruddet. Bruddet inntraff etter 68.1 kN, noe som er betydelig mindre enn momentbjelkens bruddlast på 182.8 kN. Grunnet omfaringen klarte omfaringsbjelken bare å oppnå 37.3% av momentbjelkens kapasitet. Omfaringslengden var for kort, da det var ønskelig med et omfaringsbrudd nærmere full momentkapasitet for et større sammenligningsgrunnlag.

6.4.2 Nedbøyning og tøyning

Sammenlignet med momentbjelken viste omfaringsbjelken en noe stivere oppførsel. Ved en last på 40 kN hadde omfaringsbjelken en nedbøyning på 2.69 mm midtsnitt mot momentbjelkens 2.92 mm. Dette skyldes at omfaringen gir bjelken dobbelt så stort armeringsareal midtsnitt. Tøyningstilstanden over tverrsnittet forandres også på grunn av økningen i armeringsareal, noe som fremgår av figur 5.33 og 5.25 i resultat-kapitlet. For omfaringsbjelken er betongtøyningene i overkant større enn i underkant og trykksonen er følgelig større enn halve tverrsnittshøyden.

Kapittel 7

Avslutning

7.1 Konklusjon

I denne oppgaven er det undersøkt den konstruktive oppførselen til lettbetong med Stalite som tilslag. Seks full-skala underarmerte bjelker er blitt påsatt en fire-punkts lastsituasjon med økende nedbøyning frem til brudd. Det er i tillegg blitt utført tester på 21 sylindere, tolv kuber og tre prizmer, alle fra samme betongblanding. Av bjelkene som gikk til skjærbrudd var det kun en av fire som utviste en typisk sprø bruddoppførsel. Etter Eurokode 2 [18] klassifiseres betongen som ble produsert til denne oppgaven både som høyfast, $f_{ck} \geq 50MPa$ og lavdensitet $\rho \leq 2000kg/m^3$. På tross av egenskaper høyfast lettbetong typisk innehar, viste bjelkene generelt høy lastbæringskapasitet med omfattende riss før brudd. Det kan derfor konkluderes med at bjelkene overveiende oppførte seg mer duktilt enn hva som var forventet.

- Skjærstrekk-kapasitet etter Eurokode 2 [18] viste god overensstemmelse med skjær-risslast for $a/d = 2.3$ og med bruddlast for $a/d = 4.0$. En lastreduksjon med β ga liten effekt på estimatet av bruddkapasiteten til bjelkene med $a/d = 2.3$ som var to til tre ganger lavere enn resultatene.
- Beregninger av materialparametere etter Eurokode 2 [18] medregnet faktorene for lettbetong, η_1 og η_E , viste generelt liten overensstemmelse med testresultater. Resultatene for E-modul er langt lavere enn beregnet verdi og strekkfastheten til betongblandingen er også noe lavere. Bruddtøyningen i betongen var derimot underestimert med 31% sammenlignet med oppnådd resultat.
- Tross lav E-modul, strekkfasthet og bruddenergi i forhold til forventede verdier, viste kun en bjelke utpreget sprø bruddoppførsel. Alle fire skjærbjelker viste typiske bruddformer for betongbjelker uten skjærarmoring og for de aktuelle a/d forholdene. Begge bjelkene med $a/d = 2.3$ viste en høy lastbæringskapasitet med omfattende skråriss og midlere forhold mellom bruddlast og skjær-risslast var $V_b/V_{rs} = 2.45$. Begge bjelkene med $a/d = 4.0$ viste en irregulær last-nedbøyningsrelasjon samtidig med dannelsen av første skjær-riss. Ved omtrent denne lasten gikk en bjelke til brudd, og en bjelke tålte ytterligere last. Midlere forhold mellom bruddlast og skjær-risslast for disse bjelkene var $V_b/V_{rs} = 1.55$. Momentbjelken viste rissutvikling og bruddform typisk for momentbrudd, og hadde en duktilitetsindeks på $\mu = 2.63$. Tøyningen i betongen var på $\epsilon_{cu} = 3.61\%$ ved brudd.

