

Trykkbrudd i bjelker av høyfast lettbetong

Khaled al Bastami

Jonas Andås Belayachi

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017


Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Konstruksjonsteknikk	DATO: 20.06.2017	ANTALL SIDER: 131 + 91 (vedlegg)
------------------------------------	---------------------	-------------------------------------

TITTEL: Trykkbrudd i bjelker av høyfast lettbetong Compression failure of high-strength LWAC beams	
UTFØRT AV: Jonas Andås Belayachi Khaled Bastami	 

<p>SAMMENDRAG: Lettbetong er kjent for sin lave egenvekt og funksjonalitet. Den har et gunstig forhold mellom densitet og styrke, og er godt egnet i bruer og offshorekonstruksjoner. Sammenlignet med normalbetong har lettbetong mange fordeler som blant annet god varmeledningsevne, men på grunn av sin sprøe oppførsel ved brudd er mange skeptiske til anvendelsen av lettbetong. Dette skyldes at det forekommer lite varsel før et mulig brudd.</p> <p>Denne oppgaven ser på mulige tiltak for å øke duktiliteten i lettbetong. Forsøket begrenses til omslutningseffekt der målet er å best mulig hindre tverrutvidelse ved belastning. Det ble av den grunn valgt å se på tiltak som ulik senteravstand mellom bøyler, ulik overdekning og ulik trykkarmering. Det ble produsert 7 fullskala overarmerte høyfaste bjelker med Stalite som letttilslag og dimensjoner på 4500 mm x 550 mm. Alle bjelkene skulle gå til trykkbrudd i momentsonen i en 4-punkts bøyetest. Differansen mellom bjelkene var basert på tiltakene gitt over. Hver test ble dokumentert med bilder og registreringer av nedbøyning, last og tøyninger.</p> <p>Det ble også produsert prøvestykker for bestemmelse av materialparametere. 24 terninger og 12 sylindre ble testet for trykkfasthet ($f_{cm} = 74,2$ MPa) og spaltstrekkfasthet ($f_{ctm} = 4,03$ MPa). I tillegg ble den ovenstående densitet fastsatt til 1834 kg/m³. Betongresepten var lik for samtlige bjelker og prøvestykker. Absorpsjonsevnen til Stalite var 6,5 % og 8,3 % etter henholdsvis 24 og 100 timer.</p> <p>Opgaven inneholder ett litteraturstudium der lettbetong og omslutningseffekt blir grundig gjennomgått. Det er også utført kapasitetsberegninger av bjelkene etter Eurokode 2 som sammenlignes med de eksperimentelle verdiene. Bjelkene blir også analysert og sammenlignet mot hverandre.</p> <p>Testresultatene viste at tiltakene førte til en mer duktil lettbetong og et mindre sprøtt brudd. Det var senteravstand mellom bøyelene som påvirket duktiliteten mest. Kortere bøyelavstand økte omslutningen og dermed duktiliteten. Mindre overdekning virket positivt inn på sprøheten av bruddet. Trykkarmeringen hadde liten innvirkning på duktiliteten. Kapasiteten ble derimot en del større med tykkere trykkarmering.</p>
--

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

Forord

Dette masterprosjektet er det avsluttende arbeidet for 2-årige masterstudenter innen bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Prosjektet er utført av Jonas Andås Belayachi og Khaled Bastami ved institutt for konstruksjonsteknikk. Arbeidet er veiledet av Professor Jan Arve Øverli og PhD kandidat Jelena Zivkovic fra overnevnt institutt.

Fagbakgrunnen til Khaled og Jonas er nesten lik. Begge har Bachelor i ingeniørfag- bygg. De har også valgt konstruksjonsteknikk som studieretning og fordypning i prosjektering av konstruksjoner.

Masteren er en praktisk oppgave som går ut på å studere omslutningseffekt i bjelker av lettbetong. Prosjektet er en videreføring av et prosjekt utført på 90- tallet og er en del av et forskningsprosjekt som foregår ved instituttet.

Prosjektet var stort, utfordrende, spennende og lærerikt. Det ville vært vanskelig å fullføre prosjektet uten den sentrale hjelpen vi har fått av de rundt oss. I den anledning vil vi takke alle som har støttet oss. Spesielt våre største støttespillere Jan Arve Øverli og Jelena Zivkovic for god veiledning. Stor takk til seniorforsker Hans Stemland ved SINTEF for de gode tekniske råd og løsninger. Tusen takk til alle i betonglaboratoriet, spesielt Ove Lorass, Steinar Seehuus og Gøran Loraas for super innsats ved utførelse. Sist, men ikke minst takker vi Simon André Petersren Og Henrik for et godt samarbeid gjennom hele prosjektet.

Jonas Andås Belayachi

.....

Khaled Bastami

.....

Sammendrag

Lettbetong er kjent for sin lave egenvekt og funksjonalitet. Den har et gunstig forhold mellom densitet og styrke, og er godt egnet i bruer og offshorekonstruksjoner. Sammenlignet med normalbetong har lettbetong mange fordeler som blant annet god varmeledningsevne, men på grunn av sin sprø oppførsel ved brudd er mange skeptiske til anvendelsen av lettbetong. Dette skyldes at det forekommer lite varsel før et mulig brudd.

Denne oppgaven ser på mulige tiltak for å øke duktiliteten i lettbetong. Forsøket begrenses til omsluttningseffekt der målet er å best mulig hindre tverrutvidelse ved belastning. Det ble av den grunn valgt å se på tiltak som ulik senteravstand mellom bøyler, ulik overdekning og ulik trykkarmering. Det ble produsert 7 fullskala overarmerte høyfaste bjelker med Stalite som lettilslag og dimensjoner på 4500 mm x 550 mm. Alle bjelkene skulle gå til trykkbrudd i momentsonen i en 4-punkts bøyetest. Differansen mellom bjelkene var basert på tiltakene gitt over. Hver test ble dokumentert med bilder og registreringer av nedbøyning, last og tøyninger.

Det ble også produsert prøvestykker for bestemmelse av materialparametere. 24 terninger og 12 sylindre ble testet for trykkfasthet ($f_{lcm} = 74,2$ MPa) og spaltestrekkfasthet ($f_{lctm} = 4,03$ MPa). I tillegg ble den ovenstørre densitet fastsatt til 1834 kg/m^3 . Betongresepten var lik for samtlige bjelker og prøvestykker. Absorpsjonsevnen til Stalite var 6,5 % og 8,3 % etter henholdsvis 24 og 100 timer.

Oppgaven inneholder ett litteraturstudium der lettbetong og omsluttningseffekt blir grundig gjennomgått. Det er også utført kapasitetsberegninger av bjelkene etter Eurokode 2 som sammenlignes med de eksperimentelle verdiene. Bjelkene blir også analysert og sammenlignet mot hverandre.

Testresultatene viste at tiltakene førte til en mer duktil lettbetong og et mindre sprøtt brudd. Det var senteravstand mellom bøyelene som påvirket duktiliteten mest. Kortere bøyelavstand økte omsluttningen og dermed duktiliteten. Mindre overdekning virket positivt inn på sprøheten av bruddet. Trykkarmeringen hadde liten innvirkning på duktiliteten. Kapasiteten ble derimot en del større med tykkere trykkarmering.

Abstract

Lightweight concrete is known for its low weight and functionality. It has a favorable ratio between density and strength, and is well suited for bridges and offshore constructions. Compared to normal concrete, lightweight concrete has many advantages, such as good thermal conductivity, but due to its brittle behavior at failure, many are skeptical about the use of lightweight concrete.

This thesis looks at possible measures to increase the ductility of lightweight concrete. The experiment is limited to confinement, where the goal is to prevent transverse extension when loaded. For this reason, it was decided to look at measures such as different center distances between stirrups, different cover and different compression reinforcement.

In the laboratory, 7 overreinforced high strength concrete beams with Stalite as lightweight aggregate were produced. The length of the beam was 4500 mm with height 550 mm. All the beams were subjected to a 4-point bending situation and they were all supposed to fail in the compression part in the momentzone. The difference between the beams was based on the measures given above. Each test was documented with images and records of deflection, load and strains.

Small scale specimens were also produced to determine material parameters. 24 cubes and 12 cylinders were tested for compressive strength ($f_{cm} = 74.2$ MPa) and splitting tensile strength ($f_{ctm} = 4.03$ MPa). In addition, the oven dry density was 1834 kg/m^3 . All the beams and test-specimens were made from the same concrete batch. Absorbability of Stalite was 6.5 % and 8.3 % after 24 and 100 hours respectively.

This thesis includes some literature about lightweight concrete and confinement. There have also been carried out capacity calculations of the beams according to Eurocode 2 and compared to the experimental values. The beams are also analyzed and compared to each other.

The test results showed that the measures led to a more ductile behavior of the lightweight concrete and a less brittle failure. It was the center distance between the stirrups that affected ductility most. Shorter distance between the stirrups increased the confinement and hence the ductility. Less cover positively affected the brittleness of the failure. Compression reinforcement had almost no effect on ductility. The capacity, on the other hand, became larger with thicker compression reinforcement.

Symboloversikt

A_c	Tverrsnittsareal av betong
A_s	Tverrsnittsareal av strekkarmering
A_s'	Tverrsnittsareal av trykkarmering
A_{sw}	Tverrsnittsarmoring av tverrgående armering
L	Bjelkelengde
L_0	Lengde mellom opplagrene
L_p	Avstanden mellom punktlastene
L_s	Avstand mellom punktlast og opplager
$L_{b,rgd}$	Kraftinnføringslengde
L_{bd}	Forankringslengde
$E_{l,cm}$	Elastisitetsmodul for lettbetong
E_{cm}	Elastisitetsmodul for normalbetong
E_s	Elastisitetsmodul for armeringsstål
P	Punktlast
I	Arealtreghetsmoment
M_{Rd}	Momentkapasitet
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_r	Rissmoment
V_{Ed}	Dimensjonerende skjærkraft
V_{RdC}	Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmoring
V_{Rds}	Skjærkapasitet med beregningsmessig behov for skjærarmoring
h	Tverrsnittshøyde
b	Tverrsnittsbredde

d	Effektiv tverrsnittshøyde
d'	Avstand mellom strekk- og trykkresultant
C_{nom}	Nominell overdekning
C_u	Overdekning i underkant av tverrsnittet
C_o	Overdekning i overkant av tverrsnittet
f_{ictm}	Midlere aksialtrekkfasthet for lettbetong
f_{ick}	Karakteristisk sylindrefasthet for lettbetong etter 28 døgn
f_{icd}	Dimensjonerende sylindrefasthet for lettbetong etter 28 døgn
f_{bk}	Karakteristisk heftfasthet, betong
f_{bd}	Dimensjonerende heftfasthet, betong
f_{ctk}	Karakteristisk strekkfasthet, betong
f_{ctd}	Dimensjonerende strekkfasthet, betong
f_{yk}	Karakteristisk flytegrense, armering
f_{yd}	Dimensjonerende flytegrense, armering
s	Senteravstand mellom bøylerne
α	Trykksonehøydefaktor
α_b	Trykksonehøydefaktor for balansert armert tverrsnitt
ε	Tøyning
σ	Spenning
σ_s	Armeringsspenning
σ_c	Betongspenning
ε_s	Ståltøyning
ε_c	Betongtøyning
γ_c	Partialfaktor, betong
γ_s	Partialfaktor, stål
η₁	Faktor for strekkfasthet, betong

η	Armeringsforhold
λ	Faktor for effektiv trykksonehøyde
μ	Tverrkontraksjon
ρ	Densitet, betong
\emptyset_s	Diameter på strekkarmering
\emptyset_s'	Diameter på trykkarmering
\emptyset_w	Diameter på skjærarmering
\emptyset_{sw}	Diameter på tverrgående armering
n_s	Antall strekkarmeringsstenger
n_s'	Antall trykkarmeringsstenger
n_{sw}	Antall tverrgående armeringsstenger
LWAC	Light Weight Aggregate Concrete
NDC	Normal Density Concrete
SG	Strain Gauges
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
DIC	Digital Image Correlation
Topp 1	Avskaling av overdekning i topp
Topp 2	Avskaling av sidene, rett før brudd
SLS	Bruksgrensetilstand
ULS	Bruddgrensetilstand

Innhold

1	INTRODUKSJON	1
2	LITTERATURSTUDIUM	2
2.1	LETTBETONG	2
2.1.1	Definisjon	2
2.1.2	Bruksområder	3
2.1.3	Egenskaper	4
2.1.3.1	Mekaniske egenskaper.....	4
2.1.3.2	Permeabilitet.....	6
2.1.3.3	Frostmotstand	6
2.1.3.4	Karbonatisering	6
2.1.3.5	Kloridinntrengning	6
2.1.4	Letttilslag.....	7
2.1.4.1	Leca	7
2.1.4.2	Liapor	7
2.1.4.3	Lyttag	8
2.1.4.4	Stalite.....	8
2.1.4.5	Sammenligning av tilslagstypene	9
2.1.4.6	Tilslagets vanninnhold.....	9
2.1.5	Lettbetongproduksjon.....	10
2.1.5.1	Blandere	10
2.1.5.2	Blandeprosedyrer.....	10
2.1.5.3	Kjøling.....	11
2.1.5.4	Støping	11
2.1.6	Lettbetong med naturlig sand	11
2.1.7	Lettbetong med lett sand	12
2.1.8	Dimensjonering	12
2.2	DUKTILITET	13
2.2.1	Omslutningseffekt	14
2.3	ARMERING.....	16
3	OPPGAVENS HENSIKT	17
4	METODE	19
4.1	SMÅSKALA	19
4.1.1	Terning	20
4.1.2	Sylinder	21
4.1.3	Densitet	23
4.2	FULLSKALA	24
4.2.1	Beregningsgrunnlag	26
4.2.2	Momentkapasitet	28

4.2.2.1	Gruppe 1	31
4.2.2.2	Gruppe 2	32
4.2.2.3	Gruppe 3	33
4.2.3	Skjærkapasitet	33
4.2.4	Heft og forankring	35
4.2.5	Nedbøyning	36
4.2.5.1	Stadium 1 (Uopprikket tverrsnitt).....	36
4.2.5.2	Stadium 2 (Opprikket tverrsnitt).....	37
4.2.5.3	Risslast	38
4.2.5.4	Tension stiffening.....	38
4.2.6	Omslutningseffekt for et rektangulært tverrsnitt	40
4.3	PRODUKSJON AV BETONG OG BJELKER	44
4.3.1	Resept.....	44
4.3.1.1	Fukt og absorpsjon	45
4.3.2	Utførelse av bjelker	46
4.3.2.1	Forskaling.....	46
4.3.2.2	Armering	46
4.3.2.3	Produksjon og etterarbeid.....	47
4.4	TESTOPPSETT.....	51
4.4.1	Testinstrumenter	54
4.4.1.1	Strekklapp.....	54
4.4.1.2	LVDT	55
4.4.1.3	DIC.....	56
4.4.1.4	Navn og plassering av testinstrumenter	60
5	RESULTAT - SMÅSKALA.....	61
5.1	TRYKKFASTHET.....	61
5.1.1	Terning	62
5.1.2	Sylinder	64
5.2	SPALTESTREKKFASTHET	65
5.3	DENSITET	66
5.3.1	Mettet densitet	66
5.3.2	Ovnstørr densitet	66
6	RESULTAT - FULLSKALA.....	67
6.1	BJELKE 1 (LWAC 65 - 20 - 0).....	69
6.2	BJELKE 2 (LWAC 65 - 20 - 200).....	76
6.3	BJELKE 3 (LWAC 65 - 20 - 60).....	80
6.4	BJELKE 4 (LWAC 65 - 20 - 100).....	85
6.5	BJELKE 5 (LWAC 65 - 40 - 60).....	90
6.6	BJELKE 6 (LWAC 65 - 40 - 100).....	91
6.7	BJELKE 7 (LWAC 65 - 40 - 200*).....	96

6.8	DIC	101
6.9	OMSLUTTNINGSEFFEKT	104
7	DISKUSJON	107
7.1	EFFEKTEN AV ULIK SENTERAVSTAND MELLOM BØYLER I MOMENTSONEN.....	107
7.2	EFFEKTEN AV ULIK STØRRELSE PÅ OVERDEKNING I TOPP	111
7.3	EFFEKTEN AV ULIK STØRRELSE PÅ TRYKKARMERING	114
7.4	SAMMENLIGNING AV TESTRESULTAT MED BEREGNET VERDI.....	116
7.4.1	Bruddlast	116
7.4.2	Tøyninger	117
7.4.3	Trykksonehøyde	119
7.4.4	Nedbøyning	121
7.5	OMSLUTTNINGSEFFEKT	123
7.6	SAMMENLIGNING MED TIDLIGERE FORSØK	125
8	KONKLUSJON	127
9	FEILKILDER	128
	VEDLEGG.....	131

1 Introduksjon

Betong er et kjent byggemateriale verden over og er i stadig utvikling. Den kan formes etter ønske og samtidig ha god mekanisk stryke. Men bruken begrenses av betongens høye egenvekt. I de senere tiår har et annet alternativ blitt mere brukt, nemlig lettbetong.

Lettbetong er hovedsakelig anvendt for å redusere egenvekten av konstruksjoner. Det er i flere tilfeller mulig å minske fundament- og tvernsnittsdimensjoner, da forholdet mellom densitet og styrke er betraktelig bedre enn for normalbetong. Lettbetong egner seg godt i konstruksjoner med lange spenn, i områder med dårlig fundamentforhold og i offshorekonstruksjoner. Den lave densiteten resulterer også i høy termisk isolasjon samt bedre motstandsevne mot brann [4]. Et annet viktig aspekt er lettbetongens gode bestandighet. Dette skyldes et sterkt bånd mellom tilslag og matriks.

Selv med alle disse fordelene tatt i betraktning, er ikke lettbetong like fremtredende som normalbetong. En negativ virkning av å gjøre betongen lettere er en sprøere bruddoppførsel under trykk. Det betyr en mindre duktil betong, lavere E-modul og et raskt spenningsfall etter maksimum trykkapasitet. Lettbetong er derfor lite egnet i områder med jordskjelv.

Denne oppgaven ser på muligheten til å forbedre lettbetongens duktilitet. En måte å gjøre det på er å hindre utvidelse på tvers av hovedtrykkretning ved bruk av skjærarmering. Det kalles omsluttningseffekt. Det er produsert 7 bjelker med ulik konfigurering av overdekning, skjær- og trykkarmering. En 4- punkts bøyetest blir tatt på bjelkene. Stalite er brukt som lettilslag i lettbetongen.

Rapporten er delt inn i 3 deler. Første del er litteraturstudium der lettbetong og omsluttningseffekt blir grundig gjennomgått. Neste del er metode hvor alt det teoretiske og praktiske omkring oppgaven er beskrevet. Siste del er resultat og analyse.

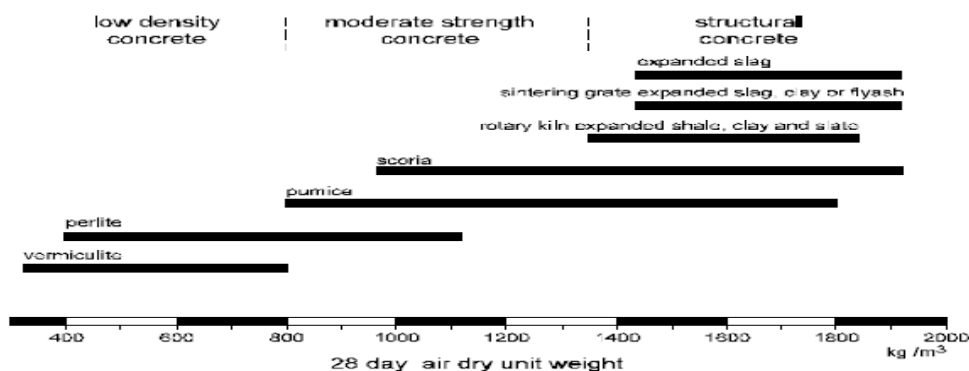
2 Litteraturstudium

2.1 Lettbetong

Lettbetong er ingen ny oppfinnelse innen betongteknologi, heller tvert imot. Den har vært kjent siden oldtiden, og mulighetene til å finne gode referanser i forbindelse med bruk av LWAC er fullt mulig. Naturlig tilslag av vulkansk opprinnelse ble tidlig anvendt i produksjonen av lettbetong [4]. Rundt 2500 år f. Kr. brukte Sumererne mineralet pimpstein i byggingen av Babylon. Grekerne og Romerne gjorde de samme da de konstruerte Hagia Sofia i Istanbul, Tyrkia. Pyramidene i Mexico er også delvis bygd med lett tilslaget. Knust porøs leire som tilslag i murstein var også ganske vanlig i tiden før Kristus. På grunn av stor etterspørsel av lettbetong, samt en utilgjengelighet av lett tilslag, måtte ny teknologi for produksjon av industriell lett tilslag utvikles. Tyskland var tidlig ute, og i 1845 startet de produksjonen av murblokker fra pimpstein med brent kalk som et binde material [4]. Island har brukt pimpstein i boliger siden 1928. Danmark kan betraktes som det Europeiske fødestedet for ekspandert leire, med sitt første prosessanlegg i 1939 [1]. Andre eksempler på konstruksjoner med lettbetong i senere tid er flyplassen i Washington og Ishavskatedralen i Tromsø.

2.1.1 Definisjon

Normalt er betong klassifisert basert på dens styrke og densitet. Lettbetong er intet unntak. Kvaliteten på LWAC er sterkt relatert til kvaliteten på tilslaget. I mange standarder er lettbetong definert som betong med en ovenstørr densitet i området 300 til 2000 kg/m³, en kubestyrke fra rundt 1 til 60 MPa og termisk konduktivitet fra 0,2 til 1,0 W/mK [1]. I norske standarder er densiteten litt ulik, fra 1200 kg/m³ til 2200 kg/m³. Styrken på lettbetongen vil variere enormt på grunn av de store ulikhetene i lettilslagsdensitet. Tilslagsspesifikasjoner er gitt i NS-EN 13055-1: *Lightweight aggregates* [3]. Forholdet mellom tørr bulkdensitet og partikkeldensitet bør være i området 1,65 til 1,80 avhengig av partikkelform og fraksjonsområde [2]. Tilslag med kantet partikkelform og ensgradert tilslag gir høyest korrelasjonsfaktor. Største variasjon av tørr partikkeldensitet er på ±150 kg/m³. Mengder av knuste partikler, finstoff og vanninnhold i lett tilslaget må spesifiseres i henhold til gitte regler. Lett tilslagets absorpsjonsevne må også måles. Figuren under gir et bilde av hvilke tilslag som gir lavdensitetsbetong og normaldensitetsbetong.



Figur 2.1: Klassifisering av LWAC [1B]

2.1.2 Bruksområder

Lettbetong blir stadig mer brukt som konstruksjonsmateriale. Dette skyldes det gode forholdet mellom styrke og densitet. Materialet er mye anvendt i bruer med lange spenn, der behovet for lavest mulig egenvekt er stor. Ved ustabile grunnforhold er det også gunstig å bruke lettbetong.



Figur 2.2: Sandefjordbrua [2B]

Lettbetong kan brukes som et isolasjonsmateriale i konstruksjoner utsatt for ekstremt klima. Dette skyldes dens gode evne til å bevare sin styrke. Lettbetong er av den grunn anvendt i offshorekonstruksjoner.



Figur 2.3: Trollplattformen [3B]

2.1.3 Egenskaper

Lettbetong har en rekke gode egenskaper som gjør det gunstig å anvende som et konstruksjonsmateriale. Det er også et materiale som byr på en del utfordringer, begrensninger og spesielle forhold som må tas hensyn til.

På grunn av betongens delmaterialer vil dens egenskaper varierer betraktelig. De deles derfor inn i to hovedgrupper [5]:

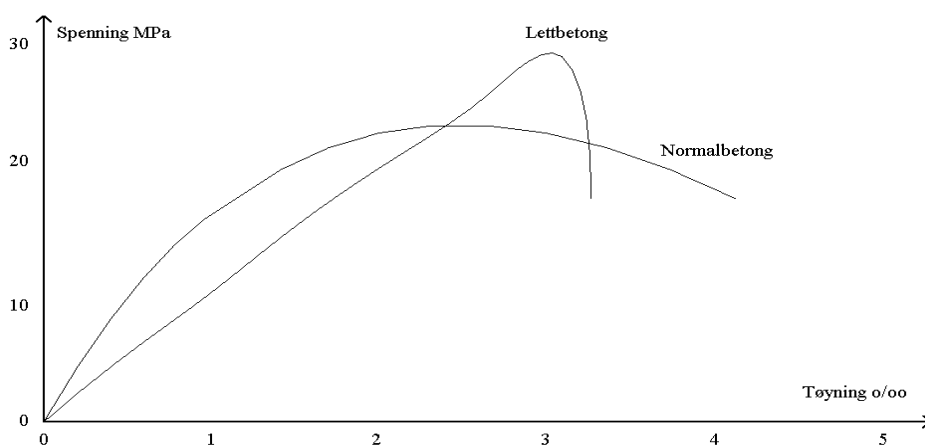
- Mekaniske egenskaper dreier seg om materialets motstandsevne mot ekstern belastning.
- Bestandighetsegenskaper bestemmer levetiden for betongen i et gitt miljø

2.1.3.1 Mekaniske egenskaper

Porøsitet, densitet og volum fraksjoner avgjør tilslagets stivhet og styrke [5]. Som nevnt tidligere har lettbetong lavere densitet kontra den for normalbetong. Dette har direkte innvirkning på fasthet og styrke. Spenningsfordelingen mellom mørtel og tilslag i lettbetong er ganske jevn, grunnet tilnærmet lik styrke. Det medfører at bruddet går gjennom tilslagskornet og mørtelen. Sammenlignet med normalbetong vil bruddet kun gå rundt tilslaget, da motstandsevnen er større. Fastheten i lettbetong utvikler seg raskere enn for normalbetong. Den oppnår opptil 90 % av sin 28 døgns fasthet etter 7 døgn, mens en tilsvarende normalbetong med samme kriterier vil kun oppnå opptil 70 %.

Strekfastheten til betong avhenger av tilslagets- og mørtelens strekkegenskaper. Samspillet mellom disse har stor betydning på strekkfastheten. I Eurokode 2 er strekkfastheten for lettbetong redusert i forhold til normalbetong

E-modulen bestemmes av mørtelens- og tilslagets stivhet, og forholdet mellom dem. Normalt vil stivheten til lettilslaget ligge rundt 5000-15000 N/mm² [5]. Det er en del lavere enn for normaltilslag.



Figur 2.4: Arbeidsdiagram for lettbetong og normalbetong

Figuren over viser sammenhengen mellom spenninger og tøyninger i lettbetong og normalbetong. Grafen for lettbetong har en lineær økning mot maksimal spenning, for så og raskt falle. Normalbetong vil i motsetning synke langsommere. På grunn av lavere E-modul vil lettbetong, i de fleste tilfeller, være mer robust mot svinn og termiske effekter.

Kryp er en typisk tidsavhengig deformasjon der mørtelen deformerer seg med tiden [5]. Spenninger overføres til tilslaget og kryphastigheten avtar. Det vil si at jo lavere stivhet tilslaget har, jo større kryp er det å forvente. Lettbetong vil med andre ord være mer utsatt for kryp. I følge standarder kan det være opptil 30 % mer kryp for betong med lavere densitet enn 1500 kg/m³.

Forsøk viser at svinnet i lettbetong er noe større enn for normal betong av samme kvalitet, men svinnet er derimot langsommere. Dette skyldes vannmengden i let tilslaget, og kan virke positivt på faren for svinnriss [5].

2.1.3.2 Permeabilitet

Tilslaget og sementmørtelen har porer og disse absorberer vann. Hastigheten og mengden vannabsorpsjon avhenger av porenes struktur, størrelsesfordeling og tilslagets overflate [5]. Letttilslag har en åpen og bulkete overflate som gjør at mørtelen binder seg bedre, blir sterkere og tettere enn for normaltillslag. Dette gir lettbetongen en lav permeabilitet.

2.1.3.3 Frostmotstand

Motstanden mot frostskaider avhenger av forholdet mellom type tilslag, mørtelen og fukt- og luftinnhold [5]. Lettbetong har en tilsvarende lik frostbestandighet som for normal betong. Om letttilslaget er tørt kan bestandigheten være bedre. Det skyldes porøsiteten i tilslaget. Porene vil være store nok til å ta opp vannets volumøkning ved frysning.

2.1.3.4 Karbonatisering

Betongkonstruksjoner utsatt for luft mettet av karbondioksid risikerer en reduisering av pH-nivå i betongen. Dette skjer når karbondioksid reagerer med kalsiumhydroksid i sementmørtelen. Luften trenger inn i betongen og angriper armeringen. Dette fører til korrosjon og volumøkning av armeringen, som igjen kan føre til at betongen risser opp [5].

Karbonatiseringsprosessen avhenger av flere faktorer. Porøsitet er den viktigste av dem. Ved økende porøsitet stiger vannmengden i porene, og dermed stiger sannsynligheten for at en reaksjon oppstår. Lettbetong er mer utsatt for karbonatisering enn normal betong siden den er mer porøs. Det gjelder betong med lave fasthetsklasser. Lettbetong har derimot tilstrekkelig bestandighet ved høye fasthetsklasser.

2.1.3.5 Kloridinntrengning

Lettbetong med høye fasthetsklasser er motstandsdyktig mot klorinntrengning i likhet med normal betong med tilsvarende fastheter [5]. Men ved lave fasthetsklasser, vil inntrengningshastigheten være større enn for normal betong.

2.1.4 Lettilslag

Lettilslag deles inn i 2 grupper [4]:

- Naturlig tilslag
- Syntetisk tilslag

Mesteparten av det naturlige tilslaget kommer fra vulkanske mineraler og finnes kun spesifikke steder i verden [1]. Pimpstein og Scoria er de best kjente lettilslagene. De er sterke og lette nok til å kunne brukes i sin naturlige tilstand, kun mekanisk behandling som knusing og sikting er nødvendig. Egenskapene varierer derimot betraktelig. Den lave densiteten i pimpsteinen kommer av at luftbobler fanges i den størknede lavaen. Scoria er et lignende materiale, men fargen er mørkere og formen mer kantete [4].

De syntetiske tilslagene er produsert gjennom en varmebehandling og kan kategoriseres inn i tre undergrupper:

- Naturlige materialer
- Industrielle biprodukter
- Resirkulerte materialer

I Norge er Leca, Liapor, Lytag og Stalite de mest brukte lettilslagene [5].

2.1.4.1 Leca

Leca, også kalt lettklinker, er et keramisk materiale fremstilt av finkornet, kalkfattig leire som brennes til sintring ved ca. 1200 °C i en roterovn [6]. Den kommer ut i form av runde korn med tett hinne rundt en porøs kjerne. Denne type industriell produksjon gjør det mulig å styre lettilslagets egenskaper. Størrelsen på kornene varierer fra 2-32 mm og klassifiseres etter bulkdensitet i kg/m³. Materialet er ubrennbart og frostsikkert. Leca produseres i Norge.

2.1.4.2 Liapor

Lett tilslag produsert i Tyskland er kjent som Liapor [4]. Den er lagd av myk leirskifer som knuses, tørkes og kvernes til pulver. Pulveret komprimeres, gjøres om til steiner og transporteres inn i en roterende varmeovn med en temperatur på ca. 1100 °C. Densiteten på partiklene kan bestemmes etter ønske. Produktet er kuleformet.

2.1.4.3 Lytag

Lytag produseres i England og brukes lite i Norge [5]. Det er et avfallsprodukt fra kullfyrte kraftverk, i motsetning til de andre tre produktene som er naturlige materialer. Lytag er laget av pulverisert flygeaske som smeltes sammen til større partikler.

2.1.4.4 Stalite

Stalite er et lettislag av en spesifikk type skiferstein produsert av blant annet Carolina Stalite Company i Nord Carolina, USA [7]. Produktet ble benyttet for første gang i Norge i 1997 på hovedspennet på Raftsundet bru [5]. I Canada ble Stalite brukt på Hibernia oljeplattform. Det finnes flere typer råmaterialer som kan brukes i lettislag og disse klassifiseres etter styrke, densitet og absorpsjon. Stalite har en absorpsjon etter 24 timer på rundt 6 % sammenlignet med leire som er oppe på 15 til 30 % [8]. Under miksing eller pumping kan absorpsjonen til leire bli så høy som 50 %, mens Stalite er på 9 %. På grunn av den høye materialstryken til Stalite, kan betongen oppnå en relativ god styrke, selv med lavere sementinnhold, enn ved bruk av andre råvarer.



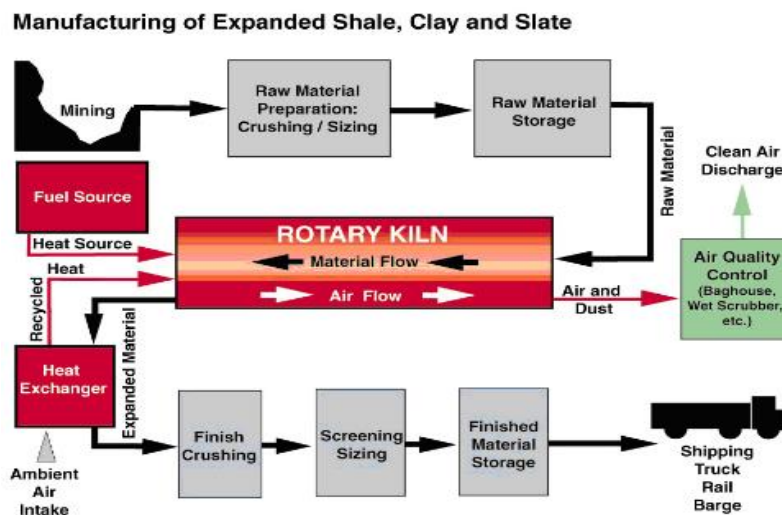
Figur 2.5: Stalite

Produksjon av Stalite

Råmaterialene sprenges ut av berg og knuses til optimale størrelser for videre behandling (se figur 2.6). I produksjonsprosessen brukes en roterende ovn spesiallagd for Stalite [8]. Ovnene er konstruert som en lang sylinder, fra 45 til 55 meter, med en diameter opptil 3,5 meter. Den er plassert med en liten vinkel slik at skifersteinen beveger seg med moderat hastighet.

Råmaterialene varmes opp i en forvarmer før den føres inn i toppen av ovnen. I den nedre

enden av ovnen er temperaturen rundt 1200 °C. Den høye varmen gjør at skifersteinen blir plastisk nok til at gasser ekspanderer og former små usammenhengende celler. Når skiferen kjøles ned av kald luft vil cellene forbli og tilslaget får sin lave vekt og absorpsjon. Den kalles nå klinker. Etter avkjølingen blir klinkeren knust i ulike størrelser og lagret.



Figur 2.6: Produksjon av letttilslag [4B]

2.1.4.5 Sammenligning av tilslagstypene

Når det gjelder permeabilitetsegenskaper er Stalite den tetteste av de fire tilslagene [5]. Den suger opp minst blandevann. Leca og Liapor er relativt like, mens Lytag er mest åpen. I forbindelse med pumping har Lytag og Stalite fått best resultater. Lytag blir bortimot fullt vannmettet, og Stalite er så tett at med en liten forfukning blir absorpsjonen ubetydelig. Noen typer Liapor og Leca kan gi vanskeligheter under pumping, selv med fukning. De mekaniske egenskapene kan også bli påvirket i herdet tilstand.

2.1.4.6 Tilslagets vanninnhold

Letttilslag er porøst og vil derfor absorbere vann, rundt 5-10 % av sin egenvekt [5]. Om dette ikke tas hensyn til, vil det kunne føre til slumptap, konsistensproblemer og setning i betongen etter utstøping. For Liapor og Leca vil vannmetningen bety en 20-30 % økning av dens egenvekt. For å få riktig tall på absorbert mengde vann, bør tilslaget fuktes i 1 time. Et

problem når tilslaget suger til seg vann er at luft samler seg på overflaten av tilslagskornene. Det kan ha innvirkning på de mekaniske egenskapene. Løsningen er gjentatt fukting.

2.1.5 Lettbetongproduksjon

Produksjon av lettbetong er ganske lik den for normal betong. Forskjellene er beskrevet i delkapitlene under.

2.1.5.1 Blandere

Tvangsblandere benyttes som oftest i produksjon av lettbetong. Trommelblandere kan også brukes, men erfaring har vist at bindemiddelet har en tendens til å danne klumper og betongen fester seg lettere på veggene i trommelen [2]. Lettbetong kan kreve mer omfattende produksjonsrutiner sammenlignet med normalbetong. Eksempel er hyppigere vask av blanderen.

2.1.5.2 Blandeprosedyrer

I produksjonen av lettbetong kan samme blandeprosedyre brukes som for normalbetong [2]. Om tørt letttilslag benyttes bør det tas hensyn til absorpsjon av vann i den ferske betongen. Det vil påvirke støpeligheten, men kan kompenseres for ved tilsetning av superplastiserende tilsetningsstoffer.

Støpeligheten kan også forbedres ved å fukte tilslaget med en vannmengde tilsvarende vannabsorpsjonen i den ferske betongen.

Dersom absorpsjonen blir for høy kan luftbobler i tilslaget presses ut og samles på tilslagsoverflaten. Dette vil svekke overgangssonen mellom tilslag og pasta og kan føre til dårligere bestandighet og mekaniske egenskaper. Vibrering er ikke nok til å fjerne luftboblene. Etterblanding er aktuelt om trykkfastheten ikke er tilfredsstillende. Det kan foregå under transport i en automikser samtidig som superplastiserende tilsetningsstoffer tilsettes.

2.1.5.3 Kjøling

Letttilslag har en lav total varmekapasitet [2]. Det vil si at temperaturen i betongen lett kan øke med 10 til 20 grader sammenlignet med normalbetong. Problemet vil da bli å følge krav om høyeste tillatte maksimumstemperaturer, spesielt i store tverrsnitt. Mulige løsninger er

- Å installere kjølerør med sirkulerende kaldt vann. Kan by på problemer i tett armerte konstruksjonsdeler.
- Å redusere temperaturen i den ferske betongen. Dette gjøres ved å bytte ut deler av blandevannet med knust is. Isen må være smeltet før støping.

2.1.5.4 Støping

Lettbetong med tilslag som Leca eller Liapor er som regel ikke pumpbar [2]. Trykket fra pumpingen gjør at vann presses inn i tilslaget og medfører konsistenstap i betongen. Volumet reduseres og pumpingen vanskeliggjøres. Det er satt krav til dokumentasjon av sluttegenskapene til denne type betong om pumping utføres. Tilslag som Stalite er derimot bedre egnet. Forskning viser god pumpbarhet og ingen strukturelle feil.

2.1.6 Lettbetong med naturlig sand

Lettbetong kan lages som en kombinasjon av letttilslag og naturlig sand. Det vanligste er å ha letttilslag i grovfraksjonen (≥ 4 mm) blandet med naturlig sand i finfraksjonen (≤ 4 mm) [5]. Grovfraksjonen tar opp omtrent halvparten av betongvolumet og mulighetene for reduksjon av densitet er stor, 20 til 30 %. Valg av letttilslag har stor påvirkning på den oppnåelige fastheten i lettbetongen, da tilslaget er det svake ledd. Noen spesifikasjoner ved bruk av naturlig sand og letttilslag [5]:

- E-modulen er 20-30 % lavere enn for normalbetong.
- Tidligfastheten er høy, men liten fasthetsutvikling etter 28 døgn.
- Liten virkning av redusert v/c-forhold siden tilslaget er avgjørende.
- Enaksiell strekkfasthet er ganske lik normalbetong.
- Bruddet er sprøere enn normalbetong. Den går igjennom tilslagskornet og mørtel, mens for normalbetong går bruddet kun igjennom mørtelen.
- Spennings-tøyningsforholdet for trykk er mer lineært enn normalbetong.

- Bruddenergien er rundt halvparten av den for normalbetong.
- Forholdet mellom terning- og sylindertykkfasthet er ca. 0,85-0,90.

2.1.7 Lettbetong med lett sand

Densiteten kan reduseres mer (rundt 200 - 400 kg/m³) ved at finfraksjonen byttes ut helt eller delvis med lettilslag [5]. Lettsanden kan inneholde blant annet knust lettilslag. Egenskapene er ganske like som for lettbetong med naturlig sand. Noen ulikheter:

- Spennings-tøyingsforholdet i trykk er mer lineært enn for lettbetong med naturlig sand i finkrasjonen.
- Bruddet er sprøere.
- Forholdet mellom terning- og sylindertykkfasthet er ca. 0,90-1,0.

2.1.8 Dimensjonering

Dimensjonering av betongkonstruksjoner utføres etter Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almene regler og regler for bygninger* [10]. Kapittel 11: *Konstruksjoner av betong med lett tilslag* handler om tilleggsregler og forutsetninger for dimensjonering av lettbetongkonstruksjoner. Kapitlet er generelt beskrevet og tar ikke hensyn til hvilke typer lett tilslag som brukes i betongen. Følgende er et snitt fra Eurokoden [10]:

«(4) *Betong med lett tilslag er betong med lukket struktur og en densitet som ikke er større enn 2200 kg/m³, og som består av eller inneholder en andel av kunstige eller naturlige tilslag med en partikkeldensitet mindre enn 2000 kg/m³».*

Forskjellen mellom normalbetong og lettbetong er i hovedsak tilslaget. Tilslag utgjør den største andelen i betong og har derfor stor innvirkning på betongens egenvekt og egenskaper. Tabell 11.1 i Eurokode 2, kapittel 11 inneholder densitetsklasser og tilhørende dimensjonerende densitet for lettbetong. Densiteten varierer fra 1050 kg/m³ til 2050 kg/m³.

Strekfastheten, f_{lctm} , for lettbetong er ulik den for normalbetong. Den kan bestemmes ved å multiplisere verdiene for f_{ct} i tabell 3.1 i Eurokode 2 med en faktor, η_1 [10].

$$f_{lct} = f_{ct} * \eta_1$$

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 * \frac{\rho}{2200}$$

der ρ er øvre grensen for tilslagets densitet.

Middelverdiene for sekantmodulen E_{icm} for lettbetong er også annerledes enn den for normalbetong. Den kan bestemmes ved å multiplisere verdiene for normalbetong som er gitt i Eurokode 2, tabell 3.1 med en faktor η_E .

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

der ρ er øvnstørr densitet

Eurokode 2, kapittel 11, tabell 11.3.1 gir en oversikt over spennings- og deformasjonsegenskaper for lettbetong avhengig av betongens fasthetsklasse.

Dimensjonerende strekk- og trykkfasthet for lettbetong bestemmes som følger:

$$\text{Strekkfasthet: } f_{lctd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{lctk}}{\gamma_c}$$

$$\text{Trykkfasthet: } f_{lctd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{lctk}}{\gamma_c}$$

der $\alpha_{cc} = 0,85$ og materialfaktoren $\gamma_c = 1,5$

Spennings- og tøyningssammenheng for tverrsnitt av lettbetong bestemmes i henhold til tabell 11.3.1 i Eurokode 2.

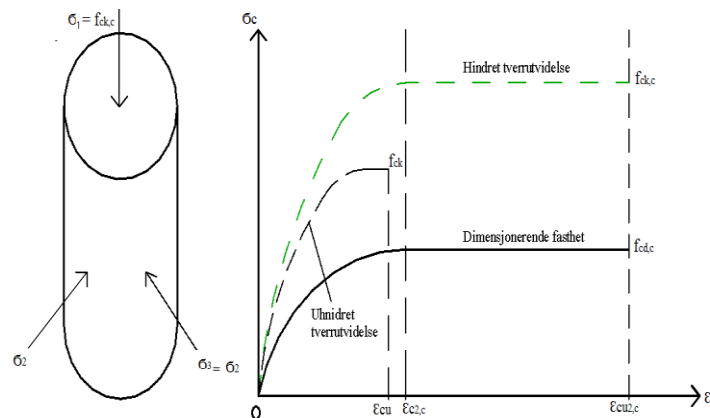
2.2 Duktilitet

Duktilitet omhandler materialets evne til å formes og tøyes [5]. Formbarhet forteller noe om hvor mye betongen lar seg forme i plastisktilstand, mens tøybarhet definerer betongens evne til å plastisk deformere seg uten at det oppstår brudd. Det vil si evnen til å absorbere tøyingsenergi. Duktilitet er sterkt knyttet til materialets sprøhet. De har et omvendt forhold til hverandre. Lettbetong er sprøere enn normalbetong, derfor er den også mindre duktil. Duktilitet avhenger i stor grad av trykkfasthet og armeringsmengde. Den reduseres ved økende trykkfasthet. Det oppnås høyere duktilitet ved bruk av skjærarmering. Dette hindrer tverrutvidelse og kan ses på som en type omslutningseffekt.

2.2.1 Omsluttningseffekt

Ifølge Eurokode 2 kan betong med forhindret tverrutvidelse få en endring av det effektive spennings- tøyingsforholdet, og kan dermed få høyere fasthet og høyere kritiske tøyninger, som igjen gir økt trykkapasitet og duktilitet [10].

Når et betongelement belastes med trykkspenninger vil interne strekkrefter oppstå som et resultat av en utvidelse i tverretningen. Krefter påføres i utvidelsesretningen og en endring av spennings-tøyingsforholdet dannes, som vist i figur 2.7. Denne effekten gjør det mulig å akseptere større tøyning og trykkapasitet i betongen før brudd.



Figur 2.7: Treksial trykkspenningstilstand og spenning- tøyingsammenheng for betong

Øvre stiplede graf viser omsluttningseffekt der større trykkfasthet og tøyning tillates. Den nedre stiplede grafen illustrerer betong med uhindret tverrutvidelse. Dimensjonerende trykkfasthet er også presentert. Omsluttningseffekten benyttes også for lettbetong.

Eurokode 2 tillater en økning av den karakteristiske fastheten med [10]:

Normalbetong:

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} \left(1 + \frac{5\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{for } \sigma_2 \leq 0,05f_{ck} \\ f_{ck} \left(1,125 + \frac{2,5\sigma_2}{f_{ck}} \right) & \text{for } \sigma_2 > 0,05f_{ck} \end{cases}$$

Lettbetong:

$$f_{lck} = \left(1 + \frac{k\sigma_2}{f_{lck}} \right)$$

Tøyninger beregnes etter følgende formler:

Normalbetong:

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} * \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 * \frac{\sigma_2}{f_{ck}}$$

Lettbetong:

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} * \left(\frac{f_{lck,c}}{f_{lck}} \right)^2$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 * \frac{\sigma_2}{f_{lck}}$$

der σ_2 ($= \sigma_3$) er effektiv trykkspenning i tverretningene i bruddgrensetilstanden på grunn av omsnørende armering, og tøyningen er gitt i tabell 3.1 i Eurokode 2. Faktoren k settes lik 1,0 for betong med tilslag i både fin og grov fraksjon, gitt i det nasjonale tillegget i standarden. Uttrykkene viser at justeringen av den karakteristiske fastheten er større for normalbetong ($k = 5$ eller $2,5$) kontra lettbetong ($k = 1$). Det betyr også at omslutningseffekten for lettbetong vil være mindre enn for normalbetong.

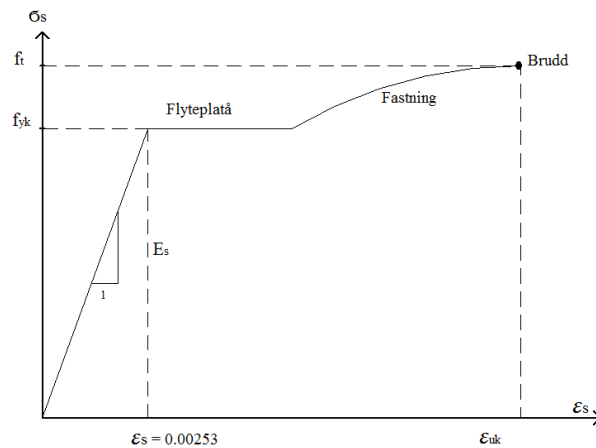
Denne type treaksial trykkspenningstilstand kan oppnås med tilstrekkelig med lukkede bøyer eller kroker som kan nå plastisk tilstand på grunn av betongens utvidelse i tverretningen [10]. Det kalles en passiv metode for omslutningseffekt. Den aktive metoden er å omslutte betongen av et annet materiale.

En trykktest vil også gi omslutningseffekt ved at friksjonskrefter skapes mellom stålplatene og betongen. Disse skjærkreftene vil motvirke tverrutvidelse og det dannes en treaksial trykkspenningstilstand. Det fører til at betongen kan belastes mer før brudd. Som et eksempel vil kuber ha større trykkfasthet enn sylindre for samme betongresept.

Omslutningseffekten avhenger av utforming, senteravstand, fordeling og mengden av armering. En detaljert fremgangsmåte for beregningen av Manders spennings- tøyningsskurve er vist i kapittel 4.2.6.

2.3 Armering

Vanlig konstruksjonsstål er varmevalset. Kvaliteten av armeringen klassifiseres etter en spenning- tøyings sammenheng. Den kan bestemmes etter en strekktest av stålet [13].



Figur 2.8: Spennings-tøyingsdiagram for armering

I Norge er det vanlig å bruke kamstål av type B500NC som konstruksjonsarmering. Dette betyr at stålet har karakteristisk fasthet, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ og elastisitetsmodul, $E_s = 2,10 \cdot 10^5 \text{ MPa}$. Kamstenger leveres i diameter mellom 8 - 32 mm [13].

I følge Eurokode 2 3.2.7 (2) bør en av følgende forutsetninger legges til grunn ved dimensjonering [13]:

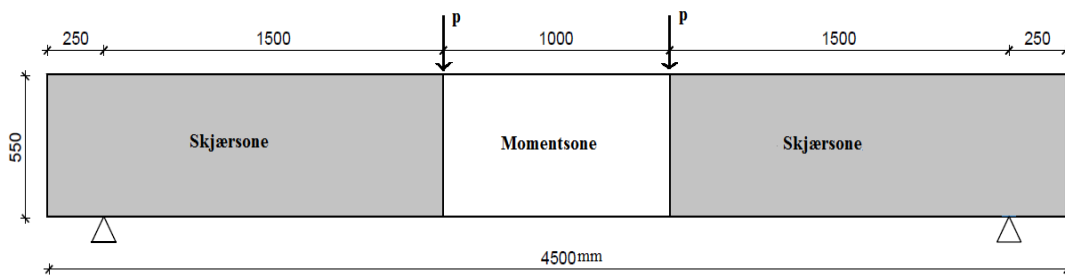
- 1- Lineær fastning med en tøyingsgrense $\epsilon_{ud} = 3,0 \%$ og $k = 1,04$ etter tabell NA.3.5(901)
- 2- Ideell flytning der det ikke er nødvendig å påvise grensetøyningen.

Forutsetning nr. 2 er den mest kjente modellen i norsk praksis med en definert bruddtøyning på 1,0 %.

Kammen på stålet har stor innvirkning på heft og er viktig for at betongen og armeringen samvirker godt.

3 Oppgavens hensikt

Hovedformålet med oppgaven er å se på duktilitet i lettbetong med Stalite som letttilslag. Den begrenses til omsluttningseffekt som er en liten del av begrepet duktilitet. Graden av omsluttning bestemmes etter konfigurering av armering og overdekning. Det ble produsert 7 overarmert høyfaste betongbjelker med lik utforming utvendig og ulik mengde og plassering av armering innvendig. Tverrsnittet ble fastsatt på grunnlag av å kunne sammenligne med et tidligere prosjekt utført ved SINTEF, *High-strength concrete*, (1993) [9]. Bjelkene ble kategorisert i 3 grupper etter størrelsen på overdekning og innvendig armering. Bjelke 1,2,3 og 4 tilhører gruppe 1, bjelke 5 og 6 i gruppe 2 og bjelke 7 i gruppe 3.