- Virkningen av a/d forholdet ble også ettertrykkelig bekreftet da begge bjelkene med $a/d = 2.3$ tålte vesentlig mer enn de med $a/d = 4.0$. Bruddformene var også tydelig forskjellige ved forskjellige a/d forhold og resultatene harmonerer således med tidligere forskning på *Kani's Valley*.
- Gjennomgående oppnådde bjelkene med minst riss i det teoretiske trykkfeltet høyest bruddlast. Bjelke $a/d = 4.0$ (I) hadde den laveste bruddlasten og var eneste bjelke med to betydelige riss i trykkfeltsonen ved brudd. Dette er i tråd med forskningen på *Critical Shear Crack Theory* av *Muttoni og Ruiz, 2008* [14] som fremhever betydningen av risspropagasjonen i trykkfelt for bruddkapasitet.
- Absorpsjonstester viste at Stalitetilslaget har en gunstig lav absorpsjon sammenlignet med andre lett-tilslag, hvor 24 og 100 timers absorpsjon var på henholdsvis 6% og 8.3%.

7.2 Feilkilder

- Formfeil og avvik på prøvestykkene.
- Varierende herdetid.
- Avvik i tverrsnittsgeometri på bjelkene.

7.2.1 Mulige feilkilder

- Avvik i posisjon ved plassering av armering i støpeformer.
- Avvik ved oppmålte stoffmengder i forbindelse med støpning.
- Feil og unøyaktighet i måleinstrumenter.
- Menneskelige feil ved klargjøring av testoppsett.
- Menneskelig feil ved beregninger og behandling av rådata.
- Avvik i posisjon ved plassering av måleinstrumenter.

7.3 Further study

- Videre studier av høyfast betong med Stalite og andre tilslag.
- Studie av Stalite som tilslag i en betong med lavere trykkfasthet.
- En grundigere sammenligning av resultatene med *Critical Shear Crack Theory*.

Bibliografi

- [1] A. W. Beeby and R. S. Narayanan. *Designers guide to EN1992-1-1 and EN1992-1-2 Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings and structural fire design*. Thomas Telford Publishing, 2005.
- [2] L. Bernardo and S. Lopes. *Neutral Axis Depth versus Flexural Ductility in High-Strength Concrete Beams*, volume 130. American Society of Civil Engineers, 2004.
- [3] Stein Bostrøm. *Fullskala pumpeforsøk med Stalite som lettilslag*. SINTEF bygg og miljøteknikk, 2000.
- [4] Satish Chandra and Leif Berntsson. *Lightweight Aggregate Concrete*. Noyes Publications, 2003.
- [5] John L. Clarke. *Structural Lightweight Aggregate Concrete*. Chapman and Hall, 1993.
- [6] Carolina Stalite Company. Moisture dynamics of expanded slate lightweight aggregate, www.stalite.com/uploads/moisture_dynamics_lightweight_aggregate.pdf.
- [7] Carolina Stalite Company. Stalite projects, <http://stalite.com/projects.php>.
- [8] International Federation for Structural Concrete (fib). *State-of-Art Report, Bulletin 10: Bond of reinforcement in concrete*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2006.
- [9] International Federation for Structural Concrete (fib). *Technical report, Bulletin 57: Shear and punching shear in RC and FRC elements*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2010.
- [10] M.A.N. Hendriks, J.A. Uijl, A. de Boer, P.H. Feenstra B. Belletti, and C. Damoni. *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*, volume RTD 1016:2012. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, 2012.
- [11] Carolina Stalite Company Kenneth S. Harmon. Engineering properties of structural lightweight concrete, <http://stalite.com/uploads/engineeringproperties.pdf>.
- [12] P. Kuhmar Mehte and Paulo J.M. Monteiro. *Concrete Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw-Hill, 2006.
- [13] Bill Mosley, John Bungey, and Ray Hulse. *Reinforced Concrete Design to Eurocode 2*. Palgrave Macmillan, 2012.

- [14] Aurelio Muttoni and Miguel Fernández Ruiz. *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*. American Concrete Institute, 2008.
- [15] Dr. Edward G. Nawy. *Concrete Construction Engineering Handbook*. CRC Press, 2008.
- [16] John Newman and Ban Seng Choo. *Advanced Concrete technology, processes*. Butterworth-Heinemann, 2003.
- [17] Standard Norge. *Betongprøving - Herdet betong - Elastisitetsmodul ved trykkprøving*. Standard Norge, 1987.
- [18] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2004.
- [19] Standard Norge. *Prøving av herdnet betong Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet*. Standard Norge, 2009.
- [20] Standard Norge. *Prøving av herdnet betong Del 6: Prøvelegemers spaltestrekkfasthet*. Standard Norge, 2009.
- [21] Standard Norge. *Prøving av herdnet betong Del 7: Densitet av herdnet betong*. Standard Norge, 2009.
- [22] Standard Norge. *Armeringsstål - Mål og egenskaper - Del 3: Kamstål B500NC*. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen, 2012.
- [23] Standard Norge. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Standard Norge, 2014.
- [24] American Society of the International Association for Testing and Materials (ASTM International). Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate. *C127-07*, page 5, 2015.
- [25] Joint ASCE-ACI Task Committee 426 on Shear, Diagonal Tension of the Committee on Masonry, and ASCE Reinforced Concrete of the Structural Division. *The Shear Strength of Reinforced Concrete Members*. American Society of Civil Engineers, 1973.
- [26] TEC Services. Interim report of astm c330 carolina stalite 0,5 inch coarse lightweight aggregate. *TEC Services Project No: 04-0514, TEC Services Sample ID: 14-999*, 2015.
- [27] Hans Stemland and Erik Thorenfeldt. *Delrapport 3.1: Skjærkapasitet av bjelker uten skjærarmering*. SINTEF, 1997.
- [28] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. Tapir Akademiske Forlag, 2010.
- [29] James K. Wight and James G. MacGregor. *Reinforced Concrete, Mechanics and Design*. Pearson, 2009.

- [30] Kwan Soo Youm, Yeon Jong Jeong, Erie Seong Ho Han, and Tae Sup Yun. Experimental investigation on annual changes in mechanical properties of structural concretes with various types of lightweight aggregates. *Construction and Building Materials*, 73:442–451, 2014.
- [31] Jan A. Øverli og Tore Myrland Jensen. *Increasing ductility in heavily reinforced LWAC structures*, volume 62-63. SINTEF, 2014.