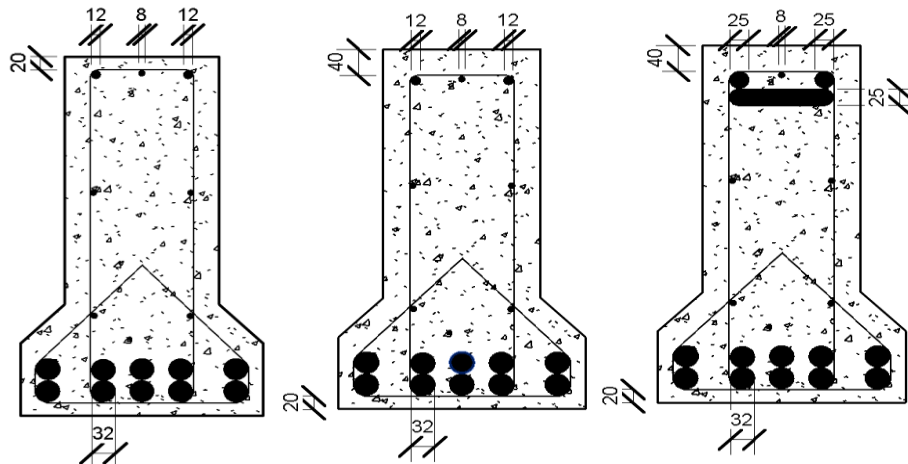
Figur 3.1: 4-punkts lastsituasjon

Testoppsettet er identisk med det tidligere forsøket. Lasten fra jekken ble påført med to punktlaster over midtsnittet. Det ble en såkalt 4-punkts lastsituasjon med 2 skjærsoner fra last til opplager og 1 momentzone mellom lastene. Det var ønskelig at bjelkene skulle gå til trykkbrudd i momentsonen. Det ble derfor bestemt at plassering og mengde av armering i skjærsonen er den samme for alle bjelkene. I momentsonen er kun skjærarmering ulik for alle bjelkene med unntak av bjelke 7 som også har tverrgående armeringsstenger i trykksonen.

Testinstrumenter ble brukt for å måle nedbøyning og tøyninger. På armeringen ble 6 streklapper festet, 3 i trykk og 3 i strekk. 8 induktive givere ble brukt, 5 ble limt utpå betongbjelken og 3 hengende under bjelken. DIC ble også anvendt på den ene siden av bjelken. Plasseringen var lik for alle bjelkene.

For å bestemme materialparametere ble terninger og sylindre produsert. Disse ble testet for trykkfasthet, spaltestrekkfasthet og densitet.

Bjelkedimensjonene var 4500 mm x 550 mm (L x h) med opplager 250 mm inn på hver side. Avstanden mellom punktlastene var 1000 mm. Valgt forankringslengde var 250 mm. Egenvekt og sikkerhetsfaktorer er ikke tatt med i beregningene. Karakteristiske verdier er benyttet for å få likest mulig resultat mellom teori og praksis. Trykkfasthet er antatt lik 65 MPa og densitet lik 1850 kg/m³.



Figur 3.2: Oversikt over aktuelle bjelketverrsnitt

I metodedelen kommer en grundig gjennomgang av prøvestykker og tester knyttet til disse. Alle bjelkene blir presentert og beskrevet. Beregninger av kapasitet gjennomføres og fremgangsmåte for kalkulering av omslutningseffekt fremstilles.

I resultatdelen blir resultat fra test av prøvestykker presentert. For bjelkene kommer en gjennomgang av data fra testinstrumenter, samt beregnet omslutningseffekt.

I diskusjonen er resultatene analysert med fokus på hvilken effekt ulik senteravstand, overdekning og trykkarmering har på duktiliteten. Det kommer også en sammenligning av beregnede og testbaserte verdier.

Alle verdier, beregninger, grafer og tabeller er dokumentert og presentert i vedlegg. Bilder som undertegnede har tatt refereres ikke til.

4 Metode

Dette kapitlet tar for seg alt det teoretiske og praktiske omkring løsningen av oppgaven. Den er delt opp i tre deler. Først er det en grundig gjennomgang av småskala og fullskala. Her blir prøvestykker og bjelker detaljert beskrevet. I neste underkapittel er det redegjort for det betongtekniske som betongresept, fuktmålinger samt produksjon og transport av betongen. Det er også sett på utførelse av bjelkene. Siste del fokuserer på testoppsett og testinstrumenter.

4.1 Småskala

Dette kapitlet tar for seg hvordan prøvestykkene ble produsert, lagret og testet. Målet med å teste ulike prøvestykker var å bestemme materialparametere. Betongen skulle analyseres for trykkfasthet, spaltestrekfasthet, E-modul, densitet, bøyestrekfasthet og bruddenergi. Det ble av den grunn bestemt å lage 24 terninger, 12 sylindere, 3 små bjelker og 5 prismer. Denne oppgaven begrenses til terninger og sylindre, og tar kun for seg test av trykkfasthet, spaltestrekfasthet og densitet, da disse er mest relevante for løsningen av problemstillingen. Testene ble gjennomført etter gjeldende standarder og med godkjente testmaskiner. Prøvestykkene er nærmere beskrevet i delkapitlene under.



Figur 4.1: Prøvestykkene etter støping

4.1.1 Terning

Terningene hadde standard dimensjon 100 mm x 100 mm x 100 mm og ble brukt til å finne betongens trykkfasthet. Det ble produsert 24 stykker, men kun 21 testet. Det var planlagt at 3 skulle testes etter 7 døgn, 3 etter 28 døgn, og de resterende 15 samtidig som bjelketesting, fordelt utover 4 dager. Utgangspunktet for analysen var NS-EN 12390-2:2009: *Prøving av herdet betong, Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet*. Prosedyren ble fulgt til punkt og prikke. Testmaskinen, *ToniTechnik*, lastet kubene automatisk. Lasten ble påført den glatte siden av kubene og ikke støpesiden. En viktig detalj var at kubene måtte være sentrert i forhold til lasten. Pålastningshastigheten var konstant innenfor området $0,6 \pm 0,2$ MPa/s og den første initiale lasten gikk til omtrent 30 % av bruddlasten. Deretter økte lasten jevnt med samme hastighet og uten tidsavbrudd til prøven ikke klarte å motstå større last. Største avleste last ble registrert. Se kapittel 5 på resultater.



Figur 4.2: Trykktest, ToniTechnik

Trykkfastheten regnes ut etter følgende formel [14]:

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

der f_c (MPa) er trykkfastheten, F (N) er bruddlast og A_c (mm²) er tverrsnittsarealet.

Forskalingen, av stål, var produsert tidligere i laboratoriet. Formene ble kun smurt inn med formolje for å motvirke klebrighet og for å forenkle rengjøring.



Figur 4.3: Nummererte terninger klare for trykktest

4.1.2 Sylindere

Det ble laget 12 sylindere, men kun 8 testet. Sylindrene hadde diameter på 100 mm og høyde lik 200 mm. Det er standard størrelse. Spaltestrekkfasthet og trykkfasthet ble bestemt. Sylindrene ble testet etter 28 døgn, 4 for trykk og 4 for strekk. Trykktesten foregikk etter NS-EN 12390-2:2009: *Prøving av herdet betong, Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet* som for terningene [14]. Fremgangsmåten var identisk.



Figur 4.4: Plansliping av sylindre

Spaltestrekkfastheten var utført etter NS-EN 12390-6:2009: *Prøving av herdet betong, Del 6: Prøvelegemers spaltestrekkfasthet* [15]. Testmaskinen het *Losenhausen* og en måtte manuelt forhåndslaste sylindrene. Prøvene ble filt og tørket slik at sidene ble glatte og fine. Sylindrene ble deretter plassert sentrisk i forhold til lasten ved bruk av en tynn strips under og over (se

figur 4.5). Spenningsraten lå på 0,06 - 0,08 MPa/s. Første last skulle ikke overstige 20 % av bruddlasten. I det andre laststeget ble hastigheten beholdt til prøven gikk til brudd. Bruddlasten ble registrert. Det var viktig å bemerke seg om bruddformen var tilfredsstillende i henhold til standarden.

Lastraten bestemmes etter denne ligningen [15]:

$$R = s * \pi * L * \frac{d}{2}$$

der R (N/s) er nødvendig lastrate, L (mm) er lengde av sylinder, d (mm) er diameter og s (MPa/s) er stressraten.

Spaltestrekfastheten er gitt ved følgende formelen [15]:

$$f_{ct} = 2 * \frac{F}{\pi * L * d}$$

der f_{ct} (MPa) er spaltestrekfastheten, F (N) er maksimal last, L (mm) er lengden av sylindere og d (mm) er sylinderdiameter.

Sylindorforskalingen, av stål, var produsert tidligere. Formene ble smurt inn med olje.



Figur 4.5: Losenhausen testmaskin og spaltestrekkttest

4.1.3 Densitet

Densiteten måles etter NS-EN 12390-7:2009: *Prøving av herdet betong, Del 7: Densitet av herdnet betong* [16]. Standarden viser flere mulige metoder for bestemmelse av volum. Her ble prosedyren for vannfortrengning anvendt. Terninger og sylindre ble testet. Metoden gikk ut på å finne masse i luft og vann, og anvende formelen:

$$V = \frac{m_a - m_w}{\rho_w}$$

der m_a er prøvelegemets masse i luft (kg), m_w er prøvelegemets masse i vann (kg) og ρ_w er vannets densitet ved 20 °C (= 998 kg/m³).

Densiteten bestemmes deretter ved følgende formel:

$$D = \frac{m_a}{V}$$

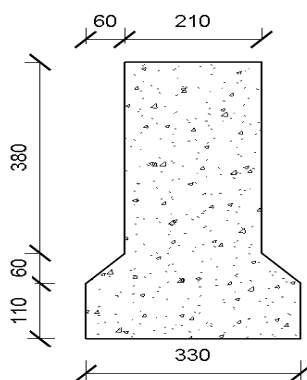
m_a gir den mettede densitet. I følge Eurokoden klassifiseres betong etter den ovenstørre densitet. Den ble bestemt ved å tørke sylindrene (brukt i spalttestrekkfasthetstesten) i en ventilert tørkeovn på 110 °C til massen ikke endret seg mer enn 0,2 % i forhold til sist veiing. Hver veiing ble gjort etter 24 timer i ovnen. Se kapittel 5.6 for resultater.



Figur 4.6: Masse av sylinder i vann

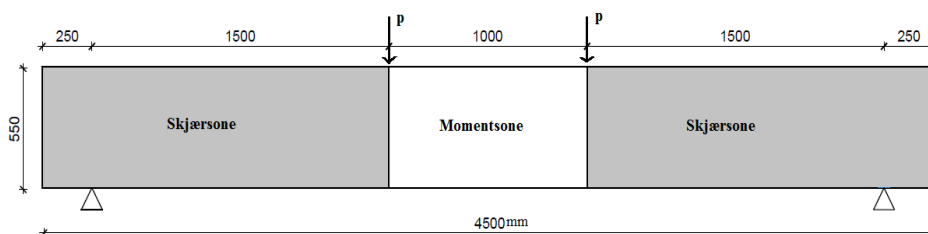
4.2 Fullskala

Dette kapitlet handler om de 7 betongbjelkene. Det blir gitt en total oversikt over alle bjelkene, hva som skiller de fra hverandre, dimensjoneringsgrunnlag og nødvendige kapasitetsberegninger. I 1993 ble det utført et lignende forsøk ved SINTEF, der duktiliteten av 11 overarmerte høyfaste betongbjelker skulle undersøkes [9]. Dette forsøket har 7 overarmerte bjelker og hovedfokuset er omslutningseffekt i trykkdelen av momentsonen. Utforming av tverrsnitt var bestemt etter praktiske forhold, samt ønske om å sammenligne resultatene med det tidligere forsøket. Dermed ble tverrsnittet som vist i figur 4.7:



Figur 4.7: Bjelketverrsnitt

Alle bjelkene hadde like utvendige dimensjoner, lengde, opplagerbetingelser og belastning. Bjelkene ble utsatt for en 4-punkts lastsituasjon med 2 skjærsoner fra last til opplager og en momentzone mellom punktlastene. Se figur 4.8.



Figur 4.8: Momentzone og skjærzone

Bjelkene var ulikt skjærarmert i momentsonen og overdekning på toppen av tverrsnittet var forskjellig. Tabell 4.1 gir en oversikt over parametere anvendt i hver bjelke.

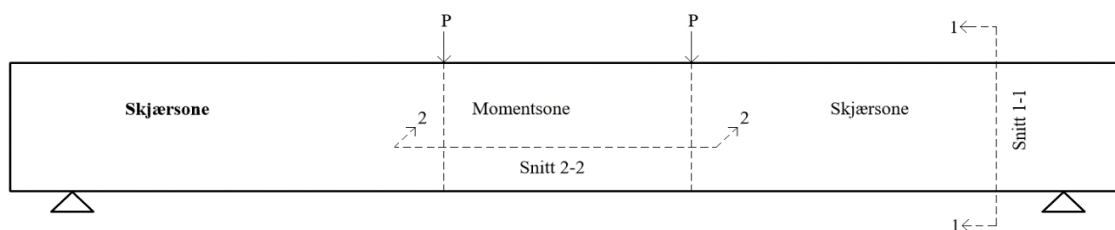
Gruppe	Bjelke	Identifikasjon	Bøylediameter [mm]	Senteravstand [mm]	Lengdearmering [mm]	Trykkarmering [mm]	Overdekning [mm]
1	1	LWA65-20-0	12	0	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	2	LWA65-20-200	12	200	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	3	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	4	LWA65-20-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
2	5	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
	6	LWA65-40-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
3	7	LWA65-40-200	12	200	10Ø32	2Ø12+1Ø8+1Ø25	40

Tabell 4.1: Parametere for samtlige bjelker

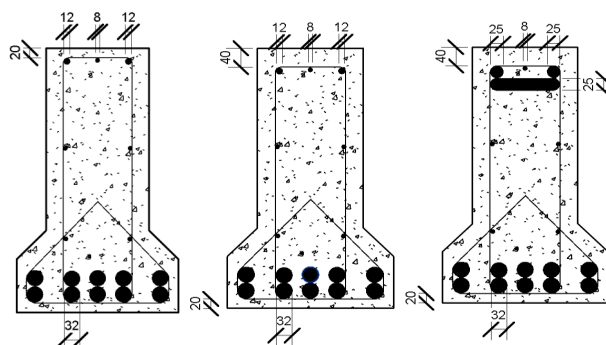
Tabellen viser at bjelke 1, 2, 3 og 4 har lik overdekning 20 mm, mens bjelke 5, 6 og 7 har 40 mm overdekning på toppen. Tabellen viser også armeringen benyttet i hver bjelke.

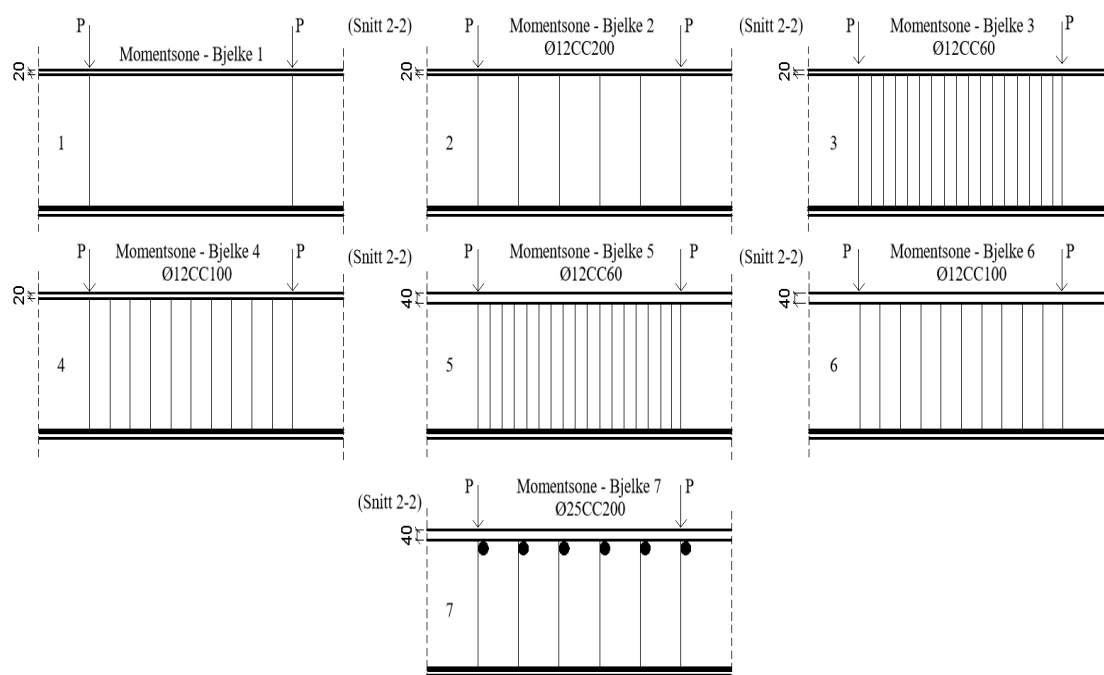
Bjelke 1 ble betraktet som referansebjelke siden den ikke var bøyer i momentsonen. Bjelken var armert med 10 Ø32 strekkarmering, 26 Ø12 bøyer i skjærsonen, 2 Ø12 pluss 1Ø8 trykkarmering og 4 Ø8 konstruksjonsarmering, to på hver side.

Figur 4.9 viser et snitt av momentsonen for hver enkelt bjelke og de aktuelle tverrsnittene.



Snitt 1-1

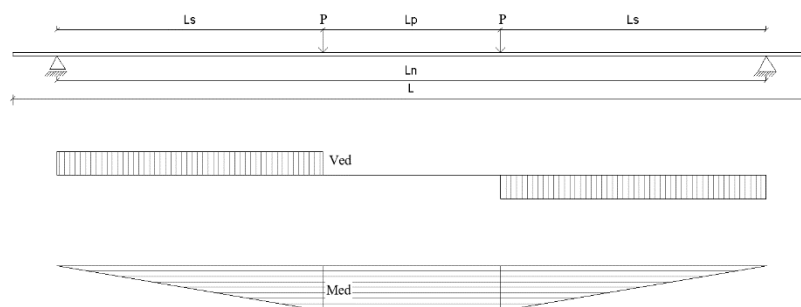


Snitt 2-2

Figur 4.9: Vertikal- og horisontalsnitt

4.2.1 Beregningsgrunnlag

For å kunne oppnå ønsket bruddform, er det viktig med riktige randbetingelser og belastning. Det ble av den grunn valgt en 4-punkts bøyetest. Se figur 4.10. I momentsonen er momentet konstant og skjærkraftene lik null. Det samme gjelder skjærsonen, bare omvendt.



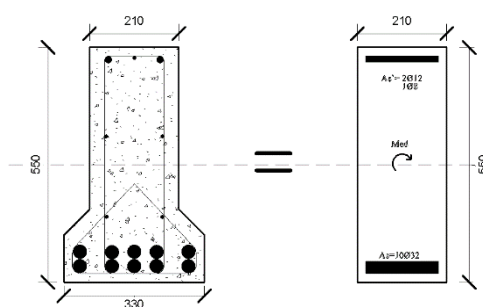
Figur 4.10: Fritt opplagt bjelke med tilhørende skjær- og momentdiagram

For å ha kontroll på bruddformen er det viktig med beregninger av bjelkens moment- og skjærkapasitet, forankring og nedbøyning. Kalkuleringen gjennomføres i henhold til regler gitt i Eurokode 2 for både bruddgrensetilstand (ULS) og bruksgrensetilstand (SLS).

Bruddgrensetilstanden tar utgangspunkt i materialets tøyningsegenskaper og fastheter for beregning av bruddkapasitet. Deformasjoner og opprissing regnes ut i bruksgrensetilstand.

Som en forenkling ble det antatt at bjelkene kun var utsatt for ren bøyning, dermed var skjær- og aksialdeformasjoner neglisjerbare. Nøytralaksen flytter seg derfor uavhengig av utformingen, og bredden av trykksonehøyden forblir konstant. Tverrsnittet kan av den grunn betraktes som rektangulært med bredde b lik bredden av trykksonen. Alle sikkerhetsfaktorer ble satt lik 1, siden interessen var den virkelige oppførselen til bjelkene under belastning.

Egenvekt er også sett bort ifra. Figur 4.11 viser valgt tverrsnitt.



Figur 4.11: Virkelig og teoretisk bjelketverrsnitt

I følge Eurokode 2 bør visse forutsetninger og bruddkriterier være tilfredsstilt for å kunne dimensjonere bjelkene i brudd- og bruksgrensetilstand.

Beregningsforutsetninger [13]

- 1- Full heft mellom betong og armering.
- 2- Naviers hypotese er gyldig.
- 3- Spennings- og tøyningsegenskaper etter EC2, 3.1.7
- 4- Det ses bort fra betongens strekkfasthet.

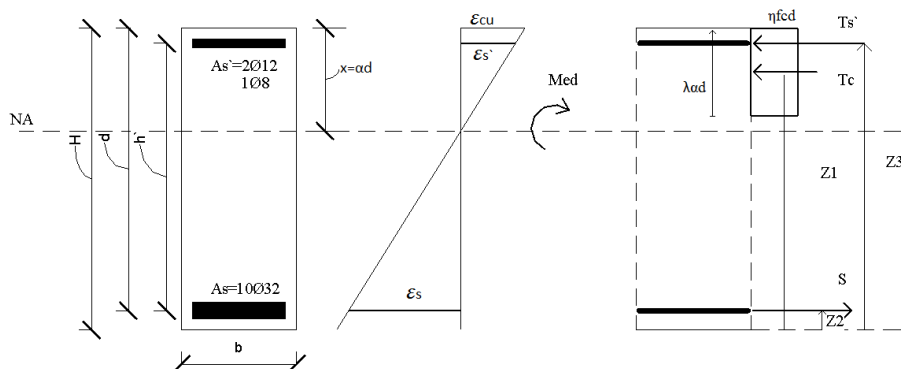
Bruddkriterier [13]

- 1- Trykkbrudd i betong tøyning $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$, ϵ_{cu2} eller ϵ_{cu3} avhengig av spennings-tøyningssammenhengen som er valg i EC2, fig.3.3 eller 3.4

2- Brudd i armering når $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$. Ifølge EC2, Tabell NA.3.5(901) for B500C er $\epsilon_{du} = 3,10$

4.2.2 Momentkapasitet

Beregning av momentkapasitet avhenger av utforming av tverrsnittet og armeringsmengde. Det ble derfor valgt å dele bjelkene inn i 3 grupper, der momentkapasiteten innad i gruppene var lik. Gruppe 1 består av bjelke 1, 2, 3 og 4, gruppe 2 av bjelke 5 og 6, og gruppe 3 er kun bjelke 7.



Figur 4.12: Beregningsmodell, momentkapasitet

Modellen viser et tverrsnitt med både strekk- og trykkarmering og tilhørende tøyning ved brudd. Tøyningene varierer lineært i trykksonen fra $\epsilon_c = 0$ ved nøytralaksen til $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ ved overkanten av tverrsnittet. Den viser også tilnærmet trykkspenningsforløpet i trykksonen. EC2, 3.1.7(3) tillater spenningsfordeling vist over. Tilnærmelsen er tilstrekkelig siden trykksonehøyden er fullt utnyttet. λ definerer den effektive høyden av trykksonen, mens η definerer den effektive trykkfastheten [13].

Momentkapasitet i trykksonen uttrykkes ved hjelp av momentet som utføres av indre krefter i tverrsnittet:

$$M_{Rd} = \lambda * \eta * \alpha * (1 - 0,5 * \lambda * \alpha) * f_{cd} * b * (d^2) \quad (4.6)$$

a) For fasthetsklasser $\leq B50$ er $\lambda = 0,8$ og $\eta = 1,0$

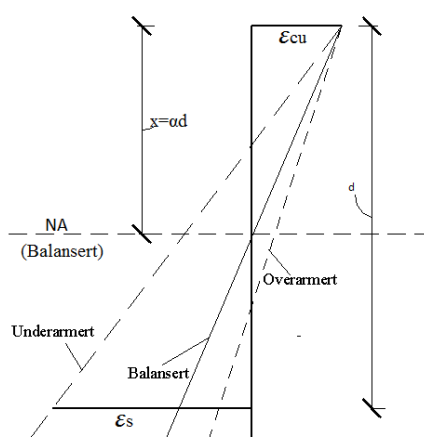
b) For fasthetsklasser $> B50$ er $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ og $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200$

α bestemmes avhengig av betongtverrsnittet og armeringsareal A_s og A_s' , slik at armeringstøyningene ϵ_s og ϵ_s' tilsvarer likevekt mellom T_c , S og T_s' .

Figur 4.13 viser tre typiske tøyningstilstander ved bøyebrydd, og hvordan nøytralaksen flyttes avhengig av trykksonehøyden.

Et tverrsnitt deles i tre typer basert på armeringsareal; overarmert, underarmert og balansert armert tverrsnitt.

Følgende innledende beregninger gjaldt alle bjelkene.



Figur 4.13: Tøyningstilstand ved bøyebrydd

Et tverrsnitt kan betraktes som overarmert når ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$) betongen knuser før armeringen flyter, underarmert når ($\epsilon_s > \epsilon_{yd}$) armeringen flyter før betongen knuser, balansert armert når både betongen og armeringen går til brydd samtidig [13]. For å avgjøre om tverrsnittet er over- eller underarmert, må den balanserte armeringsmengden, $A_{s,b}$, bestemmes og sammenlignes den med aktuelle armeringsmengden A_s og A_s' .

Balansertarmert:

$$A_{s,b} = \lambda * \eta \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) * b * d * \alpha_b \quad ; \quad \alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}}$$

B65 > B50

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 = 0,75$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200 = 0,9$$

$$A_{s,b} = 3830 \text{ mm}^2 \quad A_s = 8042 \text{ mm}^2 \quad A_{s',1} = 276 \text{ mm}^2 \quad A_{s',2} = 2076,5 \text{ mm}^2 \quad A_{s',3} = 4782 \text{ mm}^2$$

$A_{s,b} \ll A_s$ Tverrsnittet er overarmert.

Siden tverrsnittet er overarmert, må α bestemmes som følger:

$$\text{Likevekt mellom indre kreftene: } T_c - S + T_{s'} = 0 \quad \text{Lig.1}$$

$$\text{Kraft i strekkarmering: } S = \sigma_s * A_s = E_s * \epsilon_s * A_s \quad \text{Lig.2}$$

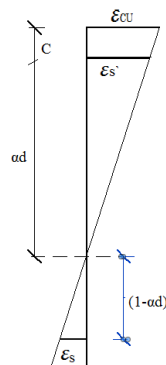
$$\text{Kraft i trykkarmering: } T_{s'} = \sigma_{s'} * A_{s'} = E_{s'} * \epsilon_{s'} * A_{s'} \quad \text{Lig.3}$$

$$\text{Trykkresultant av betongspenning i trykksonen: } T_c = \lambda * \eta * f_{cd} * X * b \quad \text{Lig.4}$$

Bestemmer tøyninger i armeringen etter trekantforhold av figur 4.14:

$$\epsilon_s / (1 - \alpha * d) = \epsilon_{cu} / (\alpha * d) \gg \epsilon_s = (1 - \alpha) * \epsilon_{cu} / \alpha$$

$$\epsilon_{s'} / (\alpha * d) = \epsilon_{s'} / (\alpha * d - C) \gg \epsilon_{s'} = (\alpha * d - C) * \epsilon_{cu} / \alpha * d$$



Figur 4.14: Tøyningstilstand

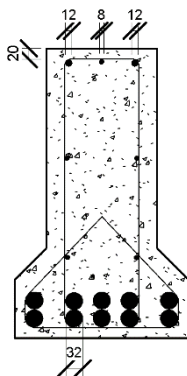
Lig. 2, 3 og 4 innsatt i lig.1:

$$(\lambda * \eta * f_{cd} * \alpha * d * b) - (E_s * (1-\alpha) * \epsilon_{cu} / \alpha * A_s) - (E_{s'} * (\alpha * d - C) * \epsilon_{cu} / \alpha * d * A_{s'}) = 0$$

4.2.2.1 Gruppe 1

Bjelke 1, 2, 3 og 4 har lik moment- og skjærkapasitet siden de har like beregningsparametere.

Figur 4.15 viser bjelketverrsnittet.



Figur 4.15: Tverrsnitt, gruppe 1

Beregner momentkapasitet ved bruk av beregningsmodellen gitt over:

$$T_c = \lambda * \eta * d * b * f_{ck} * \alpha \quad \text{Lig.4}$$

$$T_{s'} = E_s * \epsilon_{cu} * A_{s'1} * (\alpha d - 38 / \alpha * d) \quad \text{Lig.3}$$

$$S = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (1 - \alpha / \alpha) \quad \text{Lig.2}$$

$$T_c - S + T_{s'} = 0 \quad \text{Lig.1}$$

Lig. 2, 3 og 4 innsatt i lig. 1

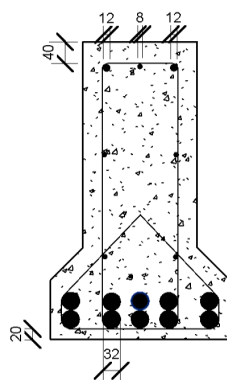
$$\alpha_1 = 0,5844$$

$$M_{Rd(1,2,3,4)} = T_c * Z_1 - S * Z_2 + T_{s'} * Z_3 = 1116 \text{ kNm}$$

$$P = M_{Rd} / L_{(p)} = 744 \text{ kN} \gggg \text{ Totallast} = 2 * P = 1488 \text{ kN}$$

4.2.2.2 Gruppe 2

Bjelke 5 og 6 har større overdekning på toppen av tverrsnittet. Ved å øke overdekningen reduseres den indre kraften i trykkarmeringen, siden tøyningen avhenger av tøyningstilstand ved bøyebrydd. Se figur 4.14.



Figur 4.16: Tverrsnitt, gruppe 2

$$\epsilon_{s'} / (\alpha * d) = \epsilon_s / (\alpha * d - C) \gg \epsilon_{s'} = (\alpha * d - 46) * \epsilon_{CU} / \alpha * d$$

$$T_{s'} = E_s * \epsilon_{cu} * A_{s'2} * (\alpha d - 58 / \alpha)$$

$$\alpha_2 = 0,5849$$

$$M_{Rd(5,6)} = T_c * Z_1 - S * Z_2 + T_{s'} * Z_3 = 1111 \text{ kNm}$$

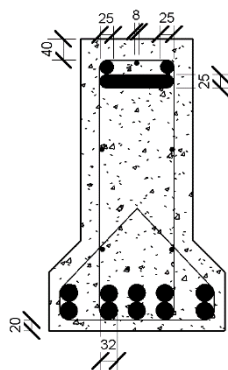
$$P = M_{Rd} / L_{(p)} = 740 \text{ kN} \gg \gg \gg \text{Totallast} = 2 * P = 1480 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(5,6)} / M_{Rd(1,2,3,4)} = 1111 / 1116 = 0,9955$$

Ved å øke overdekningen på toppen, reduseres momentkapasiteten med 0,45 %.

4.2.2.3 Gruppe 3

Bjelke 7 er bygd med tykkere trykkarmering. Det medfører større indre kraft i trykkarmeringen og økning i momentkapasitet.



Figur 4.17: Tverrsnitt, gruppe 3

$$T_s = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (\alpha d - 77 / \alpha d)$$

$$\alpha_2 = 0,5692$$

$$M_{Rd(7)} = T_c * Z_1 - S * Z_2 + T_s * Z_3 = 1206 \text{ kNm}$$

$$P = M_{Rd} / L_{(p)} = 804 \text{ kN} \gggg \text{ Totallast} = 2 * P = 1608 \text{ kN}$$

$$M_{Rd(7)} / M_{Rd(1,2,3,4)} = 1206 / 1116 = 1,08 \text{ dvs. økning på } 8 \%$$

4.2.3 Skjærkapasitet

For å unngå at skjærbrudd inntreffer må bjelkenes skjærkapasitet være tilstrekkelig. Regler for beregning av skjærkapasitet er gitt i Eurokode 2, kap. 6.2. Den beskriver ulike modeller basert på om det er beregningsmessig behov for skjærarmering eller ikke [13].

Antar konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering.

Punkt 6.2.2(1) i Eurokode 2 gir følgende formler for beregning av skjærkapasitet når det ikke er behov for skjærarmering.

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} = 1,64 \leq 2,0$$

$$\rho_L = A_s / b_w * d = 0,02 \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = k_2 / \gamma_c = 0,1 \quad ; \quad k_2 = 0,18 \text{ grovt tilslag } D \geq 16 \text{ mm}$$

$$V_{\min} = 0,035 * (k^{3/2}) * f_{ck}^{1/2} = 0,616$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_L * f_{ck})^{1/3} * b_w * d = \mathbf{87 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd,c,\min} = V_{\min} * b_w * d = \mathbf{63 \text{ kN}}$$

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} = \mathbf{87 \text{ kN}} < V_{Ed} = P \text{ kN dvs. behov for skjærarmering.}$$

Skjærkapasitet med beregningsmessig behov for skjærkapasitet

Dimensjonering av konstruksjonsdeler hvor $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, skjærarmeres i henhold til fagverksmodellen i Eurokode 2, 6.2.3. Det forutsettes at skjærarmeringen tar hele skjærkraften [13].

$$\text{Fasthetsreduksjonsfaktor: } V_1 = 0,6$$

$$\text{Tverrsnittsareal: } A_{\phi w} = 2 * \phi 12 = 2 * 113 = 226,2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Indre momentarm: } Z = 0,95 * d = 437,4 \text{ mm}$$

Vinkelen mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften, Θ , kan velges innenfor visse grenser etter EC2, NA.6.2.3(2), dermed er Θ valgt som følgende [10]:

$$1,0 \leq \cot\Theta \leq 2,5 \quad \text{svarer til} \quad 45^\circ \geq \Theta \geq 21,8^\circ$$

Velger Θ til å være 40° da dette gir tilsvarende senteravstand som er benyttet i 1993 forsøket.

$$\Theta = 40^\circ \text{ gir } \cot\Theta = 1,1917 \text{ \& } \tan\Theta = 0,8391$$

$$A_{sw} / S \leq (A_{\phi w} * f_{ywd} * z * \cot\Theta) / V_{Ed} = 2,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{Nødvendig senteravstand: } S \leq A_{\phi w} / A_{sw} = 78 \text{ mm}$$

$$\text{Maks senteravstand: } S_{i,\text{maks}} = 0,6 * d' = 276 \text{ mm} > S = 78 \text{ mm}$$

$$\text{Velger senteravstand: } S = 70 \text{ mm}$$

$$A_{sw} / S = 3,2313 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$V_{Rd,s} = (A_{sw} / S) * Z * f_{yk} * \cot\Theta = \mathbf{842 \text{ kN}} > V_{Ed} \text{ (tilstrekkelig kapasitet)}$$

Minimum skjærarmering EC2 9.2.2(5)

$$\rho_{w,\min} = A_{sw} / (S * b_w * \sin\alpha) = 0,34 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{sw} \text{ ok}$$

Minimum påkrevd skjærarmering er mindre enn det som er benyttet.

Skjærtrykkkontroll EC2. 6.2.3(4)

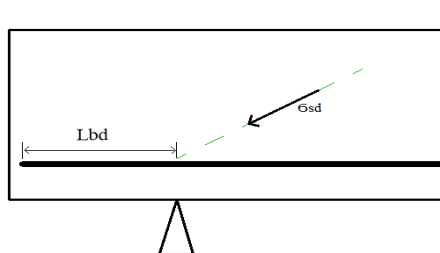
$$V_{Rd,\max} = \alpha_{cw} * b_w * Z * V_1 * f_{ck} / (\cot\Theta + \tan\Theta) = 1900 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Ø12CC70 skjærarmering gir bjelkene tilstrekkelig skjærkapasitet.

4.2.4 Heft og forankring

Skrårissdannelse i bjelker utsatt for moment- og skjærkraft medfører en økning av strekkraft i lengdearmeringen ved endeopplegg. Dette resulterer i en økning av armeringsspenningen, σ_{sd} , i forhold til verdien beregnet ut fra den teoretiske momentverdien i snittet [13].

For å kunne beregne spenningen, σ_{sd} , som oppstår i en armeringsstang forankret i betong ved opplegg, trengs det en kraftinnføringslengde, $L_{b,rgd}$, fra stangenden til snittet hvor spenningen opptrer.



Figur 4.18: Snitt ved opplegg

Dimensjonerende forankringslengden bestemmes etter Eurokode 2, 8.4.4(1):

$$\Delta F_{td} = 0,5 * V_{Ed} * \cot\Theta = 9011 \text{ kN} \quad A_S = 8042,5 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} = \Delta F_{td} / A_S = 112 \text{ MPa}$$

$$f_{ibd} = 2,25 * f_{ctd} = 5,8 \text{ MPa}$$

$$L_{bd} = L_{b,rgd} = 0,25 * \varnothing * \sigma_{sd} / f_{ibd} = 156 \text{ mm}$$

$$L_{b,\min} = 10 * \varnothing = 320 \text{ mm}$$

Nødvendig forankringslengde, $L_{bd} = L_{b,\min} = 320 \text{ mm}$.

Fordi det er sveist en stålplate til strekkarmeringen over opplagerne, reduseres stålspenningen og nødvendig forankringslengde kan reduseres.

Valgt forankringslengde $L_{bd} = 250 \text{ mm}$.

4.2.5 Nedbøyning

Kontroll av nedbøyning utføres i bruksgrensetilstanden SLS [13]. Bruksgrenseberegninger må ifølge Eurokode 2, 7.1(1)P utføres med hensyn til spenningsbegrensninger, rissbegrensninger og nedbøyningsbegrensninger.

Eurokode 2, 7.4.1(1)P begrenser nedbøyningen ved å kreve at «*deformasjonen av en konstruksjonsdel eller konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte. Pkt. 7.4.1(4) gir tillatt nedbøyning som spennvidde, $L/250$ for tilnærmet permanente laster*»

Dette kapitlet omhandler beregning av nedbøyning forårsaket av bøyedeformasjoner..

Nedbøyningen i en bjelke bestemmes i hovedsak av bøyestivheten, EI. Dette gjøres ved å se på opprisset og opprisset tverrsnitt.

4.2.5.1 Stadium 1 (Uopprisset tverrsnitt)

Lave lastnivåer gjør at strekkspenninger i betong blir mindre enn dens strekkfasthet. Med andre ord betyr det at tverrsnittet ikke risses opp. Ved denne tverrsnittstilstanden øker trykksonehøyden α som betyr at både nøytral- og tyngdepunktaksen flyttes lengre ned i tverrsnittet. Aksenes beliggenhet kan enkelt beregnes ved tyngdepunkts betraktninger for det transformerte betongtverrsnittet [13]. Bøyestivheten når tverrsnittet er uopprisset beregnes som følger:

$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha * d = (A_c * 0,5 * h + \eta * A_s d) / (A_c + \eta * A_s) = 355 \text{ mm}$$

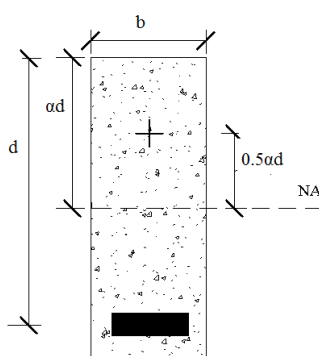
$$\text{Bidrag av betong: } I_{c1} = (b * h^3 / 12) + b * h * (\alpha * d - (h / 2))^2 = 3,65 * 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\text{Bidrag av armering: } I_{s1} = A_s * (d - \alpha * d)^2 = 1,37 * 10^8 \text{ mm}^4$$

Bøystivhet for et uopprikket tverrsnitt: $(EI)_1 = E_c * I_c + E_s * I_s = 1,16 * 10^{14}$

4.2.5.2 Stadium 2 (Opprikket tverrsnitt)

Når risslasten overskrides, risser tverrsnittet i strekksonen. Da går tverrsnittet over fra å være i stadium 1 til stadium 2. Dermed vil kun betong i trykk og armering bidra til konstruksjonsstivheten.



Figur 4.19: Opprikket tverrsnitt

Tregghetsmomentet bestemmes som følger:

Trykksonehøyden: $\alpha * d = ((\eta * \rho)^2 + (2 * \eta * \rho)^{1/2} - (\eta * \rho)) = 0,67 * d$

Bidrag fra betongen: $I_{c2} = (b * (\alpha * d)^3) / 3 = 2,45 * 10^9 \text{ mm}^4$

Bidrag fra armeringen: $I_{s2} = (n * (\pi * \varnothing^4) / 64) + (A_s * ((1 - \alpha) * d)^2) = 2,02 * 10^8 \text{ mm}^4$

Den totale bøystivheten for opprikket tverrsnitt

$(EI)_2 = E_c * I_{c2} + E_s * I_{s2} = 1,01 * 10^{14} \text{ N/mm}^2$

4.2.5.3 Risslast

Det forutsettes at tverrsnittet kommer til å risse opp i strekksonen, når strekkspenningen overskrider betongens strekkfasthet f_{ctm} .

$$f_{ictm} = f_{ctm} * \eta_1 = \mathbf{4,02 \text{ MPa}}$$

$$M_{cr} = (I_{c1} + \eta * I_{s1}) * f_{ctm} / (h - \alpha * d) = \mathbf{101 \text{ kNm}}$$

$$P_r = 8 * M_{cr} / l^2 = \mathbf{134 \text{ kN}}$$

Riss oppstår når last P overskrider risslast $P_r = 134 \text{ kN}$. Ved denne lasten vil tverrsnittet gå over fra uopprikket- til opprikket tilstand.

Nedbøyningen i midten av en fritttopplagt bjelke som er symmetrisk belastet med 2 punktlaster, kan bestemmes av følgende ligning:

$$\delta_{midt} = \frac{P * L_S}{24 * EI} (3 * L_n^2 - 4 * L_S^2)$$

Nedbøyningen ved risslasten er $\delta_{midt,1} = \mathbf{1,411 \text{ mm}}$ når tverrsnittet er i stadium 1, mens $\delta_{midt,2} = \mathbf{1,620 \text{ mm}}$ ved samme tidspunkt når tverrsnittet er i stadium 2.

4.2.5.4 Tension stiffening

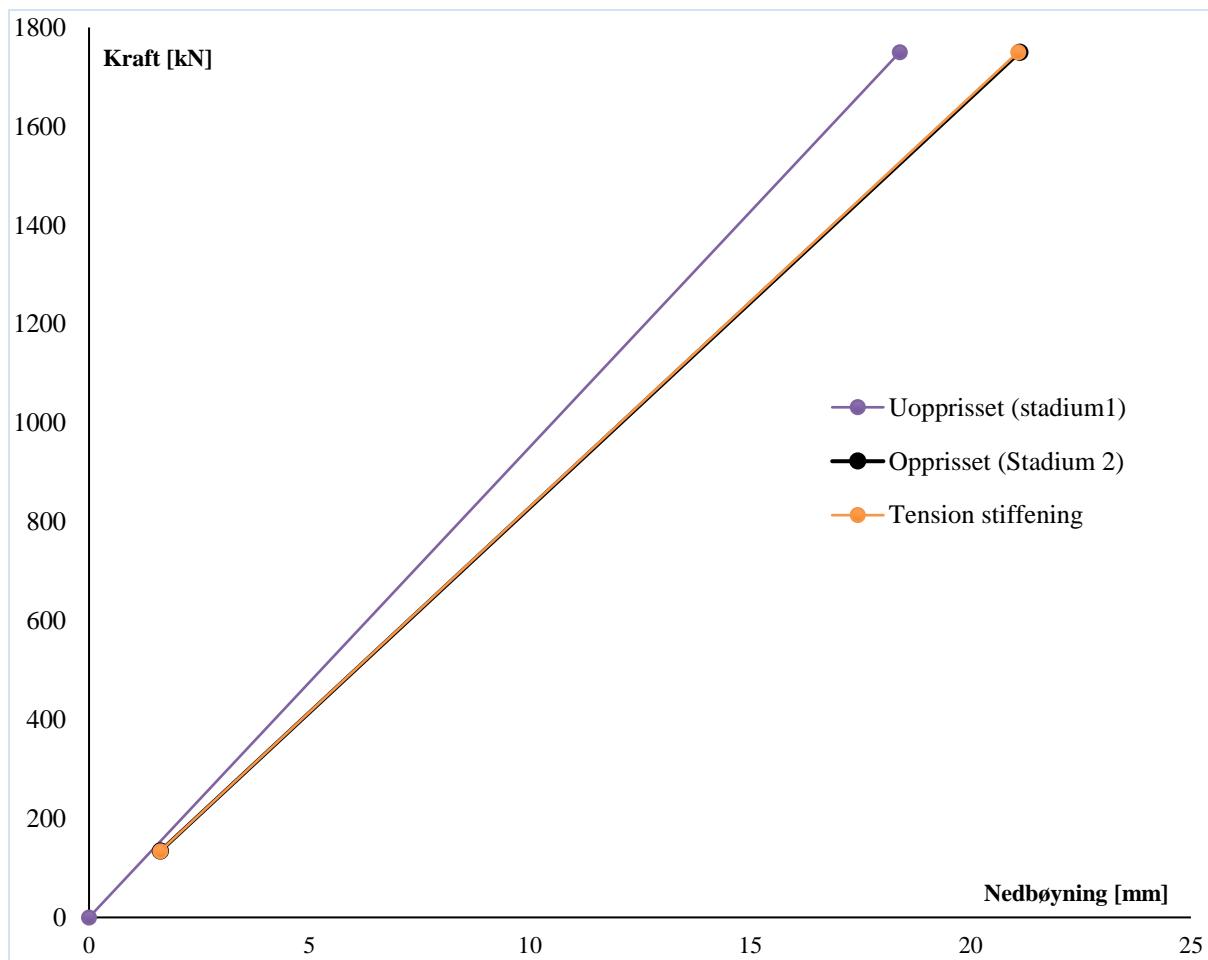
I virkeligheten vil overgangen fra stadium 1 til stadium 2 skje gradvis ettersom lasten økes [13]. Dette skyldes at betongen mellom rissene fortsatt tar opp strekk. Ved å ta hensyn til dette, minsker nedbøyningen noe i forhold til det som er beregnet etter stadium 2.

Eurokode 2, 7.4.3-(3) gir nødvendige beregningsforutsetninger for å kunne ta hensyn til denne effekten, når konstruksjonen er utsatt for bøyning.

$$\zeta = 1 - \beta * (M_{cr} / M) = \mathbf{0,985}$$

$$\delta_{ten.stif} = \zeta * \delta_2 + (1 - \zeta) * \delta_1 = \mathbf{1,617} < \delta_2 \text{ ved risslasten.}$$

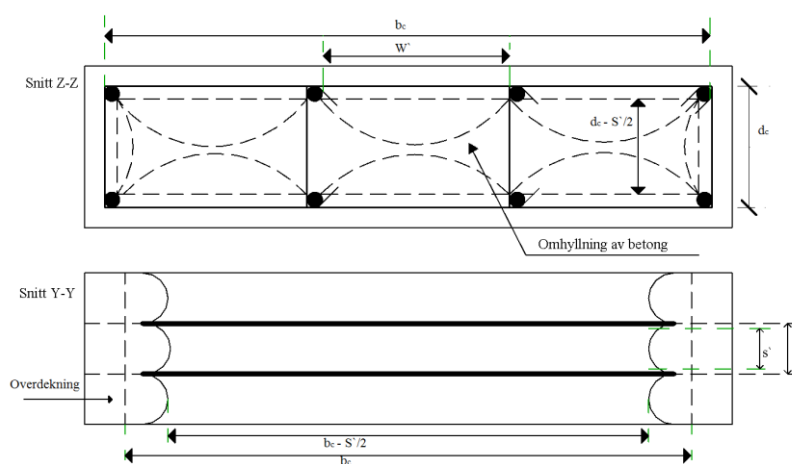
Figuren under viser hvordan nedbøyningen varierer i stadium 1 og 2, samt effekten av tension stiffening.



Figur 4.20: Nedbøyning i midtsnittet

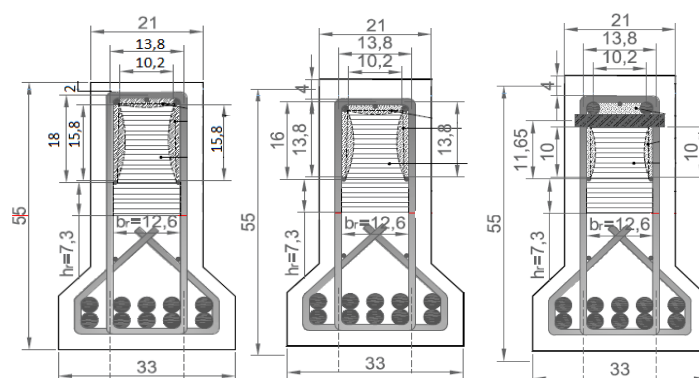
4.2.6 Omsluttningseffekt for et rektangulært tverrsnitt

Fremgangsmåte for beregning av omsluttningseffekt og spennings-tøyingskurve for rektangulære tverrsnitt er vist under [11,12]. Den teoretiske trykkfastheten for omsluttet betong skal senere sammenlignes med den eksperimentelle. Fokuset ligger i momentsonen der alle bjelkene er ulike. Bjelke 1 vil derfor ikke få noen økning i trykkfasthet, siden den ikke er skjærarmert. Omsluttningseffekten gjelder kun i trykksonen, så alt utenfor bidrar ikke til større trykkfasthet.



Figur 4.21: Omsluttningseffekt for et generelt rektangulært tverrsnitt

Figuren over illustrerer hvor omsluttningen virker for et generelt tilfelle. Området av interesse er innenfor den timeglassformede delen. Halvsirklene er parabler. Snittet i y-retning viser antall og avstanden mellom bøyene.



Figur 4.22: Valgt omsluttingsområde for gruppe 1,2 og 3



Figur 4.23: Snitt av betongbjelke sett ovenfra

Arealet av omsluttningen er litt ulik den i figur 4.21. Dette skyldes at konstruksjonsarmeringen ikke ligger på linje med trykksonehøyden. Området under konstruksjonsarmeringen betraktes som rektangulært. Det er en forenkling, da det i utgangspunktet skulle vært parabler langs armeringen slik som vist i figur 4.21. Bjelkene i gruppe 1, 2 og 3 vil ha like parametere innad i gruppen, utenom s og s' som er ulike for alle bjelkene. Den eneste forskjellen mellom gruppe 1 og 2 er overdekning, med henholdsvis 20 mm og 40 mm. For bjelke 7 i gruppe 3 er overdekningen 40 mm, mengden trykkarmering er større og tverrgående stenger er lagt inn. Beregningene under presenterer en kombinert fremgangsmåte av rapportene i referanse 11 og 12. Den tar utgangspunkt i normalbetong og må derfor reduseres med en lettbetongfaktor (η_E og η_1), ifølge Eurokode 2.

Beregning av trykkfasthet for omsluttet betong:

$$f_{cc} = f_{c0} * \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94f'_1}{f_{c0}} - \frac{2f'_1}{f_{c0}}} \right)$$

der f_{c0} er trykkfasthet for betong uten omhyllningseffekt, f'_1 er effektiv tverrspenning av omhyllningen.

For et snitt med n stenger er areal uten omhyllning gitt ved:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}$$

der w'_i er senteravstanden mellom de langsgående stengene.

Areal med omhyllning:

$$A_e = \left(b_c * d_c - \frac{(w_i')^2}{6} + b_R * d_R \right) * \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) * \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)$$

der b_c er senteravstand mellom bøyler, d_c er senteravstand mellom konstruksjonsarmering og bøyler, s' er indre avstand mellom bøyler, b_R er indre avstand mellom bøyler (x- retning) og d_R er avstanden mellom senter av konstruksjonsarmering og trykksonehøyden.

Omslutningskoeffisienten er definert slik:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

der A_{cc} , ρ_{cc} og A_c er langsgående armeringsforhold

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc})$$

$$A_c = b_c * d_{tot}$$

Det tverrgående trykket i x- og y retning:

$$f'_{lx} = k_e \frac{A_{sx}}{s*d_c} f_{yh} = k_e * \rho_x * f_{yh}$$

$$f'_{ly} = k_e \frac{A_{sy}}{s*b_c} f_{yh} = k_e * \rho_y * f_{yh}$$

der f_{yh} er flytegrensen i de tverrgående bøyler, A_{sx} og A_{sy} er totalt areal av bøyler i x- og y retning og s er senteravstand mellom bøyler.

Fordelingen av spenninger forårsaket av omslutningen skjer i en vinkel på 45 grader. Det vil si:

$$f'_l = \frac{f'_{lx} + f'_{ly}}{2}$$

Spennings-tøyningkurven bestemmes ved å finne 3 punkter;

- $(\epsilon_{cc0} - f_{cc})$ – tilsvarer topp-punktet for kurven
- $(\epsilon_{65} - 0,65f_{cc})$ – tilsvarer et representativt punkt på kurven
- $(\epsilon_{ccu} - 0,65f_{cc})$ – tilsvarer punktet ved maksimal tøyning

Tøyninger i topp-punkt (**pkt. 1**):

$$\epsilon_{cco} = \epsilon_{c0} * \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right]$$

der ϵ_{c0} er tøyninger i topp-punkt for betong uten omslutning.

Spenning-tøyningsforhold ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc0}$):

$$\sigma_{cc} = \frac{k_c \cdot \bar{\varepsilon}_c + (k'_c - 1) \cdot \bar{\varepsilon}_c^2}{1 + (k_c - 2) \cdot \bar{\varepsilon}_c + k'_c \cdot \bar{\varepsilon}_c^2}$$

der $\bar{\varepsilon}_c$ og ε_c er en valgt vilkårlig verdi:

$$\bar{\varepsilon}_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc0}}$$

$$k'_c = k_c - 1$$

$$k_c = \frac{E_{bc0} \cdot \varepsilon_{cc0}}{f_{cc}}$$

$$E_{bc0} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cc}} \cdot \eta_E$$

$$\eta_E = \left(\frac{1900}{2200}\right)^2$$

Tøyninger ved 65 % av trykkfastheten (**pkt. 2**):

$$\varepsilon_{65} = \frac{0,35 \cdot f_{cc}}{E_s} + \varepsilon_{cc0}$$

der

$$E_s = \frac{6 \cdot (f_{c0})^2}{k_e \cdot \rho_s \cdot f_{yh}}$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y$$

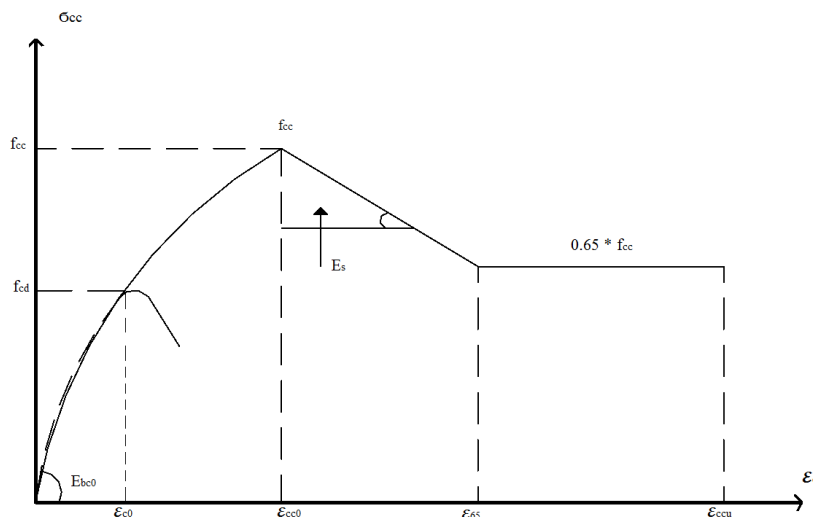
Spenning-tøyningsforhold ($\varepsilon_{cc0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{65}$)

$$\sigma_{cc} = f_{cc} - E_s(\varepsilon_c - \varepsilon_{cc0})$$

Ved maksimale tøyninger (**pkt. 3**):

$$\varepsilon_{ccu} = \left(0,4 \frac{f'_{l'}}{f_{c0}} + \varepsilon_{cu}\right) \cdot \eta_1 = \left(0,0035 + 0,4 \frac{f'_{l'}}{f_{c0}}\right) \cdot \eta_1$$

$$\text{der } \eta_1 = 0,4 + 0,6 \left(\frac{1900}{2200}\right)$$



Figur 4.24: Spennings-tøyningskurve for omsluttet og ikke-omsluttet betong

4.3 Produksjon av betong og bjelker

Dette kapittelet tar for seg det betongtekniske som resept, fukt og absorpsjon. Det er også en gjennomgang av det som ble gjort i laboratoriet samt transport og produksjon av lettbetong.

4.3.1 Resept

Betongresepten var som følger:

Bestanddel	Mengde [kg/m ³]
Sement (Norcem Anlegg FA)	430,75
Silika fume (Elkem Microsilica)	22,38
Fritt vann	123,33
Absorbert vann (24 timer)	55,17
Sand (Ramlo 0-8 mm)	595,31
Sand (Ramlo 0-2 mm)	249,65
Tilslag (Stalite 1/2''=12,7 mm)	550
Superplastiserende (Mapei Dynamon SR-N)	5,4

Tabell 4.2: Resept for LWA65

Resepten var lik for alle bjelker og prøvestykker. Målet var å få en densitet på rundt 1900 kg/m³ og en fasthetsklasse på 65 MPa. Vann-sement forholdet (v/c) lå på 0,33, vann + absorbert vann / sement var 0,41 og vann / bindemiddel var 0,39. Betongen er laget av samme parti på samme tid. Nødvendig mengde betong var 5,7 m³. Se vedlegg C for fullstendig betongresept samt siktekurve for sand og Stalite.

4.3.1.1 Fukt og absorpsjon

Absorpsjon og fuktinnhold er viktige mål på hvor mye fritt vann som må være tilgjengelig når delmaterialer i betongen blandes sammen. For å få eksakte tall på absorpsjonsevnen til tilslaget og sanden bør de bestemmes i henhold til gitte metoder. Det ble brukt en prosedyre i ASTM [20]. Prøvene ble først vasket (3 kg fra hver pose), så satt inn i en ovn på 110 °C for tørking i 24 timer. Gjennomsnittlig fuktinnholdet i Stalite var 11,4 %. Absorpsjonen etter 24 timer var 6,5 % mens etter 100 timer var den 8,3 % (se vedlegg B). Det samsvarer godt med resultatene fra Stalite produsenten [21]. Fuktinnhold og siktekurver for sand fra Ramlo var forhåndsbestemt av Norbetong. Verdiene lå på 7,7 % og 5,5 % for henholdsvis sand (0 - 8 mm) og sand (0 - 2 mm).



Figur 4.25: Stalite etter 24 timer med tørking

4.3.2 Utførelse av bjelker

4.3.2.1 Forskaling

Bjelkeforskalingen ble laget av limtreplater med glatt overflate. Disse var kuttet slik at innvendige dimensjoner ble like utvendig mål på bjelkene. Isopor var formet og limt fast til plateveggene for å få ønsket fasong på bjelkene. Det var totalt 7 former, der 3 av formene var skrudd fast i samme bunnplate og de 4 andre skrudd fast to og to. For å opprettholde riktig bredde på toppen av bjelkene ble det satt inn «klemmere» (se figur 4.26). Rett før støping ble forskalingen smurt inn med formolje for å motvirke klebrighet.



Figur 4.26: Bjelkeforskaling

4.3.2.2 Armering

Armeringen kom i typen kamstål B500NC, levert av Smith Stål. De hjerteformede bøyene var ferdig bøyd, mens de rektangulære bøyene ble kappet og bøyd i laboratoriet.

Lendgearmeringen var kuttet i riktige størrelser. Armeringen ble stort sett sveist sammen, men i området mellom punktlastene ble det brukt ståltråd. Dette for å redusere stivheten.

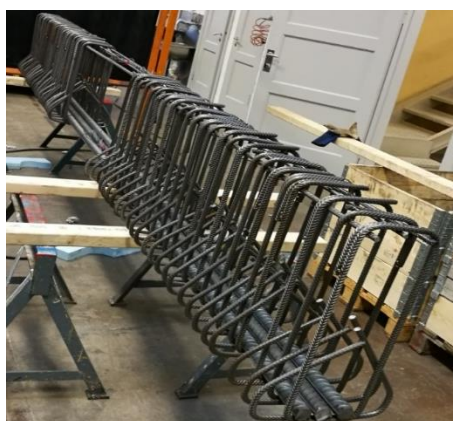
Armeringsstoler i plast ble plassert i underkant av armeringen for å sikre 20 mm overdekning. Se vedlegg A1 for mengde og type armering.

Strekklapper ble montert på noen av armeringsjernene for å måle tøyninger. For at strekklappene skulle feste seg ble armeringsstålet slipt og rensset med aceton. Deretter ble de limt fast. Det ble så satt inn en teipbit mellom den ubeskyttede strekklappledningen og

armeringsstålet. Dette for å hindre kontakt mellom dem. For beskyttelse mot betongen ble strekkklappene dekket med en vanntett isolasjonsteip.



Figur 4.27: Ferdigstillelse av armering for bjelker



Figur 4.28: Klargjøring av armering for bjelke 1

4.3.2.3 Produksjon og etterarbeid

Lettbetongen ble produsert på Norbetongs fabrikk i Heimdal, Trøndelag. Stalite ble bestilt utenom og ankom laboratoriet på NTNU den 29.03.17 i poser på 900 kg. Størrelsen på tilslagskornene var 12,7 mm og de var forhåndsfuktet. Den 31.03.17 ble det laget en prøvemiks av betongen. Fremgangsmåten var som følger;

- Først ble sand, silika og sement blandet i en mikser i 1 minutt.
- Så ble vann og superplastiserende tilsatt. Mikseren holdt på i 2 minutter før den ble skrudd av i 2 minutter.

- Etter det ble maskinen skrudd på igjen i to minutter mens Stalite ble tilsatt.

Betongen viste seg å være for våt med et slumpmål på 25 cm. Det ble bestemt å redusere mengden superplastiserende og mer silika. Prøvemiks nr. 2 hadde samme fremgangsmåte for blanding, men ulik resept. Betongen ble mindre våt og mer homogen. Slump testen ga et mål på 23 cm. Det ble bestemt å bruke siste resept videre.



Figur 4.29: Stalite ble tatt med til Norbetongs fabrikk

Den 04.04.17 kom betongbilen og hentet Staliten. Mikseren på lastebilen var spylt med vann innvendig før de helte oppi riktig mengde med Stalite. Kapasiteten var 12 tonn. Det tok 20 minutter å kjøre fra laboratoriet til fabrikk. Så fort den ankom, startet fabrikk produksjonen av mørtelen (alle delmaterialer utenom Stalite). Først ble de tørre materialene (sement, sand og silika) blandet sammen i 30 sekunder, før vann og superplastiserende ble tilsatt. Hele prosessen tok 180 sekunder. Mørtelen ble så mikset med Staliten i betongbilen på maksimal hastighet i 6 minutter (ca.1 minutt per 1 m³). På vei tilbake til laboratoriet kjørte mikseren på konstant hastighet. Det tok 20 minutter. Rett før støping ble mikseren satt opp til full hastighet igjen i 3 minutter. Støpingen gikk som planlagt.



Figur 4.30: Lettbetong helles i formene

Tester for slump, densitet og luftinnhold ble gjennomført:

- Densitet av fersk betong var 2013 kg/m^3
- Slumpen var 23 cm og diameter 48 cm
- Luftinnhold var 1,4 %



Figur 4.31: Slumphøyden lå på 23 cm

24 timer etter støping ble bjelkene avformet, spylt over med vann og dekt av våte striesekker og plast. Dette for å hindre uttørking som kunne gi riss og svinntøyninger. Bjelkene var lagret slik frem til et par dager før testing.



Figur 4.32: Bjelkene dekt av striesekker og pakket inn i plast

Prøvestykkene ble satt i et vannbad etter avforming av samme grunn som for bjelkene. De ble tatt ut etterhvert som tester av densitet, trykkfasthet og spaltestrekfasthet pågikk. Sylindrene måtte planslipes før testing.



Figur 4.33: Vannbad for prøvestykker

Den 11.05.17 startet testingen av bjelke 1 etter 42 dager med herding. Planen var å begynne tidligere, men på grunn av problemer med oppsett av rigg ble forsøket utsatt. Den siste bjelken ble testet den 02.06.17. Striesekkene og plasten ble tatt av bjelken et par dager før

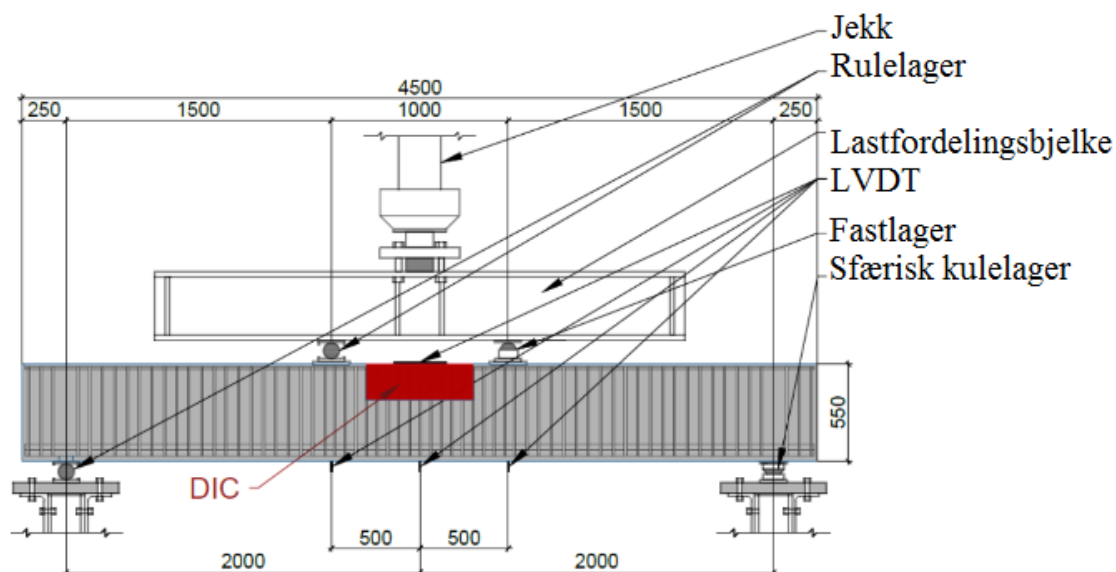
første testdag. De ble først malt hvite for å enklere observere riss. Så ble de induktive givene limt fast på bjelkene og DIC klargjort.



Figur 4.34: Bjelke 1 klargjort til testing

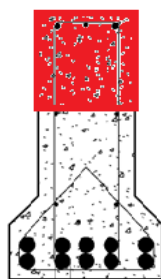
4.4 Testoppsett

Testriggeren het HOWDEN 1000 og var satt opp som vist på figur 4.35. Målet var å ha et fritt opplagt system for fri horisontal bevegelse. Begge opplagrene og lastpåføringen hadde rullelager. Den ene siden av betongbjelken var satt på et sfærisk kulelager slik at en kunne slippe torsjonskrefter. Lasten fra jekken ble overført gjennom en stiv fordelingsbjelke over til to punkt på betongbjelkene. For å beskytte betongen under lastpunktene ble trefiberplater lagt inn. Dette også for å sikre en jevn overføring av last, da betongoverflaten var grov. En annen fordel var at nedbøyningen til bjelken ikke ble lik lengdeendringen av jekken.

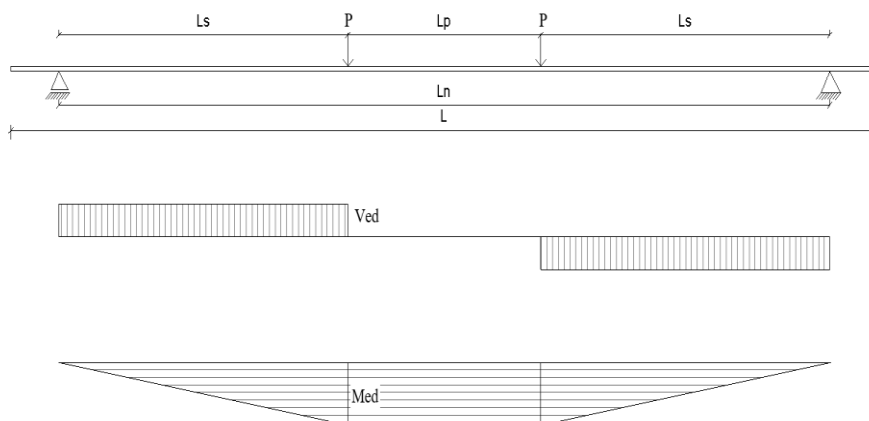


Figur 4.35: Testoppsett

Testoppsettet skulle ligne en 4-punkts lastsituasjon der lasten fra jekken gir to punkt mens opplagene gir de to andre (se figur 4.37). Dette ga en skjærsone mellom opplager og last på hver side, og en momentsone mellom lasten. Systemet var statisk bestemt. Området som var av interesse er markert i rødt.



Figur 4.36: Observasjonsområde



Figur 4.37: 4- punkts lastsituasjon

Jekken hadde maksimum kapasitet på 2200 kN og lasten ble påført ved konstant nedbøyning på 1,2 mm/min i flere lasttrinn. Etter at deformasjonen var nådd ble jekken låst i samme posisjon i 3 minutter. Det ga muligheten til å markere riss, inspisere og dokumentere bjelkene underveis. På grunn av relaksasjon i betongen ble kraften fra jekken litt redusert etter hvert lasttrinn. Lasttrinnene er vist i tabellen under.

Lasttrinn	kN	Lasttrinn	kN
1	100	9	1350
2	200	10	1400
3	300	11	1450
4	500	12	1500
5	700	13	1550
6	900	14	1600
7	1100	15	1650
8	1300	16	1700

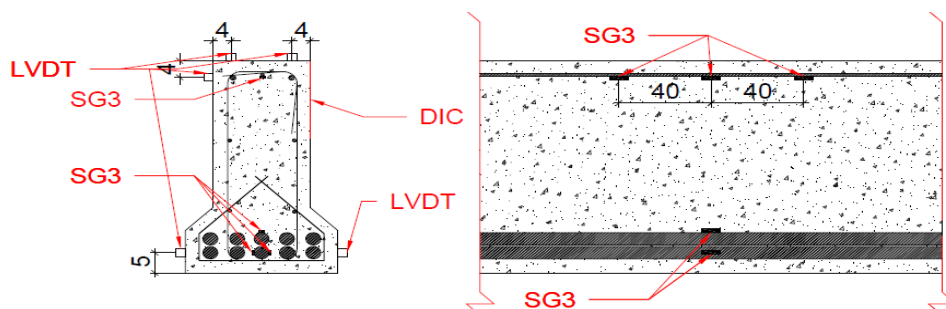
Tabell 4.3: 16 lasttrinn



Figur 4.38: Testoppsettet var likt for alle bjelkene

4.4.1 Testinstrumenter

For å kunne måle deformasjoner, tøyninger og spenninger ble det nødvendig å feste strekkklapper på armeringen og induktive givere (LVDT) på betongen. Det ble også brukt DIC for å analysere betongen. Figuren under viser hvilke og hvor instrumentene er plassert.

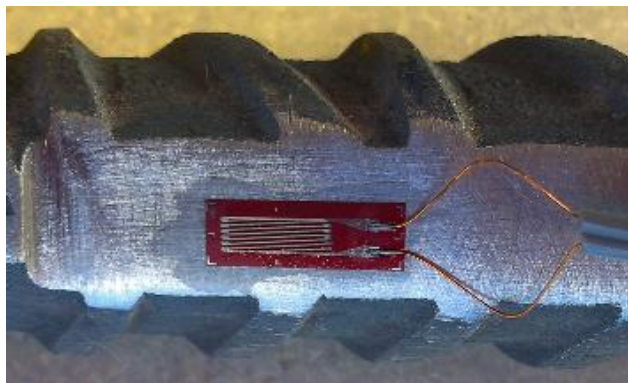


Figur 4.29: Plassering av testinstrumenter

4.4.1.1 Strekkklapp

Strekkklapper (Strain gauges, SG, på engelsk) er et målelement som baseres på at resistansen for et ledende materiale forandrer seg ved forlengelse [17]. I dette forsøket er motstandstråden festet til armeringen, og lengdeendringen vil være som underlaget. Strekkklapper kan brukes til

registrering av hurtige bevegelser da den har en liten mekanisk treghet. Strekkklappen heter FLA-6-11-5L. Lengden på strekkklappen er 6mm, tøyingsfaktoren er $2,12 \pm 1 \%$ og tøyingsresistansen er $119,5 \pm 0.5 \text{ Ohm}$. Det er 6 strekkklapper i hver bjelke, 3 er festet til det midtre armeringsstålet med 40 cm avstand mellom dem, 2 er festet til sidene på det nedre midtre strekkstålet og den siste på toppen av det øvre midtre strekkstålet. Alle strekkklappene er plassert sentrisk på bjelken.



Figur 4.40: Strekkklapp på lengdearmering

4.4.1.2 LVDT

For å måle deformasjon av bjelkene ble LVDT-er (Linear Variable Differential Transformer) anvendt. De induktive givene er en type elektriske transformatorer som måler lineær forskyvning ved at bevegelser trigger en stålpinne som ligger i et magnetfelt inni en sylinder [18]. Dette blir så registrert av en HBM Spider8 som igjen er koblet til en bærbar PC med programvaren CatmanAP V3.2.2. Målingene blir lagret i en .text fil. LVDT-ene er satt sammen av flere komponenter for å få ønsket lengde. I forsøket var lengden 200 mm. De ble limt fast til betongen. Hver bjelke hadde 5 LVDT-er og alle var festet i midtsnittet. 2 av dem var satt ved strekkarmeringen på hver side, 1 på siden av trykkarmeringen og 2 på toppen av bjelken.



Figur 4.31: Oppsett av LVDT på betongbjelke

4.4.1.3 DIC

DIC (Digital Image Correlation) er en optisk teknikk for å måle tøyninger og forskyvning [19]. Den sammenligner serier av gråtonebilder i ulike stadier av deformasjon, piksler og bevegelse i området av interesse og kalkulerer forskyvning og tøyning ved bruk av korrelasjons logaritme. DIC besto av flere kameraer, et observasjonsobjekt og et PC program.

DIC har vært lite brukt som et testinstrument for målinger av tøyninger i betong ved NTNU. Det ble av den grunn gjennomført en test for sammenligning av strekkklapp og DIC. To prismer med dimensjon 100 mm x 100 mm x 300 mm ble utgangspunktet for testen. De skulle gå til trykkbrudd. Lasthastigheten var 0,8 MPa/s. Høyre siden ble malt hvit og prikk sprayet med svart. Dette for at kameraet skulle identifisere bevegelser. På den venstre siden av prismet ble 1 strekkklapp festet.



Figur 4.42: Trykktest av prisme med strekkklapp og DIC

For prisme 1 kom trykkbruddet etter 72 sekunder med en last på 627 kN. DIC ga maksimale tøyninger på $2,474 * 10^{-3}$ mm/mm og strekkklappen viste $2,876 * 10^{-3}$ mm/mm.

Tid [s]	DIC [mm/mm]	Strekkklapp [mm/mm]
0	$2,832 * 10^{-5}$	0,00004392
20	0,00052464	0,00071832
40	0,00113904	0,00142056
72	0,00247392	0,00287616

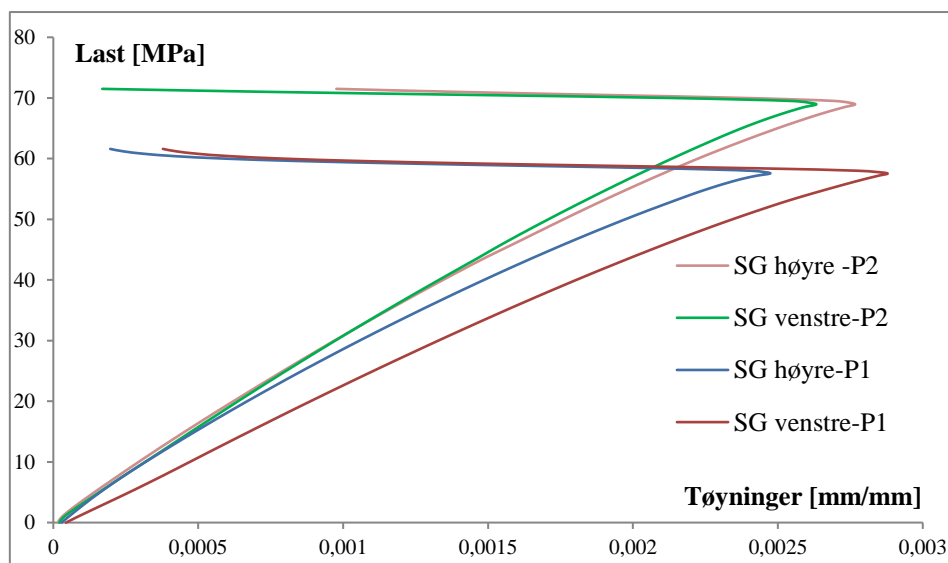
Tabell 4.4: Tøyninger i prisme 1

Prisme 2 gikk til brudd etter 69 sekunder med en last på 604 kN. Ved maksimale tøyninger viste strekkklappen $2,632 * 10^{-3}$ og DIC viste $2,766 * 10^{-3}$.

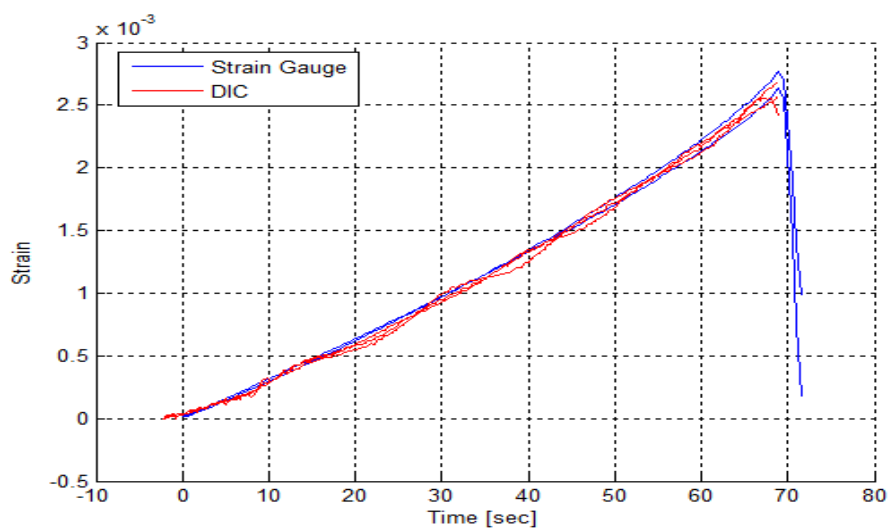
Tid [s]	DIC [mm/mm]	Strekkklapp [mm/mm]
0	$1,61538 * 10^{-5}$	$2,07692 * 10^{-5}$
20	0,000621231	0,000637154
40	0,001344462	0,001330385
69	0,002766	0,002631923

Tabell 4.5: Tøyninger i prisme 2

Resultatene fremstiller en god overensstemmelse mellom testinstrumentene og gir et godt grunnlag for bruk av DIC videre for bjelkene. Hovedgrunnen til at DIC er foretrukket over strekkklapper er at man kan observere større områder og bruke mindre tid på å sette opp måleinstrumentene. Figurene under sammenligner resultatene for last-tøyninger og tøyninger-tid.



Figur 4.43: Sammenligning av strekkklapp og DIC, prisme 1 og 2



Figur 4.44: Sammenligning av strekkklapp og DIC

Før testen av bjelkene startet ble betongoverflaten markert med punkt slik at kameraet kunne fange og spore opp bevegelser. Det ble brukt 2 kameraer og en 3D analyse. Bildene ble overført til PC-en og prosessert av korrelasjons logaritme. Se kapittel 6.9 for resultater.

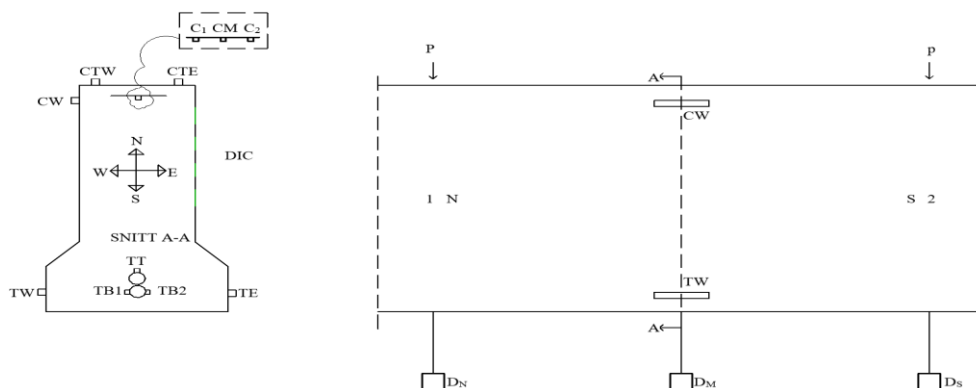


Figur 4.45: Oppsett av DIC med to kameraer (3D)

4.4.1.4 Navn og plassering av testinstrumenter

I figur 4.46 og tabell 4.6 er plasseringen av alle måleinstrumenter vist og beskrevet.

Retningene er beskrevet i forhold til nord, sør, øst og vest og alle forkortelsene er på engelsk.



Figur 4.46: Plassering av testinstrumenter

Testinstrumenter	Forkortelse	Engelsk	Norsk
LVDT	TW	Tension West	Strekk Vest
	TE	Tension East	Strekk Øst
	CW	Compression West	Trykk Vest
	CTW	Compression Top West	Trykk Topp Vest
	CTE	Compression Top East	Trykk Topp Øst
	DN	Deflection North	Nedbøyning Nord
	DS	Deflection South	Nedbøyning Sør
	DM	Deflection Middle	Nedbøyning Midt
SG	TT	Tension Top	Strekk Topp
	TB1	Tension Bottom 1	Strekk Bunn 1
	TB2	Tension Bottom 2	Strekk Bunn 2
	C _M	Compression Middle	Trykk Midt
	C ₁	Compression 1	Trykk 1
	C ₂	Compression 2	Trykk 2

Tabell 4.6: Navn på testinstrumentene

5 Resultat - Småskala

Dette kapitlet tar for seg resultater fra testing av prøvestykker. Alle prøvestykkene er støpt samtidig og av samme betongblanding. Dette ble gjort for å få representative resultater og reelle materialparametere. Det ble testet totalt 24 terninger nummerert fra 1 til 24 og 12 sylindere nummerert fra 1 til 12. Hensikten med testene var å bestemme trykkfasthet, spaltestrekkfasthet og densitet. De er utført i henhold til NS-EN 12390, del 3, 6 og 7. Tabellen under presenterer sentrale materialparametere.

Materialparametere	Symbol	Midlere verdi
Trykkfasthet, terning etter 7 døgn [MPa]	f_{lcm7}	67,7
Trykkfasthet, terning etter 28 døgn [MPa]	f_{lcm}	74,2
Trykkfasthet, sylinder etter 28 døgn [MPa]	f_{lcm}	65
Spaltestrekkfasthet, sylinder etter 28 døgn [MPa]	f_{lctm}	4,03
Mettet densitet, Terning [kg/m ³]	ρ_{lcs}	2026
Mettet densitet, sylinder [kg/m ³]	ρ_{lcs}	2006
Ovnstørr densitet [kg/m ³]	ρ_{lc0}	1834
E-modul* [MPa]	E^*_{lcm}	24175

Tabell 5.1: Materialparametere

* Hentet fra tidligere forsøk [22]

Testresultatene er vurdert og betraktet som tilfredsstillende, da de gjennomsnittlige trykkfasthetene etter 7 og 28 herdingsdøgn er tilnærmet de i Eurokode 2, kapittel 11, tabell 11.3.1.

5.1 Trykkfasthet

Betongkvaliteten vurderes etter trykkfastheten, f_{lcm} , ved 7 og 28 døgn med herding. Testen ble utført på både terninger og sylindere. For å følge utviklingen av trykkfasthet gjennom herdingsprosessen ble prøvestykkene testet i ulike tidspunkt. Trykkfastheten ble bestemt etter ligningen under, der F_t (N) er trykkraft og A_c (mm²) er arealet av lastoverflaten.

$$f_{lc} = \frac{F_t}{A_c}$$

5.1.1 Terning

Trykktesten ble gjennomført 7 ganger på totalt 21 terninger, hvor første gang fant sted etter 7 herdingsdøgn og siste etter 59 døgn. Testene er utført slik beskrevet i kapittel 4.1. Alle terningene hadde en akseptabel testoverfalte. Tabell 5.2 gir en oversikt over trykkfasthet etter gitt antall herdingsdøgn.

Terning	Antall herdingsdøgn	Trykkfasthet [MPa]	Terning	Antall herdingsdøgn	Trykkfasthet [MPa]
1	7	56,2	18	44	77,0
2	7	57,3	15	49	78,0
3	7	56,5	16	49	79,1
7	28	72,9	21	49	77,8
9	28	76,2	4	55	80,7
20	28	73,5	8	55	81,7
12	38	74,4	17	55	57,8
14	38	74,6	10	59	80,0
19	38	77,1	11	59	77,7
5	44	76,3	13	59	75,3
6	44	77,9			

Tabell 5.2: Trykkfasthet, terning

Gjennomsnittlig verdi av trykkfasteten etter 7 døgn, f_{lc7} , ble 67,7 MPa, mens etter 28 døgn, f_{lc28} ble den lik 74,2 MPa. Testmaskinen er tilpasset og oppstilt slik at den påfører en jevnt fordelt areallast på prøvestykkene. Testen avsluttet da bruddformen oppsto.

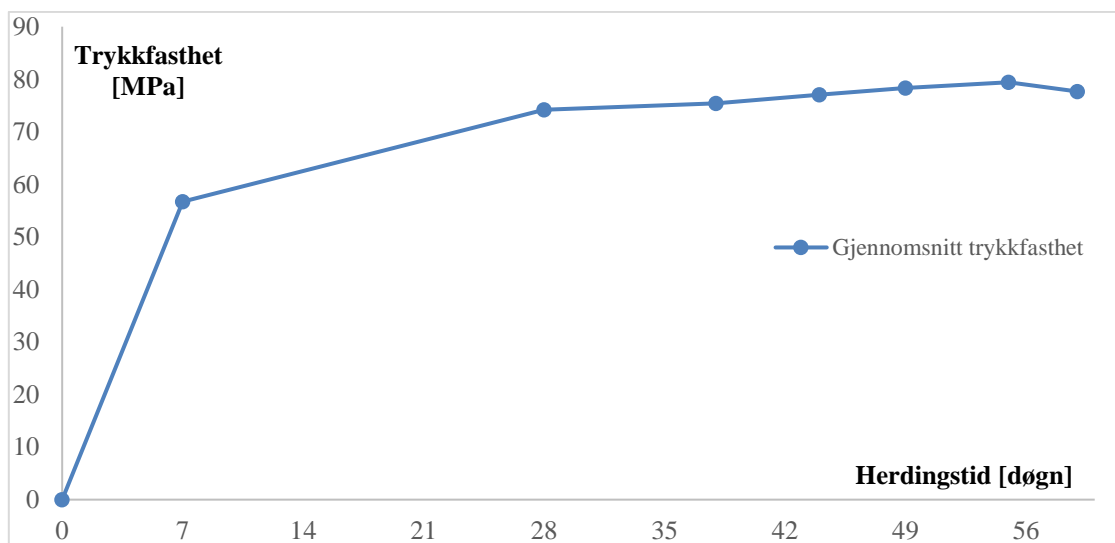
Høyest målte trykkfasthet var 81,7 MPa etter 55 døgn med herding. Etter 28 døgn hadde betongen oppnådd 92 % av den maks målte trykkfastheten etter 55 døgn. Trykkfastheten begynte å stagnere etter 55 døgn og ble gradvis redusert etter dette.

Figur 5.1 viser dannet bruddform til kubene som ble testet etter 55 herdingsdøgn.



Figur 5.1: Terning før og etter trykktest

Grafen i figur 5.2 viser utviklingen av trykkfastheten i løpet av 59 herdingsdøgn.



Figur 5.2: Utvikling av trykkfasthet, terning

5.1.2 Sylindere

Totalt ble 4 sylindere testet etter 28 herdingsdøgn. Testene er gjennomført slik som beskrevet i kapittel 4.1. Alle sylindrene hadde en akseptabel testoverflate. Tabellen under fremstiller trykkfastheten over gitt herdingsdøgn.

Sylinder	Antall herdingsdøgn	Trykkfasthet [MPa]
4	28	64,7
5	28	66,7
6	28	63,9
8	28	65,2

Tabell 5.3: Trykkfasthet etter 28 døgn, sylindere

Gjennomsnittlig trykkfasthet, f_{icm} , etter 28 herdingsdøgn var 65 MPa. Bruddformene kom i form av små knusning forskjellige steder på overflaten. Det ble ikke oppdaget avskalling på testoverflaten.



Figur 5.3: Bruddform etter trykktest av sylindere

5.2 Spaltestrekkfasthet

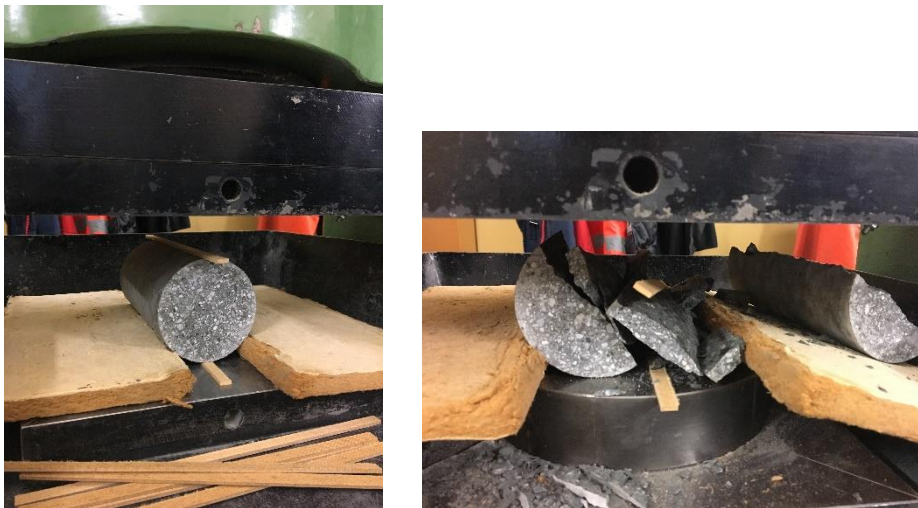
Totalt ble 4 sylindere testet for spaltestrekkfasthet. Testene er gjennomført etter 28 døgn med herding. Tabellen under gir en oversikt over testresultatene.

Sylinder	Spaltestrekkfasthet [MPa]
7	4,00
10	4,18
11	3,96
12	3,96

Tabell 5.4: Spaltestrekkfasthet, sylinder

Midlere spaltestrekkfasthet etter 28 døgn med herding ble beregnet til 4,03 MPa. Alle prøvene fikk bruddet langs lengden og bruddformen ble anset som tilfredsstillende.

Tabell 11.3.1 i Eurokode 2 viser hvordan strekkfastheten av lettbetong regnes ut. Teoretisk strekkfasthet $f_{lctm} = f_{ctm} * \eta_1 = 4,14$ MPa. Dette samsvarer godt med test.



Figur 5.4: Spaltestrekktest av sylindere

5.3 Densitet

5.3.1 Mettet densitet

Den mettede densitet regnes ut etter vekt i luft og i vann for både terninger og sylindre. Det ga muligheten til å kunne sammenligne resultatene. Totalt ble 24 terninger og 12 sylindre testet. Gjennomsnittlig verdi for terninger og sylindre var henholdsvis 2029 kg/m³ og 2015 kg/m³. Se vedlegg B for flere verdier.

Tid [døgn]	1	7	28
Terning [kg/m ³]	2026,1 (24 stk)	2031,7 (24 stk)	-
Sylinder [kg/m ³]	2006,2 (12 stk)	-	2024,1(8 stk)

Tabell 5.5: Mettet densitet etter gitt tid

5.3.2 Ovnstørr densitet

Det var kun sylindre som ble brukt til å finne den ovnstørre densitet. 8 halve sylindre ble testet over en periode på 168 timer. De tre første døgnene ble vekten målt etter 24 timer, så etter 72 og siste måling etter 24 timer. Det tok 188 timer før massen ble redusert med mindre enn 0,2 %. Den ovnstørre densitet ble 1834 kg/m³.

Tid [timer]	0	24	48	72	144	168	188
Sylindre [kg/m ³]	2009,2	1920,2	1886,8	1867,7	1839,9	1836,5	1834,2

Tabell 5.6 Ovnstørr densitet over gitt tid (gjennomsnittlige verdier)

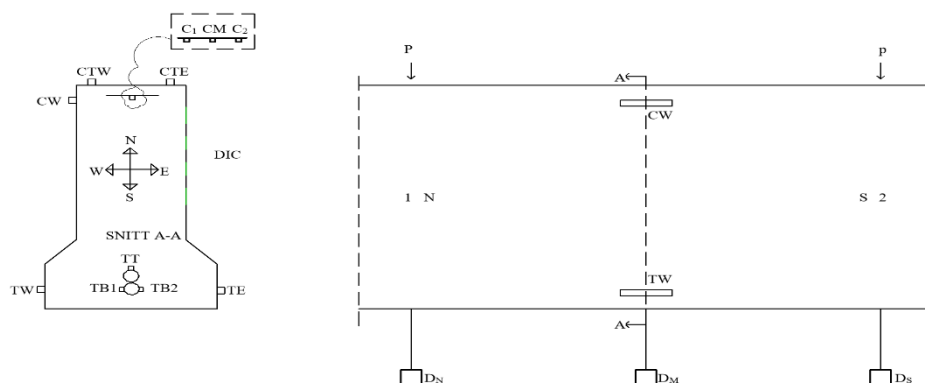
6 Resultat - Fullskala

Testingen av bjelkene var planlagt å starte den 11.05.17 og gå over 4 dager, men på grunn av komplikasjoner med bjelke 1 ble hele opplegget utsatt i 12 dager. Første testdag ble bjelke 1 analysert, så bjelke 2 og 3 dagen derpå. 5 dager senere startet testingen av bjelke 4, 5 og 6 med en dag mellom hver bjelke. Den 02.06.17 var det bjelke 7 sin tur.

Gruppe	Bjelke	Identifikasjon	Bøylediameter [mm]	Senteravstand [mm]	Lengdearming [mm]	Trykkarming [mm]	Overdekning [mm]
1	1	LWA65-20-0	12	0	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	2	LWA65-20-200	12	200	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	3	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	4	LWA65-20-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
2	5	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
	6	LWA65-40-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
3	7	LWA65-40-200	12	200	10Ø32	2Ø12+1Ø8+1Ø25	40

Tabell 6.1: Parametere for bjelkene

Plastikk og striesekker ble tatt av alle bjelkene på samme tid. De ble nummerert fra 1 - 7 og malt hvite. Testinstrumentene fikk også sin egen identifikasjon. Retningene er beskrevet i forhold til nord, sør, øst og vest, samt nummerering 1 og 2. Se figur 6.1.



Figur 6.1: Plassering av testinstrumenter

Riggoppsettet var lik for alle bjelkene utenom første test av bjelke 1. Belastningshastigheten var 1,2 mm/min (1,0 mm/min for bjelke 1, test 1) med 3 minutter pause mellom lasttrinnene. Pausene ble brukt til å markere rissdannelser på bjelkene og til dokumentasjon i form av bilder. Ujevnheter i den skrå delen av betongbjelken gjorde det til dels vanskelig å se riss. Lasten fra jekken ble holdt konstant under pausene. Dette førte til en liten lastreduksjon på grunn av relaksasjon i betongen. Det kan observeres på grafene presentert under. Strekkklappene registrerer tøyninger (i armeringen) på en lavere skala enn LVDT-ene (i betongen). Det vil derfor være konstante tøyninger for de induktive givene i starten av testen. I beskrivelsene av rissdannelser, maksimum last og bruddlast vil «Topp 1» og «Topp 2» bli brukt. «Topp 1» betyr avskaling av overdekning på toppen av bjelken og vil vises som første topp i nedbøyningsgrafene. De induktive givene slutter i da å registrere tøyninger. «Topp 2» brukes for avskaling på sidene i tverrgående retning og vil vises som andre topp i nedbøyningsgrafene.

Tabellen under fremstiller sentrale verdier for bjelkene. Kraften registrert er total last fra jekken. Denne fordeles likt over to punktlaster. Beregningene er basert på karakteristiske verdier. Sikkerhetsfaktorer og egenlast er utelatt i all kalkulering. I vedlegg A1 ligger informasjon om hver bjelke samt data om nedbøyning og tøyninger.

For hver bjelke blir målinger fra testinstrumenter presentert grafisk. Grafene vil illustrere kraft-nedbøyning, kraft-trykktøyninger, kraft-strekktøyninger og tøyingsfordeling over tverrsnittshøyden.

Bjelke	Første riss [kN]	Diagonal riss [kN]	Topp 1		Topp 2		P ₁ /P ₂	δ ₁ /δ ₂	Bruddlast P _b [kN]	Maks. last P _{max} [kN]	Kalkulert P _{max,k} [kN]	P _{max} /P _{max,k} [kN]
			Last P ₁ [kN]	Nedbøyning δ ₁ [mm]	Last P ₂ [kN]	Nedbøyning δ ₂ [mm]						
1	53	318	724	24,17	-	-	-	-	717	724	744	0,97
2	54	350	645	22,12	629	22,99	1,03	0,96	629	645	744	0,87
3	78	319	707	23,89	687	27,18	1,03	0,88	687	707	744	0,95
4	69	324	691	23,63	-	-	-	-	691	700	744	0,94
5	59	295	-	-	-	-	-	-	505	505	740	0,68
6	64	339	663	22,15	589	24,4	1,13	0,91	589	663	740	0,90
7	64	250	742	23,39	653	25,41	1,15	0,92	653	750	804	0,93

Tabell 6.2: Bruddlast og riss for hver bjelke

6.1 Bjelke 1 (LWAC 65 - 20 - 0)

Den 11.05.17 startet testing av bjelke 1 etter 42 dager med herding. Trykkfastheten var 75 MPa. Bjelke dimensjonene var slik ønsket og utseendemessig var den tilfredsstillende. Det var noen små hull langs den smale delen av bjelken, men ingen store nok til å påvirke kapasiteten. Lasttrinnene ble fulgt som vist i tabell 4.3 med første lasttrinn på 100 kN. Maks last ble 1448 kN, 3 % under beregnet kapasitet. Bruddlasten var 1434 kN. Se vedlegg A1 for tabell over nedbøyning og tøyning for de forskjellige lasttrinnene.



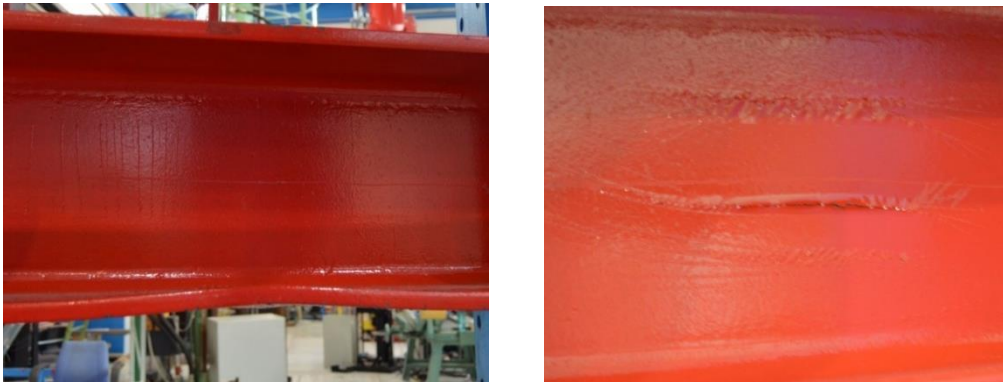
Figur 6.2: Ujevnheter på betongoverflaten, bjelke 1

Testoppsettet var som vist i figur 6.1. Lasten ble fordelt over en HEB 260 stålprofil med stivere. Denne ble støttet opp med en hul sylinderformet tube på den ene siden og en uten hulrom på den andre siden. Sylinderne ble brukt for å ha minst kontaktflate mellom den og stålbjelken. Det ble betraktet som en punktlast. Sylinderne satt på stålplater som igjen var plassert over trefiberplater.



Figur 6.3: Første testoppsett, bjelke 1

Under testing oppsto det komplikasjoner. Opplaget på venstre side under stålbjelken var ikke sentrert i forhold til lasten. Det ble oppdaget ved rundt 800 kN. Da hadde flensen på stålbjelken over opplaget deformert seg og testingen måtte stoppe umiddelbart. Feilen ble rettet opp i ved å bygge opp under stålfinsen (se figur 6.5). Testen startet på nytt etter 2 timer fra der den slapp etter første test på ca. 800 kN. Ved 1280 kN måtte testen stoppes på nytt. Da tålte ikke stålbjelken og opplaget på venstre mer last (se figur 6.4). De var underdimensjonert.

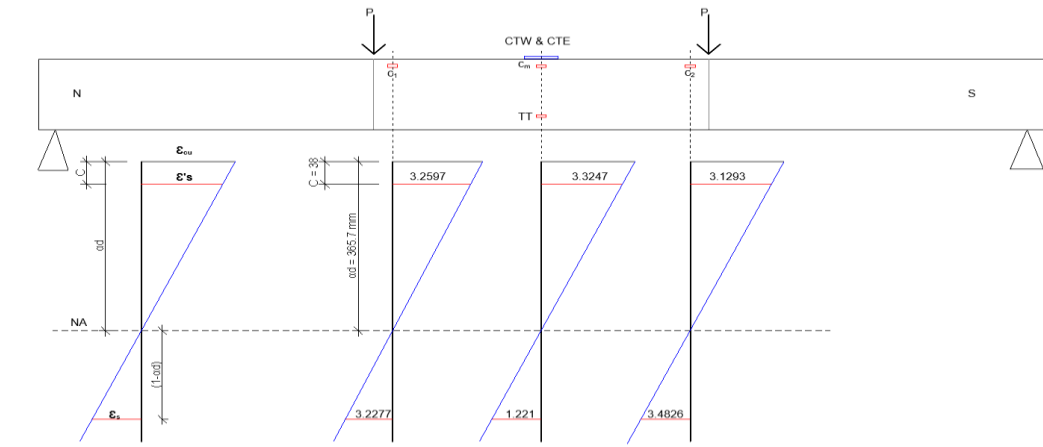


Figur 6.4: Flensen og steget på stålbjelken er deformert



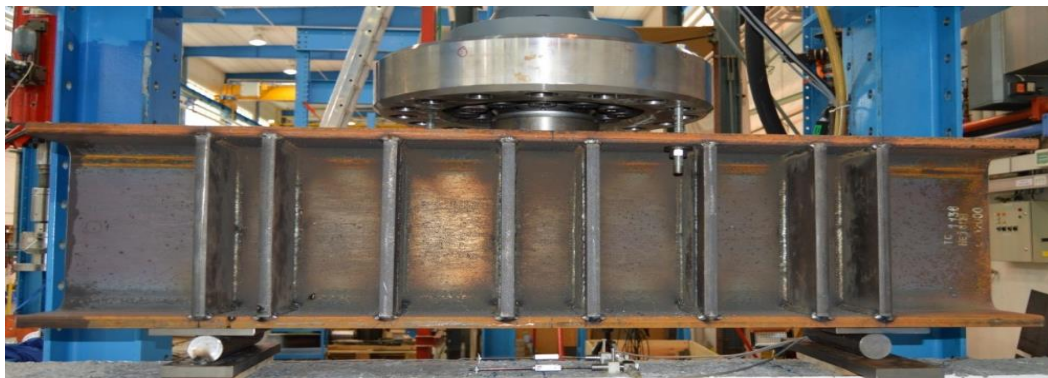
Figur 6.5: Store deformasjoner i opplager på venstre side

Den ujevne lastfordelingen førte til at stålbjelken ble vridd mot høyre og betongbjelken mot venstre.. I figur 6.6 er tøyningene under hver punktlast og i midtsnitt presentert for test 1. I teorien skal tøyningene være konstante i momentsonen, men som følge av vridningen er disse forskjellige.