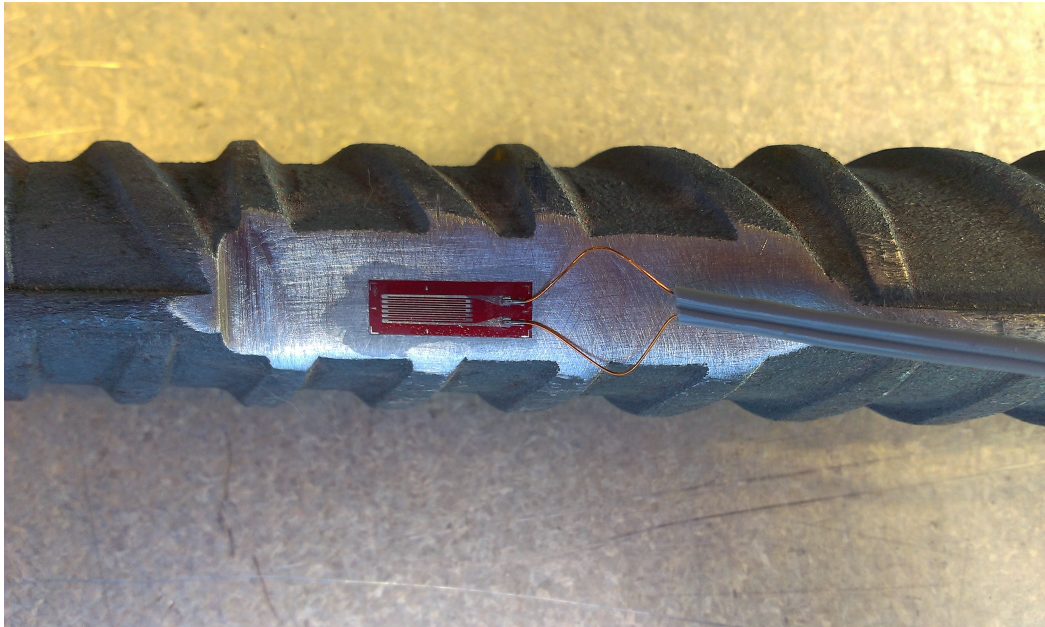
Tillegg A

Dokumentasjon av Metode

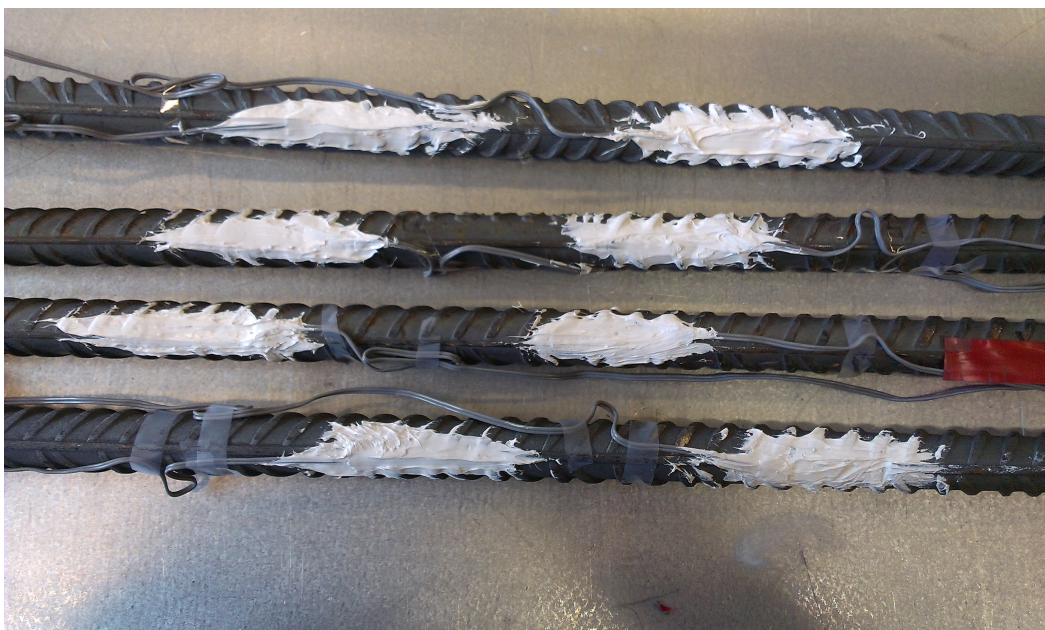
A.1 Bilder



Figur A.1: Testoppsett for bjelker



Figur A.2: Strain gauge



Figur A.3: Beskyttelse av Strain gauges med silikon



Figur A.4: Forskalingsformer med armering



Figur A.5: Herding av betongen i dampperplastikk



Figur A.6: Trykktest av sylindere i ToniTechnik maskin



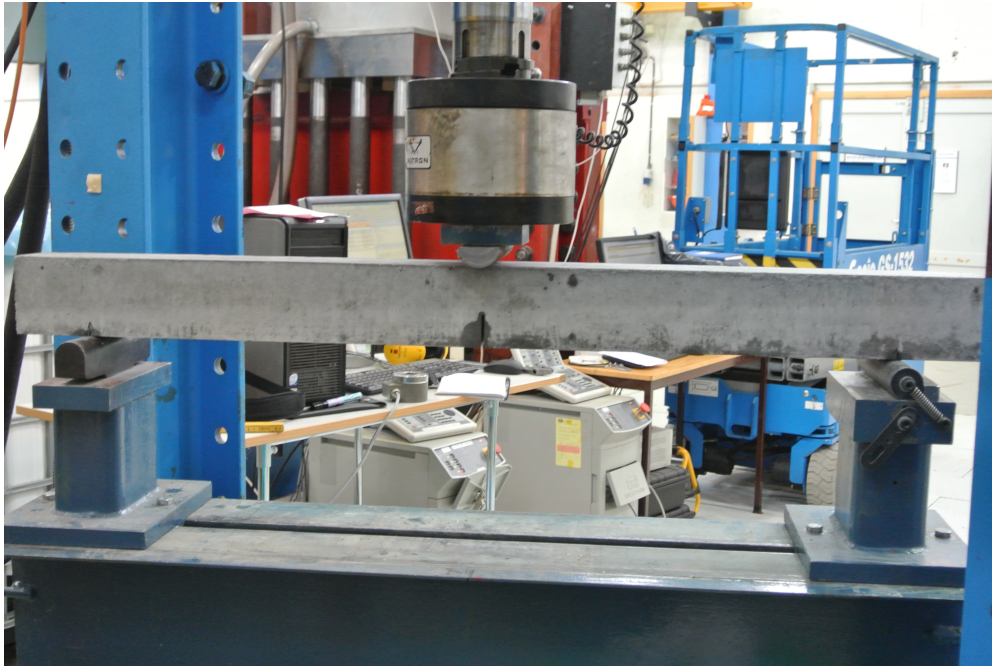
Figur A.7: E-modultest av sylindere



Figur A.8: Test av spaltestrekkfasthet i Losenheim trykkpresse



Figur A.9: Stalite



Figur A.10: Test av bruddenergi med tre-punkts lastpåføring

A.2 Metode for Bruddenergi

SINTEF Byggeforsk Betong og natursteinlaboratoriene	KS 14-05-04-123 Bruddenergi ved 3-punkts prøving av prismer med kjerv	Gradering Intern	Side 1 av 3
Utarbeidet av Ola Skjølsvold	Godkjent av Per Arne Dahl	Versjon 1	Gyldig fra 2007-09-20