Figur 6.6: Tøyningsfordeling over tverrsnittet for test 1 ved 1280 kN, bjelke 1

Problemene førte til at testing ble utsatt i 12 dager. Det måtte bestilles ny stålbejelke (HEB 360) og sveises på flere stivere enn opprinnelig (8 på hver side). Opplagrene ble også modifisert (se figur 6.7). Lasthastigheten økte til 1,2 mm/min. Det var ingen pauser før 1300 kN, derav ingen hakk i grafene for test 2. Siste testing gikk som planlagt.

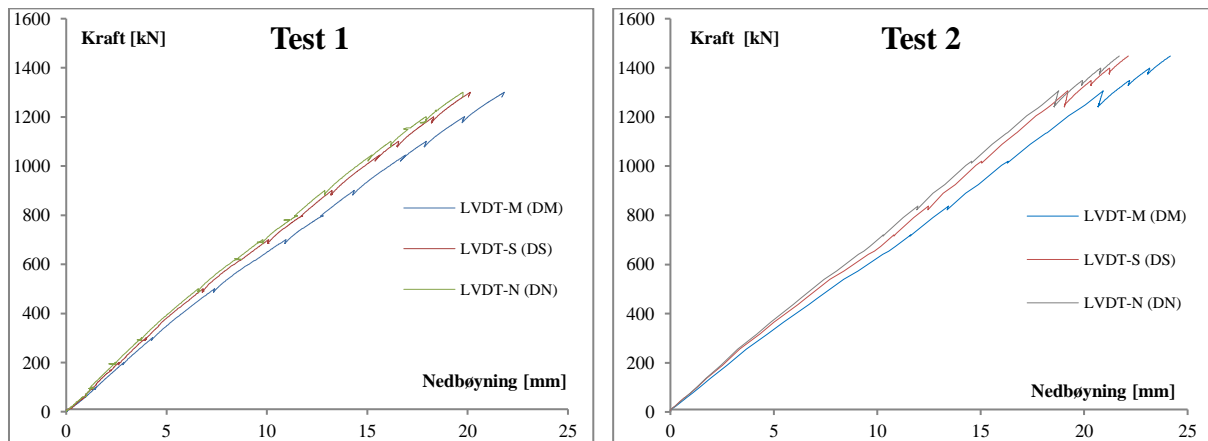


Figur 6.7: Nytt testoppsett, test 2

Bjelken gikk til et eksplosivt brudd på 1434 kN i pausen mellom lasttrinn 11 og 12 (se figur 6.8). Bruddet oppsto i trykkdelen av momentsonen. I grafene under vil verdier fra begge testene bli presentert i to ulike figurer. Se vedlegg A1 for bilder av rissdannelse etter hvert lasttrinn.



Figur 6.8: Bjelke 1 gikk til brudd ved 1434 kN



Figur 6.9: Kraft - Nedbøyning test 1 og 2, bjelke 1

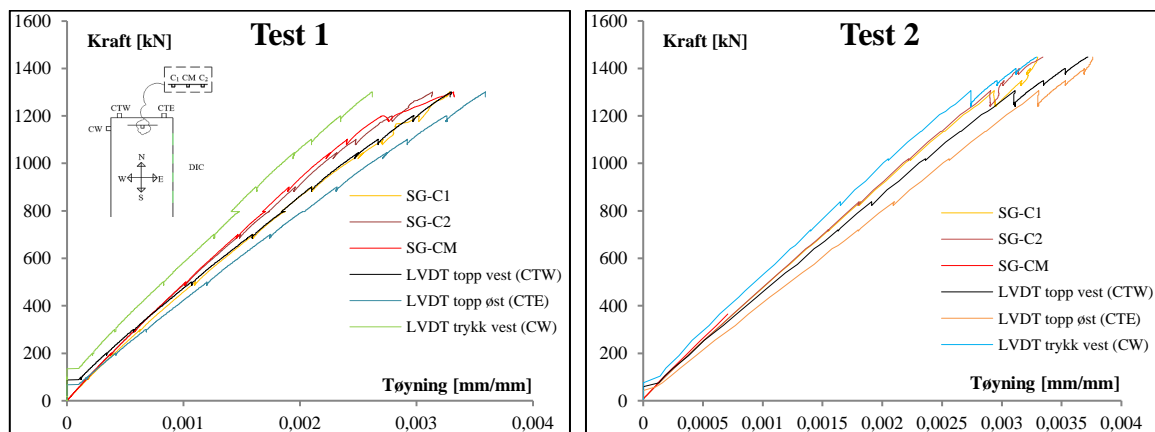
Bjelken ble belastet med en gradvis økende last fram til den gikk til brudd. I løpet av første lasttrinn (100 kN) ble det kun oppdaget avskalling av maling ved nedre kant av tverrsnittet. På 105 kN dukket første riss opp i underkant av bjelken.

Første bøyeriss oppsto ved ca. 156 kN i momentsonen. Den startet ved bunnen av tverrsnittet og beveget seg vertikalt og jevnt fordelt oppover. Det var ingen tegn til skjærriss. Første diagonalriss oppsto ved 635 kN i flensen i skjærsonen. Dette var i løpet av trinn 5.

Momentrissene fortsatte sin propagasjon vertikalt. Fra lastetrinn 6 og frem til lasttrinn 9 fortsatte de diagonale rissene sin ferd høyere opp i tverrsnittet, og flere momentriss dukket opp nærmere opplageret. Under lasttrinn 7 kom første diagonalriss rett over opplageret. Rissene fortsatte å utvikle seg fram til bjelken gikk til brudd ved totallast 1434 kN.

Nedbøyning i bjelken ble registrert ved bruk av induktive givere i 3 konkrete målepunkter. DM registrerte nedbøyningen i midten av bjelken, mens DS og DN registrerte nedbøyningen under punktlastene.

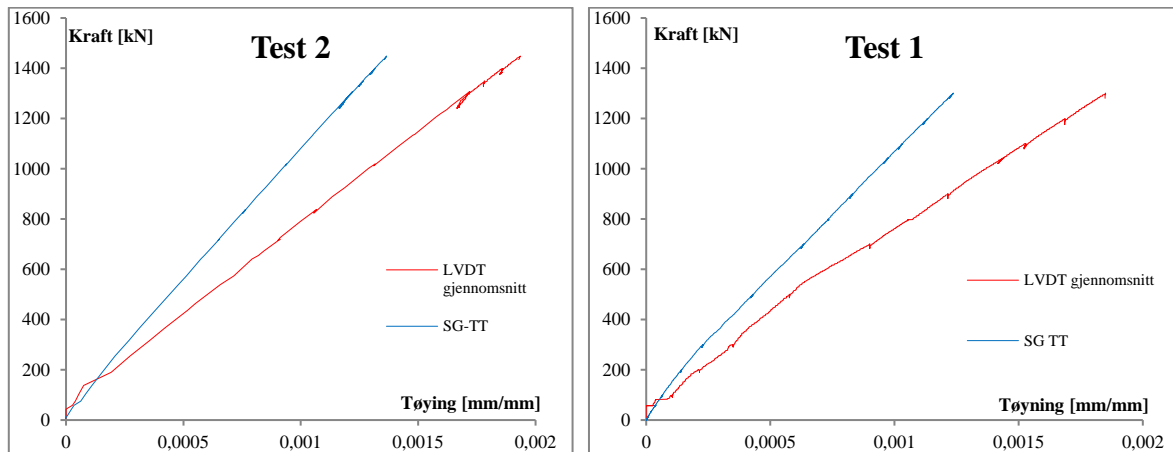
Grafene viser at bjelken oppførte seg lineært under belastning og det karakteriserer Stadium 1 og Stadium 2 i bruksgrensetilstand (SLS). DM målte størst nedbøyning i bjelken for både test 1 og 2. Det var forventet siden bjelken hadde størst krumning i midten av bjelken. DS og DN skulle i utgangspunktet ha registrert tilnærmet like verdier, men på grunn av at måleutstyrene ble satt på et ustabil underlag og skjev belastningen, målte de derfor ulike verdier under test 1. Ved test 2 ble instrumentene satt på et stabilt underlag, men de målte fortsatt ulike verdier. Grunnen til dette kan ha vært den permanente plastiske deformasjonen som bjelken fikk i løpet av test 1. Den største nedbøyningen før brudd var 24,2 mm i midtsnittet.



Figur 6.10: Trykktøyninger i betong og armering for test 1 og 2, bjelke 1

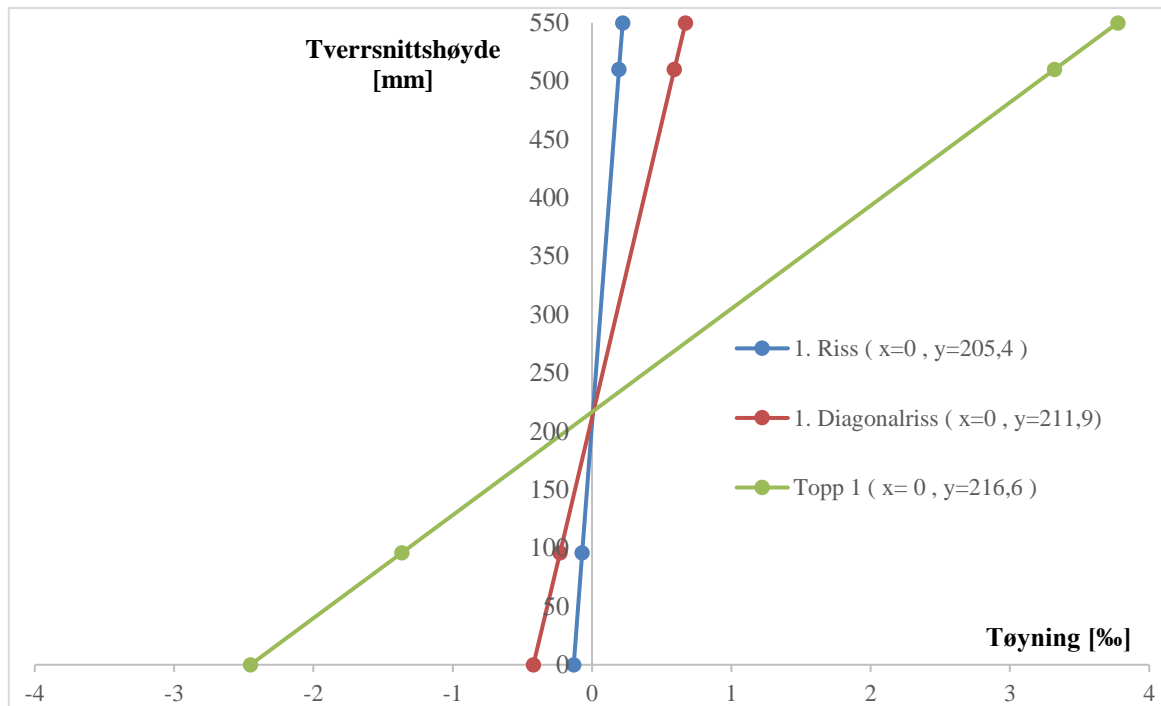
Figur 6.10 viser trykktøyninger i betong og armering for test 1 og 2. CTW og CTE er induktive givere montert på toppen av betongbjelken. Disse skal i utgangspunktet ha tilnærmet like verdier, men på grunn av vridning i tverrsnittet er tøyninger på østsiden større enn vestsiden. Dette skal egentlig kun gjelde for test 1, men som følge av små permanente deformasjoner etter første test ble målingene også ulike for test 2. CW skal ha de samme tøyningene som C1, C2 og CM, da disse var plassert 40 mm fra toppen av tverrsnittet. For test 1 sitt tilfelle er CW en del lavere enn strekkklappene, mens for test 2 samsvarer de ganske godt. De tre parallelle strekkklappene på trykkarmeringen skal registrere samme tøyninger grunnet konstant moment mellom punktlastene. For test 1 samsvarer C2 og CM godt, men C1 fanger opp høyere tøyninger på grunn av større last på nordsiden. For test 2 er C1 og C2 identiske

frem til 1300 kN hvor de spriker fra hverandre. CM er også ganske lik C1 og C2, men sluttet å fungere på rundt 370 kN.



Figur 6.11: Strekkføringer i betong og armering for test 1 og 2, bjelke 1

Figur 6.11 illustrerer strekkføringer i betong og armering. Det var 3 strekkklapper i strekkarmeringen, men TB1 og TB2 var defekte før start av bjelketest, derav kun en graf. For de induktive givene TW og TE ble en gjennomsnittlig verdi brukt. Dette for å analysere føringer i midtsnittet av bjelken der strekkarmeringen er plassert. LVDT-ene var festet parallelt med TB1 og TB2, mens TT lå rundt 48 mm lenger opp i tverrsnittet. Det ble derfor ikke hensiktsmessig å sammenligne grafene innad i hver test. De registrerte målingene av TT for test 1 og 2 ble tilnærmet lik, mens for LVDT-ene ble føringene lavere og mindre stabile i test 1. Med en flytespenning på 550 MPa og en E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved føringer over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av figur 6.11 flyter ikke armeringen.



Figur 6.12: Tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden for bjelke 1

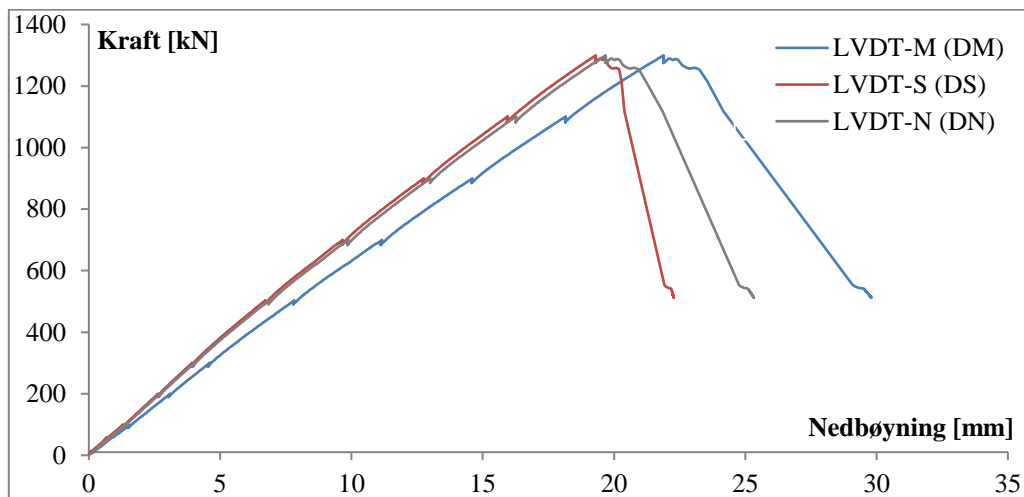
Figur 6.12 viser tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden ved første riss, første diagonalriss og ved bruddlast «Topp 1». Tøyninger i trykk- og strekkarmering ble brukt til å finne nøytralaksen i betongtverrsnittet. Verdier fra TT (plassert 96 mm fra bunnen av bjelken) og CM (plassert 40 mm fra toppen av bjelken) ble hentet ut. Tøyningene i ytterkantene ble funnet ved bruk av lineær interpolasjon. Av grafene ser man at trykksonehøyden er større enn halve tverrsnittshøyden. Det indikerer et overarmert tverrsnitt.

6.2 Bjelke 2 (LWAC 65 - 20 - 200)

Testingen av bjelke 2 startet den 24.05.17. Betongen hadde herdet i 52 dager og trykkfastheten var 77 MPa. Utseendemessig var bjelken akseptabel, noen små hull. Testoppsettet var identisk den for test 2 i bjelke 1. På grunn av sikkerhetsmessige årsaker ble ikke riss markert på bjelken etter 1100 kN. Lasttrinnene forble de samme med 3 minutter pause. Testen gikk uten problemer. Bjelken tålte en last på 1290 kN, 645 kN i hver punktlast. Bruddet skjedde på 1258 kN. Se vedlegg A1 for nedbøyning og tøyninger i de ulike lasttrinnene.



Figur 6.13: Trykkbrudd i momentsonen ved 1258 kN, bjelke 2

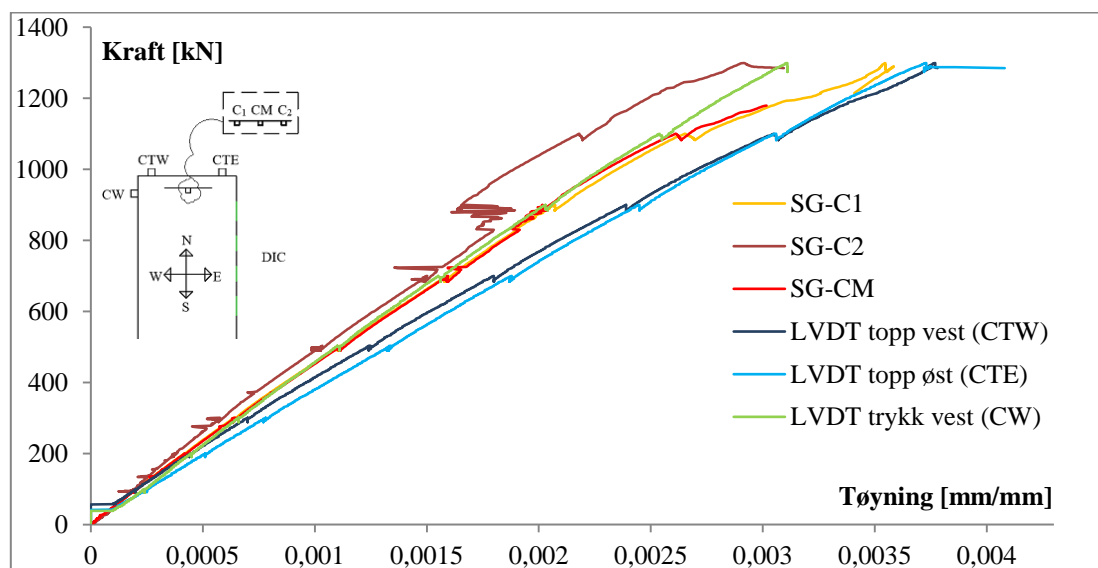


Figur 6.14: Kraft – Nedbøyning, bjelke 2

Grafene over viser utvikling av nedbøyning i underkant av bjelke 2. 3 induktive givere ble anvendt, hvor 1 var plassert under hver last og 1 i midtsnittet av bjelken. DS og DN skal ha analoge verdier, siden lasten var lik for begge punktlastene. Disse samsvarer godt. DM skal ha

større nedbøyning. Grafene oppfører seg lineært frem til maksimum last. Deretter går lasten litt ned for så å stige igjen. Dette ble kalt «Topp 1» og var da avskaling av overdekning oppsto. Før bjelken gikk til brudd steg lasten litt og dette kan ses på som «Topp 2», men det var ingen synlig avskaling fra sidene. Bruddet var ikke like eksplosivt som bjelke 1, som skyldes større omslutning som følge av flere og kortere avstand mellom bøyene. Det var mye avskalling i trykkdelen av momentsonen på nordsiden av bjelken (se figur 6.13). Det flate platået på grafene beskriver duktiliteten av betongen. Jo lengre platå jo mer duktil er betongen.

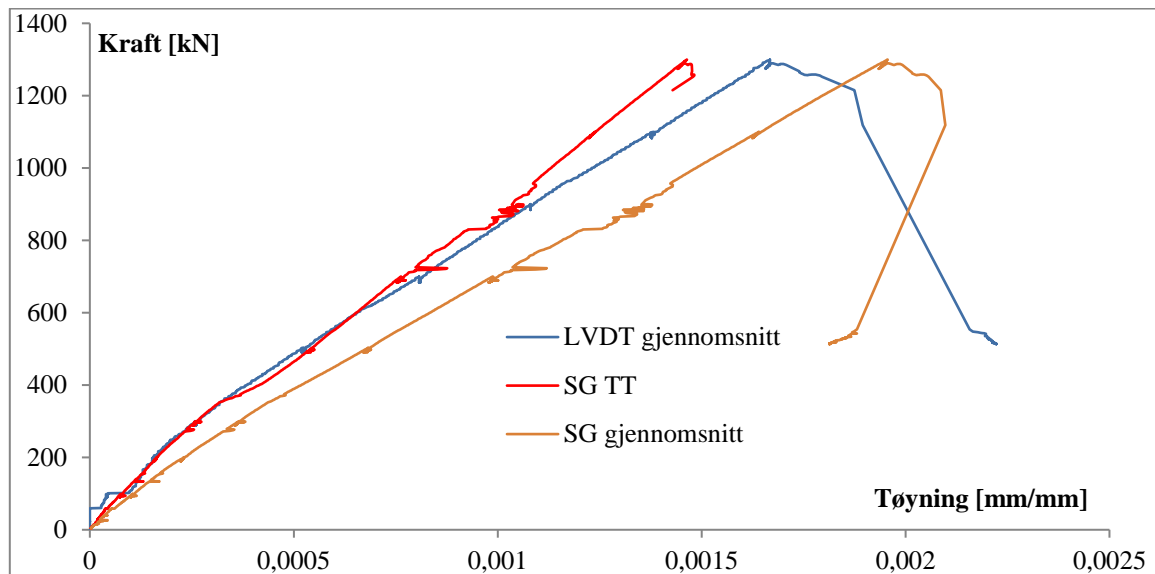
Rissdannelsene ble markert i løpet av lasttrinnpausene. På grunn av et tykt lag med maling ble det vanskelig å observere riss i tidligfasen av testingen. Første strekkrikk ble oppdaget på 217 kN i nedre del av tverrsnittet i momentsonen. Frem til lasten nådde 500 kN ble flere strekkrikk dannet og disse propagerte loddrett. I løpet av lasttrinn 5 (700 kN) kom de første diagonale rissene som propagerte skrått oppover bjelken. Da lasten var kommet til 1100 kN hadde skjærrissene utvidet og spred seg nærmere momentsonen og strekkrikkene fordoblet seg. Dette var siste lasttrinn med markering av riss.



Figur 6.15: Trykktøyninger i betong og armering, bjelke 2

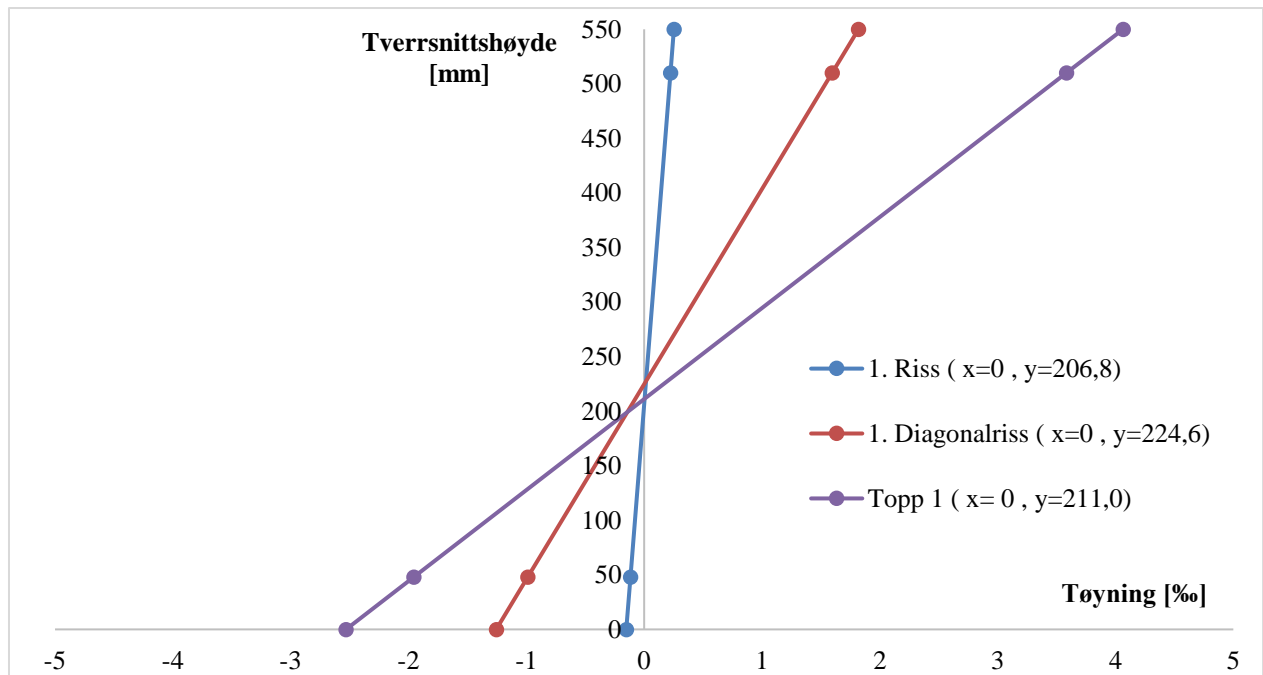
Trykktøyninger er vist i figuren over. Alle måleinstrumentene fungerte fra start, 3 induktive givere og 3 strekkklapper. CTW og CTE samsvarer godt som betyr at tøyningene var ganske like på toppen av betongtverrsnittet. C1, C2, CM og CW skal ha lignende tøyninger på grunn

av konstant moment og dette har C1, CM og CW. C2 var ganske lik de andre frem til ca. 900 kN hvor den plutselig registrerte lavere tøyninger. Strekkklappene fikk en tilbakegang i tøyninger under hver pause. Dette skyldes relaksasjonen. CTW og CTE målte større trykktøyninger enn C1, C2, CM og CW. I teorien er dette riktig da tøyningene blir større jo høyere opp i tverrsnittet man er. Forskjellen blir redusert når avstanden mellom bøyene blir mindre.



Figur 6.16: Strekk-tøyninger i betong og armering, bjelke 2

Strekk-tøyninger er illustrert i figuren over. Grafene er tilnærmet lineære frem til maksimum last hvor de daler nedover. TT sluttet å måle rett etter bruddet. Gjennomsnittlig verdi av TB1 og TB2 og TE og TW skal i teorien være like, men strekkklappene registrerer lavere tøyninger. Rett etter at pausene startet mellom lasttrinnene målte instrumentene en plutselig økning i strekk-tøyninger. For trykktøyningene var det en nedgang. Med flytespenning på 550 MPa og E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved tøyninger over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av grafene i figur 6.16 flyter ikke armeringen.



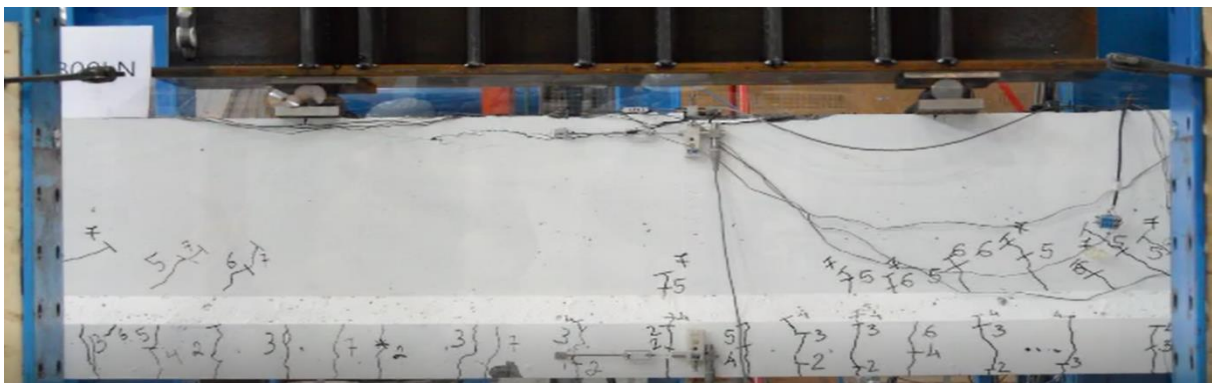
Figur 6.17: Tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden, bjelke 2

Figuren over viser tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden ved første riss, første diagonalriss, bruddlast «Topp 1» og ved makslast «Topp 2». Trykksonehøyden ble funnet ved å bruke gjennomsnittlige verdier av strekktøyningene TB1 og TB2 (plassert 48 mm fra bunnen av tverrsnittet) og trykktøyningene i CM (40 mm fra topp). Lineær interpolasjon ble anvendt for å finne tøyningen på toppen og i bunnen av tverrsnittet. Grafene viser at bjelken var overarmert.

6.3 Bjelke 3 (LWAC 65 - 20 - 60)

Testingen av bjelke 3 foregikk samme dag som bjelke 2, den 24.05.17. Bjelken hadde herdet i 52 dager og trykkfastheten var 77 MPa. Utseende på bjelken var tilfredsstillende.

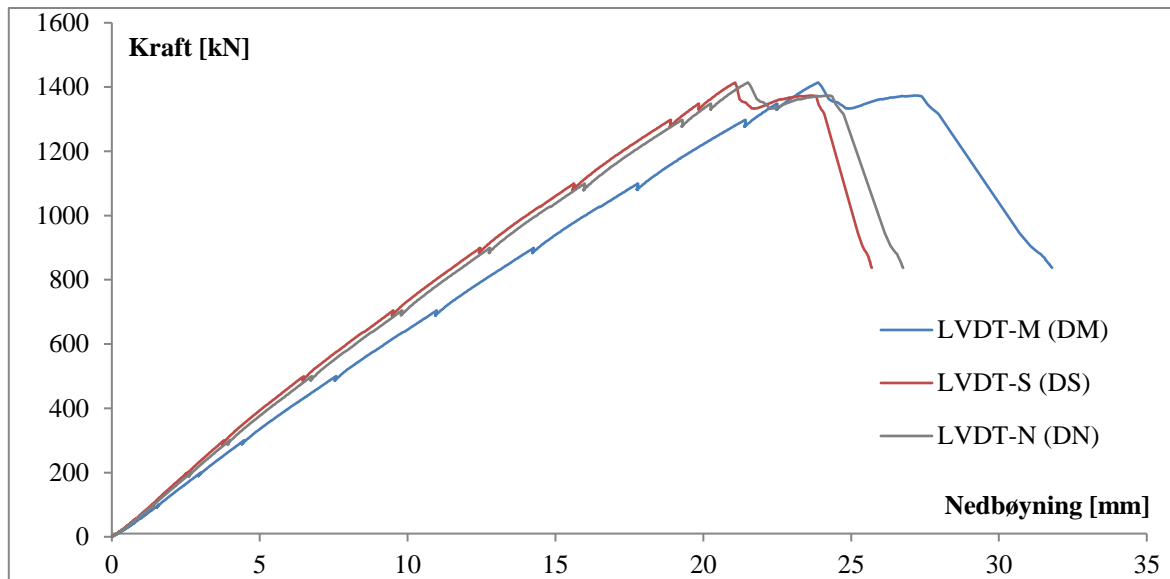
Testmetoden var tilsvarende den for bjelke 2. Maksimum last var 1414 kN, 707 kN i hver punktlast. Dette var 5 % under den kalkulererte kapasitet på 1488 kN. Bruddlasten ble 1374 kN. Se vedlegg A1 for informasjon og bilder av bjelke 3 samt data av nedbøyning og tøyninger for hvert lasttrinn.



Figur 6.18: Avskalling av overdekning ved 1414 kN, bjelke 3 «Topp 1»



Figur 6.19: Trykkbrudd i momentsonen ved 1374 kN, bjelke 3 «Topp 2»

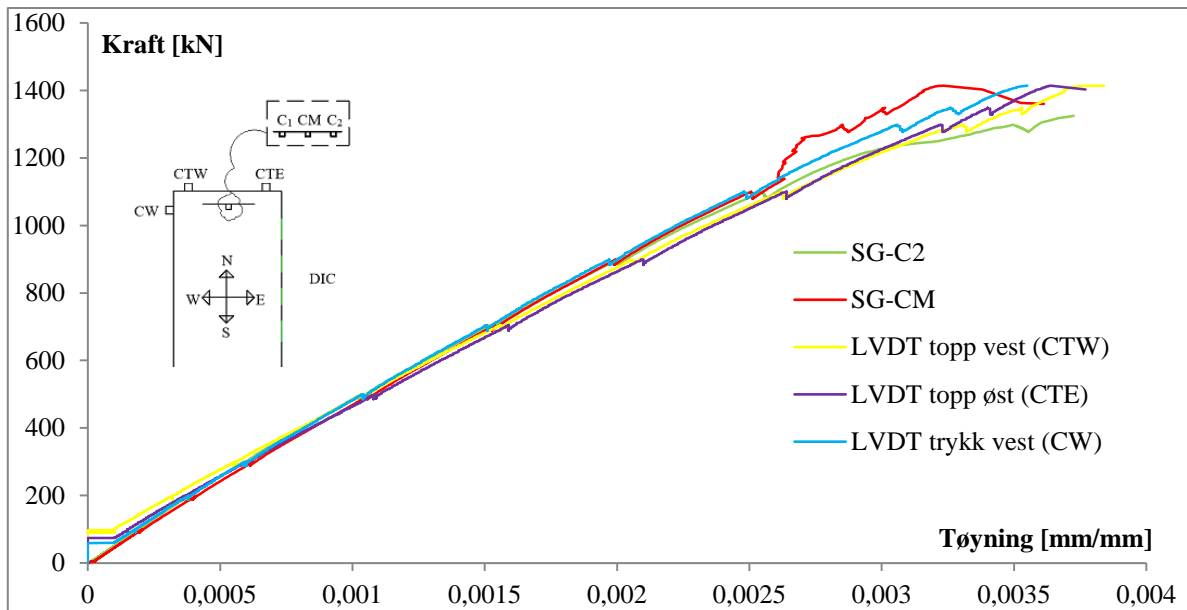


Figur 6.20: Kraft - Nedbøyning, bjelke 3

Bjelken ble belastet med en gradvis økende last frem til den gikk til brudd. Første bøyeriss oppsto i momentsonen på 156 kN. Den startet ved bunnen av tverrsnittet og beveget seg vertikalt oppover. Første diagonalriss oppsto ved 637 kN i flensen i skjærsonen. Dette var i løpet av trinn 5. Fra lastetrinn 6 og frem til lastrinn 9 fortsatte de diagonale rissene sin ferd høyere opp i tverrsnittet, og flere momentriss ble dannet nærmere opplageret. Momentrissene fortsatte sin propagasjon vertikalt oppover fram til bjelken gikk til brudd ved last 1374 kN.

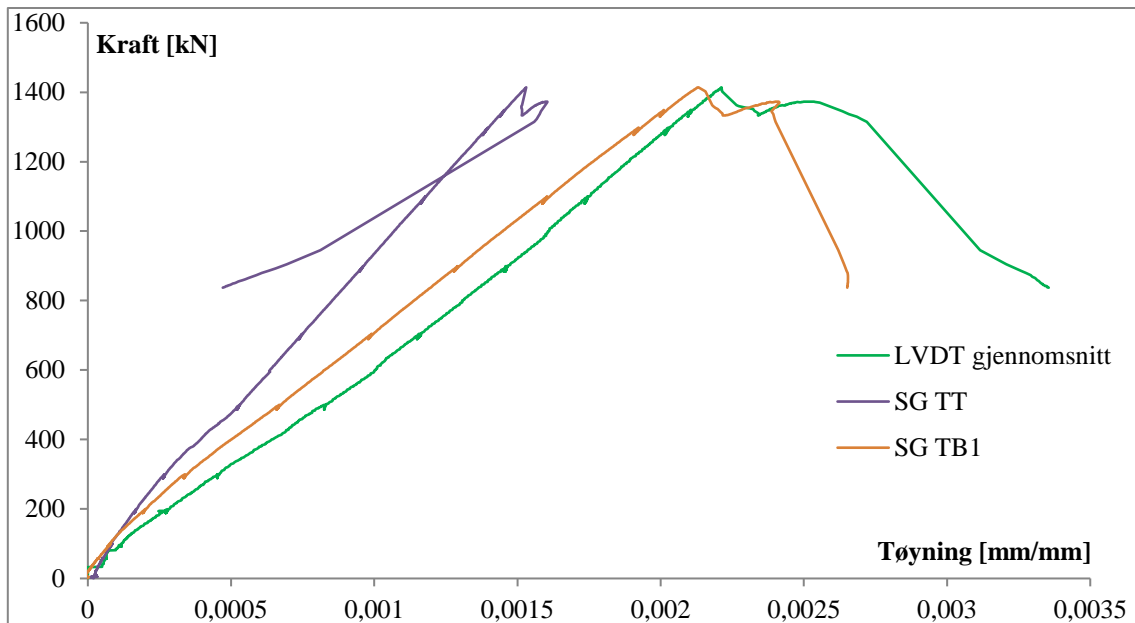
Nedbøyning av bjelken ble registrert ved bruk av LVDT i 3 ulike punkter i momentsonen, et målepunkt under hver punktlast og et i midten av bjelken. Grafen over viser hvordan nedbøyningen har utviklet seg under belastning. Av grafen ser man at DM målte størst nedbøyning på 23,89 mm ved maks last. DS og DN registrerte tilnærmet like verdier som indikerer en konstant momentsone.

Maksimal last påført bjelken var 1414 kN. Det var da første avskaling begynte. Lasten gikk deretter litt ned og så steg den igjen til «Topp 2» hvor bruddet kom (se figur 6.20). Bruddet var mindre eksplosivt enn for bjelke 2. Dette skyldes kortere avstand mellom bøyene (60 mm). Plataet etter maksimal last forteller noe om duktiliteten til betongen og som observert av grafene var bjelke 3 meget duktil.



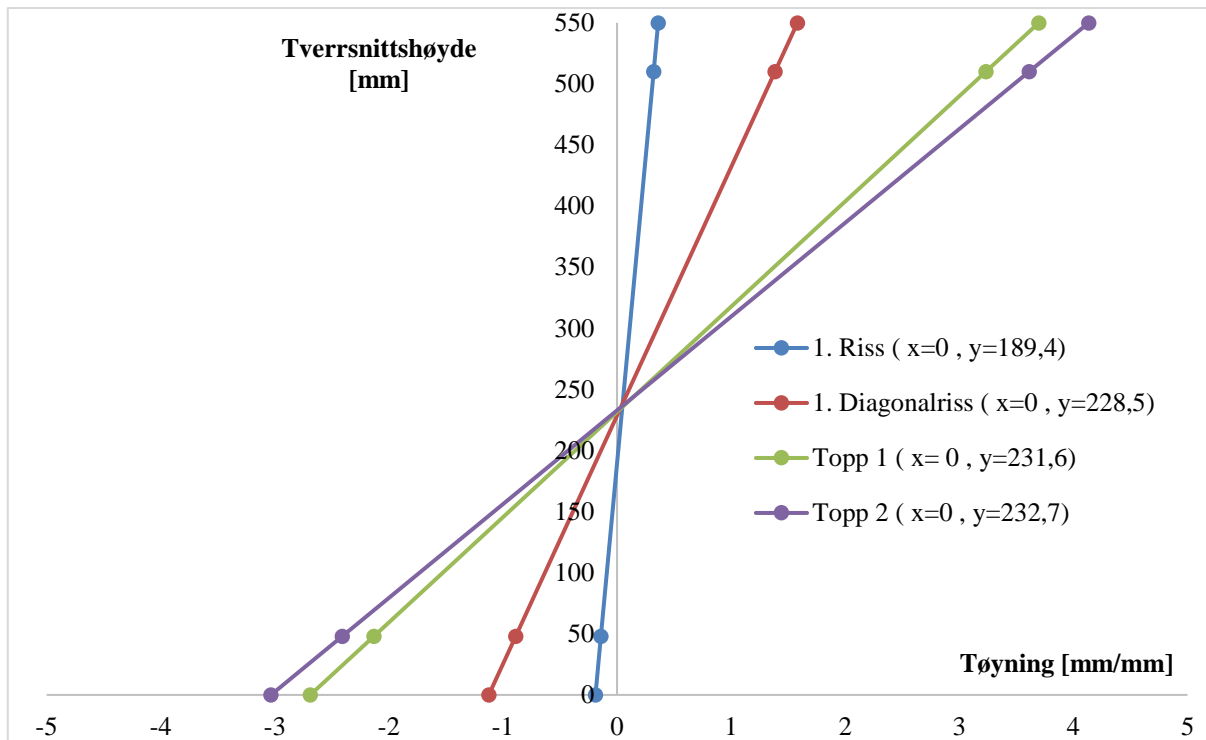
Figur 6.21: Trykktøyninger i betong og armering, bjelke 3

I figur 6.21 er relasjonen mellom trykktøyninger og last presentert. 6 testinstrumenter ble plassert i trykksonen og kun 5 ga brukelige målinger. C1 var defekt fra start. Tøyningene samsvarer bra for både strekklappene og de induktive giverne. Grafene viser at bjelken var sentrisk belastet og at den konstante momentsonen ble opprettholdt. CTE og CTW på toppen av bjelketverrsnittet er tilnærmet lik C2, CM og CW som ligger parallelt med trykkarmeringen. Dette skyldes den korte avstanden mellom bøylen (60 mm). Ved rundt 1100 kN begynte forskjellen mellom instrumentene å bli større.



Figur 6.22: Strekkføringer i betong og armering, bjelke 3

Strekkføringer er presentert i figur 6.22. Gjennomsnittlige verdier for TW og TE ble anvendt for å kunne se på føringer i midtsnittet der strekkarmeringen lå. Det ville vært tilfelle for TB1 og TB2, men TB2 var defekt. «LVDT gjennomsnitt» og TB1 skulle egentlig ha målt like verdier om momentet mellom punktlastene var konstant. Dette var ikke tilfellet selv om differansen er veldig liten. TT ble limt på øvre strekkarmering og registrerte derfor større føringer enn de andre instrumentene. Grafene viser bortimot lineær oppførsel. Med flytespenning på 550 MPa og E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved føringer over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av grafene flyter ikke armeringen.

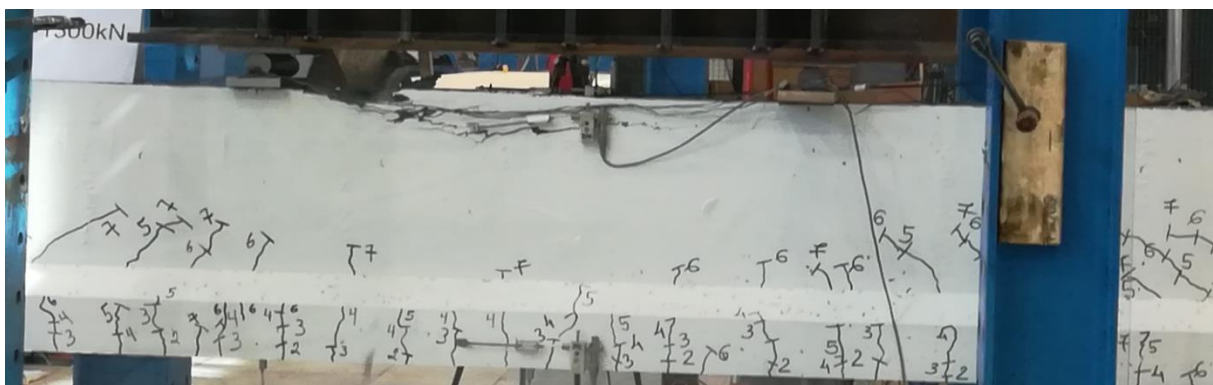


Figur 6.23: Tøyninger over tverrsnittshøyden, bjelke 3

Figuren over presenterer tøyninger over tverrsnittshøyden. Fordelingen avhenger først og fremst av trykksonehøyden, som i dette tilfelle ble funnet ved registrering av armeringstøyninger i strekk (TB1) og trykk (CM) og lineær interpolasjon for å trekke linjene helt til ytterkantene. Av grafen ser man at nøytralaksen ligger i nedre delen av tverrsnittet som betyr at trykksonehøyden er større enn halve tverrsnittshøyden, og det indikerer et overarmert tverrsnitt.

6.4 Bjelke 4 (LWAC 65 - 20 - 100)

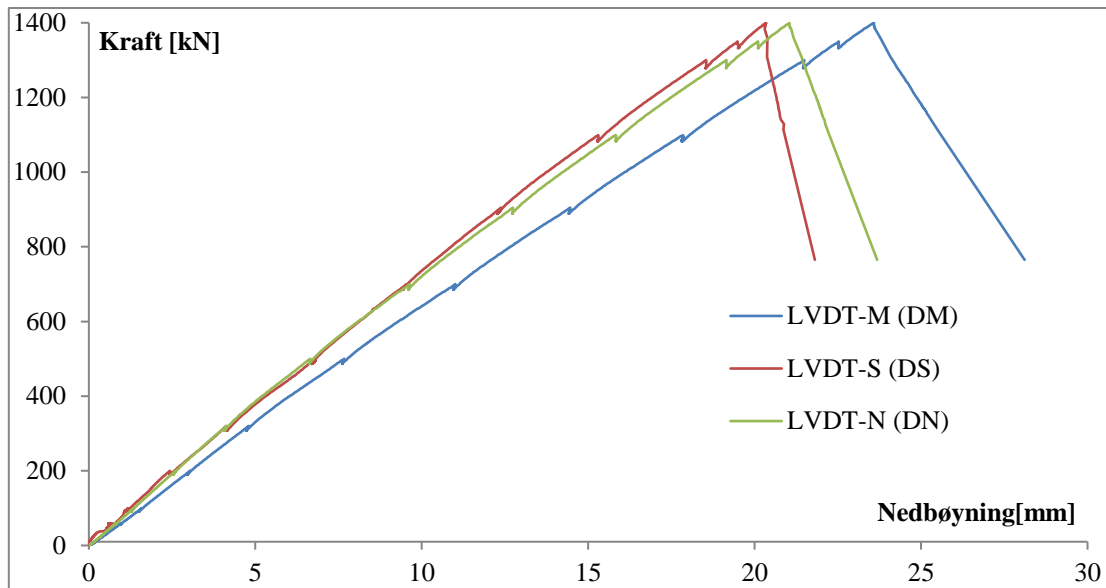
Den 29.05.17 startet testingen av bjelke 4 etter å ha herdet i 57 dager. Trykkfastheten ble bestemt til 81 MPa. Bjelkeoverflaten var fin og best sammenlignet med de andre bjelkene. Testoppsettet var identisk som sist test. Maksimum last ble 1400 kN, 700 kN i hver punktlast. Dette er 6 % under den kalkulererte lasten på 1488 kN. Bruddlasten ble registrert til 1382 kN. Testingen gikk som planlagt. Se vedlegg A1 for informasjon og bilder av bjelke 4 samt data av nedbøyning og tøyninger for hvert lasttrinn.



Figur 6.24: Avskalling av overdekning ved 1382 kN, bjelke 4 «Topp 1»



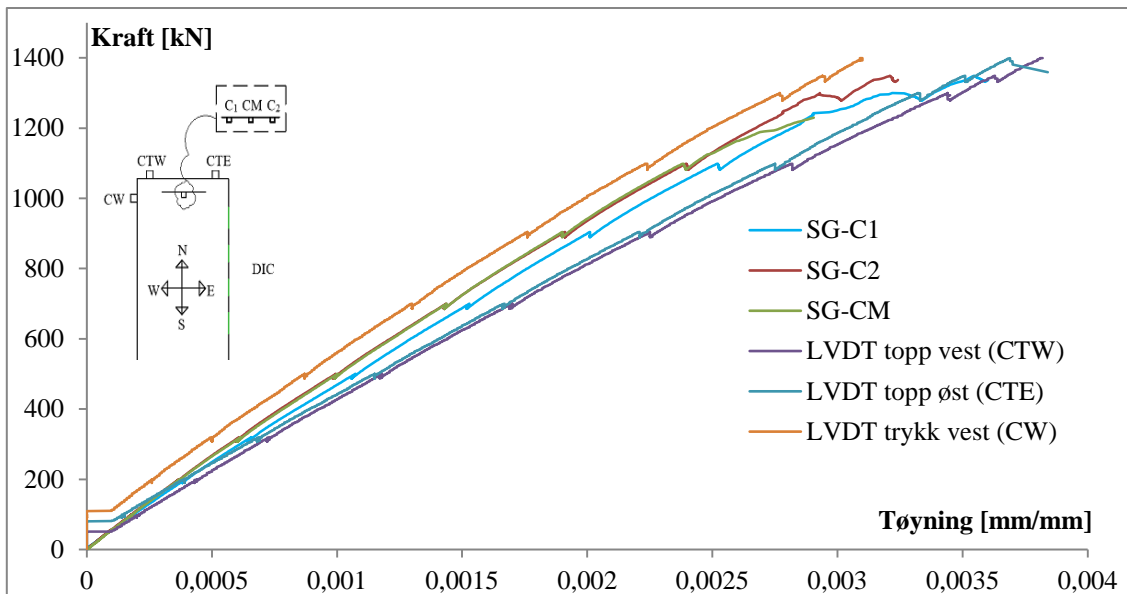
Figur 6.25: Trykkbrudd i momentsonen ved 1382 kN, bjelke 4



Figur 6.26: Kraft - Nedbøyning, bjelke 4

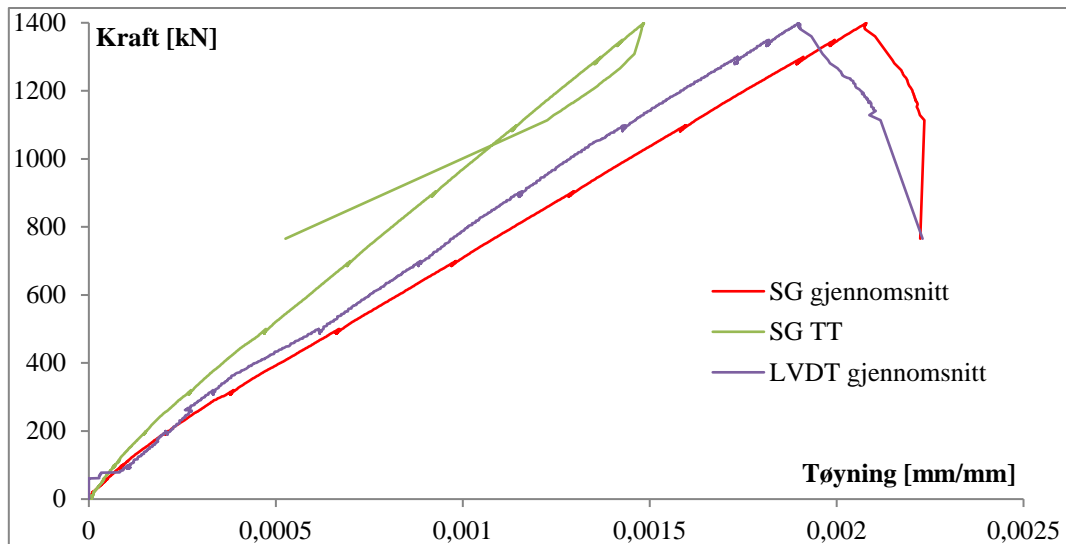
Grafene i figur 6.26 illustrer nedbøyningen i tre bestemte punkter, en under hver punktlast og en i midten av bjelken. DN og DS skal teoretisk sett registrere like verdier og dette gjør de med en feilmargin på 0,7 mm. Ved maksimal last ble nedbøyningen i sør og nord på henholdsvis 20,4 mm og 21,0 mm. DM målte større nedbøyning enn DS og DN. Grafene oppfører seg bortimot lineært frem til maksimal last på 1400 kN. Etter det reduseres kraften litt og bjelken går til brudd uten at lasten stiger igjen som var tilfellet for bjelke 3. Bjelke 4 oppnår dermed kun «Topp 1». Fra bildene i figur 6.24 og 6.25 ser man at bjelken har først avskaling i topp og så på sidene, altså «Topp 1» og «Topp 2». Dette samsvarer ikke med testresultatene og kan konkluderes med at bjelken ikke oppnådde «Topp 2». Bjelken er derimot mer duktil enn bjelke 1 siden kraften i forhold til nedbøyning var mye mindre. Bruddet var heller ikke like eksplosivt som for bjelke 1.