1 Formål og bruksområde

Denne prosedyre beskriver en metode for bestemmelse av bruddenergi for prismer av uarmert betong med $D_{max} \leq 20\text{mm}$. Ved prøving av betong med $D_{max} > 20\text{mm}$ må dybde og bredde av bruddarealet ikke være mindre enn tre ganger størrelsen av D_{max} (ved større D_{max} må kjervets størrelse tilpasses). Prosedyren skal følges dersom ikke annet er avtalt mellom saksbehandler og oppdragsgiver.

2 Referanser

Metoden bygger på metode beskrevet av A.Hillerborg/RILEM Technical committee 50 - FMC, proposal for a RILEM recommendation, Matr. & Struct. Vol 18,1985, pp 291-296.

3 Utstyr

Prøvingsmaskin: Dartek, SINTEF Materialer og kjemi
Bøyerigg: Dreibart opplager og opplager med rulle
Lastpåføring: Dreibart opplager
Lastregistrering: PC, Dartek
Deformasjonsregistrering: PC, Dartek

4 Tildanning/behandling av prøvestykker

Prøvestykkene, prismer med høyde/bredde/lengde = 100/100/1200 mm tildannes normalt ved utstøping i stålformer, 3 stk prismer pr form. Andre størrelser kan tildannes etter avtale med prosjektleder/saksbehandler. Prismene skal beskyttes mot uttørring fra utstøping fram til avforming. Etter avforming skal prismene vannlagres fram til prøving. Prismene skal merkes tydelig på ei sideflate med oppdrags-/prosjektnr, støpedato, blandingsidentifikasjon og prismenr.

Før prøving skal det sages midt i spennet ett maksimalt $40 \pm 1\text{mm}$ dypt kjerv, på en av sidflatene, med maks tykkelse 4 mm (se fig 1). Sagingen utføres med diamant kappeblad med hel bane. Veiling foretaes av prismene dersom dette ikke er gjort tidligere. Når prismer er tatt opp fra vannbadet skal de beskyttes mot uttørring med fuktige striesekker eller lignende.

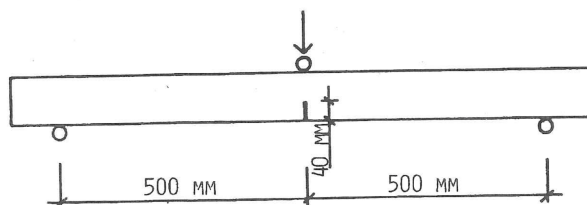


Fig 1 Plassering av kjerv

SINTEF Byggforsk Betong og natursteinlaboratoriene	KS 14-05-04-123 Bruddeenergi ved 3-punkts prøving av prizmer med kjerv	Gradering Intern	Side 2 av 3
Utarbeidet av Ola Skjølvold	Godkjent av Per Arne Dahl	Versjon 1	Gyldig fra 2007-09-20

5 Prøving

Prismene skal holdes fuktige med striesekker eller lignende helt fram til innsetting i bøyeriggen. Ved innsetting i prøvingsmaskina må det påses at det ikke

- er grader på prismets sideflater ved opplager
- ligger smuss mellom opplager og prismet

Opplageravstand = 1000 mm (500 mm målt fra sentralt i kjervet til sentralt for hhv opplager og rulle) merkes på prismet med kritt eller lignende før innsetting i riggen. Opplager for lastpåføring skal plasseres midt over kjervet, med kjervet ned.

Maskininnstilling Dartek:

- lastnivå 0-20 kN
- deformasjonshastighet 0,1 mm/min

Det skal benyttes samme deformasjonshastighet helt fram til prismet knekker. Bruk av andre deformasjonshastigheter skal avtales særskilt med prosjektleder/saksbehandler. Alle maskininnstillinger, prøvedato prøveidentifikasjon og navn på operatør påføres utskriften.