Første riss oppsto ved 138 kN i nedre del av tverrsnittet i momentsonen. Da var nedbøyningen i midten ca. 3 mm. Strekkrissene fortsatte å dukke opp langs bjelken og de propagerte vertikalt oppover i løpet av lasttrinn 2, 3 og 4. Det første skjærrisset oppsto på 648 kN (lasttrinn 5) med en nedbøyning på ca. 11 mm. Disse beveget seg skrått oppover bjelken med retning mot punktlastene på hver side. Frem til 1100 kN, som var siste mulighet for markering av riss, ble bøyerissene, strekkrissene og skjærrissene større og lengre og det dukket opp flere. Bjelken gikk til brudd i lasttrinn 8.



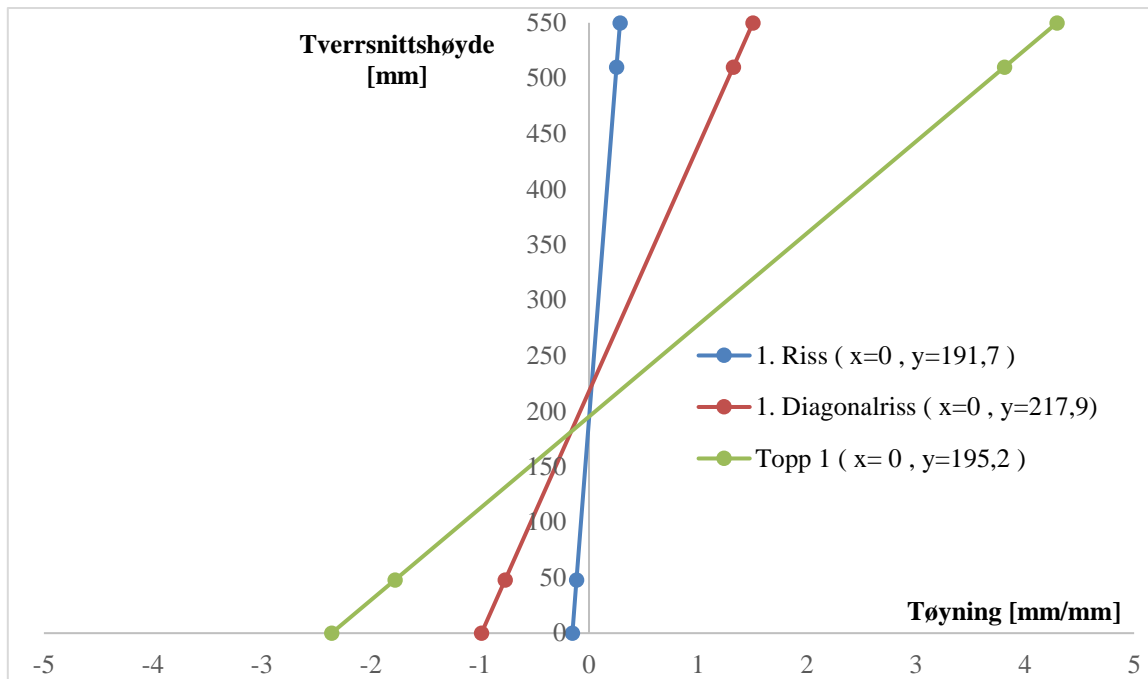
Figur 6.27: Trykktøyninger i betong og armering, bjelke 4

Grafene i figur 6.27 viser trykktøyninger i armering og betong registrert av induktive givere og strekkklapper. Målingene fra CTE og CTW samsvarer godt som betyr at tøyningene på øst- og vestsiden av betongverrsnittet er tilnærmet like. C1, C2, CM og CW skal ha tilsvarende verdier på grunn av konstant moment og det er tilfellet for C2 og CM. C1 registrerer større tøyninger mens CW måler lavere. Forskjellen mellom tøyninger på topp og parallelt med trykkarmeringen skyldes avstanden mellom bøyler. Kortere senteravstand gir mindre differanse mellom grafene.



Figur 6.28: Strekkføringer i betong og armering, bjelke 4

I figur 6.28 er strekkføringer i armering og betong for bjelke 4 presentert. Gjennomsnittlige verdier av TB1 og TB2 og TW og TE er vist. Dette ble gjort for å sammenligne føringer i midtsnittet av bjelken. Som man ser av grafene er det en liten differanse mellom dem. Dette skyldes en liten vridning av tverrsnittet. TT målte lavere føringer siden den er plassert høyere opp i bjelken. Med flytespenning på 550 MPa og E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved føringer over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av grafene flyter ikke armeringen.

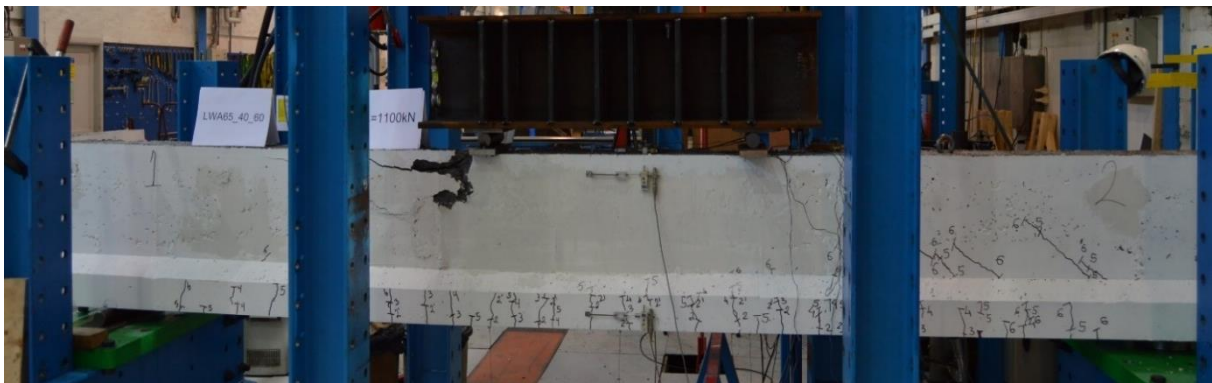


Figur 6.29: Tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden, bjelke 4

Figur 6.29 fremstiller tøyninger over tverrsnittshøyden. Armeringstøyningene er tatt fra midlere verdi av TB1 og TB2 i strekksonen og CM i trykksonen. For å få grafene ut til ytterkantene er lineær interpolasjon brukt. For alle grafene ligger trykksonehøyden lenger ned enn halve tverrsnittshøyden som betyr at bjelken er overarmert.

6.5 Bjelke 5 (LWAC 65 - 40 - 60)

Testingen av bjelke 5 tok plass den 30.05.17 etter 57 dager med herding. Betongoverflaten i steget hadde mange store hull og disse ble fylt med mørtel. Det ble da vanskelig å oppdage riss grunnet at mørtelen var seigere enn betongen. Bjelken gikk til trykkbrudd i skjærsonen på 1010 kN med nedbøyning i midtsnittet på 17,8 mm (se figur 6.30). Dette var ikke en forventet bruddform, da trykkbruddet skulle skje i momentsonen mellom punktlastene. Bruddet skyldes mest sannsynlig dårlig støping og vibrering av betongen siden det var mange luftrom, såkalte «reir», inne i betongbjelken (se figur 6.31). På grunn av feil bruddform ble det avgjort at det var lite hensiktsmessig å analysere og diskutere bjelke 5 videre.



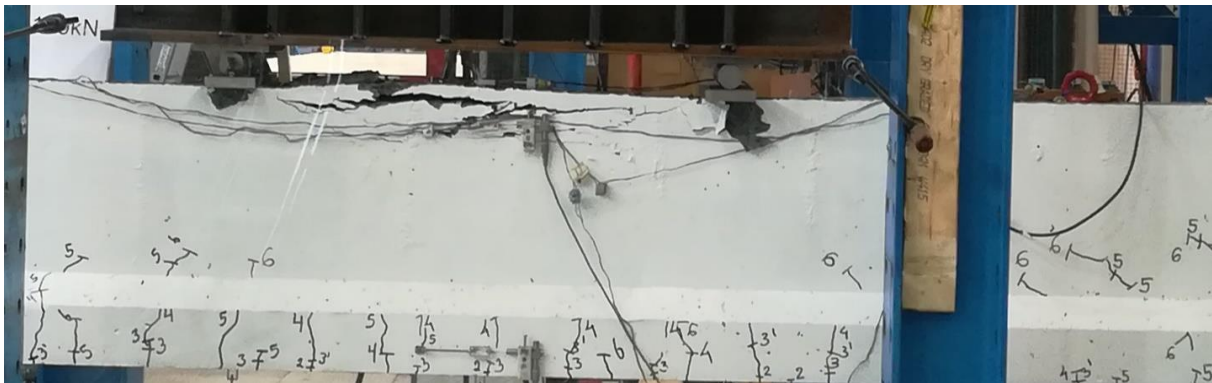
Figur 6.30: Trykkbrudd i skjærsonen ved 1010 kN, bjelke 5



Figur 6.31: Luftrom i betongen, bjelke 5

6.6 Bjelke 6 (LWAC 65 - 40 - 100)

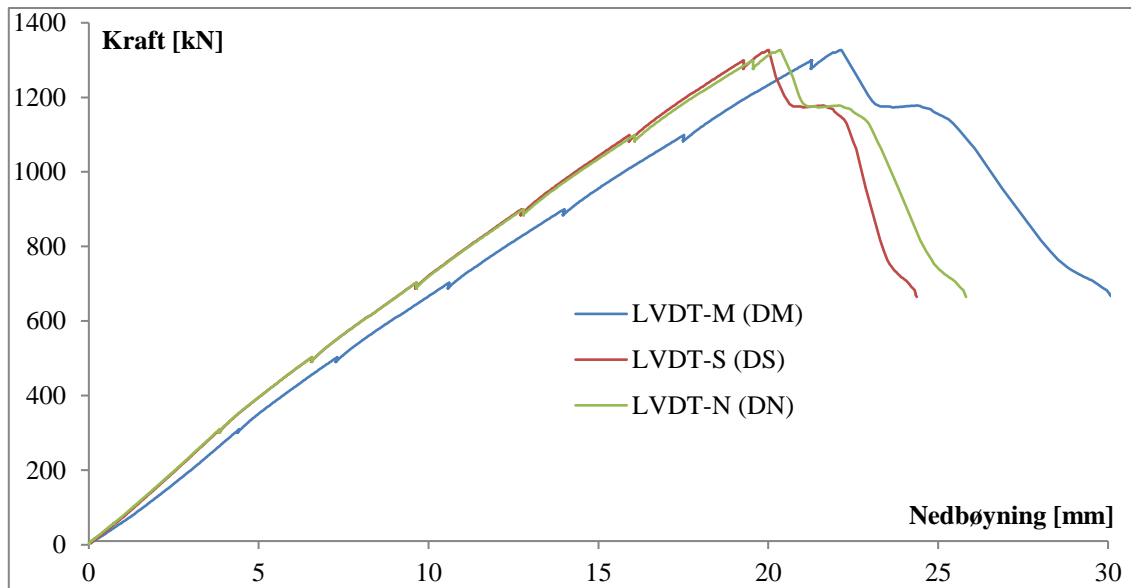
Bjelke 6 ble testet den 31.05.17 etter 58 dagers herdetid. Trykkfastheten ble ikke bestemt. Utseendemessig var bjelken fin, kun noen små hull langs steget. I løpet av lasttrinn 3 ble testingen stoppet midlertidig på grunn av at bjelken ikke var sentrisk belastet. Betongbjelken var deformert og tiltet mer mot østsiden. Mest sannsynlig skytes dette skjev forskaling. Problemet ble rettet opp i ved at tynne stålplater ble satt inn mellom trefiberplatene og opplageret på østsiden av bjelken. Testen startet på nytt og gikk rett opp til 300 kN. Rissene som dukket opp mellom lasttrinn 2 og 3 ble nummerert med «3». Maksimum last ble 1326 kN, 663 kN i hver punktlast. Lasten er 10 % lavere enn kalkulert verdi på 1480 kN. Bruddlasten var 1178 kN. Se vedlegg A1 for informasjon og bilder av bjelke 6 samt data av nedbøyning og tøyninger for hvert lasttrinn.



Figur 6.32: Første avskalling ved 1326 kN, bjelke 6 «Topp 1»



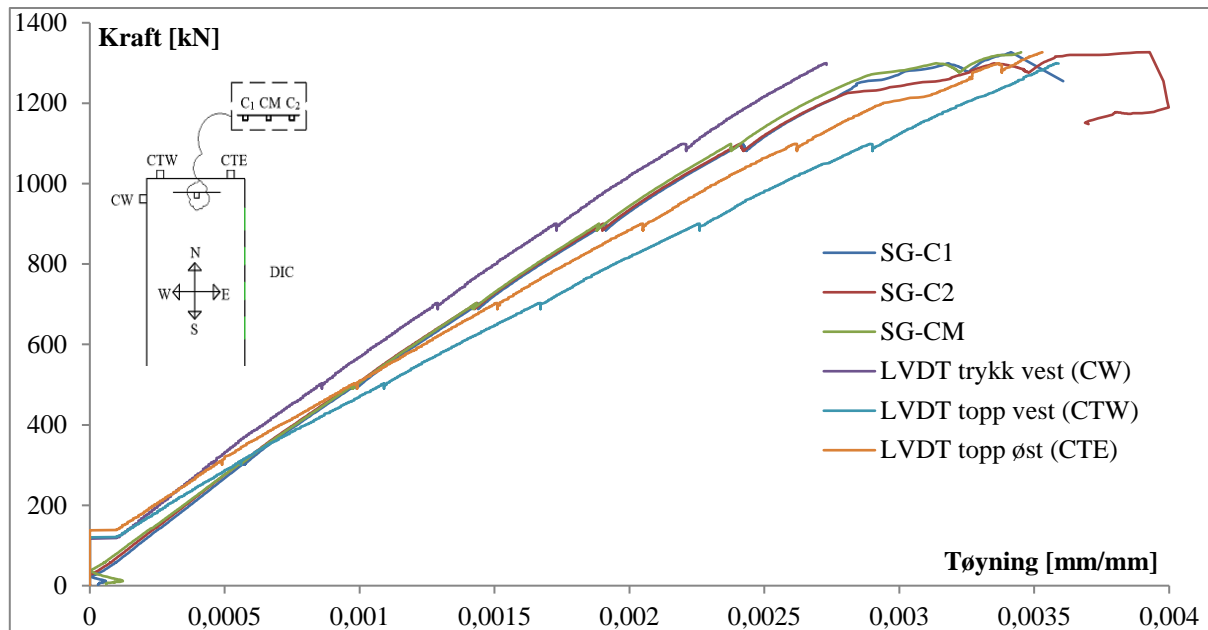
Figur 6.33: Trykkbrudd i momentsonen ved 1178 kN, bjelke 6 «Topp 2»



Figur 6.34: Kraft - Nedbøyning, bjelke 6

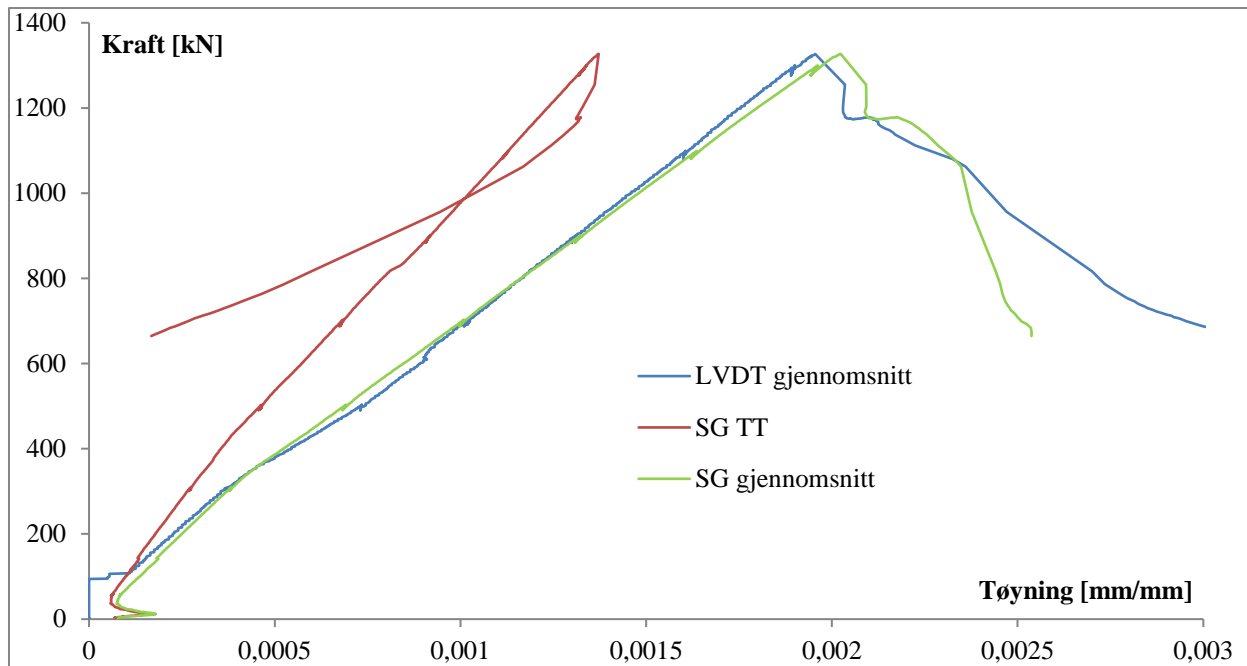
Grafene i figur 6.34 viser nedbøyning over gitt last registrert av induktive givere limt på under bjelken i 3 punkter. DN og DS som er plassert under punktlastene på sør- og nordsiden målte tilnærmet like verdier og korrelerer godt med hverandre. Ved maksimum last ble DS og DN henholdsvis 20,0 mm og 20,4 mm. Grafen for DM (nedbøyning i midtsnittet) registrerte større nedbøyning på 22,2 mm ved maks last. Grafene oppfører seg lineært frem til 1326 kN hvor første topp dannes («Topp 1»). Det er da første avskaling av overdekning skjer. Deretter synker kraften fra jekken til 1173 kN før den går opp til 1177 kN («Topp 2»). Etter det gikk bjelken til brudd. Det lange platået mellom maks last og brudd betyr at bjelken var meget duktil.

Første riss oppsto i flensen på 128 kN. Flere slike strekkriser dukket opp i løpet av lasttrinn 2 og propagerte vertikalt oppover. Frem til 500 kN fortsatte rissene sin propagasjon. På 677 kN kom første diagonalriss som beveget seg skrått oppover steget av bjelken med retning mot opplageret. Etter 900 kN hadde bøyerissene propagert opp i steget og skjærrissene ble flere og lengre. Strekkrisene begynte å nærme seg opplagrene. Det ble ikke markert riss etter lasttrinn 6 (900 kN) av sikkerhetsmessige årsaker som skyldes tidlig brudd av bjelke 5.



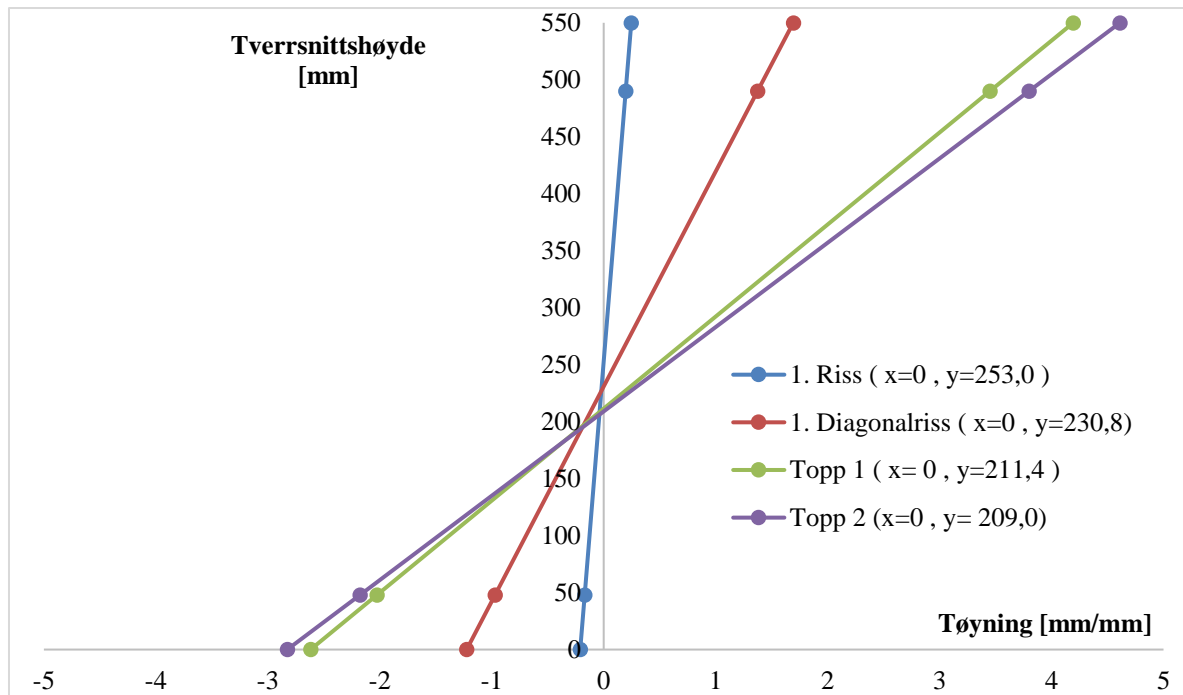
Figur 6.35: Trykktøyninger i betong og armering, bjelke 6

Trykktøyninger i armering og betong registrert av henholdsvis strekkklapper og induktive givere er vist i figur 6.35. CTE og CTW målte tøyninger i toppen av bjelketverrsnittet og skulle i utgangspunktet vært like. Av de to grafene ser man at tøyningene var forskjellige fra start og at differansen ble større lenger ut i testen. Grunnen til det var at betongbjelken ble deformert under støping og tverrsnittet ble dermed litt høyere på vestsiden enn østsiden som igjen forårsaket ujevnheter i lastfordelingen. C1, C2 og CM målte tøyninger langs trykkarmeringen i momentsonen. De registrerte verdiene samsvarer godt og forteller at tøyningene er konstante. CW ble plassert parallelt med strekkklappene og målte lavere tøyninger enn C1, C2 og CM. Differansen mellom tøyninger i topp og ved armeringen blir mindre jo kortere avstand det er mellom bøyene.



Figur 6.36: Strekkføringer i betong og armering, bjelke 6

I figur 6.36 er strekkføringer registrert av strekkklapper og induktive givere presentert. Midlere verdier av TW og TE og TB1 og TB2 ble brukt for å illustrere føringer i midten av tverrsnittet langs strekkarmeringen (48 mm fra bunnen). Grafene er bortimot like som betyr en tilnærmet konstant momentsone. TT ble plassert 96 mm fra bunnen av bjelken og registrerte derfor lavere føringer enn samtlige testinstrumenter. Føringerne er lineære frem til maks last på 1326 kN. Med flytespenning på 550 MPa og E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved føringer over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av grafene flyter ikke armeringen.



Figur 6.37: Tøyningsfordeling over tverrsnittshøyden, bjelke 6

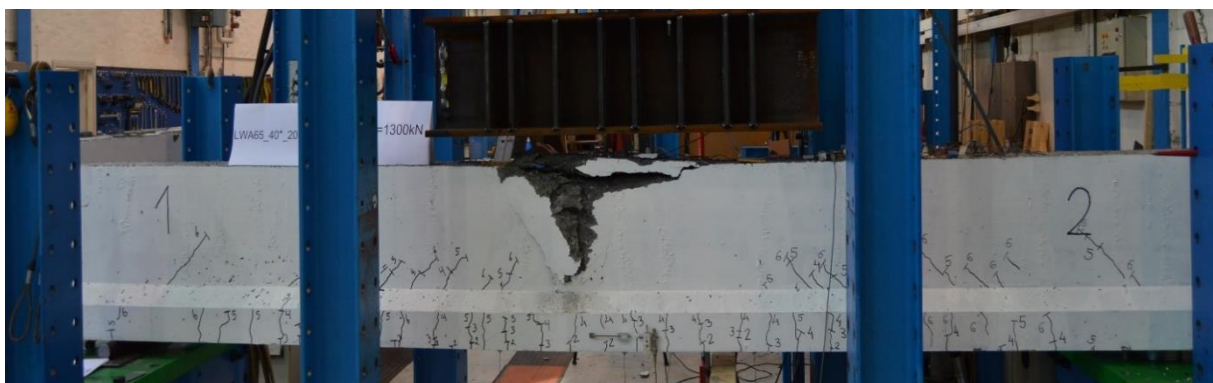
Figur 6.37 presenterer tøyninger over tverrsnittshøyden for første riss, første diagonalriss, makslast «Topp 1» og bruddlast «Topp 2». Armeringstøyninger fra trykk (CM) og strekk (gjennomsnitt av TB1 og TB2) ble brukt til å tegne grafene. Trykksonehøyden er der grafene krysser y-aksen og samtlige krysser lavere enn halve tverrsnittshøyden som betyr at bjelken var overarmert.

6.7 Bjelke 7 (LWAC 65 - 40 - 200*)

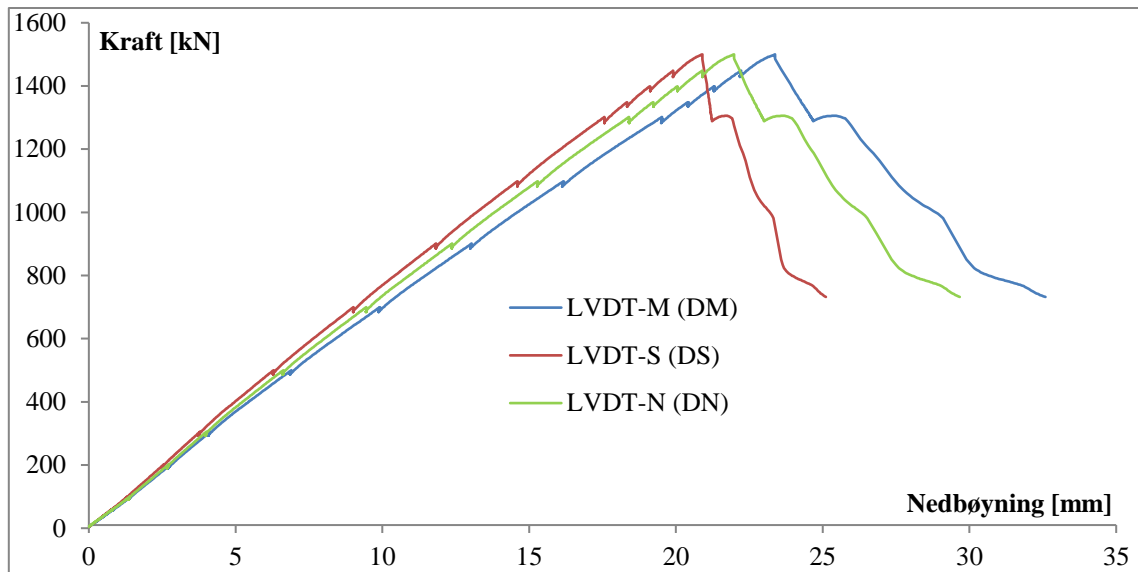
Den 02.06.17 startet testingen av bjelke 7 etter 60 dager med herding. Trykkfastheten var 79 MPa, en liten reduksjon fra 81 MPa (trykkfastheten i bjelke 4). Betongoverflaten var tilfredsstillende. Dette var bjelken med tykkere trykkarmering og tverrarmering i momentsonen. Makslast ble målt til 1500 kN, 750 kN i hver punktlast. Det er 7 % lavere enn beregnet kapasitet på 1608 kN. Bruddlasten ble 1306 kN. Testen gikk som planlagt. Se vedlegg A1 for informasjon og bilder av bjelke 7 samt data av nedbøyning og tøyninger for hvert lasttrinn.



Figur 6.38: Første avskalling av bjelke 7 ved 1484 kN, «Topp 1»



Figur 6.39: Trykkbrudd i momentsonen ved 1306 kN, bjelke 7 «Topp 2»

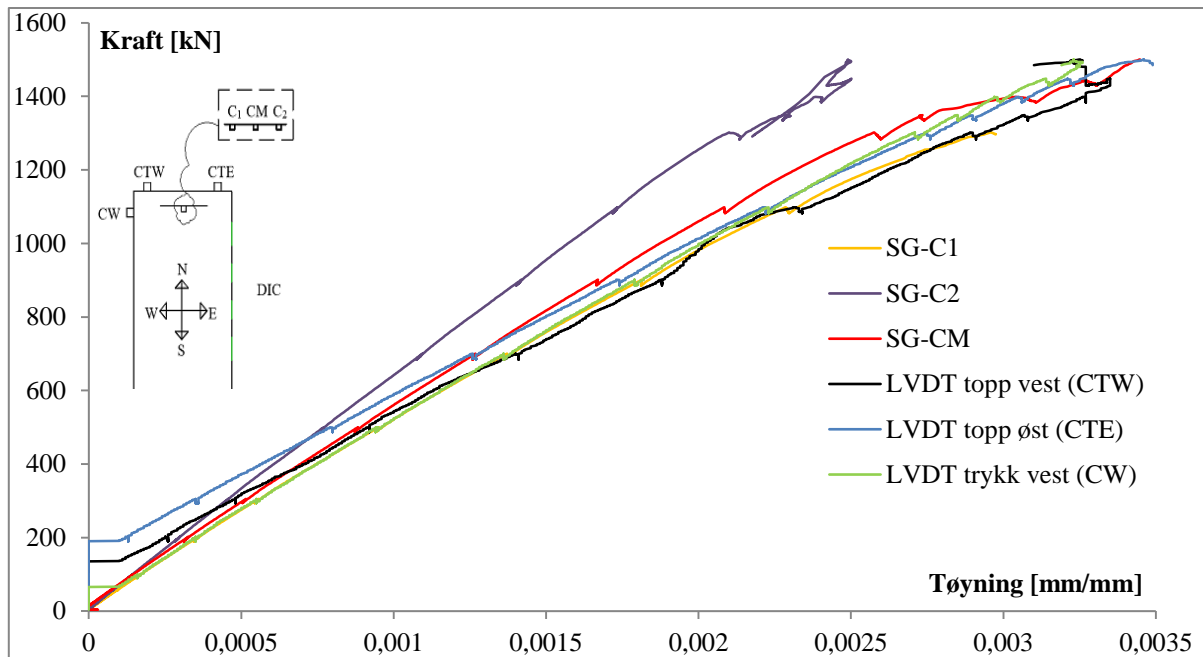


Figur 6.40: Kraft - Nedbøyning, bjelke 7

Figur 6.40 viser nedbøyning under hver punktlast og i midtsnittet av bjelke 7. Deformasjonen ved punktlastene skulle i utgangspunktet vært like om en opprettholdt en konstant momentsone. Dette var ikke tilfelle for bjelke 7 hvor det muligens har vært en vridning av tverrsnittet grunnet skjev belastning. Ved maks last var nedbøyning på nord- og sørsiden henholdsvis 21,9 mm og 20,9 mm. Deformasjonen i midten var ved maks last 23,4 mm.

Grafene oppfører seg lineært frem til maks last på 1500 kN. Deretter sank kraften litt før den økte til 1448 hvor første avskaling av overdekning oppsto (se figur 6.38). Så sank kraften ca. 200 kN før den økte til 1306 kN der avskaling av sidene skjedde (se figur 6.39). Bjelken gikk så til brudd. Det er verdt å merke seg at bruddformen var lik på begge sider som skyltes en mye stivere trykksone.

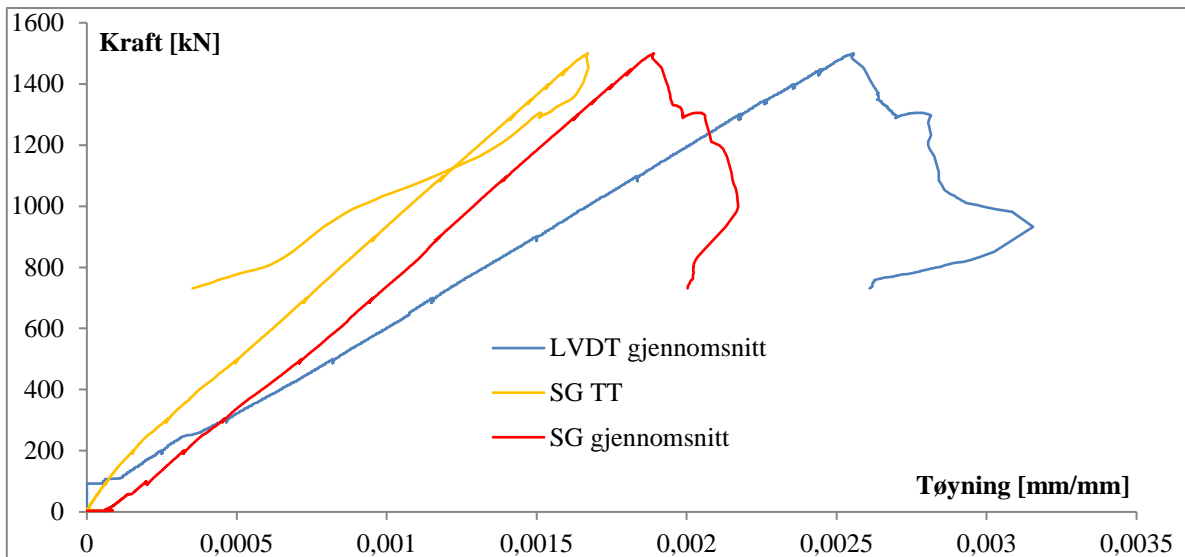
Første bøyeriss dukket opp ved 128 kN (lasttrinn 2) og fordelte seg jevnt utover momentsonen og litt ut i skjærsonene etterhvert som lasten økte. Rissene fortsatte sin propagasjon vertikalt etter endt lasttrinn 3 (300 kN). Ved rundt 500 kN hadde noen av momentrissene gått over til å bli skjærriss som propagerte med en skrå vinkel rettet mot punktlastene. Dette skjedde kun for bjelke 7. I løpet av lasttrinn 5 på 700 kN oppsto flere diagonalriss og strekkrissene bremses litt opp. Det dukket også opp riss over opplagret på nordsiden av bjelken. Opp til 900 kN hadde skjærrissene beveget seg langt opp i steget og flere strekkriss vokste frem. Dette var siste mulighet for markering av riss.



Figur 6.41: Trykktøyninger i betong og armering, bjelke 7

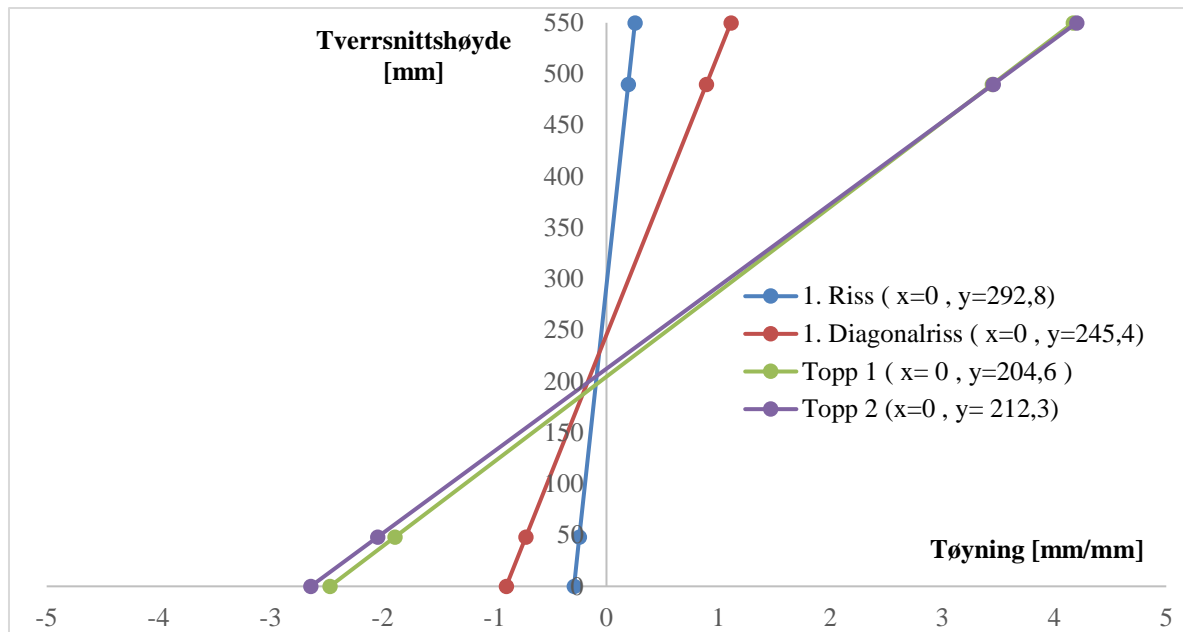
Trykktøyninger for bjelke 7 er vist i figur 6.41. Alle måleinstrumentene fungerte fra start, 3 induktive givere og 3 strekkklapper. Tøyningene på topp CTE og CTW registrerte ulike verdier som betyr at bjelken var noe skjevt lastet i tverrgående retning. Differansen mellom dem var nesten konstant gjennom hele testen. C1, C2, CM og CW skal ha lignende tøyninger på grunn av konstant moment og dette har C1, CW. C2 målte lavere tøyninger på grunn av vridningen. Mindre deformasjon på sørsiden gav mindre tøyning i C2.

CTW og CTE målte bortimot like trykktøyninger som C1, C2, CM og CW. I teorien skal tøyningene være større jo høyere opp i tverrsnittet man er. Kort avstand mellom bøyer og bruk av tverrarmering kan ha vært grunnen til den minimale differansen.



Figur 6.42: Strekkføringer i betong og armering, bjelke 7

Strekkføringer i betong og armering for bjelke 7 er fremstilt i figur 6.42. Gjennomsnittlige verdier av TB1 og TB2 og TE og TW ble brukt for å se på føringer i midten av tverrsnittet. «LVDT gjennomsnitt» og «SG gjennomsnitt» skal i teorien ha tilnærmet like føringer da de ble plassert i samme høyde på bjelken (48 mm fra bunnen). TT ble limt på toppen av strekkarmeringen (96 mm fra bunnen) og registrerte naturligvis mindre føringer. Grafene er lineære frem til maksimum last på 1500 kN. Med flytespenning på 550 MPa og E-modul på 210000 MPa ville strekkarmeringen begynt å flyte ved føringer over 2,62 ‰ (mm/mm). Som en ser av grafene flyter ikke armeringen.



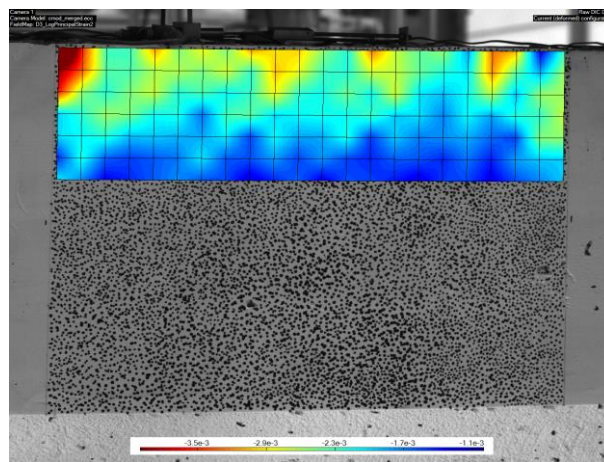
Figur 6.43: Tøyninger over tverrsnittshøyden, bjelke 7

Figur 6.43 illustrerer tøyninger over tverrsnittshøyden for bjelke 7. Armeringstøyninger i strekk (gjennomsnitt av TB1 og TB2) og trykk (CM) ble brukt til å sette opp grafene samt interpolasjon for å få linjene ut til ytterkantene. Lengden av trykksonehøyden er der linjen krysser y-aksen og som observert krysser samtlige utenom «1. Riss» lenger ned enn halve tverrsnittshøyden. Det betyr at bjelken er overarmert. Da første riss ble oppdaget var bjelken underarmert.

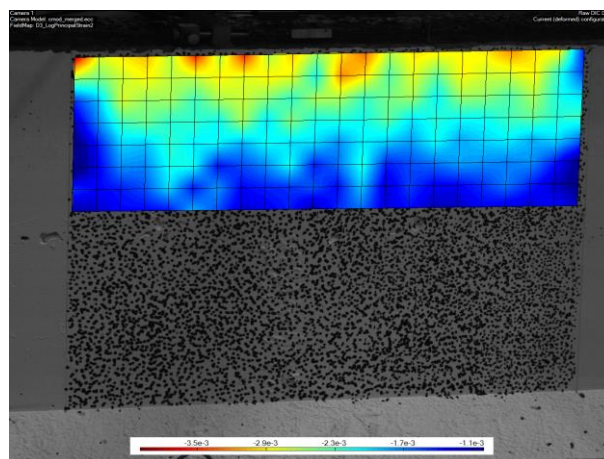
6.8 DIC

Dette kapitlet ser på tøyninger registrert av DIC i form av fargebilder. Skaleringen av tøyningene er fra 1 til 4 promille med henholdsvis blå og rød farge. Bildene viser klart at tøyningene er størst i toppen. Disse samsvarer godt med målinger fra de induktive givere CTE og CTW. Dette ble sett på i kapittel 4.4.1.

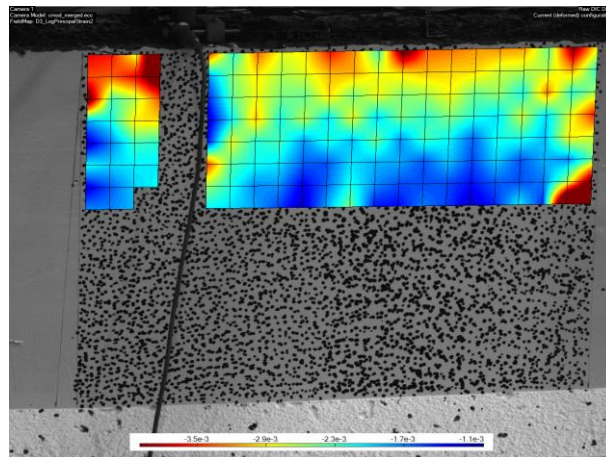
I figur 6.44 – 6.49 er tøyninger før første avskaling av overdekning presentert for alle bjelkene.



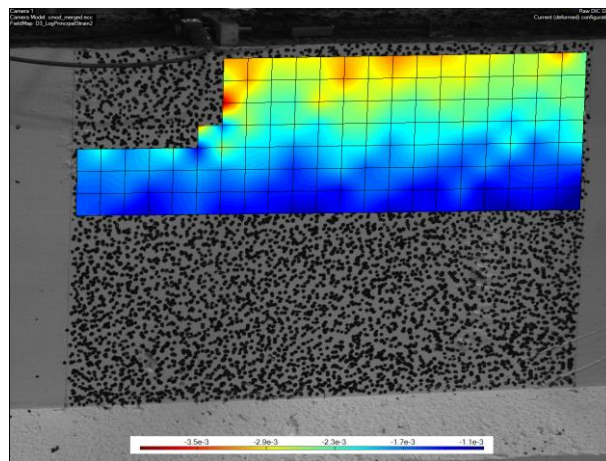
Figur 6.44: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 1



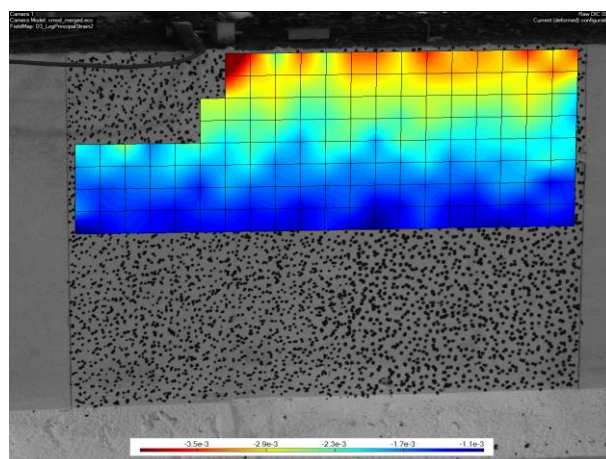
Figur 6.45: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 2



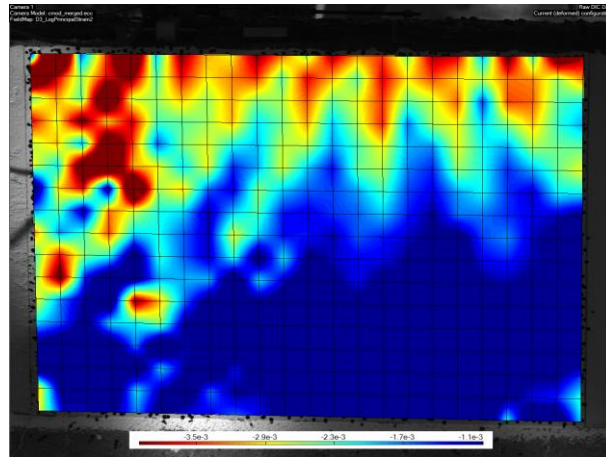
Figur 6.46: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 3



Figur 6.47: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 4



Figur 6.48: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 6



Figur 6.49: Tøyninger rett før avskaling av overdekning, bjelke 7

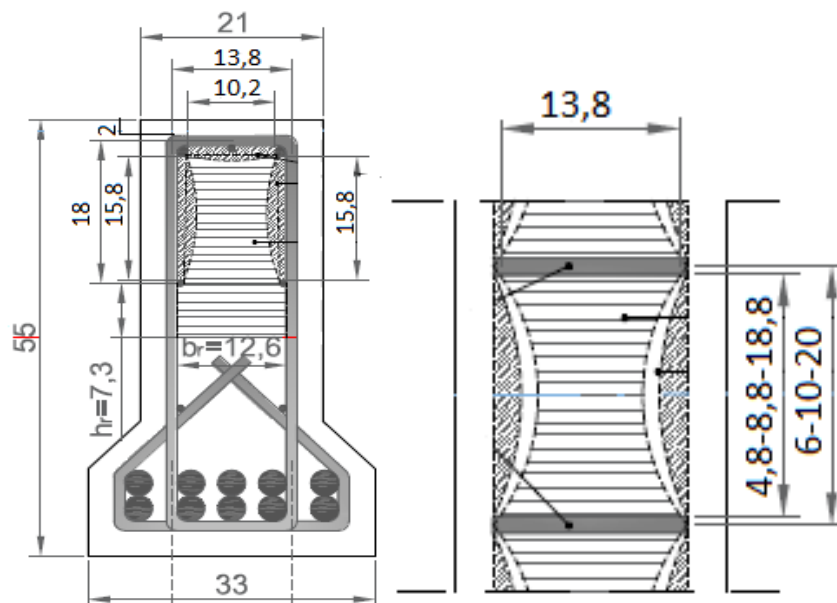
6.9 Omsluttningseffekt

I dette delkapittelet kommer en grundig gjennomgang av omsluttningseffekten for alle bjelker. Spenning-tøyningskurve blir presentert grafisk for samtlige bjelker og sammenlignet opp mot hverandre

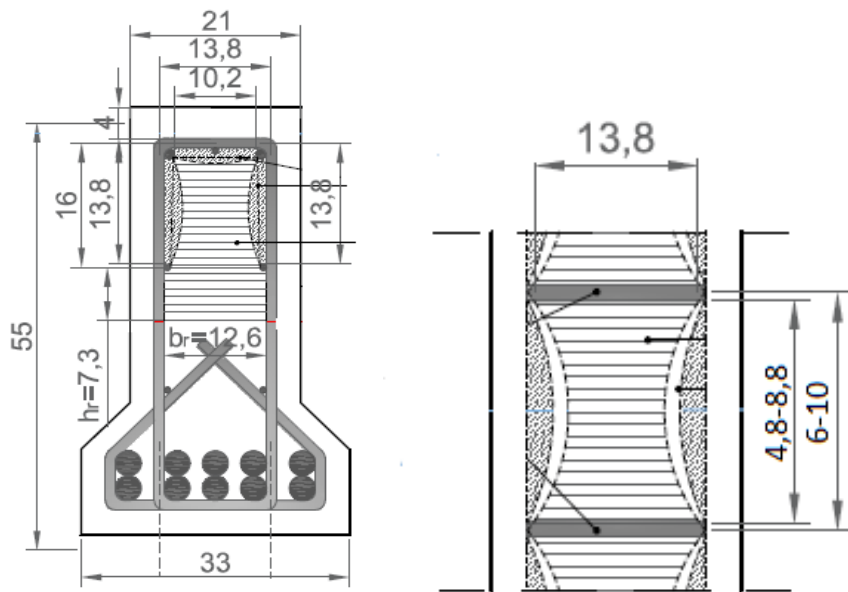
Beregningen av omsluttningseffekt er basert på fremgangsmåten gitt i [11,12], der utgangspunktet for analysen var søyler og normalbetong. Det ble derfor nødvendig å gjøre visse antagelser og manipuleringer knyttet til formler og parametere, da dette prosjektet fokuserer på bjelker og lettbetong. En antagelse var geometrien av tverrsnittet. Omsluttning vil kun virke i områder med trykkspenninger, så tverrsnittshøyden ble satt lik trykksonehøyden. En annen antagelse var arealet av omsluttningen. Her ble feltet fra konstruksjonsarmeringen ned til trykksonehøyden betraktet som rektangulært. Det er en forenkling, da det i utgangspunktet skulle vært parabler langs armeringen, slik som over konstruksjonsarmeringen. Noen formler ble skalert ned med en lettbetongfaktor (η_E eller η_1). Dette ga et mer reelt resultat.

All kalkulering og grafer er produsert i Excel. Det ble laget et regneark, der de variable parametere ble endret for hver bjelke. Håndregning ble også utført for å dobbeltsjekke svarene. Se vedlegg A1 for mer informasjon om kalkuleringen.

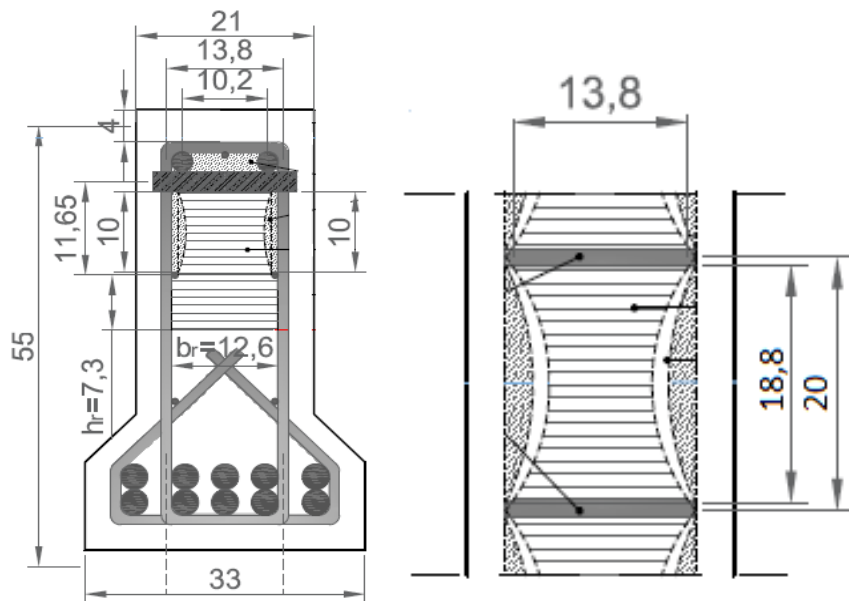
Figur 6.50 - 6.52 viser valgt omsluttningsområde for gruppe 1, 2 og 3 samt dimensjoner. De er grupert i forhold til overdekning og størrelse på trykkarmering.