6 Kontroll av prismet etter prøving

Etter avsluttet prøving skal det foretas måling av høyde og bredde i bruddet. Det måles med skyvelære på begge prismehalvdeler, og middelverdiene angis med $\pm 0,1$ mm som feilgrense. I tillegg måles maks størrelse på største tilslagskorn i bruddsonen (hele mm), med angivelse om dette er heftbrudd (h) eller brudd i tilslag (t). F.eks. vil angivelsen 20 (h) tolkes som at største tilslagskorn i bruddsonen har heftbrudd, med 20 mm som maks størrelse. Tilsvarende vil brudd i tilslaget angis som 20 (t).

Prismer som skal benyttes til strekkprøving i henhold til KS 14-05-04-106 skal beskyttes mot uttørring umiddelbart etter avsluttet prøving.

SINTEF Byggeforsk Betong og natursteinlaboratoriene	KS 14-05-04-123 Bruddenergi ved 3-punkts prøving av prismer med kjerv	Gradering Intern	Side 3 av 3
Utarbeidet av Ola Skjølvold	Godkjent av Per Arne Dahl	Versjon 1	Gyldig fra 2007-09-20

7 Beregning

Ved prøving framkommer en last/deformasjonskurve som vist i Figur 2. Last/deformasjonskurven overføres til Excel. Kurven justeres slik at krumningen i starten utelates, og kurven forskyves til origo (se Figur 2). Fra kurven tas det ut maks last i N og deformasjon ved brudd i mm. Arealet under last/deformasjonskurven (W_0) beregnes ved integrering i Excel. Total mengde absorbert energi W beregnes med to ganger bidraget fra prismets vekt som grunnlag (dette bidraget vil variere med spennvidde og utstikk).

$$\text{Bruddergi } G_f = (W_0 + 2 \cdot 0,4 \cdot p \cdot 9,81 \cdot \delta) / (b \cdot h) \text{ Nm/m}^2$$

hvor W_0 = areal under last/def-kurven (Nm)
 δ = deformasjon ved brudd, målt midt på prismet (m)
 p = bidrag fra prismets vekt (kg)
 b = prismebredde i brudd (m)
 h = prismehøyde eks kjerv i brudd (m)

Formelen for G_f gjelder for 1,200 m prisme med opplageravstand 1,000 m.