Figur 6.50: Dimensjoner, gruppe 1



Figur 6.51: Dimensjoner, gruppe 2



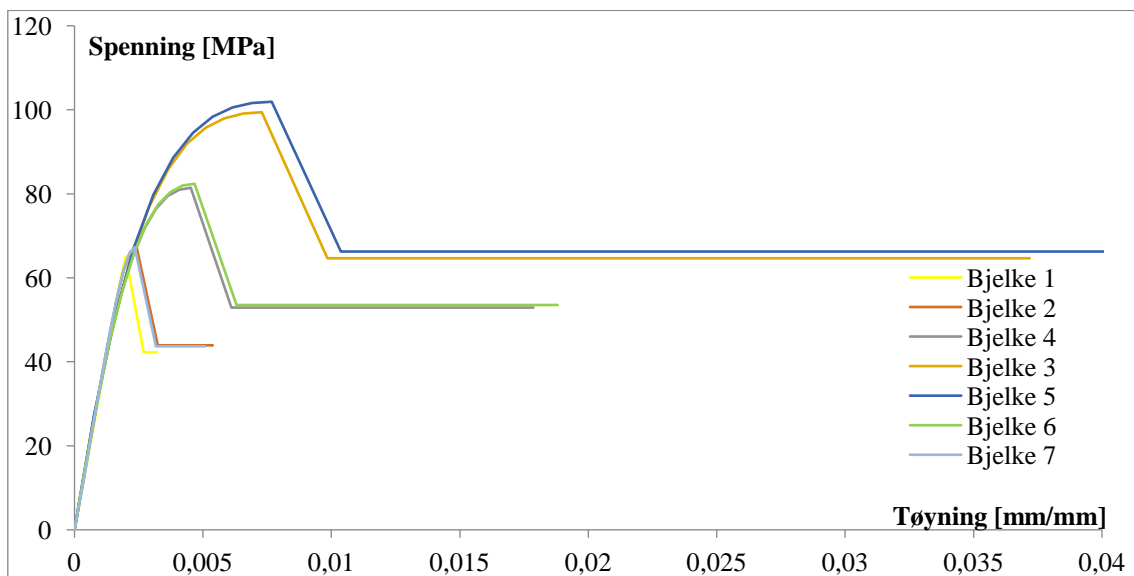
Figur 6.52: Dimensjoner, gruppe 3

I figur 6.53 er spenning - tøyingskurven presentert for bjelke 1 - 7. Det ble antatt lik initial trykkfasthet på 65 MPa for at bjelkene skulle analyseres på likt grunnlag. Bjelke 1 hadde ingen bøyler i momentsonen og fikk derfor ingen økning i trykkfasthet. Det ble gjennomført

en beregning av omslutningseffekten med avstand mellom bøyler lik 1000 mm, altså lengden mellom punktlastene. Det viste seg at formlene ikke var gyldige for $s' > 2 \cdot b_c (= 276 \text{ mm})$. Av den grunn havnet valget av s' og s på henholdsvis 276 mm og 288 mm som resulterte i 0 % økning av trykkfasthet. Bjelke 1 ble sett på som en referanse i forhold til de andre bjelkene.

Bjelke 2 og 7, 4 og 6 og 3 og 5 fikk tilnærmet like verdier for trykkfastheten (se tabell 6.3). Innad i bjelkeparene var senteravstand mellom bøyler lik. Denne hadde størst innvirkning på trykkfastheten. Forskjellen mellom bjelkeparene var overdekningen. Større overdekning ga litt mer trykkfasthet. Maksimum tøyning økte betraktelig med økt trykkfasthet.

Minste oppnådde trykkfasthet var bjelke 1 med 0,0 % økning og største var bjelke 5 med hele 56,8 % økning.



Figur 6.53: Spennings-tøyningskurve for bjelke 1 – 7

Bjelke	f_{co} [MPa]	f_{cc} [MPa]	Endring i f [%]
1	65	65	0
2	65	67,1	3,3
3	65	99,4	53,0
4	65	81,4	25,3
5	65	102	56,8
6	65	82,4	26,8
7	65	67,3	3,5

Tabell 6.3: Endring i trykkfasthet for bjelke 1 - 7

7 Diskusjon

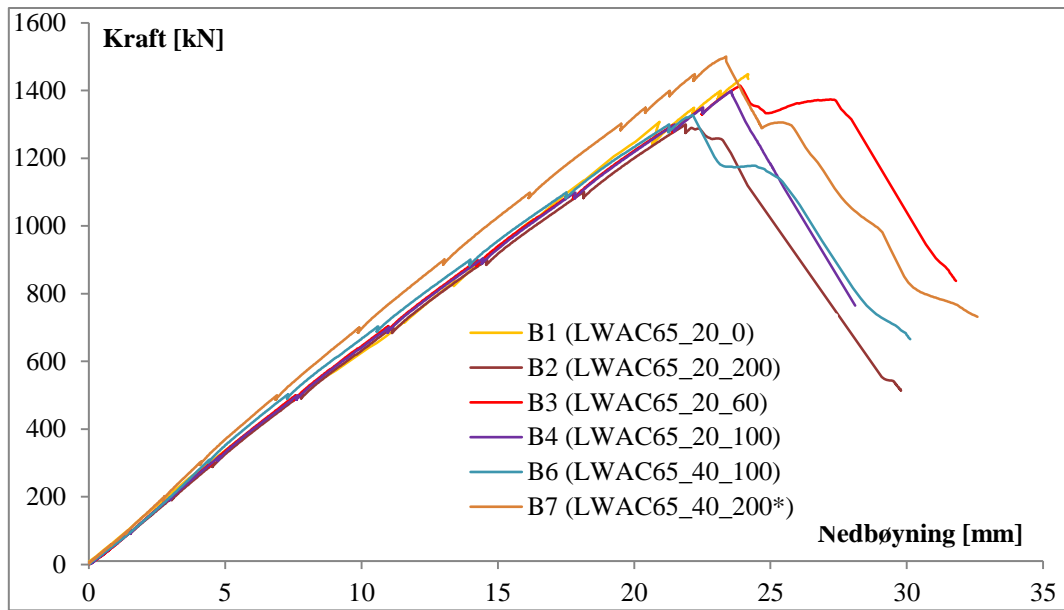
I dette kapitlet blir testresultater fra forsøk på bjelker analysert. Beregnede verdier blir også sammenlignet med testmålinger. Hensikten med oppgaven var å finne tiltak som økte duktiliteten til lettbetong. Det ble derfor bestemt å se nærmere på; effekten av ulik senteravstand mellom bøyer i momentsonen, effekten av forskjellig størrelse på overdekning i topp og effekten av ulik trykkarmering. Det er disse 3 elementene som skiller bjelkene fra hverandre. Se tabell 7.1.

Gruppe	Bjelke	Identifikasjon	Bøylediameter [mm]	Senteravstand [mm]	Lengdearmering [mm]	Trykkarmering [mm]	Overdekning [mm]
1	1	LWA65-20-0	12	0	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	2	LWA65-20-200	12	200	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	3	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
	4	LWA65-20-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	20
2	5	LWA65-20-60	12	60	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
	6	LWA65-40-100	12	100	10Ø32	2Ø12 + 1Ø8	40
3	7	LWA65-40-200	12	200	10Ø32	2Ø12+1Ø8+1Ø25	40

Tabell 7.1: Parametere for bjelkene

7.1 Effekten av ulik senteravstand mellom bøyer i momentsonen

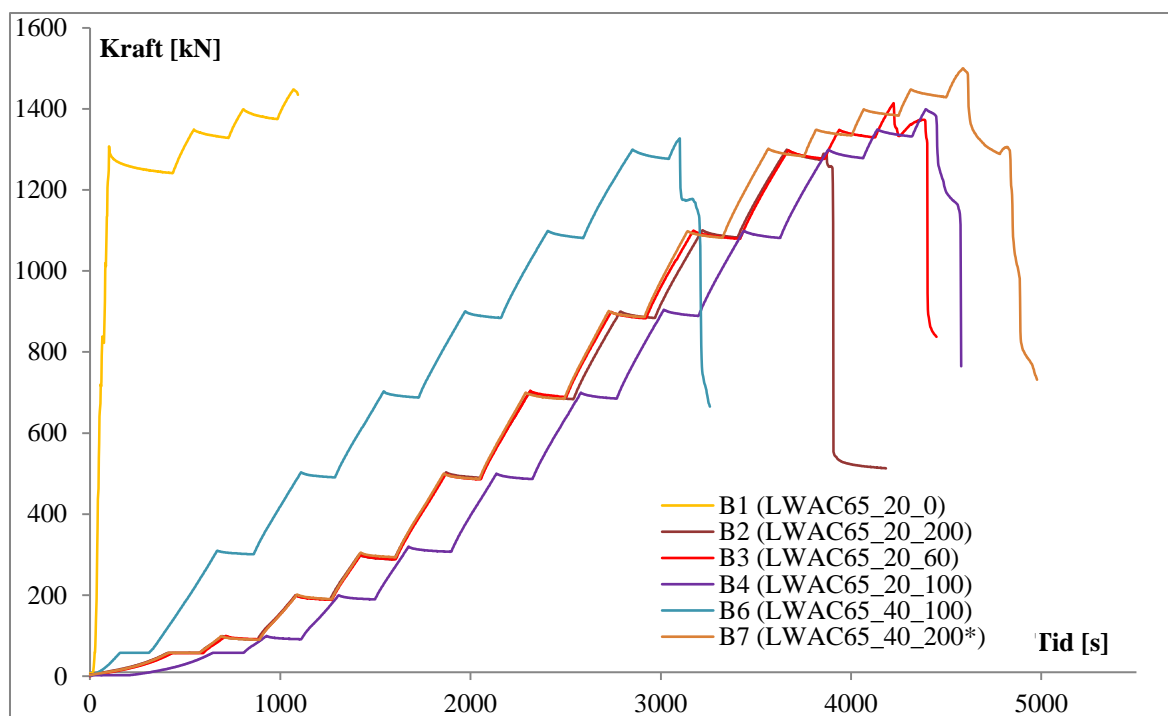
Tiltaket om ulik senteravstand mellom bøyer i momentsonen blir nærmere sett på i dette kapitlet. I tabell 7.1 er de forskjellige konfigureringene av bøyleavstand fremstilt. For å vurdere om lettbetong får en mindre sprø oppførsel og dermed bedre duktilitet er det valgt å analysere kraft-nedbøyning og kraft-tid grafene for alle bjelkene samlet. Det blir utelukkende sett på bøyleavstand og ikke overdekning eller mengde trykkarmering. Fokuset ligger på momentsonen, område mellom punktlastene, og ikke skjærsonen.



Figur 7.1: Kraft-nedbøyning for bjelke 1 - 7

Bjelke	Topp 1		Topp 2	
	Last P_1 [kN]	Nedbøyning δ_1 [mm]	Last P_2 [kN]	Nedbøyning δ_2 [mm]
1	724	24,17	-	-
2	645	22,12	629	22,99
3	707	23,89	687	27,18
4	691	23,63	-	-
5	-	-	-	-
6	663	22,15	589	24,4
7	742	23,39	653	25,41

Tabell 7.2: Last og nedbøyning i «Topp 1» og «Topp 2»



Figur 7.2: Kraft-tid for bjelke 1-7

Relasjonen mellom kraft- nedbøyning i midten av bjelken (DM) og kraft-tid er presentert i figuren over. Tabell 7.2 gir en oversikt over last og nedbøyning i «Topp 1» og «Topp 2».

Bjelke 1 hadde den enkleste oppbygningen med ingen bøylere i momentsonen og ble dermed sett på som en referanse i forhold til de andre bjelkene. Målet med bjelke 1 var å se hvor sprø lettbetong kan være uten støtte av skjærarmering. Bruddet kom raskt etter maksimum last og var meget eksplosiv. Det var nesten ingen forvarsel før smellet kom.

Bjelke 2 og 7 ble konfigurert med lik avstand mellom bøylerne, 200 mm. Forskjellen var større overdekning, tykkere trykkarmering og tverrarmering i form av stenger for bjelke 7. Figuren viser at nedbøyning etter gitt last fra start var mindre for bjelke 7 og at differansen ble større med høyere last. Bjelke 7 hadde også høyere kapasitet. Det interessante området der bøylerne påvirker mest er platået mellom makslast og bruddlast. Denne delen forteller noen om graden av omslutning og hvor duktil betongen er. Hvor mye mer nedbøyning tåler bjelken fra makslast til bruddlast. Begge bjelkene viste en mye bedre duktil oppførsel enn bjelke 1 og fikk 2 topper i nedbøyningssrafen over. Bjelke 7 tålte derimot mer deformasjon fra makslast til bruddlast, se 7.2. Dette tyder sterkt på at duktiliteten påvirkes av andre elementer også.

Bjelke 4 og 6 hadde samme senteravstand mellom bøyene (100 mm), forskjellen var større overdekning i bjelke 6. Figuren viser at nedbøyningen var tilnærmet lik frem til makslast og at kapasiteten var større for bjelke 4, som også var forventet. Bjelke 6 var i motsetning meget duktil og oppnådde 2 topper i grafen. Fra nedbøyningsfiguren over ser det ut til at bjelke 4 var like sprø som bjelke 1, men det var ikke tilfellet under testing. Ved å se på kraft-tid grafen for bjelke 4 vil en kunne observere at kraften ikke reduseres så raskt som for de andre bjelkene. Dette tyder på at bjelke 4 var litt mer duktil enn bjelke 1.

Bjelke 3 skulle i utgangspunktet settes opp mot bjelke 5, men på grunn av feil bruddform i bjelke 5 blir ikke denne analysert. Disse hadde kortest avstand mellom bøyene på 60 mm. Bjelke 3 hadde størst omsluttning og var mest duktil blant alle bjelkene. Den klarte hele 3,3 mm deformasjon fra makslast til bruddlast som også var 47 % mer enn den nest mest duktile bjelken (bjelke 6). I figur 7.1 kan en se at tiden fra topplast til bruddlast var svært lang.

Hvis man ser på alle bjelkene samtidig kan en raskt observere at nedbøyning over gitt kraft frem til makslast var bortimot den samme for samtlige bjelker. Bjelke 7 skiller seg litt ut, men det skyldes ikke påvirkning av bøyene. Selv om senteravstanden var lik mellom bjelkeparene var den duktile oppførselen ulik som tyder på at andre faktorer også spilte inn. Når det utelukkende ses på bøyelavstand er det ikke noe tvil om at den har stor innvirkning på duktiliteten av betongen. Kortere avstand gir mer omsluttning og dermed en mindre sprø oppførsel som igjen betyr bedre duktilitet.

Bjelke 1 hadde det mest eksplosive bruddet og var minst duktil blant bjelkene. Så kom bjelke 4 som overasket med et raskt brudd etter makslast. I utgangspunktet hadde bjelke 4 mer omsluttning enn både bjelke 2 og 7, men viste en svakere duktil oppførsel. En mulig årsak kan være at den ferske betongen ikke ble jevnt fordelt utover forskalingen under støping. Dette var grunnen til at bjelke 5 ikke fikk ønsket bruddform. Det er vanskelig å si hva som er den eksakte årsaken da det kan være en kombinasjon av flere elementer. Det er verdt å nevne at bruddet i bjelke 4 ikke var på langt nær like eksplosivt som for bjelke 1. Dette betyr at bøyene hindret noe av tverrutvidelsen fra betongen.

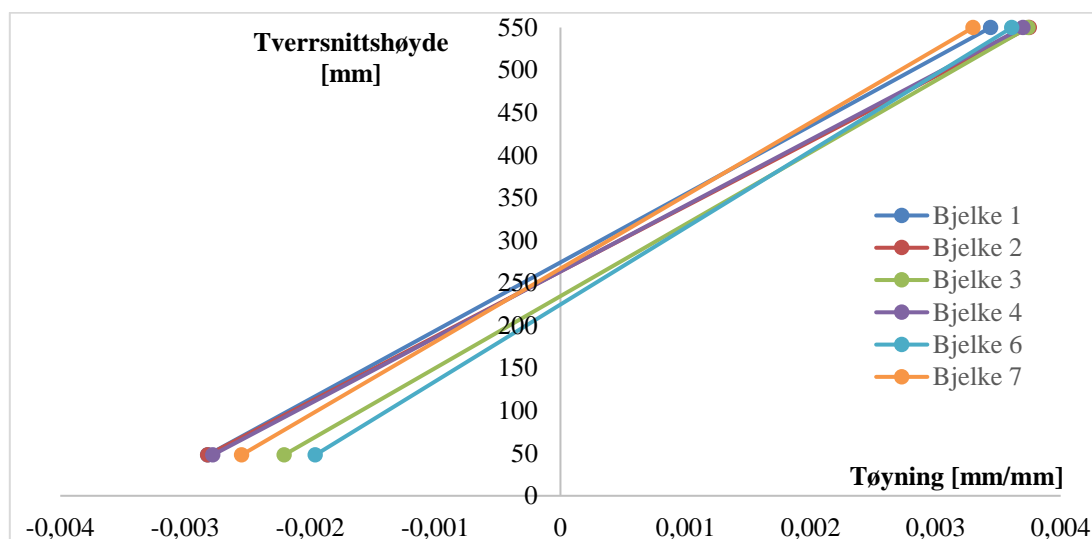
Bjelke 2 var mer duktil enn bjelke 4, men mindre enn bjelke 7 selv om senteravstanden var lik. Bjelke 6 og 7 hadde tilnærmet likt forhold mellom last og nedbøyning over plataet fra makslast til bruddlast. Det vil si at duktiliteten er å betrakte som den samme. Bjelke 3 hadde åpenbart den mest duktile oppførselen.

7.2 Effekten av ulik størrelse på overdekning i topp

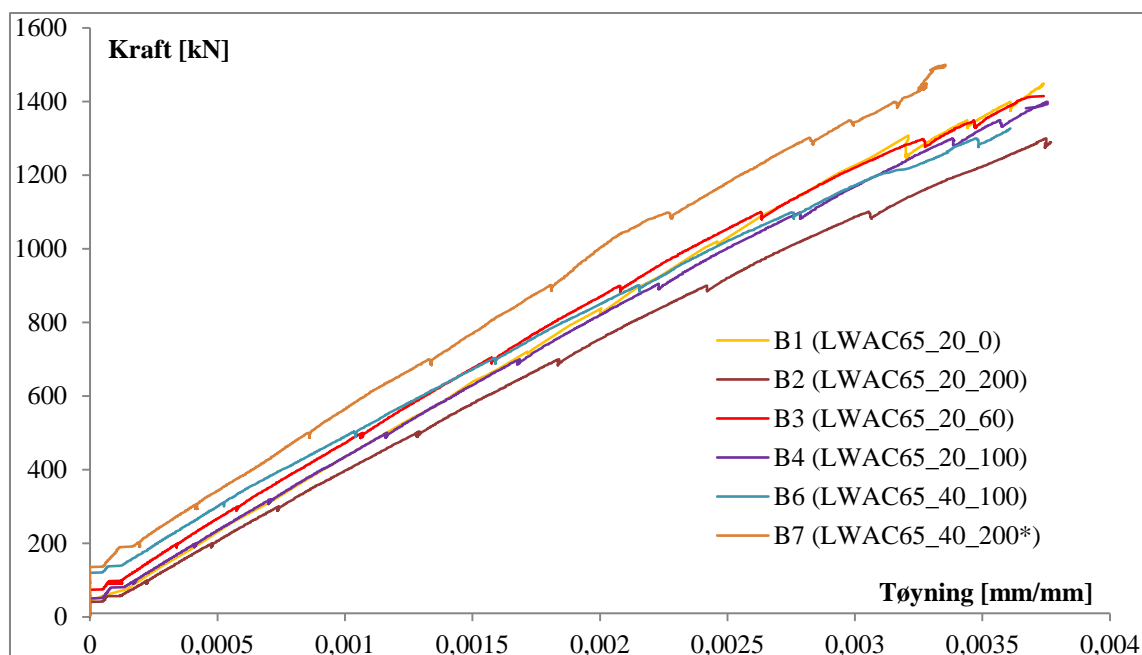
Dette kapitlet omfatter en nærmere analyse av overdekningen på toppen av tverrsnittet. Det blir sett på hvilken effekt overdekning har på kapasitet og duktilitet. Andre parametere er utelukket. Det er valgt å studere kraft-tøyningsdiagram og tøyningsfordeling over tverrsnittet.

Belastning [kN]	Bjelke 1, ϵ_{cu} [mm/mm]	Bjelke 2 ϵ_{cu} [mm/mm]	Bjelke 3 ϵ_{cu} [mm/mm]	Bjelke 4 ϵ_{cu} [mm/mm]	Bjelke 6 ϵ_{cu} [mm/mm]	Bjelke 7 ϵ_{cu} [mm/mm]
2*P = 900	0.00224	0.00246	0.00211	0.00224	0.00218	0.00182
Topp 1	0,0034	0.0038	0.0037	0.0037	0.0036	0.0033

Tabell 7.3: Trykktøyninger i betongen på toppen av tverrsnittet for alle bjelkene



Figur 7.3: Tøyningsfordeling over tverrsnittet, alle bjelker



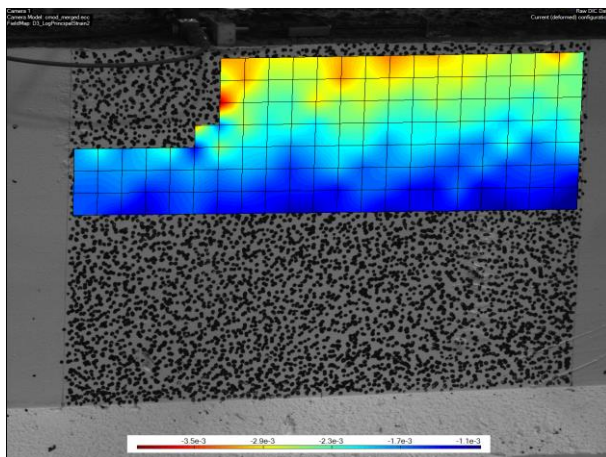
Figur 7.4: Kraft-trykktøyninger for bjelke 1-7

Tabell 7.3 fremstiller testbaserte trykktøyninger, ϵ_{cu} , på toppen av tverrsnittet ved en tilfeldig valgt totallast på 900 kN og ved «Topp 1» for alle bjelkene. Figur 7.3 og 7.4 viser henholdsvis tøyninger over tverrsnittet og trykktøyninger i topp ved hvert lasttrinn. Alle bjelkene er tatt med.

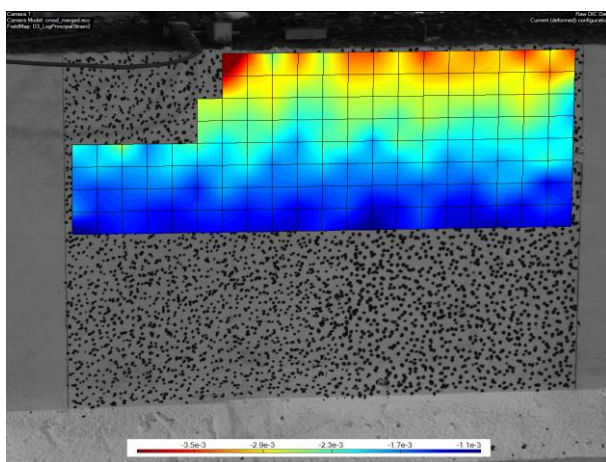
Det er verdt å legge merke til bjelker med lik overdekning på 20 mm har ulike tøyninger ved samme last på 900 kN. Det gjelder også bjelkene med 40 mm overdekning. Grunnen til dette kan være bidrag fra andre faktorer som innledningsvis er utelukket.

Teoretisk sett skal tøyninger ved samme last være lik uavhengig av om overdekningen er 20 eller 40 mm. Det er ikke tilfellet for bjelke 4 og 6, der kun overdekningen er ulik. Det kan begrunnes med at riss utvikler seg annerledes i bjelkene som vil påvirke nøyaktigheten av måleinstrumentene da disse er montert på overflaten av tverrsnittet

Bildene under viser konsentreringen av trykktøyninger i tverrsnittet rett for avskaling av overdekning skjer, altså «Topp 1».



Figur 7.5: Tøyningsfordeling ved 1382 kN («Topp 1») for bjelke 4



Figur 7.6: Tøyningsfordeling ved 1314 kN («Topp 1») for bjelke 6

Av bildene over kan man se at det er mer konsentrering av tøyninger på toppen av tverrsnittet og lenger ned mot nøytralaksen i bjelke 6 enn i bjelke 4.

Bjelke 1, 2, 3 og 4 har generelt sett registrert høyere tøyninger enn bjelke 6 og 7, og en kan dermed påstå at gruppe 1 har høyest kapasitet og er mest duktile ut ifra å utelukkende se på tøyninger i topp.

7.3 Effekten av ulik størrelse på trykkarmering

Det blir i dette delkapitlet lagt fokus på hvilken effekt ulik mengde trykkarmering har på kapasitet, omsluttning og duktilitet. Andre parametere som påvirker duktiliteten er sett bort ifra.

Bjelke	Mengde trykkarmering [mm ²]	Makslast [kN]
1	226,2	1448
2	226,2	1290
3	226,6	1414
4	226,2	1400
6	226,2	1326
7	981,8	1500

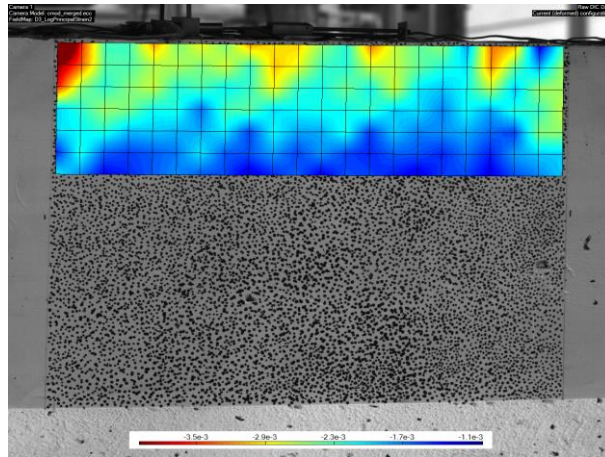
Tabell 7.4: Trykkarmeringsareal og makslast for samtlige bjelker

Tabellen over presenterer areal av trykkarmering og makslast for hver bjelke. Bjelke 1 - 6 er konfigurert med 3 langsgående stenger, 2 med 12 mm diameter og 1 med 8 mm. Bjelke 7 er satt opp med 3 langsgående stenger, 2 med 25 mm og 1 med 8 mm samt tverrarmeringsstenger på 25 mm. Baren på 8 mm er ikke tatt med siden den var kun festet med jernbinding og påvirker i liten grad stivheten i bjelken. Lengden på tverrarmeringen var for kort og bidro lite på kapasiteten og ble dermed valgt å utelukke.

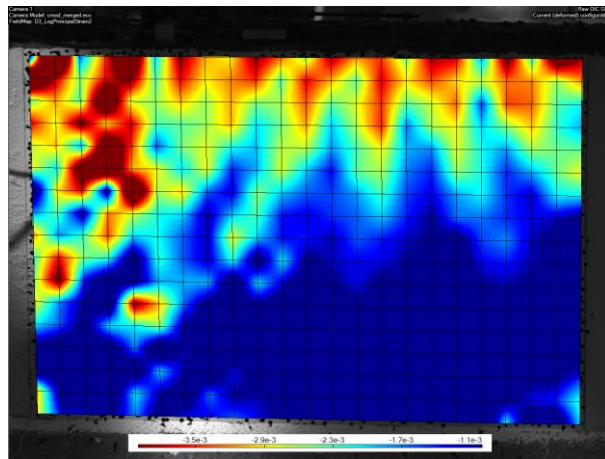
Ved å sammenligne bjelke 1- 6 med bjelke 7 er det klare tegn på at økt trykkarmering gir større makslast og mindre nedbøyning. Men prosentvis øker ikke makslasten betydelig selv om bjelke 7 hadde over 4 ganger så mye trykkarmering. Dette betyr at andre faktorer påvirker kapasiteten. Den kalkulererte kapasiteten for bjelke 7 var 1608 kN.

Dette kan oppsummeres med at større trykkarmering gjør bjelken mer stiv som igjen gir mindre nedbøyning og bedre omsluttning. Dermed kan bjelken bli mer duktil.

I figur 7.7 og 7.8 er tøyninger fra DIC for bjelke 2 og 7 fremstilt. De viser tydelig at tøyningene sprer seg lenger ned i tverrsnittet for bjelke 7 og at tøyningene av den grunn blir lavere.



Figur 7.7: Tøyningsfordeling ved 1292 kN («Topp 1») for bjelke 2



Figur 7.8: Tøyningsfordeling ved 1482 kN («Topp 1») for bjelke 7

7.4 Sammenligning av testresultat med beregnet verdi

7.4.1 Bruddlast

I tabellen under er beregnet og opptredende bruddlast presentert. Kalkuleringen er vist i kapittel 4.2

Gruppe	Bjelke	Beregnet bruddlast [kN]	Opptredende bruddlast [kN]	Avvik [%]
1	1	1488	1434	3,6
	2	1488	1258	15,5
	3	1488	1374	7,7
	4	1488	1382	7,1
2	6	1480	1178	20,4
3	7	1608	1306	18,8

Tabell 7.5 Beregnet bruddlast mot opptredende bruddlast

I beregningen av bruddlasten er sikkerhetsfaktorer utelatt siden det ville gi mest mulig reelle verdier og et bedre sammenligningsgrunnlag. Det vil si at kun karakteristiske verdier er benyttet og ikke dimensjonerende. Det er satt inn lik trykkfasthet på 70 Mpa for samtlige bjelker selv om trykkfastheten varierer etter antall herdingsdøgn. Terninger ble testet samme dag som noen av bjelkene, men ikke for alle. Det ble derfor valgt å bruke lik initiell trykkfasthet i beregningene. I kapittel 5.3 er trykkfastheten etter gitt herdingsdøgn fremstilt. Disse valgene gir verdier som følger en ikke konservativ retning. Egenvekt er også sett bort ifra, da den kun økte kapasiteten med maks 2 %. I følge Eurokode 2 skal reduksjonsfaktorer brukes i dimensjonering av lettbetong. Faktorene avhenger kun av densitet og multipliseres med trykkfasthet, strekkfasthet og E-modul. Disse er tatt med i kalkuleringen. Se kapittel 2.2.8 for mer informasjon om reduksjonsfaktorer. I beregningene er den ovenstående densitet satt lik 1834 kg/m³ for alle bjelkene. Det viste seg at densiteten hadde liten innvirkning på bruddlasten, rundt 1 %.

Tabell 7.5 viser at beregnet bruddlast er større enn opptredende bruddlast for samtlige bjelker, derav kun positive verdier i avvikene. Den beregnede bruddlasten er størst for gruppe 3 siden den har tykkere trykkarmering. For gruppe 1 og 2 er det bare overdekningen som er ulik.

Større overdekning gir lavere trykksonehøyde og dermed litt mindre kapasitet. Avvikene varierer fra 3,6 % for bjelke 1 til 20,4 % for bjelke 6. Innad i gruppe 1 er differansen stor og det tyder på at det ikke er noen sammenheng mellom bjelke 1, 2, 3 og 4. Teoretisk sett er det tilfellet for da antar man at alle forhold er «perfekte». I realiteten er det ikke mulig å få alt til å gå som planlagt. Dette sier noe om viktigheten av å bruke sikkerhetsfaktorer og reduksjonsfaktorer i dimensjoner av konstruksjoner. Et eksempel er dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} som først multipliseres med α_{cc} (= 0,85) og deretter divideres med 1,5. Dette betyr at en karakteristisk trykkfasthet på 70 MPa blir redusert til 39,7 MPa. Dette gir en ny beregnet bruddlast på 1011 kN for bjelke 1. Altså 32,1 % lavere kapasitet.

Som en oppsummering er det klart at trykkarmeringen har størst innvirkning på den beregnede bruddlasten, mens for den reelle bruddlasten er det ingen tydelige tegn på hva som gir høyest kapasitet. Det er av den grunn vanskelig å avgjøre hvorfor differansen mellom bjelkene i gruppe 1 var så stor, men en kan konkludere med at sikkerhetsfaktorer er en viktig del av dimensjoneringen.

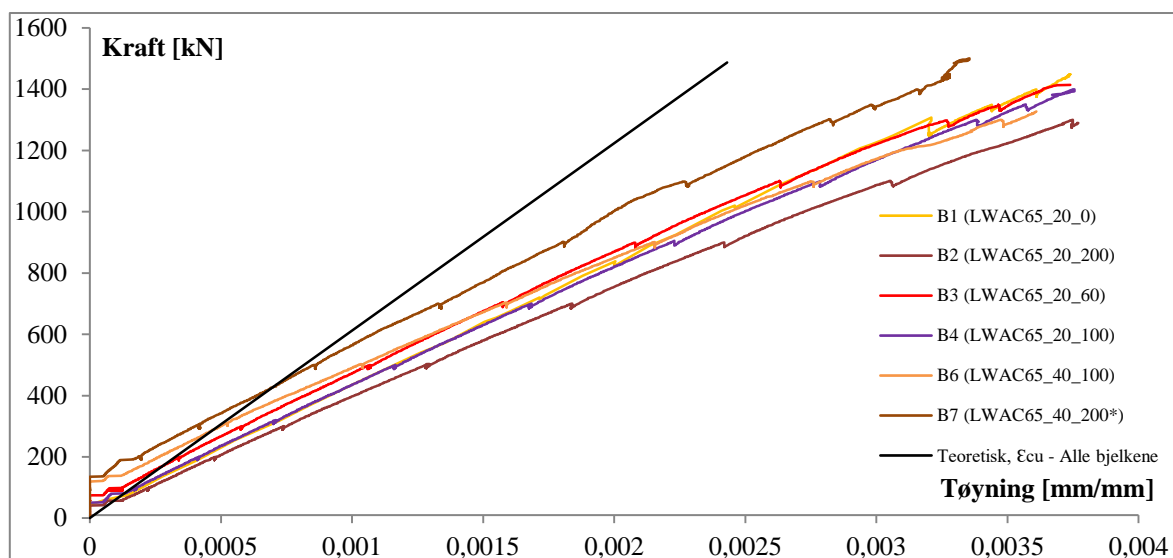
7.4.2 Tøyninger

Tabell 7.6 gir en oversikt over registrerte tøyninger ved «Topp 1» samt den maks tillatte trykktøyning etter Eurokode 2.

Belastning (Topp 1)	Teoretisk-alle bjelker	Bjelke 1	Bjelke 2	Bjelke 3	Bjelke 4	Bjelke 6	Bjelke 7
Tøyning ϵ_{cu} [mm/mm]	0,00243	0,00344	0.00375	0.00374	0.00375	0.00361	0.00330

Tabell 7.6: Teoretisk - og testbasert trykktøyning ved «Topp 1»

Figur 7.9 viser teoretisk og testbaserte trykktøyninger ved hvert lastetrinn for alle bjelkene samlet.



Figur 7.9: Teoretisk og testbasert trykktøyning ved hvert lastetrinn, alle bjelkene

Fra figur 7.9 kan man se at både beregnet- og testbaserte trykktøyning oppfører seg lineært, og at differanse forstørres med høyere last. Den teoretiske tøyningen beregnes basert på noen forutsetninger og antagelser gitt i Eurokode 2, mens tøyninger som ble registrert under testing avhenger først og fremst av aktuelle testforhold. Det antas også at tøyninger fordeler seg lineært over tverrsnittet. Det vil si at materialet oppfører seg elastisk. Ved beregning er det valgt å ikke ta hensyn til noen sikkerhetsfaktorer.

Bjelke	Maks trykktøyning [%]		Momentkapasitet M_{Rd} [kNm]		Makslast P_{tot} [kN]	
	Teoretisk	«Topp 1»	Teoretisk	«Topp 1»	Teoretisk	«Topp 1»
4	2,43	3,75	1116	1326	1478	1767
6	2,43	3,61	1111	1403	1481	1871
7	2,43	3,30	1206	1403	1608	1871

Tabell 7.7: Test- og teoretiskbasert tøyning og tverrsnittskapasitet

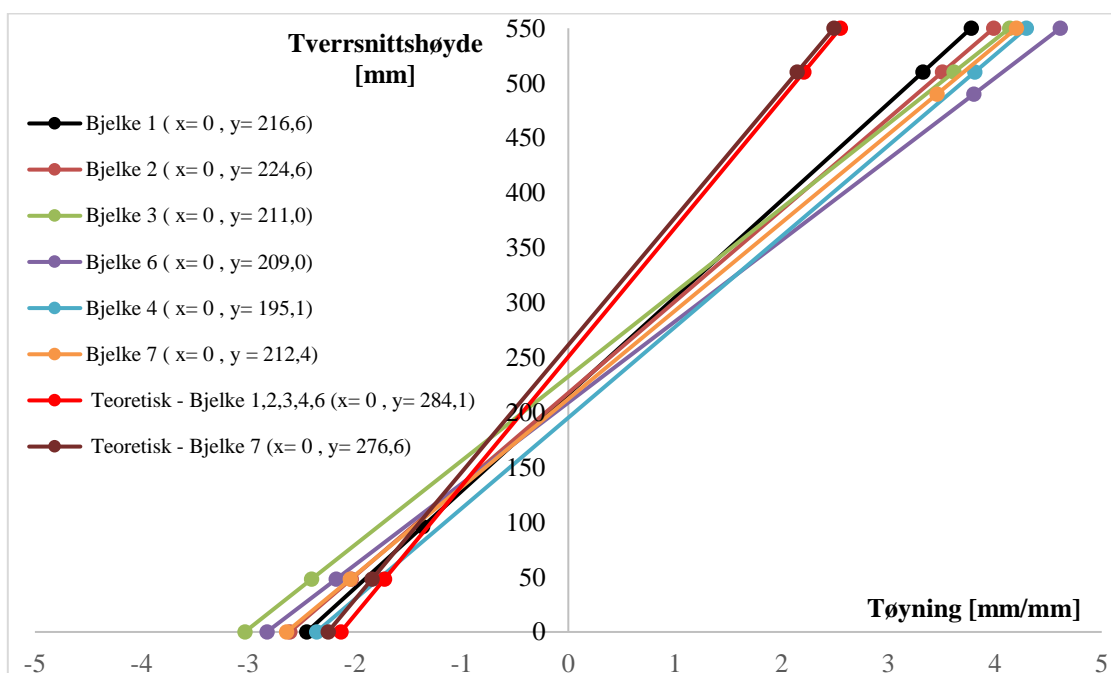
Tabell 7.7 fremstiller maks trykktøyning og tilhørende momentkapasitet og makslast for bjelke 4, 6 og 7. En bjelke fra hver gruppe. Kapasitet i bruddgrensetilstand bestemmes etter armeringsmengde, overdekningen og tøyningstilstanden i tverrsnittet. Trykkfasthet ved teoretisk beregning ble valgt til å være 70 MPa, mens ved testbaserte beregninger er den satt lik 74,2 MPa. Det var gjennomsnittlig trykkfasthet etter test av terningene.

Fra tabell 7.8 over ser man at de teoretiske trykktøyningene er betraktelig lavere enn de opptredende tøyningene. Grunnen til dette kan være at i bereningene ser man bort ifra materialets plastiske oppførsel og dermed får en mindre maksimal tøyning. En annen mulig årsak er at antagelser og forutsetninger gitt i Eurokode 2 ikke helt stemmer med virkeligheten. Kalkulering etter Eurokode 2 gir meget konservative verdier som tabellen over illustrerer.

Bjelke 4 hadde maks trykktøyning på 3,75 %, men maks tillatt etter Eurokoden er 2,43 %. Det er hele 54 % økning som betyr at momentkapasiteten øker fra 1116 til 1326 kNm. Dette viser at lettbetong er mye mer duktil enn det Eurokoden aksepterer.

7.4.3 Trykksonehøyde

I figuren under er tøyningfordeling over tverrsnittet presentert med gitte trykksonehøyder. Disse ble bestemt ved bruk av armeringstøyninger i strekk og trykk. Trykksonehøyden er der grafene krysser y-aksen.



Figur 7.10: Teoretisk- og reell trykksonehøyde

Grafene for samtlige bjelker krysser y-aksen lenger ned enn halve tverrsnittshøyden som betyr at bjelkene er overarmert som bestemt i kapittel 6. Fra figuren kan man observere at den

teoretiske trykksonehøyden er en del mindre enn reelle verdier. Trykk- og strekktøyninger er også lavere. Dette gir en indikasjon på at der er blitt brukt for små initielle tøyninger i beregningene. Det er viktig å huske at dimensjonerende verdier ville økt de teoretiske tøyningene som igjen ville gitt større trykksonehøyde.

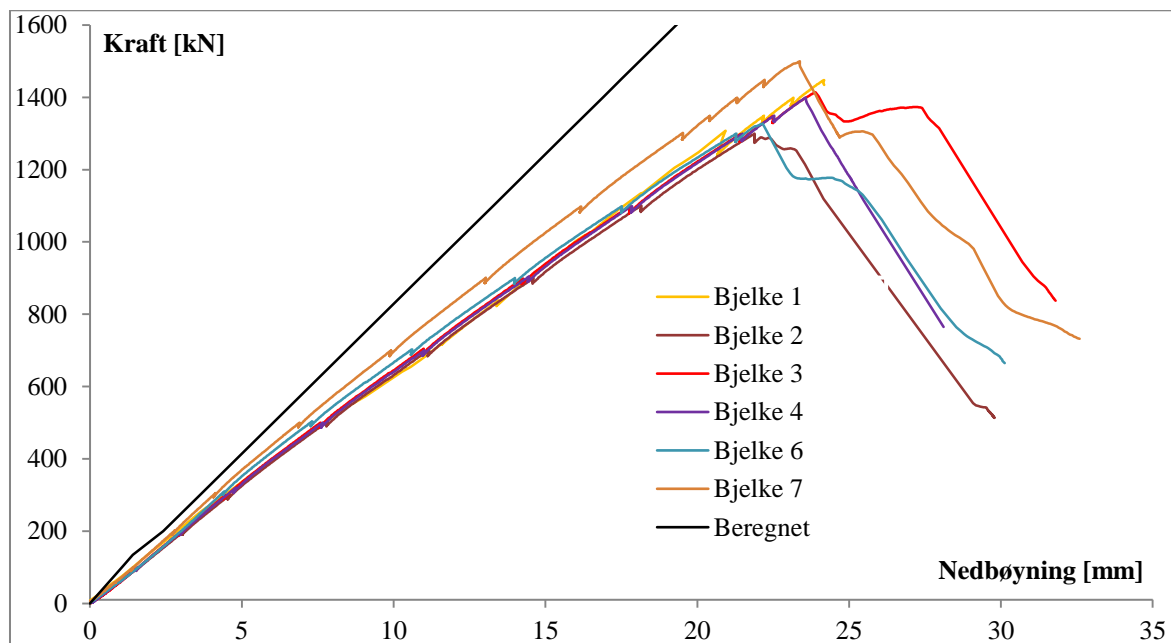
I tabell 7.8 er avviket mellom beregnet og opptredende trykksonehøyder vist. For alle bjelkene er opptredende trykksonehøyde lavere enn beregnet. Avvikene varierer fra 18 til 26 % og betraktes som store avvik og dermed ikke konservative verdier. Dette påvirker bruddlasten som blir lavere med høyere trykksonehøyde. Derfor er de opptredende bruddlastene mindre enn beregnet.

Bjelke	Beregnet α_d [mm]	Opptredende α_d [mm]	Avvik [%]
1	284,1	333,4	23,8
2	284,1	332,3	23,4
3	284,1	317,3	18,1
4	284,1	354,8	31,3
6	284,3	341,0	26,5
7	276,6	337,6	23,2

Tabell 7.8: Beregnet- og reell trykksonehøyde

7.4.4 Nedbøyning

I figur 7.11 er teoretisk- og reell nedbøyning presentert. Den beregnede nedbøyningen er lik for alle bjelker, derav kun 1 graf. Se kapittel 4.2.5 for mer om nedbøyning.



Tabell 7.11: Beregnet - og opptredende nedbøyning

Grafen for beregnet nedbøyning er en sammensetning av stadium 1 (frem til risslast) og stadium 2 (fra risslast og oppover). Overgangen er ved ca. 134 kN. Fra figuren ser man at den teoretiske nedbøyningen er lavere fra start og at differansen blir større desto mer last som påføres. En grunn til dette kan være at tverrsnittsstivheten har for høy verdi.

I tabell 7.9 er beregnet og opptredende nedbøyning ved 700 kN og ved brudd fremstilt. Dette ble gjort for å se om avvikene endret seg med økende kraft. Avvikene sprer seg fra 17 % til 32 % ved 700 kN og fra 31 % til 51 % ved brudd. Det betyr at forskjellen stiger med økende last og at tverrsnittsstivheten for den teoretiske nedbøyningen er for stor. Bjelkene ble beregnet som stivere enn de i grunnen var.

Bjelke	Beregnet δ ved 700 kN [mm]	Opptredende δ ved 700 kN [mm]	Avvik [%]	Beregnet δ ved brudd [mm]	Opptredende δ ved brudd [mm]	Avvik [%]
1	8,5	11,1	30,1	18,0	24,2	34,4
2	8,5	11,3	32,9	18,0	23,0	27,8
3	8,5	10,9	28,2	18,0	27,2	51,1
4	8,5	11,1	30,6	18,0	23,6	31,1
6	8,5	10,7	25,9	17,9	24,4	36,3
7	8,5	10,0	17,7	19,4	25,4	31,0

Tabell 7.9: Beregnet og reell nedbøyning ved 700 kN og ved brudd

I beregningene ble nedbøyningen blant bjelkene betraktet som lik, siden forskjellen var minimal. Det ble kun et lite bidrag fra «Tension stiffening», men det utgjorde så lite og ble derfor sett bort ifra. Den største differansen i opptredende nedbøyning ved 700 kN mellom bjelkene var bare 1,1 mm. Dette tyder på at valget om lik nedbøyning for bjelkene var en riktig beslutning. Variasjonen er derimot en del større ved brudd.

7.5 Omsluttningseffekt

I dette underkapitlet blir beregnet omsluttningseffekt sammenlignet med eksperimentelle verdier. Tabell 7.10 presenterer de aktuelle trykkapasitetene for samtlige bjelker. Økningen i trykkapasitet er gitt i forhold til initial trykkfasthet på 65 MPa.

Måleinstrumentene registrerte kun tøyninger, så det ble nødvendig å bruke Hookes lov til å bestemme spenningene i betongen i den elastiske delen av spenning-tøyningskurven. E-modulen var lik langs den lineære delen. Tøyningene fra test er gjennomsnittlige verdier av CTE og CTW for de induktive givene og CM for strekkklappene ved makstøyning. CM registrerte lavere tøyninger da den var plassert lengre ned i tverrsnittet.

Den teoretiske trykkapasiteten er funnet etter fremgangsmåten gitt i referanse 11 og 12. Det er en av flere metoder for å bestemme omsluttningseffekten. Det er viktig å nevne at den valgte metoden tar utgangspunkt i vegger og søyler og kun aksial belastning. Dette gjorde det vanskelig å velge omsluttningsareal og flere antagelser måtte tas. En av antagelsene var rektangulært omsluttningsareal fra konstruksjonsarmeringen ned til trykksonehøyden. Omsluttningen virker kun i trykkdelen. Noen av formlene ble også manipulert for å ta hensyn til det rektangulære området. Se kapittel 4.2.6 for mer informasjon.

Beregnet trykkapasitet i de 6 bjelkene varierer betraktelig siden valgt beregningsmodell reageres sterkt på endringer i senteravstand mellom bøyene. For bjelke 3 er økningen hele 53,0 % i forhold til initiell kapasitet på 65 MPa. Spredningen i verdier fra forsøk er derimot mindre. For bjelke 1 ble det regnet ut 0.0 % økning i kapasitet på grunn av at formlene i modellen ikke var gyldige for bøyelavstanden større enn 276 mm. Testene viste at trykkapasiteten var 90,4 MPa. Det er viktig å legge merke til at utgangspunktet for beregningen av spenningene er ulik. I beregningsmodellen er omsluttningsareal den viktigste parameteren mens for testresultatene bruker man tøyninger. Det gir ulikheter i oppnådd trykkapasitet. Differansen er minst ved lavest senteravstand mellom bøyene.

Bjelke	Beregnet trykkapasitet [MPa]	Økning i kapasitet, fra 65 MPa [%]	Trykkapasitet fra forsøk	
			LVDT [MPa]	SG [MPa]
1	65	0	90,4	80,3
2	67,1	3,2	91,1	73,0
3	99,4	53,0	90,4	84,4
4	81,4	25,2	90,8	70,2
6	82,4	26,8	87,3	83,5
7	67,3	3,6	81,1	83,4

Tabell 7.10: Beregnet og reelle trykkapasiteter

Etter testingen av samtlige bjelker og inspeksjon av omslutningsarealet ble det bestemt å se bort ifra den rektangulære delen under konstruksjonsarmeringen. Det var også her usikkerheten om riktig omslutningsområde var størst. Dette førte til et mindre omslutningsareal og dermed lavere trykkapasitet. Bidraget fra tverrarmeringen i bjelke 7 ble også utelukket. Verdiene ble mer konservative og alle trykkapasitetene ble lavere enn de oppnådd i test. Se tabell 7.11. Differansen er fortsatt størst ved kortest avstand mellom bøyene. Det tyder på at feilmarginen av modellen er mest avhengig av bøyelavstand. Selv om gjennomsnittlig trykkapasitet for første kalkulering ($f_{1m} = 77,1$ MPa) er nærmere forsøksbaserte verdier ($f_{fm} = 88,5$ MPa) enn andre kalkulering ($f_{2m} = 72,7$ MPa), så er det bedre å være konservativ og få lavere trykkapasitet.

Bjelke	Trykkapasitet f_1 [MPa]	Trykkapasitet f_2 [MPa]	Avvik [%]
1	65	65	0
2	67,1	66,6	0,75
3	99,4	87,6	13,5
4	81,4	75,4	8,0
6	82,4	75,9	8,6
7	67,3	65,9	2,1

Tabell 7.11: Trykkapasitet med og uten rektangulær del

Som en oppsummering har valgt beregningsmodell gitt tilstrekkelig gode verdier for trykkapasitet. Den påvirkes mye av omslutningsareal og senteravstand mellom bøyene.

Større overdekning gir også et lite bidrag. Modellen tar utgangspunkt i vegger og aksial belastning så feilkildene er mange når metoden brukes for bjelker. Verdiene ville trolig blitt annerledes om en annen framgangsmåte hadde blitt brukt.

7.6 Sammenligning med tidligere forsøk

I SINTEF rapporten «*Ductility of Overreinforced Beams*» [9] er 11 overarmerte høyfaste betongbjelker testet. Målet var å undersøke duktiliteten av normal- og lettbetong. De fokuserte på hvordan omslutningseffekt kan påvirke duktiliten. Bjelkene var sammenlignbare til denne oppgave på grunn av identiske bjelkedimensjoner, armeringoppsett, bjelkespenn og 4-punkts bøyetest. Forskjellene var tilslag, trykkfasthet og densitet. Det blir kun sett på lettbetongbjelkene fra SINTEF rapporten og disse blir sammenlignet med bjelke 2 og 3. Tabellen under presenterer makslast og maks trykktøyninger i betongen for bjelkene.

Bjelkeidentifikasjon	Letttilslag	Densitet [Kg/m ³]	Trykkfasthet (Terning) [MPa]	Topp 1 (P ₁) [kN]	Topp 2 (P ₂) [kN]	P ₁ /P ₂	Midlere trykktøyning i betong [%]
LWA65-12-20-200	Stalite	1834	74,2	645	629	1,03	3,77
LWA65-12-20-60	Stalite	1834	74,2	707	687	1,03	3,74
LWA75-12-20-200	Liapor	1930	74,6	682	-	-	3,47
LWA75-12-20-60	Liapor	1930	74,6	670	689	0,97	3,54

Tabell 7.12: Oversikt over makslast og maks trykktøyninger i betong

For bjelkene med 200 mm senteravstand mellom bøyene er makslasten større med Liapor, men den gikk til brudd rett etter «Topp 1». Med Stalite som tilslag klarte bjelken to topper og fikk høyere trykktøyninger.

For bjelkene med 60 mm senteravstand mellom bøyene er makslasten og makstrykktøyning størst for Stalite. Begge fikk to topper, men merkelig nok ble lasten registrert i «Topp 2» høyere enn i «Topp 1» for bjelken med Liapor som letttilslag. Dette var tilfellet for alle lettbetongbjelkene i SINTEF rapporten. I denne oppgaven ble «Topp 1» alltid størst. En av

grunnene til det var at ved avskaling av overdekning blir tverrsnittet mindre og kraften som tas opp av bjelken blir derav lavere.

Det er vanskelig å komme til noen direkte konklusjon på hvilke bjelker som har den mest duktile oppførselen med så få bjelker testet. Men det er verdt å nevne at selv med lavere densitet og trykkfasthet oppnådde bjelkene med Stalite større maksimale tykktoyninger som i grunnen kan tolkes som bedre duktilitet.

8 Konklusjon

I forbindelse med dette prosjektet ble det produsert og testet 7 bjelker, 24 terninger og 12 sylindere av samme betongblanding med Stalite som lettilslag. Målet med oppgaven var å undersøke duktiliteten av lettbetong ved å se på effekten av implementerte tiltak. Tiltakene var ulik størrelse på overdekning, trykkarmering og senteravstand mellom bøyene.

Hovedfokuset lå på trykkbrudd i momentsonen som 6 av bjelkene fikk. Bjelke 5 fikk trykkbrudd i skjærsonen og ble av den grunn utelukket i analysen.

Terninger og sylindre ble testet for å bestemme nødvendige materialparametere. Resultatet ble en gjennomsnittlig trykkfasthet på 74,1 MPa etter totalt 59 herdingsdøgn og en gjennomsnittlig spaltestrekkfasthet på 4,03 MPa. Den ovenstørre densitet ble fastsatt til 1834 kg/m³.

Etter sammenligning av bjelkene er det tydelig at bjelker med kortere overdekning tar til seg større trykktøyninger og blir dermed mer duktil. Størrelsen på trykkarmeringen betyr lite for duktiliteten, men mye for momentkapasiteten. Det var klare signaler på at senteravstand mellom bøyene var det beste tiltaket for å gjøre lettbetongen mer duktil. Kortere avstand ga mer omslutning og derav et mindre sprøtt brudd.

Beregnet momentkapasitet etter Eurokode 2 viste seg å være lavere enn den testbaserte. Dette skyldes at maks tillate teoretiske trykktøyning (2,43‰) var lavere enn maks registrert trykktøyning (3,3‰). Dette betyr at lettbetongen er mer duktil enn det Eurokode 2 aksepterer. Det viser også at Eurokoden er meget konservativ.

Etter en grundig analyse av testresultater er det mye som tyder på at de implementerte tiltakene har en positiv effekt på duktiliteten. For å bekrefte påstanden bør det gjennomføres flere tilsvarende forsøk for å kunne se tendensene tydeligere.

9 Feilkilder

1. Formfeil og avvik på bjelkene.
2. Støpekvalitet og ujevne overflater.
3. Varierende herdetid.
4. Unøyaktig plassering av skjærbøyer.
5. Eventuelle menneskelige feil ved forberedelse av testoppsett.
6. Eventuelle avvik i plassering av måleutstyr.
7. Eventuelle feil og unøyaktighet ved måleinstrumenter.
8. Unøyaktige avlesninger.

Referanser

- [1] EuroLightCon. *LWAC Material Properties State-of-the-Art*. Document BE96-3942/R2, December 1998.
- [2] Norsk betongforening, *Publikasjon nr.22: Lettbetong, spesifikasjoner og produksjonsveiledning*. Norsk betongforening, Juni 2008.
- [3] Standard Norge. NS-EN 13055-1: *Lightweight aggregates*. Standard Norge, 2016.
- [4] Satish Chandra and Leif Berntsson. *Lightweight Aggregate Concrete*. Noyes Publications, 2003.
- [5] Norsk betongforening, *Publikasjon nr.23: Lettbetong, Prosjekteringsveiledning*. Norsk betongforening, 1999.
- [6] Store Norske Leksikon. *Lettklinker*, <https://snl.no/lettklinker> (lest den 20.03.17).
- [7] Stein Bostrøm. *Fullskala pumpeforsøk med Stalite som letttilslag*. SINTEF bygg og miljøteknikk, 2000.
- [8] Carolina Stalite Company. *Stalite Production Raw Materials*, <http://www.stalite.com/stalite-production.php?cat=41> (lest den 20.03.17).
- [9] Einar Aassved Hansen. *High-Strength Concrete: Report 1.6. Ductility of Overreinforced Beams*. SINTEF, 1993.
- [10] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. Standard Norge, 2004.
- [11] Y. Bouafia, A. Iddir, M.S. Kachi and H. Dumontet. *Stress-Strain relationship for the confined concrete*. 11th World Congress on Computational Mechanics.
- [12] Esmerald Filaj, Agim Seranaj and Erdit Leka. *Confined concrete behavior influencing factors*, volume 03, issue 07. International Research Journal of Engineering and Rechnology, July 2016.
- [13] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner- Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. Akademika forlag, 2013.
- [14] Standard Norge. *NS-EN 12390-2:2009 Prøving av herdet betong, Del 3: Prøvelegemers trykkfasthet*. Standard Norge, 2009.

- [15] Standard Norge. *NS-EN 12390-6:2009 Prøving av herdet betong, Del 6: Prøvelegemers spaltestrekkfasthet*. Standard Norge, 2009.
- [16] Standard Norge. *NS-EN 12390-7:2009 Prøving av herdet betong, Del 7: Densitet av herdnet betong*. Standard Norge, 2009.
- [17] Store Norske Leksikon. *Strekkklapp*, <https://snl.no/strekkklapp> (lest den 27.03.17).
- [18] *LVDT*, <https://learnprotocols.wordpress.com/2012/07/21/lvdt-basic-principle-theory-working-explanation-diagram-linear-variable-differential-transformer/> (lest den 27.03.17)
- [19] Sen Lin. *Strain Measurement by Digital Image Correlation*, KTH- Royal Institute of Technology, Sweden, September 7, 2015.
- [20] 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.
- [21] TEC Services. *Interim report of astm c330 carolina stalite 0,5 inchcoarse lightweight aggregate*. TEC Services Project No: 04-0514, TEC Services Sample ID: 14-999, 2015.
- [22] Christian Lund, Jon Myhre Sakshaug. *Konstruktiv oppførsel av høyfast lettbetong*. NTNU, 2016.

Referanser bilder

- [1B] EuroLightCon. *LWAC Material Properties State-of-the-Art*. Document BE96-3942/R2, December 1998.
- [2B] Teknisk ukeblad, *Sandsfjordbrua*, <https://www.tu.no/artikler/denne-brua-krevde-utvikling-av-en-ny-type-lettbetong/275956> (lest den 02.05.2017)
- [3B] *Trollplattformen*,
http://web2.gyldendal.no/undervisning/felles/pixdir20/?archive=geo&menuitem=menu_6&resultsource=menu_6&detailsource=image_153 (lest den 02.05.2017)
- [4B] ESCSI. *ESCS Lightweight Aggregate*, <http://www.escsi.org/contentpage.aspx?id=53>.

Vedlegg

A - Fullskala (s.132-201)

A1 - Dokumentasjon av arbeid og resultat (s.132-190)

A2 - Kapasitetsberegning i bruks- og bruddgrensetilstand (s.191-201)

B - Småskala (s.202-213)

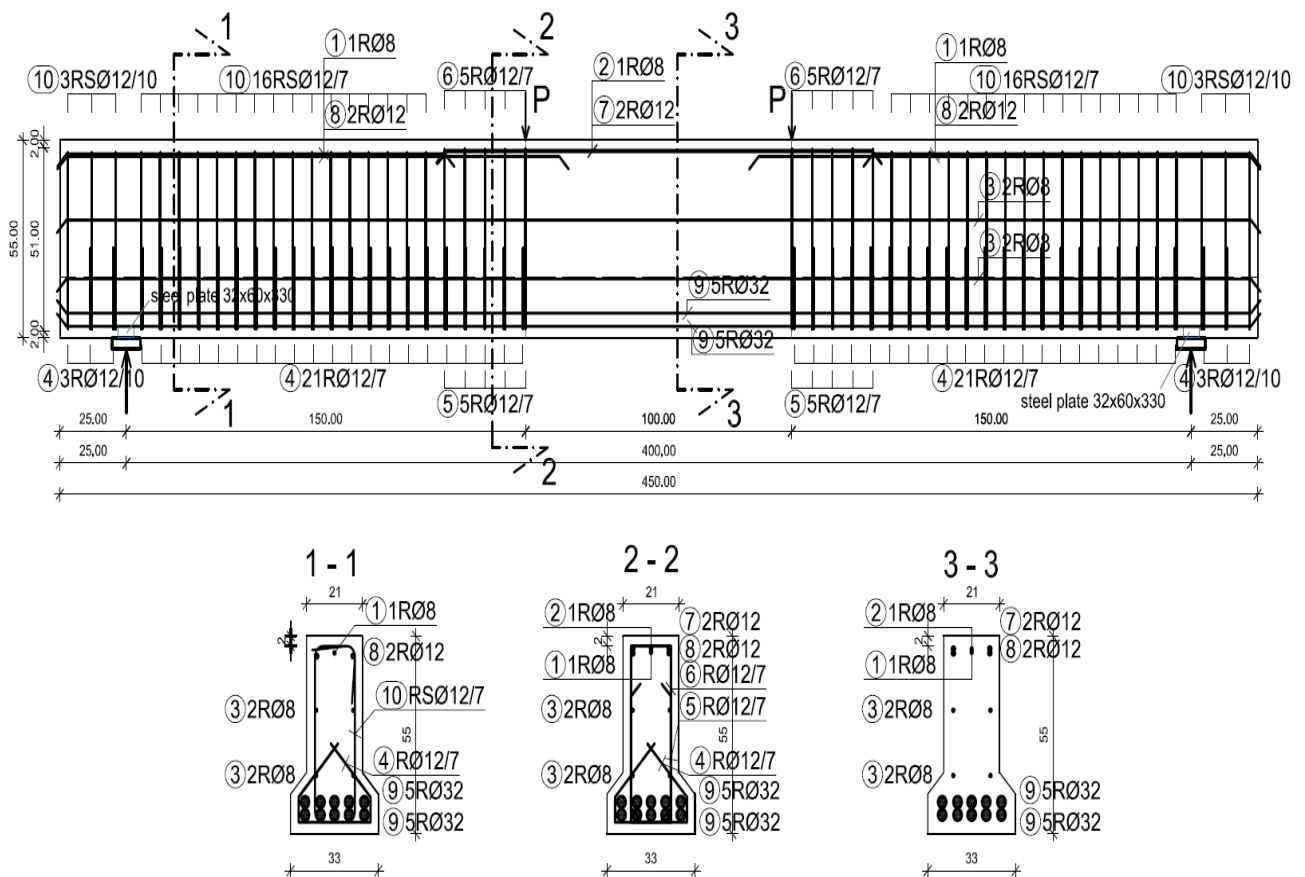
C - Betongresept (s.214-222)

Vedlegg A - Fullskala



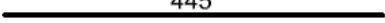
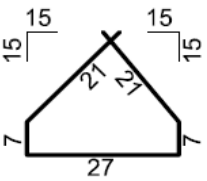
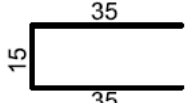
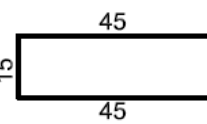

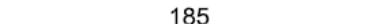

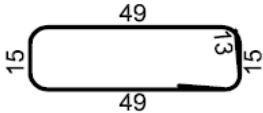
A1 Dokumentasjon av arbeid og resultat

A1 Bjelke 1 (LWAC 65 - 20 - 0)

A1.1 Utførelse



Figur A1: Armeringstegning, bjelke 1

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lgn [m]
beam 1 (1 pcs.)					
1		8	1.42	2	2.84
2		8	1.60	1	1.60
3		8	4.45	4	17.80
4		12	0.83	48	39.84
5		12	0.85	10	8.50
6		12	1.05	10	10.50
7		12	1.60	2	3.20
8		12	1.85	4	7.40
9		32	4.45	10	44.50
10		12	1.54	38	58.52
S500					
∅ [mm]	lgn [m]	Unit weight [kg/m]	Weight [kg]		
8	22.24	0.40	8.78		
12	127.96	0.89	113.63		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)					403.21
Total					403.21

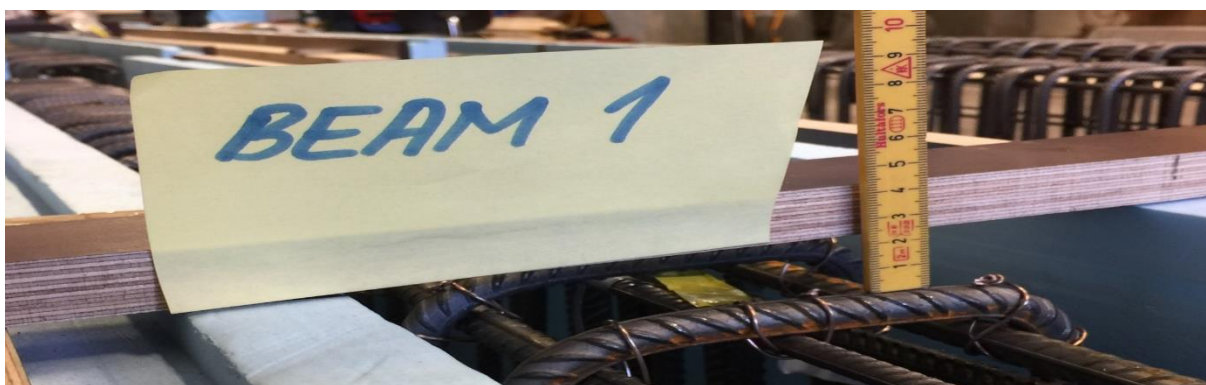
Tabell A1: Armeringsmengde, bjelke 1



Figur A2: Momentsone fra siden, bjelke 1



Figur A3: Momentsone fra toppen, bjelke 1



Figur A4: Overdekning, bjelke 1

A1.2 Rissutvikling



Figur A5: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 1



Figur A6: Rissmønster ved 100 kN, momentsone - bjelke 1



Figur A7: Rissmønster ved 200 kN, bjelke 1



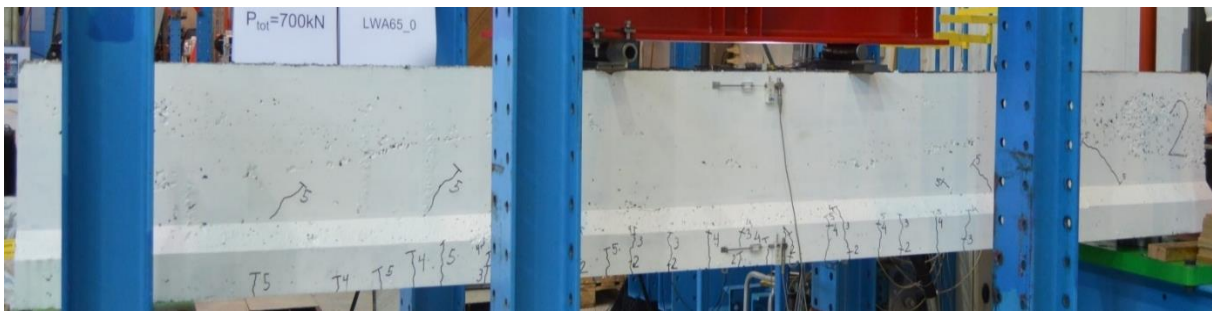
Figur A8: Rissmønster ved kN, momentsone - bjelke 1



Figur A9: Rissmønster ved 500 kN, bjelke 1



Figur A10: Rissmønster ved 500 kN, momentsone - bjelke 1



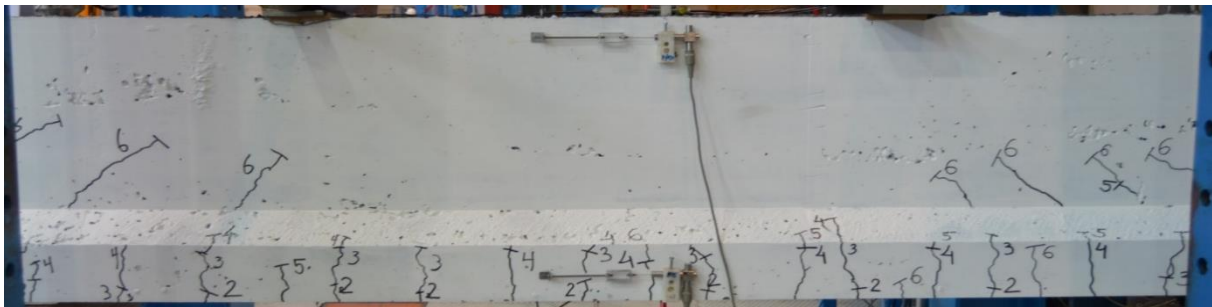
Figur A11: Rissmønster ved 700 kN, bjelke 1



Figur A12: Rissmønster ved 700 kN, momentsone - bjelke 1



Figur A13: Rissmønster ved 900 kN, bjelke 1



Figur A14: Rissmønster ved 900 kN, momentsone - bjelke 1



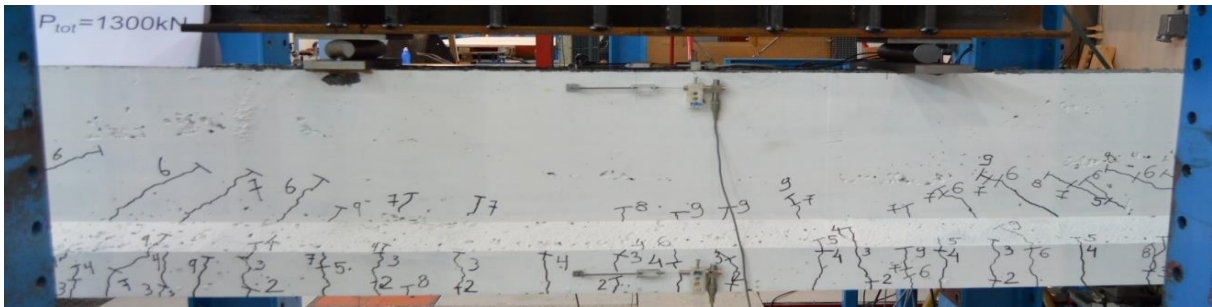
Figur A15: Rissmønster ved 1200 kN, bjelke 1



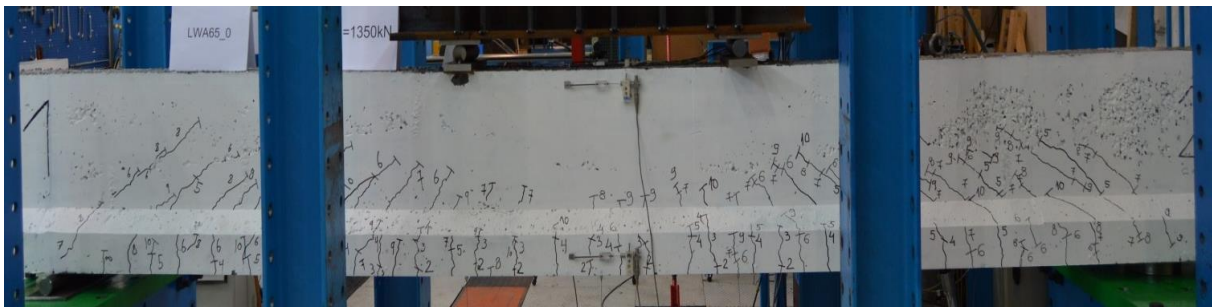
Figur A16: Rissmønster ved 1200 kN, momentsone - bjelke 1



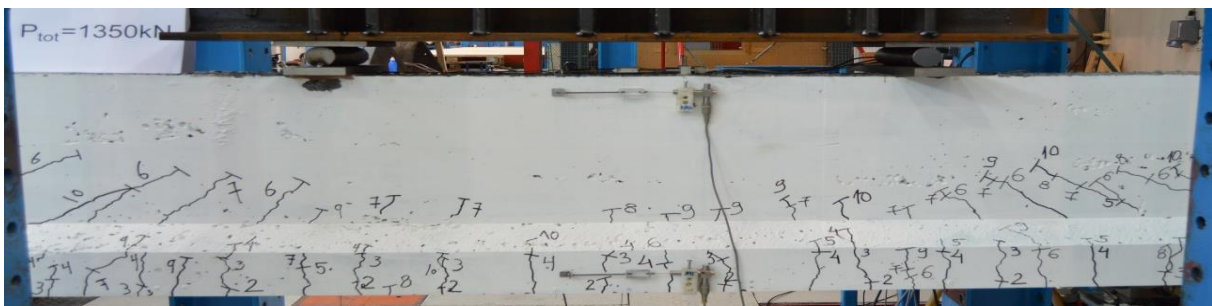
Figur A17: Rissmønster ved 1300 kN, bjelke 1



Figur A18: Rissmønster ved 1300 kN, momentsone - bjelke 1



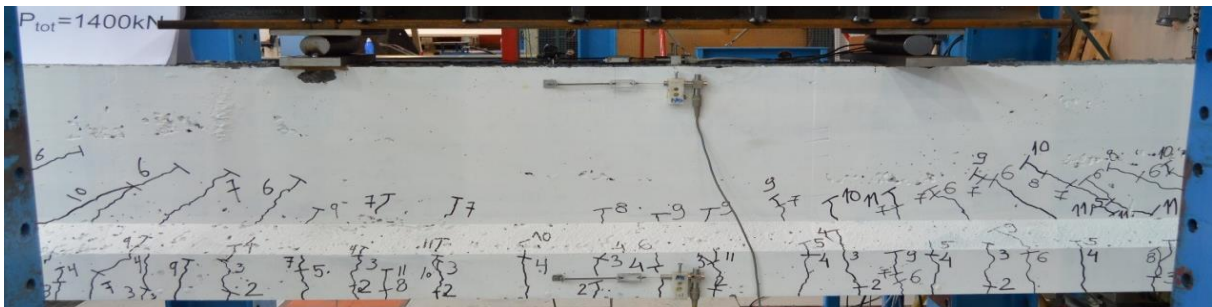
Figur A19: Rissmønster ved 1350 kN, bjelke 1



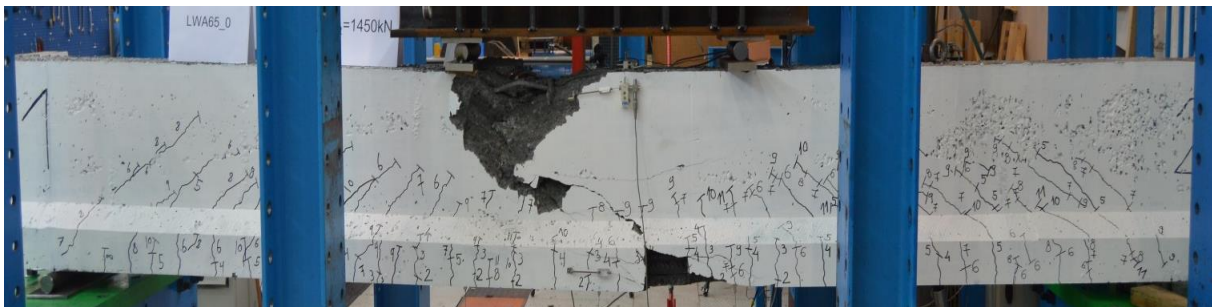
Figur A20: Rissmønster ved 1350 kN, momentsone - bjelke 1



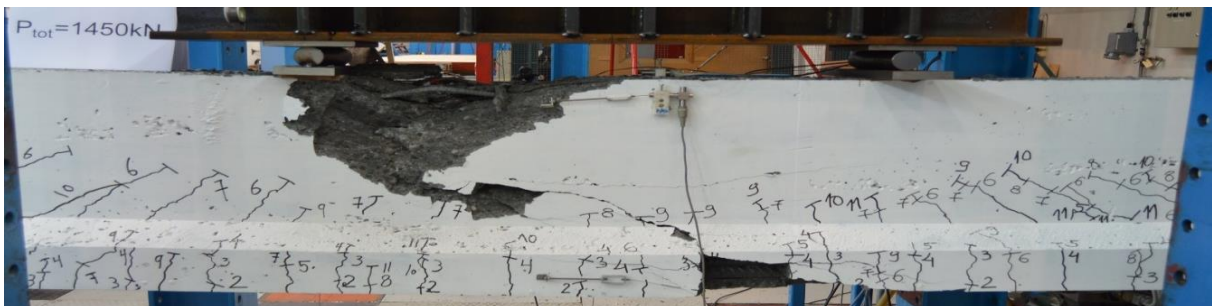
Figur A21: Rissmønster ved 1400 kN, bjelke 1



Figur A22: Rissmønster ved 1400 kN, momentsone - bjelke 1



Figur A23: Bruddmønster ved 1450 kN, bjelke 1



Figur A24: Bruddmønster ved 1450 kN, momentsone - bjelke 1

A1.3 Tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn

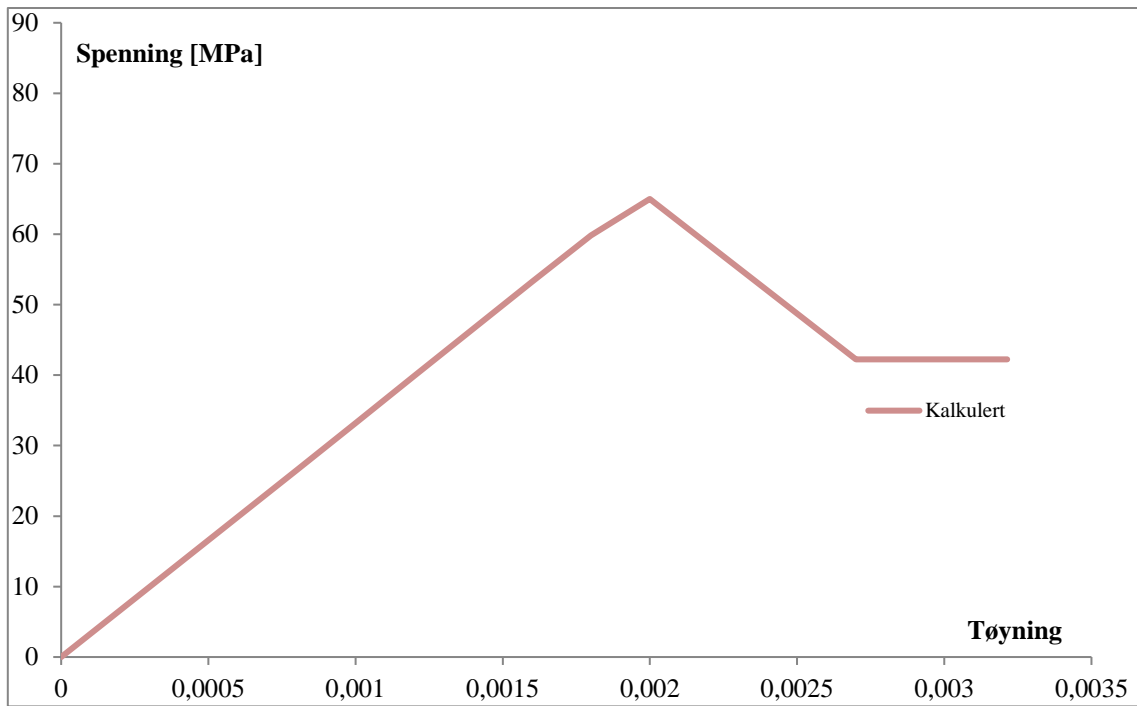
Trinn	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Max	Brudd
Last [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1200	1300	1350	1400	1448	1434
LVDT-M [mm]	1,52	2,91	4,29	7,50	11,08	14,50	17,93	20,00	21,45	22,2	23,17	24,17	24,18
LVDT-2 [mm]	1,41	2,69	3,96	6,91	10,21	13,40	16,54	18,46	19,23	19,91	20,8	21,7	21,69
LVDT-1 [mm]	1,22	2,49	3,75	6,66	9,92	13,04	16,16	18,08	19,67	20,34	21,23	22,14	22,15
LVDT-West Comp. [‰]	0	0,23	0,41	0,83	1,27	1,64	2,09	2,37	2,84	2,96	3,12	3,29	3,27
LVDT-West Tens. [‰]	0,19	0,45	0,78	1,31	2,0	2,72	3,32	3,67	3,40	3,49	3,58	3,66	3,63
LVDT- Top West [‰]	0,13	0,34	0,57	1,08	1,61	2,13	2,67	3,01	3,21	3,35	3,53	3,72	3,70
LVDT- Top East [‰]	0,18	0,43	0,68	1,22	1,77	2,34	2,92	3,29	3,41	3,53	3,69	3,76	3,74
LVDT- East Tens. [‰]	0,12	0,21	0,30	0,51	0,82	1,09	1,39	1,56	1,74	1,82	1,93	2,04	2,04
SGC-1 [‰]	0,2	0,41	0,63	1,12	1,63	2,14	2,72	3,06	3,07	3,17	3,24	3,30	3,27
SGC-2 [‰]	0,19	0,39	0,59	1,04	1,51	1,98	2,48	2,84	2,97	3,02	3,15	3,34	3,49
SGC-M [‰]	0,19	0,39	0,59	1,03	1,48	1,93	2,40	2,80	-	-	-	-	-
SGT-TT [‰]	0,07	0,14	0,23	0,43	0,64	0,83	1,03	1,13	1,22	1,27	1,32	1,37	1,36

Tabell A2: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn, bjelke 1

A1.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 1					
b_c	138	mm	A_i	10055,33333	mm ²
d_c	180	mm	A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	253	mm	A_e	0	mm ²
w'_1	158	mm	A_{cc}	34454,76897	mm ³
w'_2	102	mm	ρ_{cc}	0,013153206	
w'_3	158	mm	k_e	0	
w'_4	0	mm	f_{lx}	0	MPa
s'	276	mm	f_{ly}	0	MPa
s	288	mm	f_l	0	MPa
f_{yh}	500	MPa	f_{cc}	65	MPa
f_{c0}	65	MPa	Kapasitetsøkning	0	%
A_{sl}	326,7256353	mm ²			
A_{sx}	226,1946708	mm ²	$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	113,0973354	mm ²	0	0	0
			0,1	6,607213144	0,0002
ϵ_{c0}	0,002		0,2	13,23329767	0,0004
ϵ_{cc0}	0,002		0,3	19,87765642	0,0006
ηE	0,745867769		0,4	26,5392537	0,0008
E_{bc0}	32988,22725	MPa	0,5	33,21620228	0,001
k_c	1,015022377		0,6	39,90477579	0,0012
$k_{c'}$	0,015022377		0,7	46,5966338	0,0014
ρ_x	0,004363323		0,8	53,26885383	0,0016
ρ_y	0,005691291		0,9	59,82847501	0,0018
ρ_s	0,010054614		1	65	0,002
E_s	32500	MPa		42,25	0,0027
ϵ_{65}	0,0027			42,25	0,003213636
η_1	0,918181818				
ϵ_{cu}	0,003213636				

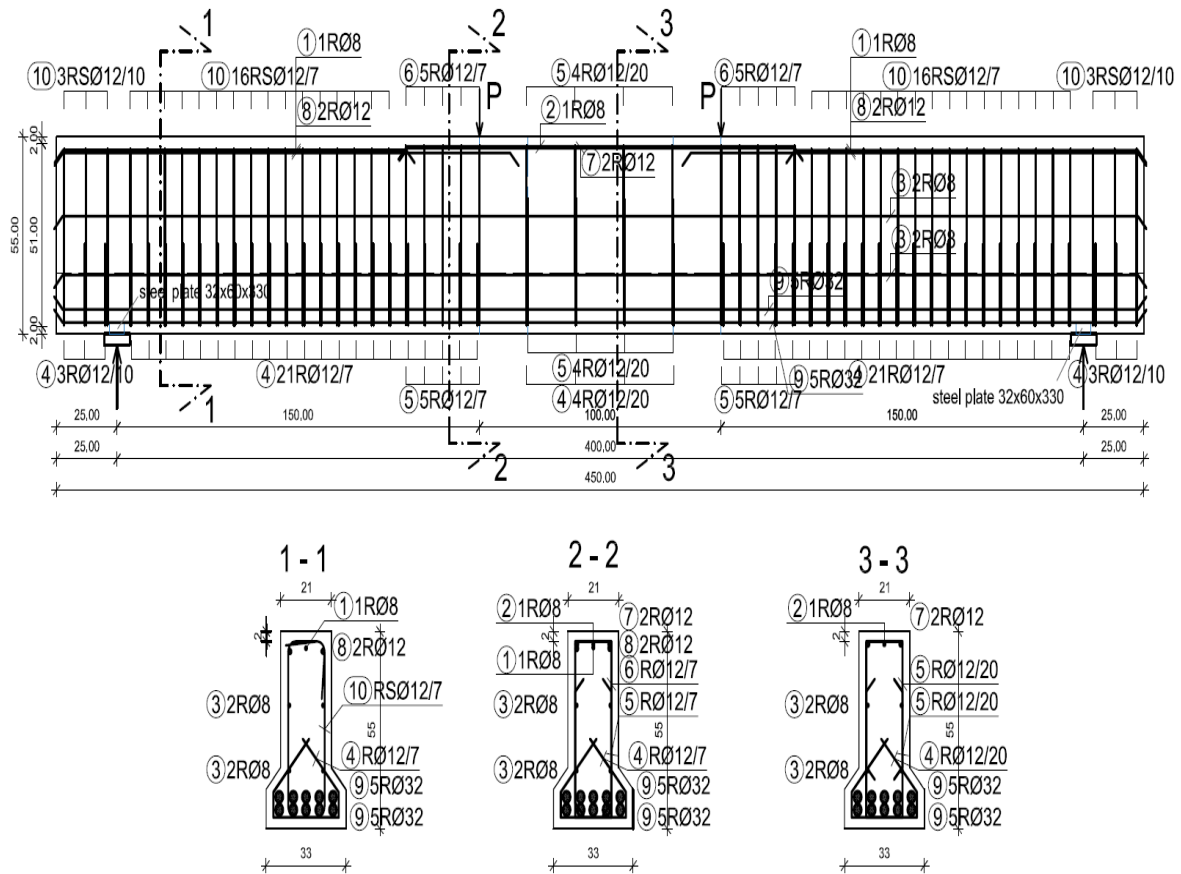
Tabell A3: Omslutningseffekt, bjelke 1



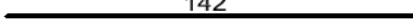
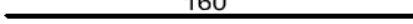

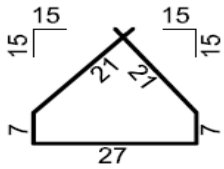
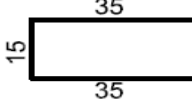
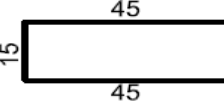

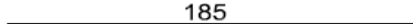
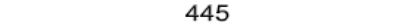
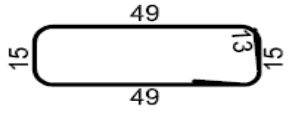
Figur A.25: Teoretiskbasert spenning- tøyningsdiagram, bjelke 1

A2 Bjelke 2 (LWAC 65 - 20 - 200)

A2.1 Utførelse



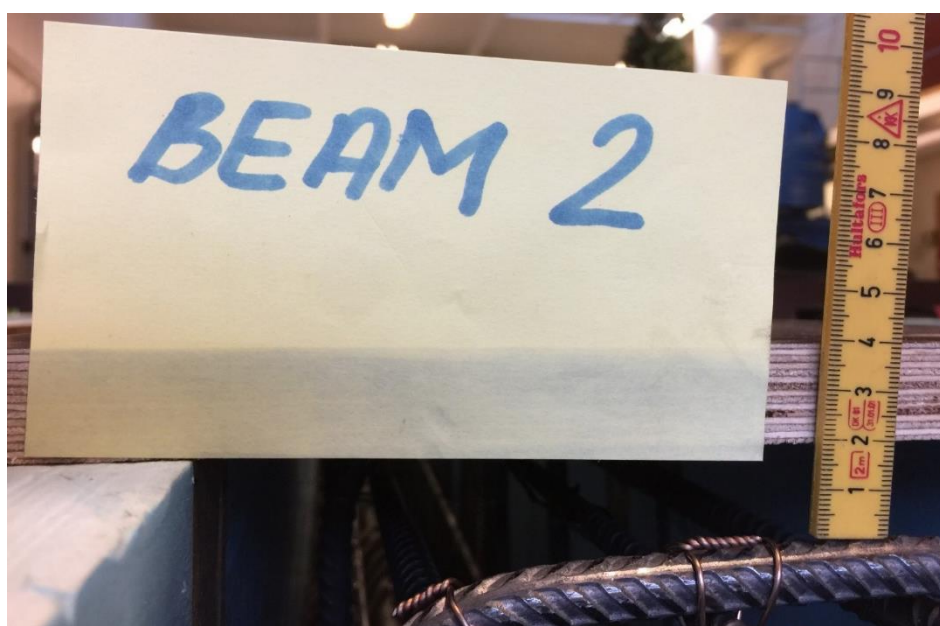
Figur A26: Armeringstegning, bjelke 2

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lgn [m]
beam 2 (1 pcs.)					
1	142 	8	1.42	2	2.84
2	160 	8	1.60	1	1.60
3	445 	8	4.45	4	17.80
4		12	0.83	52	43.16
5		12	0.85	18	15.30
6		12	1.05	10	10.50
7	160 	12	1.60	2	3.20
8	185 	12	1.85	4	7.40
9	445 	32	4.45	10	44.50
10		12	1.54	38	58.52
Bars-recapitulation					
∅ [mm]	lgn [m]	Unit weight [kg/m]	Weight [kg]		
S500					
8	22.24	0.40	8.78		
12	138.08	0.89	122.62		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)			412.19		
Total			412.19		

Tabell A4: Armeringsmengde, bjelke 2

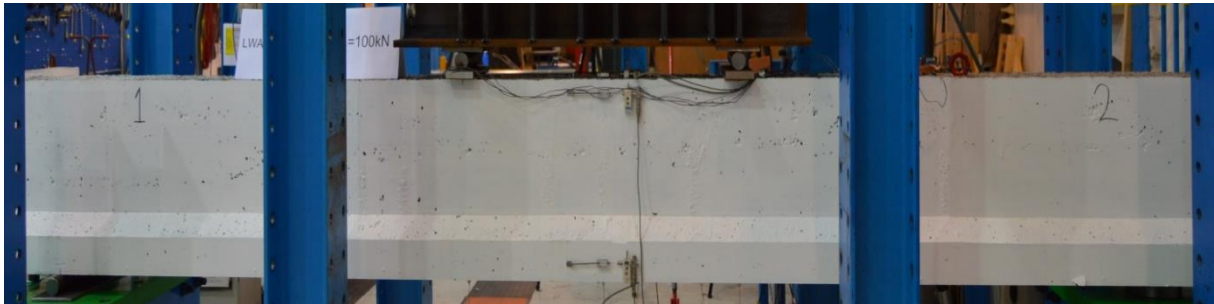


Figur A27: Momentsone, bjelke 2



Figur A28: Overdekning, bjelke 2

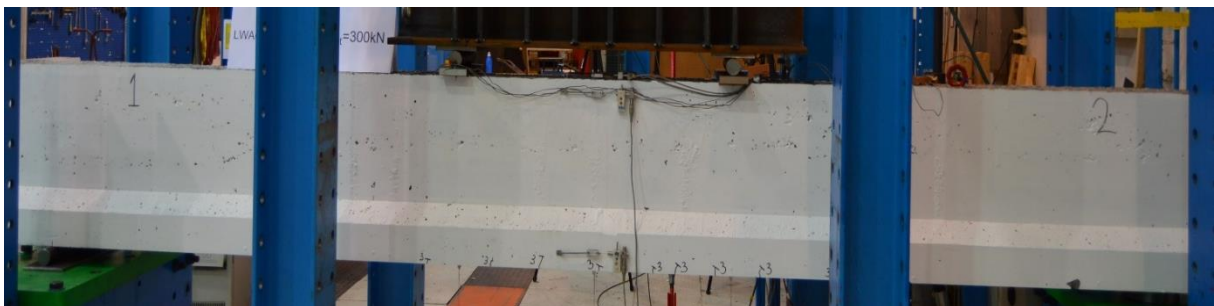
A2.2 Rissutvikling



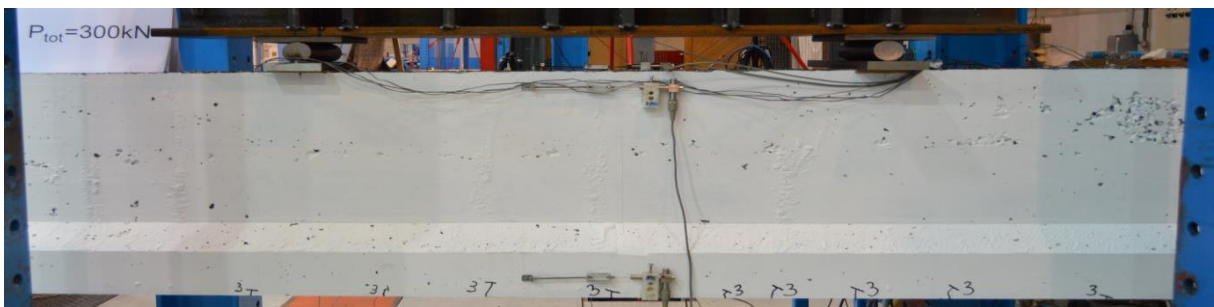
Figur A29: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 2



Figur A30: Rissmønster ved 100 kN, momentsone - bjelke 2



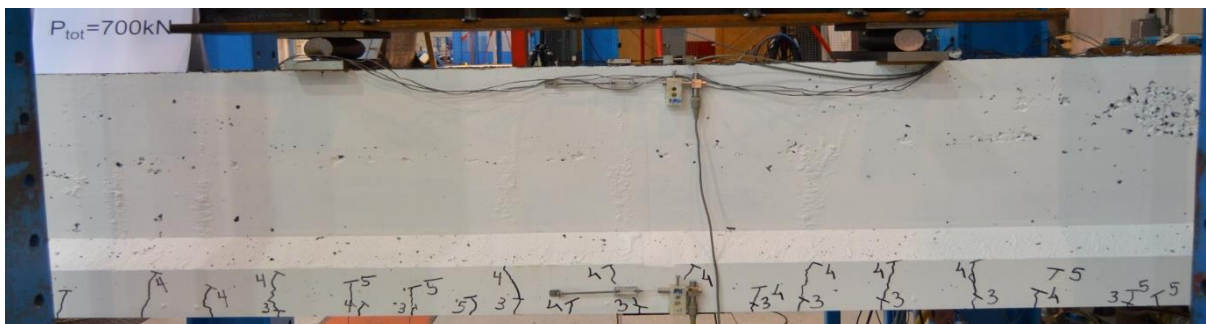
Figur A31: Rissmønster ved 300 kN, bjelke 1



Figur A32: Rissmønster ved 300 kN, momentsone - bjelke 2



Figur A33: Rissmønster ved 700 kN, bjelke 2



Figur A34: Rissmønster ved 700 kN, momentsone - bjelke 2



Figur A35: Rissmønster ved 900 kN, bjelke 2



Figur A36: Rissmønster ved 900 kN, momentsone - bjelke 2



Figur A37: Rissmønster ved 1100 kN, bjelke 2



Figur A38: Rissmønster ved 1100 kN, momentsone - bjelke 2



Figur A39: Bruddmønster ved 1300 kN, bjelke 2



Figur A40: Bruddmønster ved 1300 kN, momentsone - bjelke 2

A2.3 Tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn

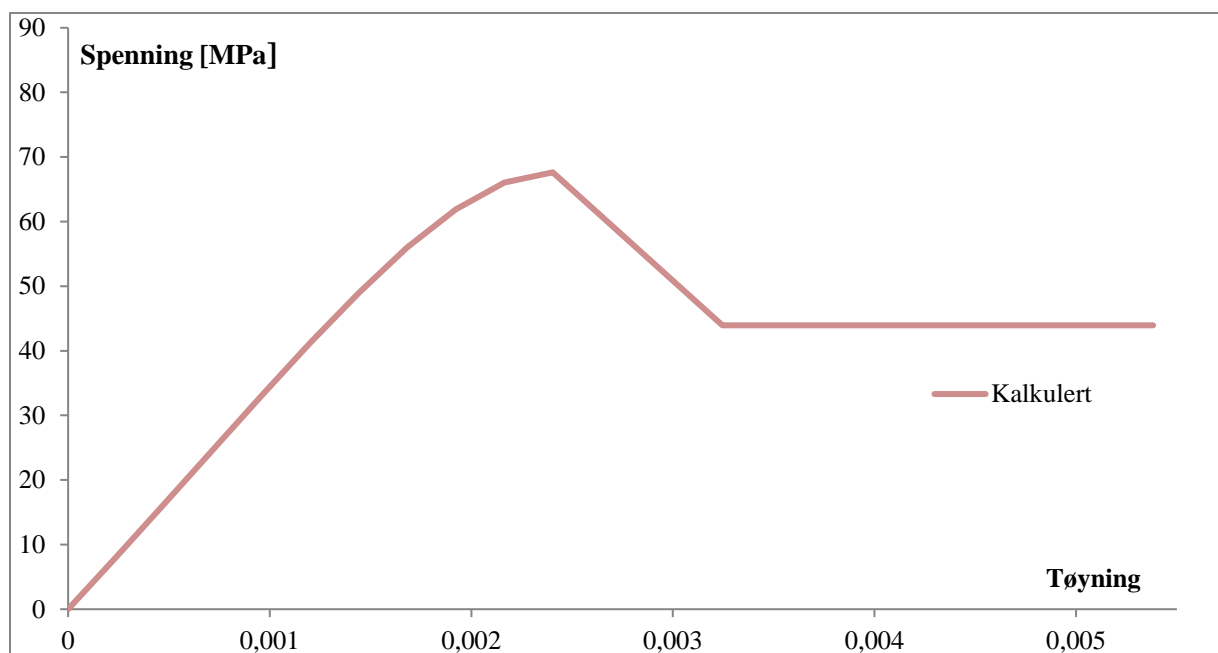
Step	1	2	3	4	5	6	7	Max	Failure
Load [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1300	1290
LVDT-M [mm]	1,57	3,11	4,61	7,77	11,17	14,65	18,14	21,88	22,12
LVDT-2 [mm]	1,30	2,65	3,93	6,67	9,67	12,76	15,94	19,31	19,50
LVDT-1 [mm]	1,39	2,72	4,02	6,81	9,89	13,01	16,25	19,68	19,92
LVDT-CW [‰]	0,24	0,45	0,66	1,09	1,55	2,03	2,54	3,11	3,11
LVDT-TW [‰]	0,09	0,14	0,25	0,52	0,79	1,04	1,36	1,63	1,62
LVDT-top-W [‰]	0,2	0,45	0,70	1,23	1,80	2,39	3,05	3,77	3,78
LVDT-top-E [‰]	0,25	0,51	0,78	1,33	1,88	2,45	3,05	3,73	3,75
LVDT-TE [‰]	0	0,17	0,27	0,52	0,83	1,12	1,41	1,71	1,73
SG-C1 [‰]	0,20	0,42	0,64	1,10	1,59	2,07	2,65	3,55	3,59
SG-C2 [‰]	0,19	0,37	0,58	1,02	1,50	1,66	2,18	2,92	-
SG-CM [‰]	0,20	0,42	0,65	1,11	1,60	2,02	2,61	-	-
SG-TB1 [‰]	0,10	0,23	0,36	0,68	0,99	1,37	1,63	1,95	1,95
SG-TB2 [‰]	0,10	0,24	0,37	0,68	0,99	1,37	1,65	1,97	1,97
SG-TT [‰]	0,08	0,17	0,26	0,54	0,76	1,05	1,24	1,46	1,46

Tabell A5: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn, bjelke 2

A2.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 2					
b_c	138	mm	A_i	10055,33333	mm ²
d_c	180	mm	A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	253	mm	A_e	3653,398175	mm ²
w'_1	158	mm	A_{cc}	34454,76897	mm ³
w'_2	102	mm	ρ_{cc}	0,013153206	
w'_3	158	mm	k_e	0,106034615	
w'_4	0	mm	f'_{lx}	0,333117568	MPa
s'	188	mm	f'_{ly}	0,434501176	MPa
s	200	mm	f'_l	0,383809372	MPa
f_{yh}	500	MPa	f_{cc}	67,62751498	MPa
f_{c0}	65	MPa	Kapasitetsøkning	4,042330742	%
A_{sl}	326,7256353	mm ²			
A_{sx}	226,1946708	mm ²	$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	113,0973354	mm ²	0	0	0
			0,1	8,132449229	0,000240423
ϵ_{c0}	0,002		0,2	16,41921449	0,000480847
ϵ_{cc0}	0,002404233		0,3	24,78440806	0,00072127
η_E	0,745867769		0,4	33,11794865	0,000961693
E_{bc0}	33426,86663	MPa	0,5	41,26290029	0,001202117
k_c	1,188362138		0,6	48,99823253	0,00144254
$k_{c'}$	0,188362138		0,7	56,0154471	0,001682963
ρ_x	0,006283185		0,8	61,88714466	0,001923386
ρ_y	0,008195459		0,9	66,02534407	0,00216381
ρ_s	0,014478644		1	67,62751498	0,002404233
E_s	28128,5187	MPa		43,95788474	0,003245715
ϵ_{65}	0,003245715			43,95788474	0,005382294
η_l	0,918181818				
ϵ_{cu}	0,005382294				