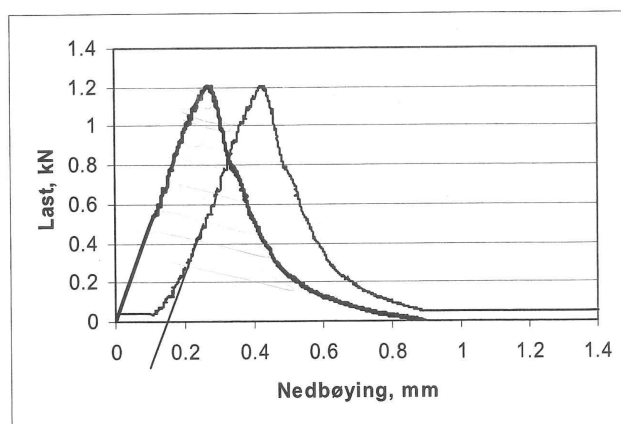


Fig 2 Last/deformasjonskurve

8 Rapportering

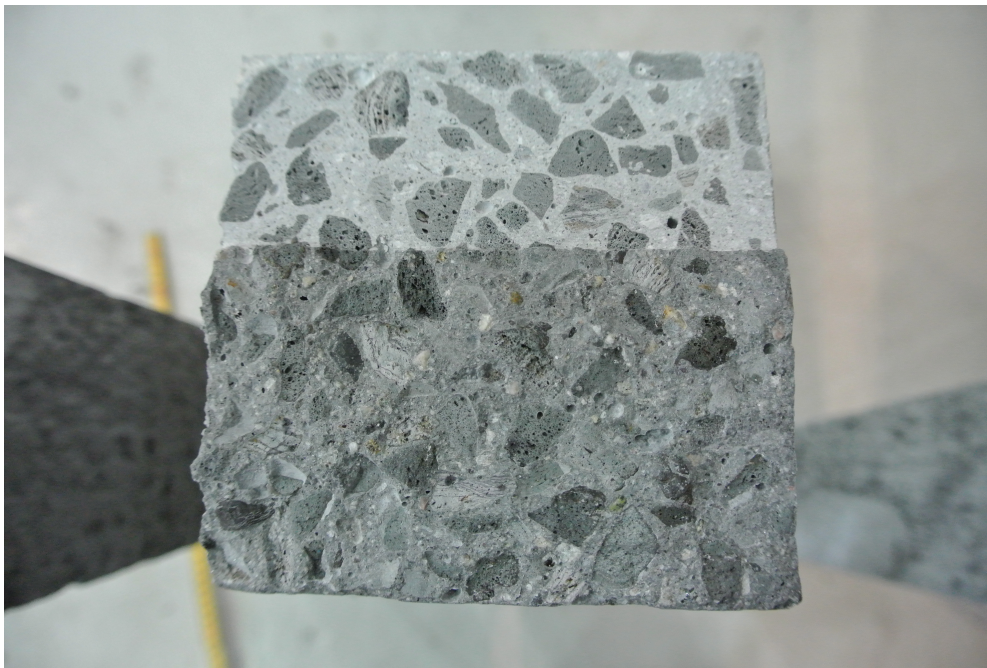
Ved standard prøvingsrapport skal denne i tillegg til standard opplysninger inneholde

- maksimum bøyespenning, enkeltverdier og middelvei, med MPa som enhet
- beregnet bruddenergi (G_f), enkeltverdier og middelvei, med Nm/m^2 som enhet
- maksimum størrelse for største tilslagskorn i bruddsonen, med angivelse om bruddet er et heftbrudd eller brudd i tilslaget
- karakteristisk lengde (l_{ch}), enkeltverdier og middelvei, dersom det er utført E-modulmålinger ved strekkprøving på samme prismer, med mm som enhet

Tillegg B

Dokumentasjon av Resultater

B.1 Prøvestykker

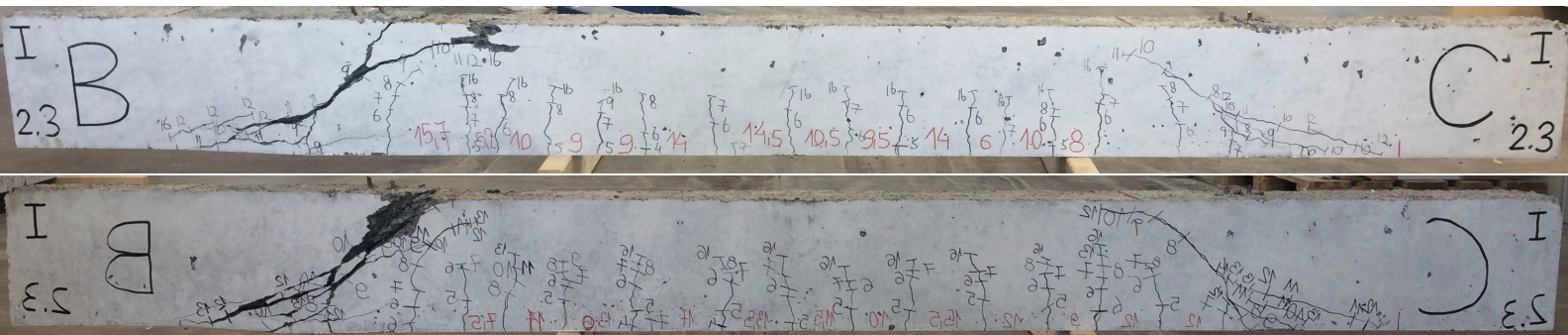


Figur B.1: Bruddflate i bruddenergiprisme 3

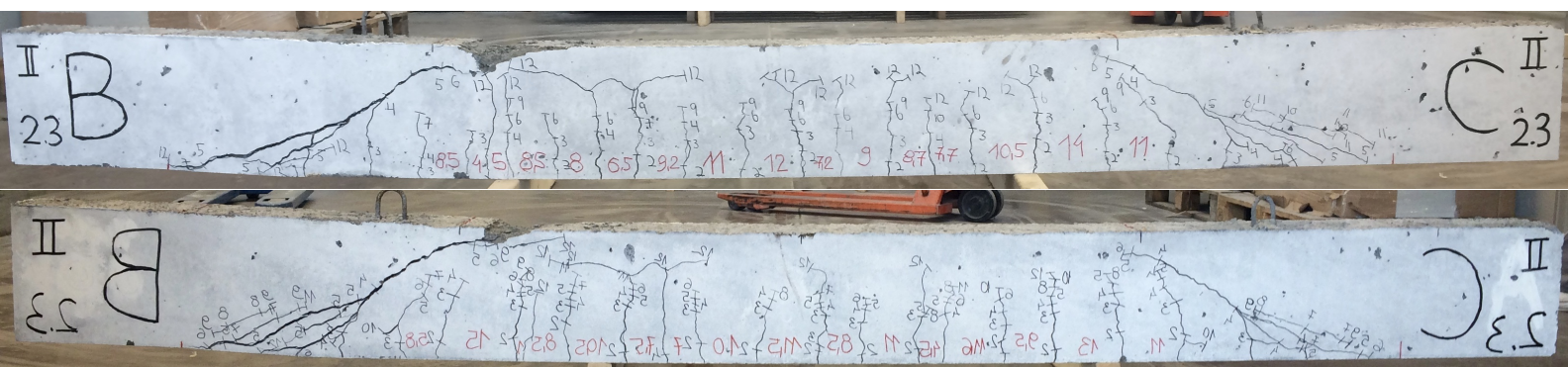


Figur B.2: Terninger etter 7 dagers trykktest

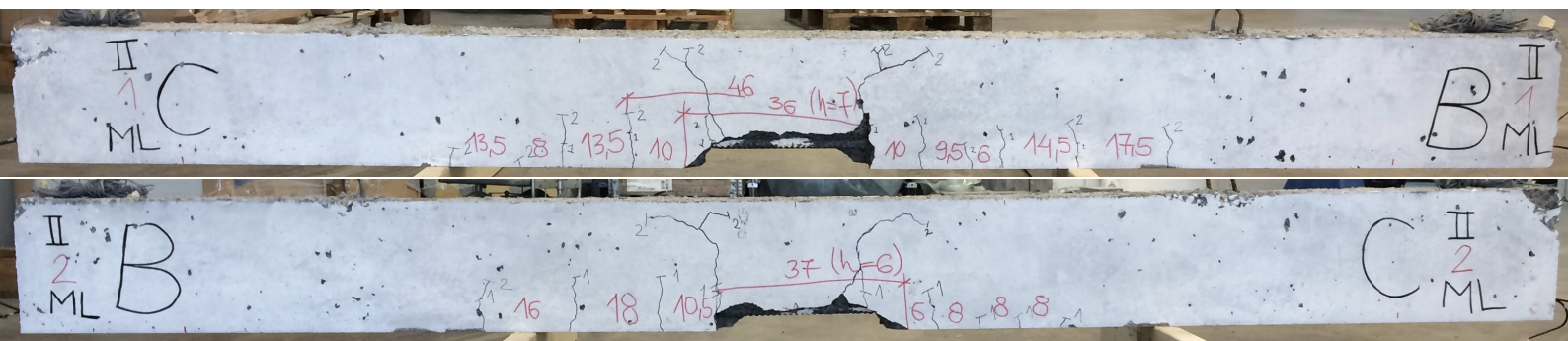
B.2 Bruddformer alle bjelker



Figur B.3: $a/d = 2.3$, $P_f = 184.5kN$ I



Figur B.4: $a/d = 2.3$, $P_f = 254.8kN$ II



Figur B.8: Omfaringsbjelke, $P_f = 68.1kN$

Prøvsingsrapport

Side: 1

Prøve ID: 28 dgn 04.05.2016

Dato 12.04.2016

E-Modulus test **NS 3676** **Prøvestykke : Cylinder** **100x200**

Prøveseriens betegnelse	e-modul	Operatør	ej
Produksjonsdato	08.03.2016	Alder	28
Prøvingsdato	05.04.2016		

Designation	Dimensions [mm]		Mass [g]	Bulk [kg/m ³]	Strain [%]		E-Modulus [MPa]		Strength MPa	Remarks
	d	h			e01	e02	E0	Ec		
1	100,0	197,0	3120,0	2016,5	0,92	0,03	24217	24972	68	
2	100,0	195,0	3071,0	2005,2	1,11	0,04	23461	24172	67	
3	100,0	197,0	3074,0	1986,8	1,30	0,06	22720	23381	62	
Average				2002,8	1,1	23465,9	24175,3	65,8	
Standard Deviation				15,0	0,2	748,6	795,2	2,9	

* : Single values rejected Quality control passed