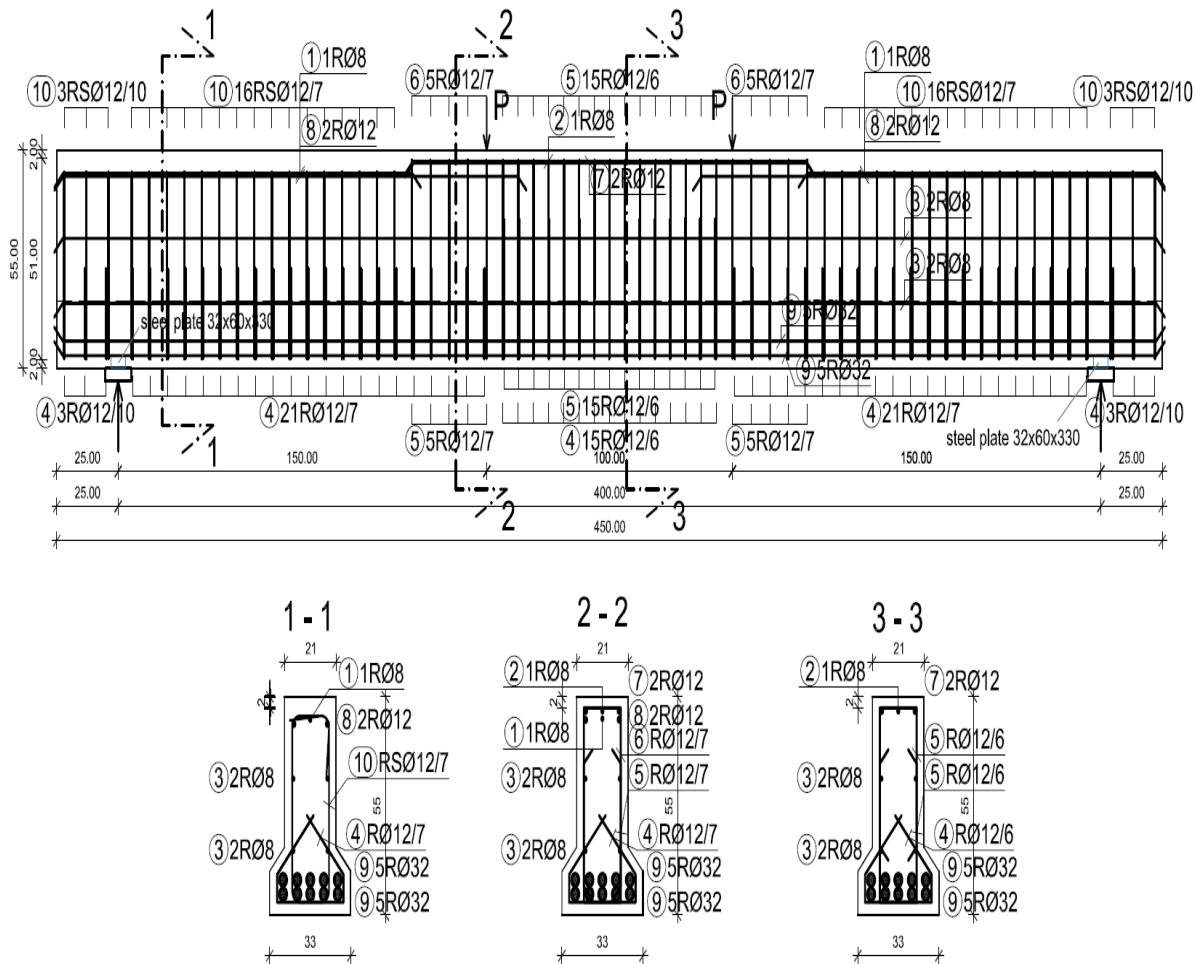
Tabell A6: Teoretiskbasert omslutningseffekt, bjelke 2






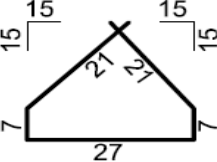
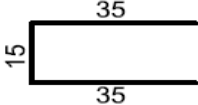
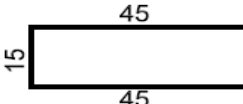



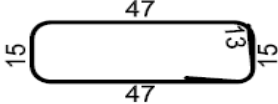
Figur A41: Teoretisk basert spenning- tøyningsdiagram, bjelke 2

A3 Bjelke 3 (LWAC 65 - 20 - 60)

A3.1 Utførelse



Figur A42: Armeringstegning, bjelke 3

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lgn [m]
beam 3 (1 pcs.)					
1	142 	8	1.42	2	2.84
2	160 	8	1.60	1	1.60
3	445 	8	4.45	4	17.80
4		12	0.83	63	52.29
5		12	0.85	40	34.00
6		12	1.05	10	10.50
7	160 	12	1.60	2	3.20
8	185 	12	1.85	4	7.40
9	445 	32	4.45	10	44.50
10		12	1.50	38	57.00
Bars-recapitulasjon					
∅ [mm]	lgn [m]	Unit weight [kg/m ³]	Weight [kg]		
S500					
8	22.24	0.40	8.78		
12	164.39	0.89	145.98		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)			435.56		
Total			435.56		

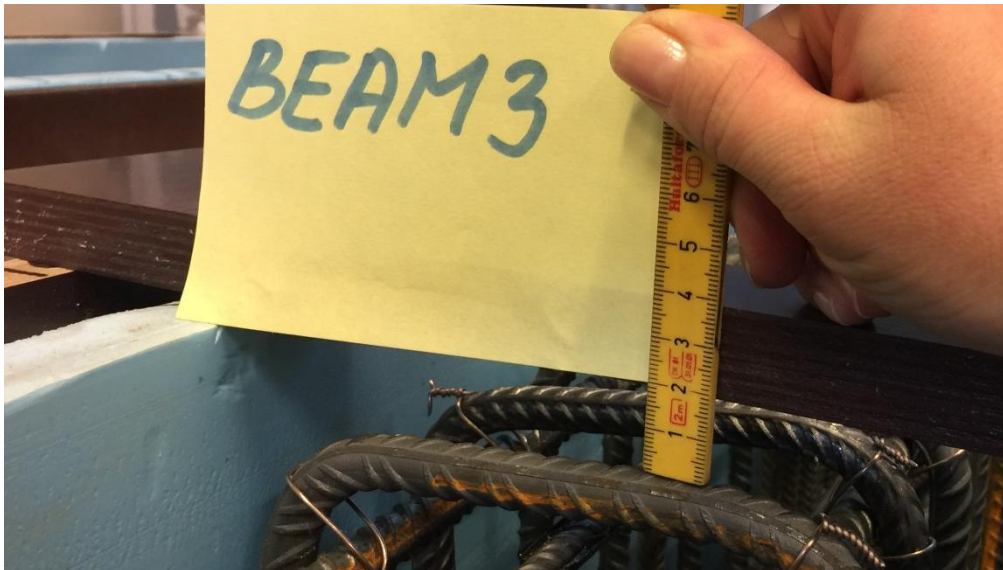
Tabell A7: Armeringsmengde, bjelke 3



Figur A43: Momentsone fra siden, bjelke 3

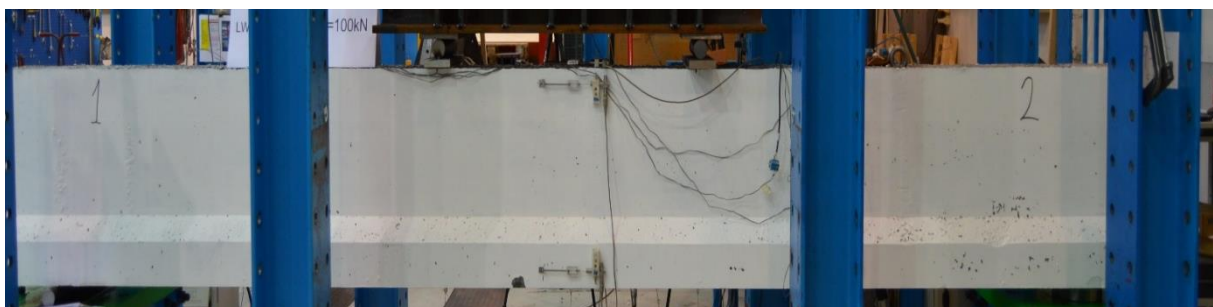


Figur A44: Momentsone fra toppen, bjelke 3



Figur A45: Overdekning, bjelke 3

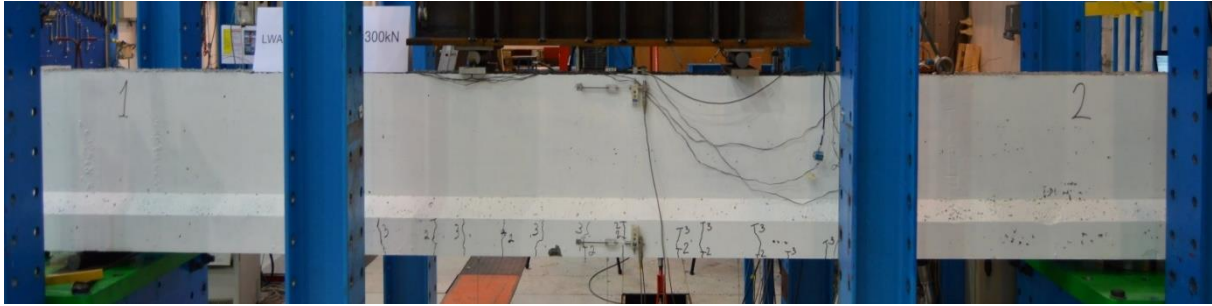
A3.2 Rissutvikling



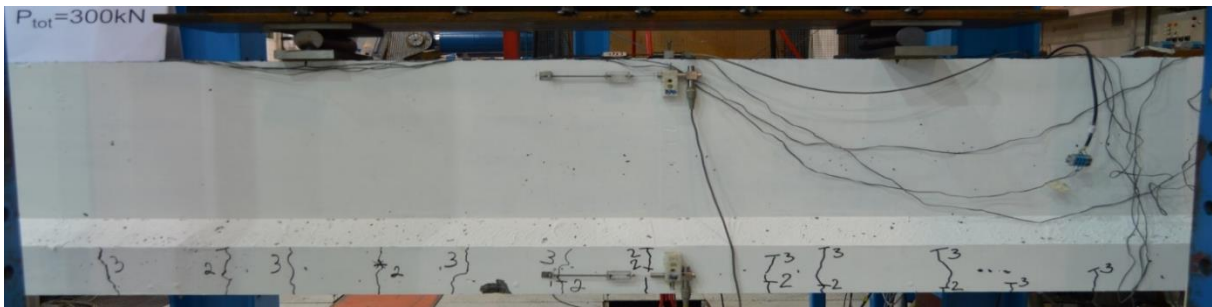
Figur A46: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 3



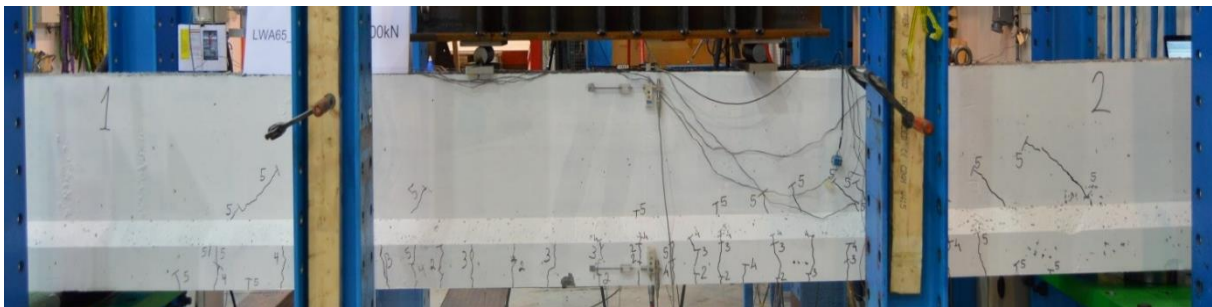
Figur A47: Rissmønster ved 100 kN, momentsone - bjelke 3



Figur A48: Rissmønster ved 300 kN, bjelke 3



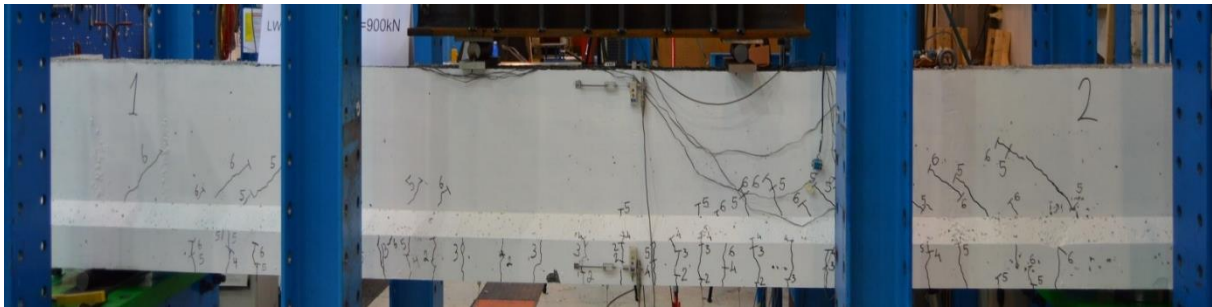
Figur A49: Rissmønster ved 300, momentsone - bjelke 3



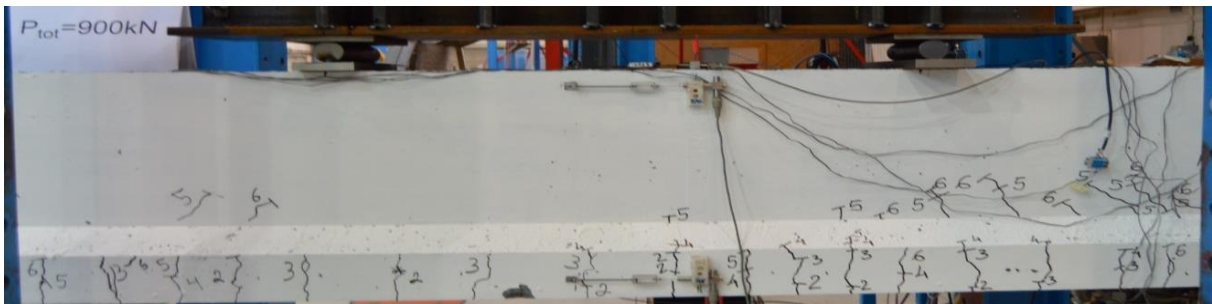
Figur A50: Rissmønster ved 700 kN, bjelke 3



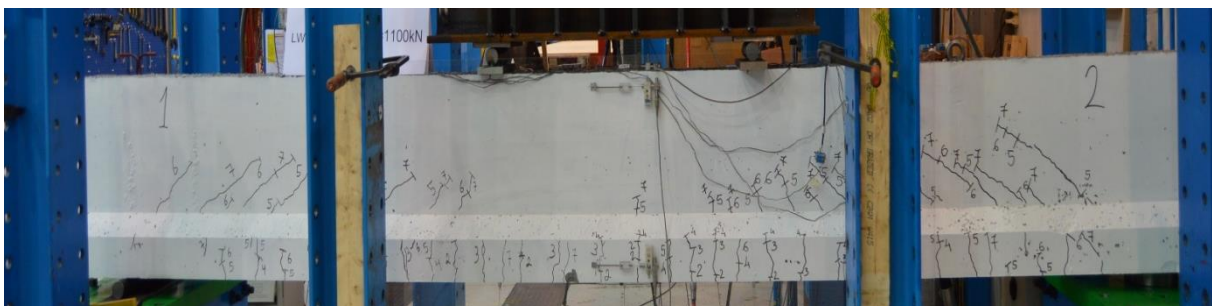
Figur A51: Rissmønster ved 700 kN, momentsone-bjelke 3



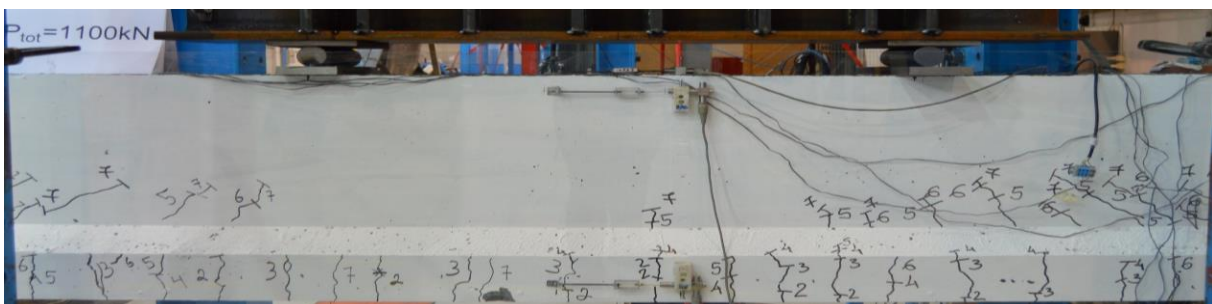
Figur A52: Momentriss ved 900 kN, bjelke 3



Figur A53: Rissmønster ved 900 kN, momentsone - bjelke 3



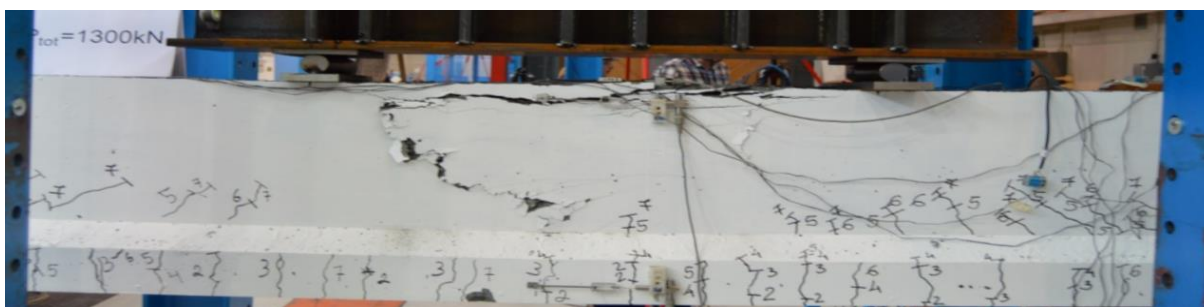
Figur A54: Rissmønster ved 1100 kN, bjelke 3



Figur A55: Rissmønster ved 1100 kN, momentsone - bjelke 3



Figur A56: Bruddmønster ved 1300 kN, bjelke 3



Figur A57: Bruddmønster ved 1300 kN, momentsone - bjelke 3

A3.3 Tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn

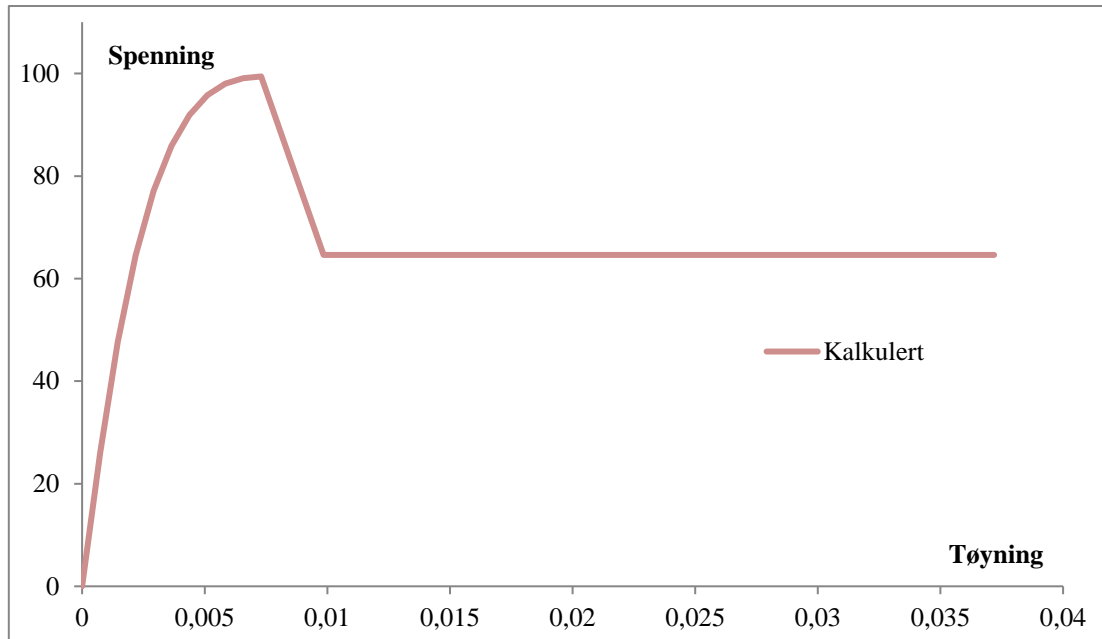
Step	1	2	3	4	5	6	7	8	Max	Failure
Load [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1300	1414	1373
LVDT-M [mm]	1,59	3,01	4,47	7,59	10,91	14,27	17,79	21,42	23,89	27,18
LVDT-2 [mm]	1,35	2,55	3,79	6,49	9,46	12,46	15,63	18,89	21,08	23,65
LVDT-1 [mm]	1,41	2,68	3,99	6,77	9,75	12,79	15,99	19,29	21,52	24,21
LVDT-CW [‰]	0,18	0,38	0,60	1,04	1,50	1,97	2,48	3,06	3,55	20,73
LVDT-TW [‰]	0,08	0,28	0,51	0,97	1,37	1,72	2,01	2,31	2,47	3,00
LVDT-top-W [‰]	0,10	0,32	0,56	1,05	1,55	2,06	2,62	3,31	3,84	18,10
LVDT-top-E [‰]	0,15	0,37	0,60	1,09	1,58	2,10	2,64	3,22	3,64	0,40
LVDT-TE [‰]	0,16	0,28	0,40	0,68	0,94	1,21	1,48	1,75	1,96	2,04
SG-C1 [‰]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SG-C2 [‰]	0,19	0,38	0,59	1,03	1,51	2,00	2,55	3,49	-	-
SG-CM [‰]	0,21	0,41	0,63	1,07	1,53	2,00	2,51	2,85	3,23	-
SG-TB1 [‰]	0,08	0,20	0,34	0,67	0,98	1,29	1,60	1,92	2,13	2,41
SG-TB2 [‰]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SG-TT [‰]	0,09	0,17	0,27	0,53	0,74	0,96	1,18	1,40	1,53	1,60

Tabell A8: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger registrert ved hvert lastetrinn

A3.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 3					
b_c	138	mm	A_i	10055,33333	mm ²
d_c	180	mm	A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	253	mm	A_e	17170,19903	mm ²
w'_1	158	mm	A_{cc}	34454,76897	
w'_2	102	mm	ρ_{cc}	0,013153206	
w'_3	158	mm	k_e	0,498340275	
w'_4	0	mm	f'_{lx}	5,218607148	MPa
s'	48	mm	f'_{ly}	6,806878888	MPa
s	60	mm	f'_l	6,012743018	MPa
f_{yh}	500	MPa	f_{cc}	99,41766587	MPa
f_{c0}	65	MPa	Kapasitetsøkning	52,95025519	%
A_{sl}	326,7256353	mm ²			
A_{sx}	226,1946708	mm ²	$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	113,0973354	mm ²	0	0	0
			0,1	25,99540218	0,000729503
ϵ_{c0}	0,002		0,2	47,66059891	0,001459005
ϵ_{cc0}	0,007295026		0,3	64,56387662	0,002188508
η_E	0,745867769		0,4	77,07390684	0,00291801
E_{bc0}	38008,06087	MPa	0,5	85,92232877	0,003647513
k_c	2,788938681		0,6	91,90516551	0,004377015
$k_{c'}$	1,788938681		0,7	95,73376703	0,005106518
ρ_x	0,020943951		0,8	97,98517166	0,00583602
ρ_y	0,027318197		0,9	99,10296189	0,006565523
ρ_s	0,048262148		1	99,41766587	0,007295026
E_s	13628,14504	MPa		64,62148282	0,009848284
ϵ_{65}	0,009848284			64,62148282	0,037187737
η_1	0,918181818				
ϵ_{cu}	0,037187737				

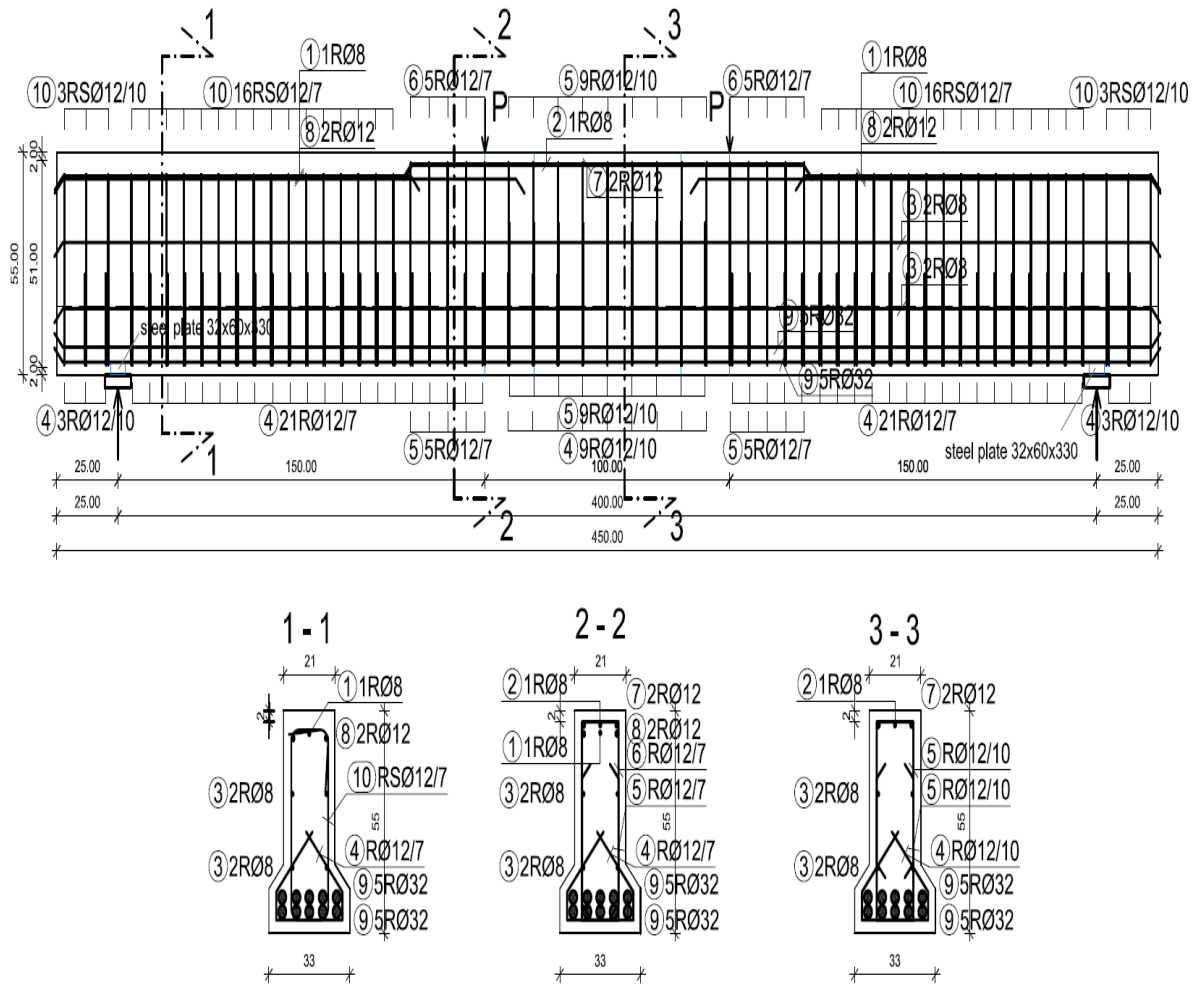
Tabell A9: Toretiskbasert omslutningseffekt, bjelke 3



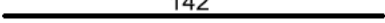


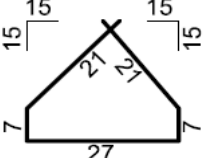
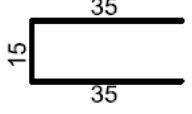
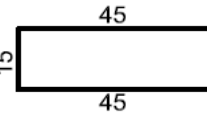
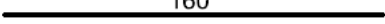
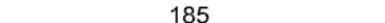

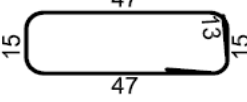
Figur A58: Teoretiskbasert spennin- tøyningsdiagram, bjelke 3

A4 bjelke 4 (LWAC 65 - 20 - 100)

A4.1 Utførelse



Figur A59: Armeringstegning, bjelke 4

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lg _n [m]
beam 4 (1 pcs.)					
1		8	1.42	2	2.84
2		8	1.60	1	1.60
3		8	4.45	4	17.80
4		12	0.83	57	47.31
5		12	0.85	28	23.80
6		12	1.05	10	10.50
7		12	1.60	2	3.20
8		12	1.85	4	7.40
9		32	4.45	10	44.50
10		12	1.50	38	57.00
Bars-recapitulation					
∅ [mm]	lg _n [m]	Unit weight [kg/m]	Weight [kg]		
S500					
8	22.24	0.40	8.78		
12	149.21	0.89	132.50		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)			422.08		
Total			422.08		

Tabell A10: Aremringsmengde, bjelke 4



Figur A60: Momentsone fra siden, bjelke 4



Figur A61: Momentsone fra toppen, bjelke 4

A4.2 Rissdannelse



Figur A62: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 4



Figur A63: Rissmønster ved 100 kN, momentsone - bjelke 4



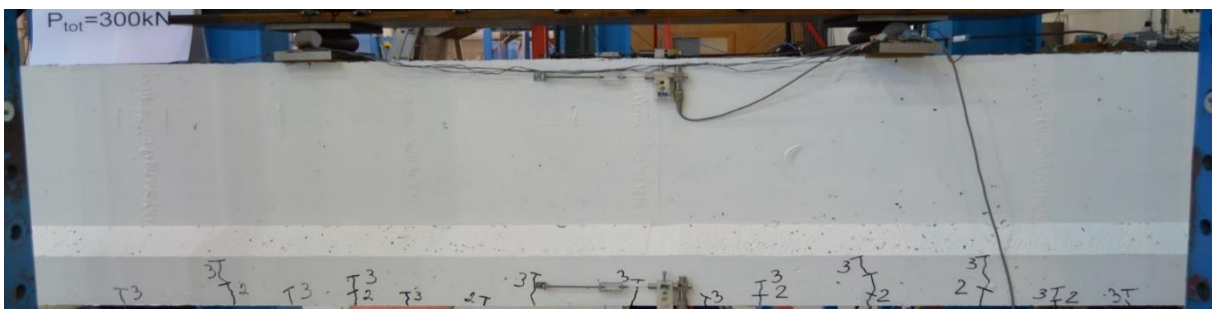
Figur A64: Rissmønster ved 200 kN, bjelke 4



Figur A65: Rissmønster ved 200 kN, momentsone - bjelke 4



Figur A66: Rissmønster ved 300 kN, bjelke 4



Figur A67: Rissmønster ved lastetrinn 300 kN, momentsone - bjelke 4



Figur A68: Rissmønster ved 700 kN, bjelke 4



Figur A69: Rissmønster ved 700 kN, momentsone - bjelke 4



Figur A70: Rissmønster ved 1100 kN, momentsone - bjelke 4



Figur A71: Rissmønster ved 1100 kN, momentsone - bjelke 4



Figur A72: Bruddmønster, bjelke 4



Figur A73: Bruddmønster, momentsone - bjelke 4

A4.3 Tøyninger og nedbøyninger for hvert lastetrinn

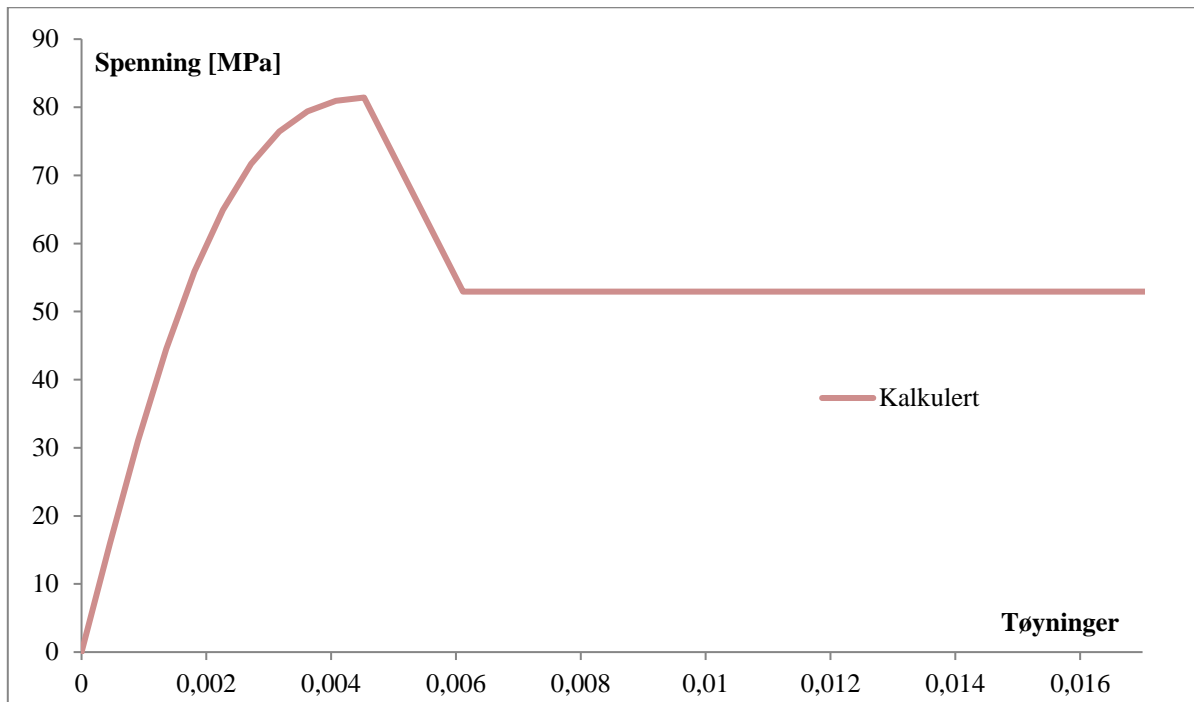
Step	1	2	3	4	5	6	7	8	Max	Failure
Load [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1300	1400	1381
LVDT-M [mm]	1,62	3,04	4,51	7,67	11,01	14,38	17,85	21,49	23,58	23,63
LVDT-2 [mm]	1,23	2,43	3,89	6,81	9,54	12,31	15,31	18,54	20,34	20,31
LVDT-1 [mm]	1,37	2,60	3,87	6,65	9,63	12,66	15,83	19,15	21,05	21,10
LVDT-CW [‰]	0	0,26	0,46	0,87	1,30	1,75	2,24	2,77	3,10	2,97
LVDT-TW [‰]	0,18	0,3	0,46	1,14	1,71	2,26	2,84	3,40	3,67	3,63
LVDT-top-W [‰]	0,21	0,44	0,68	1,18	1,70	2,24	2,82	3,44	3,82	3,64
LVDT-top-E [‰]	0,15	0,39	0,64	1,15	1,67	2,19	2,75	3,32	3,69	3,70
LVDT-TE [‰]	0,13	0,26	0,39	0,66	0,92	1,17	1,45	1,77	1,96	1,99
SG-C1 [‰]	0,19	0,39	0,61	1,07	1,53	2,00	2,52	3,22	3,81	3,81
SG-C2 [‰]	0,18	0,37	0,57	0,99	1,44	1,90	2,40	2,93	-	-
SG-CM [‰]	0,18	0,37	0,57	1,00	1,44	1,89	2,38	-	-	-
SG-TB1 [‰]	0,09	0,21	0,35	0,67	0,99	1,30	1,60	1,92	2,08	2,08
SG-TB2 [‰]	0,09	0,21	0,35	0,67	0,98	1,28	1,59	1,91	2,08	2,07
SG-TT [‰]	0,07	0,15	0,25	0,47	0,70	0,92	1,14	1,37	1,48	1,48

Tabell A11: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger registrert ved hvert lastetrinn, bjelke 4

A4.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 4					
b_c	138	mm	A_i	10055,33333	mm ²
d_c	180	mm	A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	253		A_e	12342,77016	mm ²
w'_1	158	mm	A_{cc}	34454,76897	mm ³
w'_2	102	mm	ρ_{cc}	0,013153206	
w'_3	158	mm	k_e	0,358231111	
w'_4	0	mm	f'_{lx}	2,250832449	MPa
s'	88	mm	f'_{ly}	2,935868411	MPa
s	100	mm	f'_l	2,59335043	MPa
f_{yh}	500	MPa	f_{cc}	81,42553374	MPa
f_{c0}	65	MPa	Kapasitetsøkning	25,2700519	%
A_{sl}	326,7256353	mm ²			
A_{sx}	226,1946708	mm ²	$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	113,0973354	mm ²	0	0	0
			0,1	15,96047983	0,000452701
ϵ_{c0}	0,002		0,2	31,051111687	0,000905401
ϵ_{cc0}	0,004527005		0,3	44,51878432	0,001358102
η_E	0,745867769		0,4	55,87285312	0,001810802
E_{bc0}	35561,06264	MPa	0,5	64,91339105	0,002263503
k_c	1,977083941		0,6	71,68855338	0,002716203
$k_{c'}$	0,977083941		0,7	76,41551918	0,003168904
ρ_x	0,012566371		0,8	79,39876362	0,003621604
ρ_y	0,016390918		0,9	80,96571382	0,004074305
ρ_s	0,028957289		1	81,42553374	0,004527005
E_s	17986,62257	MPa		52,92659693	0,006111457
ϵ_{65}	0,006111457			52,92659693	0,017866973
η_l	0,918181818				
ϵ_{cu}	0,017866973				

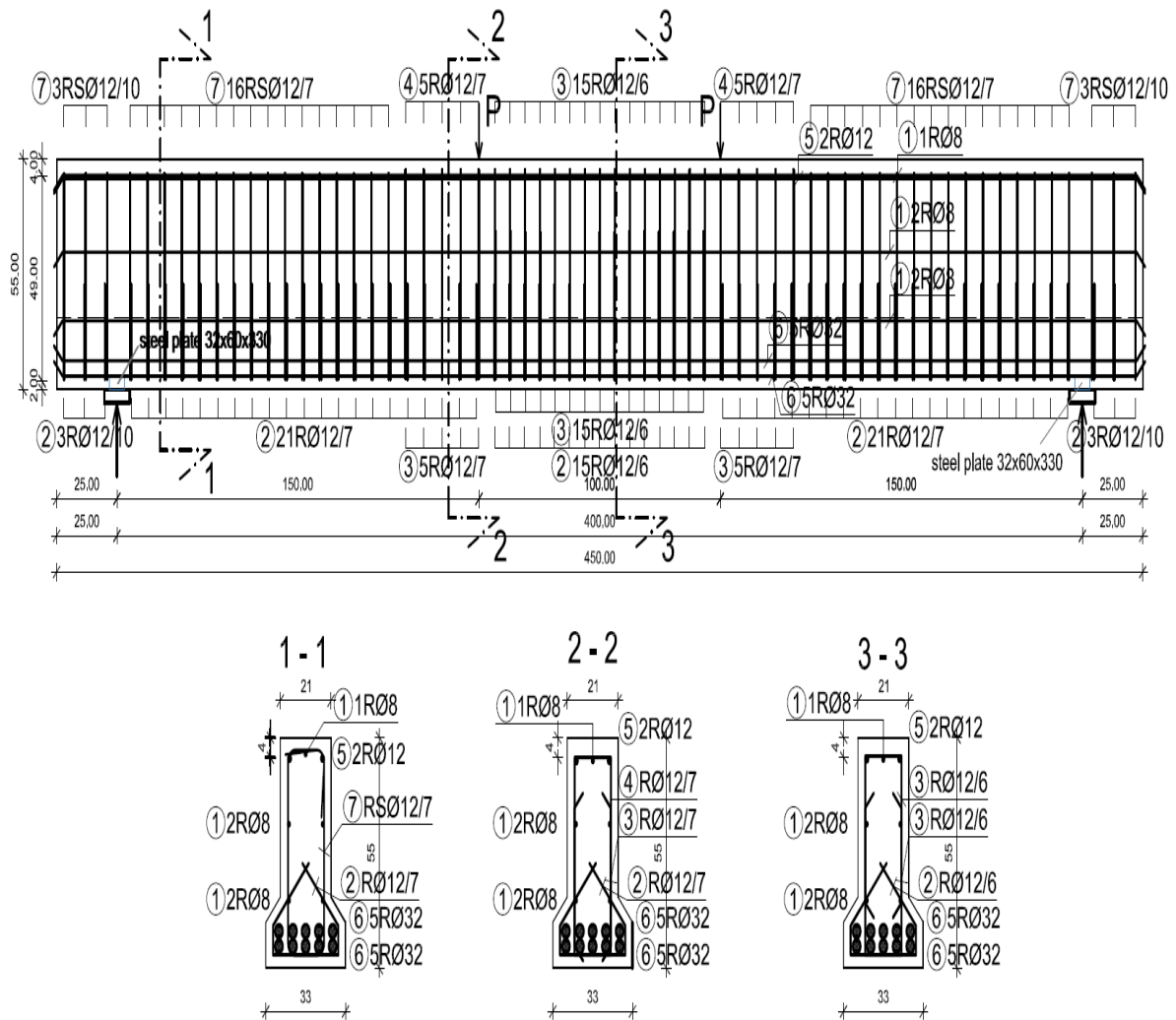
Tabell A12: Teoretiskbasert omslutningseffekt, bjelke 4




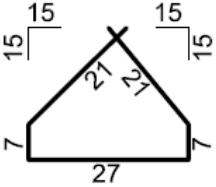
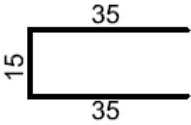
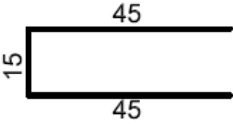
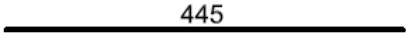

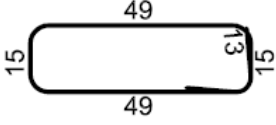
Figur A74: Teoretiskbasert spenning- tøyningsdiagram, bjelke 4

A5 bjelke 5 (LWAC 65 - 40 - 60)

A1.5.1 Utførelse



Figur A75: Armeringstegning, bjelke 5

Bars-specification					
lag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [korn]	lgn [m]
beam 5 (1 pcs.)					
1		8	4.45	5	22.25
2		12	0.83	63	52.29
3		12	0.85	40	34.00
4		12	1.05	10	10.50
5		12	4.45	2	8.90
6		32	4.45	10	44.50
7		12	1.54	38	58.52
Bars-recapitulation					
∅ [mm]	lgn [m]	Unit weight [kg/m]	Weight [kg]		
S500					
8	22.25	0,40	8.79		
12	164,21	0,89	145,82		
32	44,50	6,31	280,79		
Total (S500)			435,40		
Total			435,40		

Tabell A13: Armeringsmengde, bjelke 5



Figur A76: Momentsonen fra siden, bjelke 5



Figur A77: Momentsonen fra toppen, bjelke 5

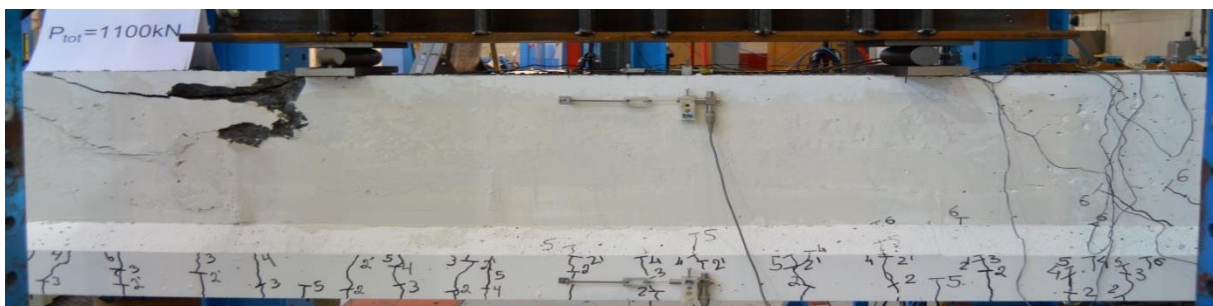


Figur A78: Overdening, bjelke 5

A5.2 Bruddmønster



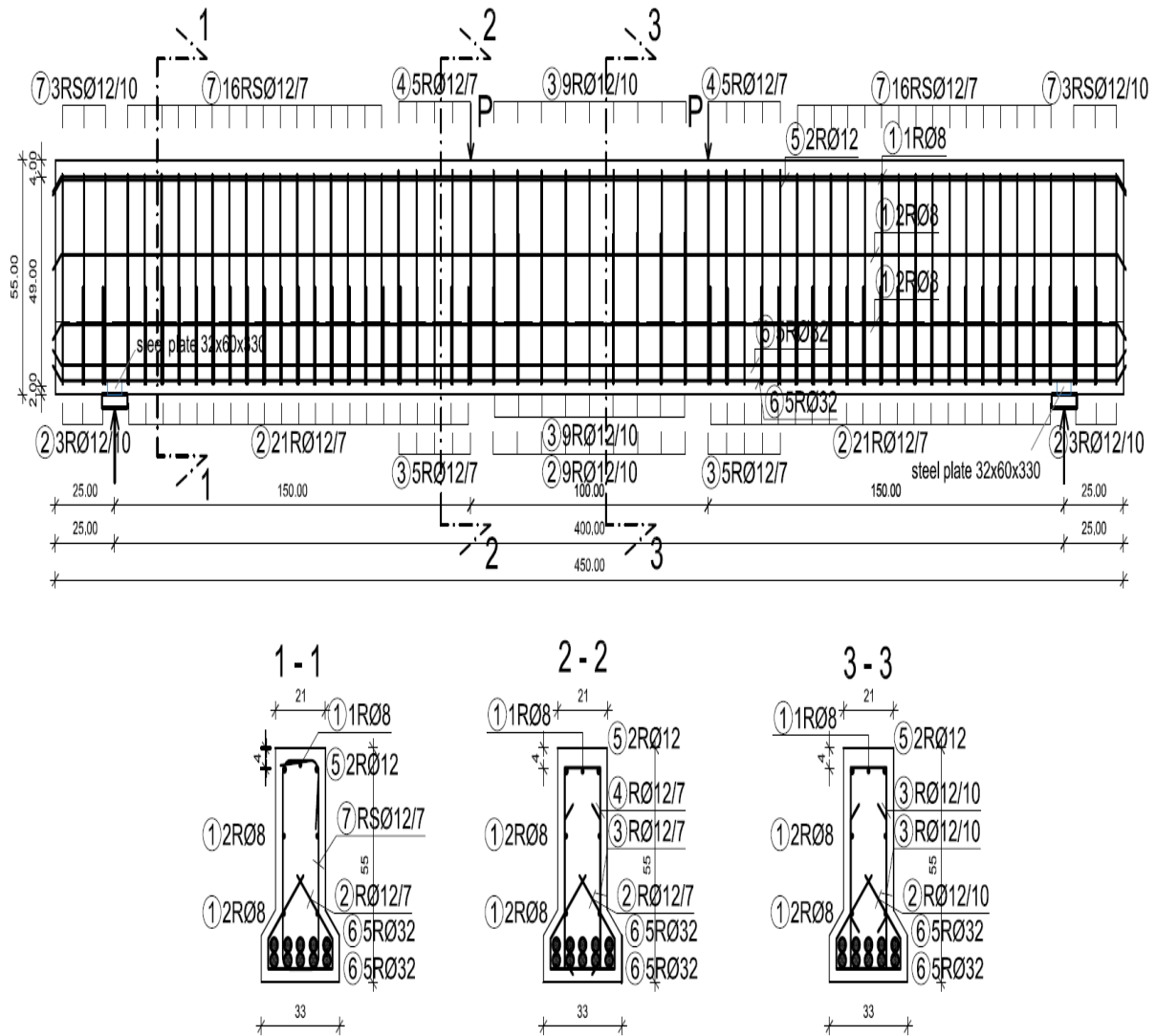
Figur A79: Bruddmønster, bjelke 5



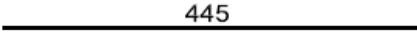
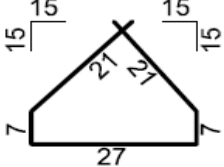
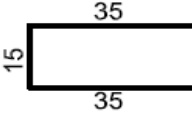
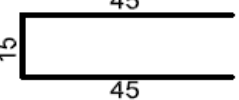
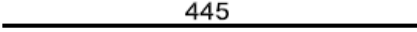
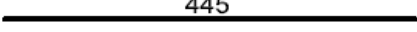
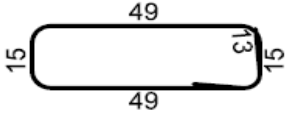
Figur A80: Bruddmønster, momentsone - bjelke 5

A6 Bjelke 6 (LWAC 65 - 40 - 100)

A6.1 Utførelse



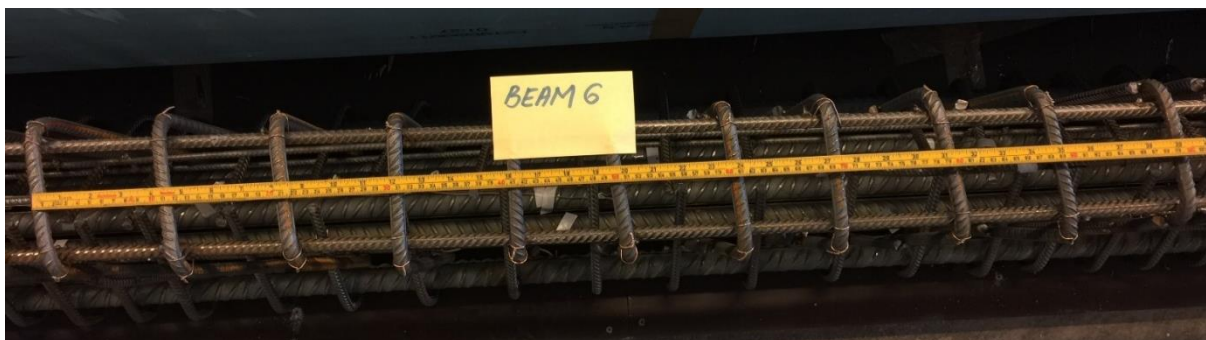
Figur A81: Armeringstegning, bjelke 6

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lgn [m]
beam 6 (1 pcs.)					
1		8	4.45	5	22.25
2		12	0.83	57	47.31
3		12	0.85	28	23.80
4		12	1.05	10	10.50
5		12	4.45	2	8.90
6		32	4.45	10	44.50
7		12	1.54	38	58.52
Bars-recapitulation					
∅ [mm]	lgn [m]	Unit weight [kg/m]	Weight [kg]		
S500					
8	22.25	0.40	8.79		
12	149.03	0.89	132.34		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)					421.92
Total					421.92

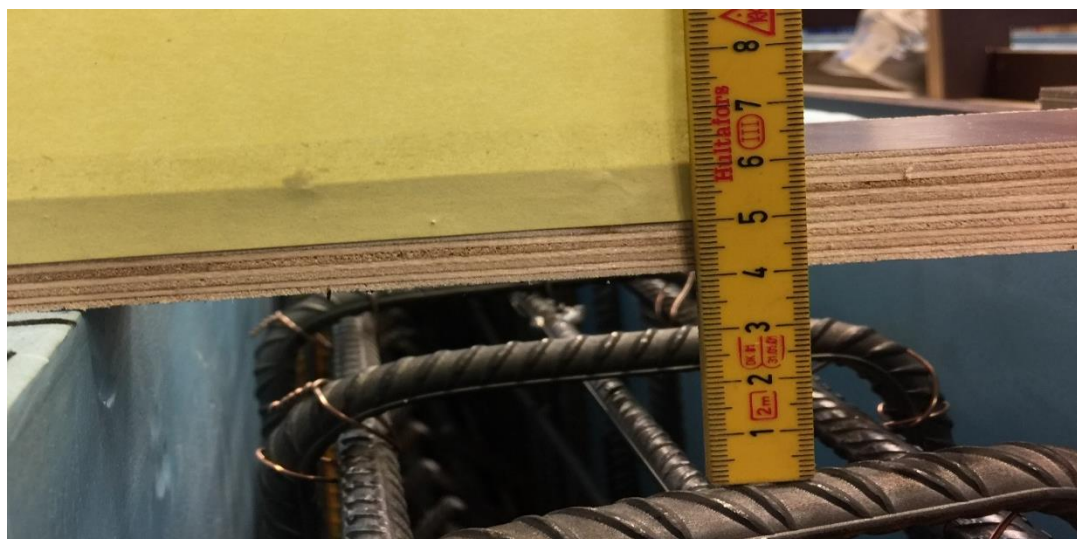
Tabell A14: Armeringsmengde, bjelke 6



Figur A82: Momentsone fra siden, bjelke 6



Figur A83: Momentsone fra toppen, bjelke 6



Figur A84: Overdekning, bjelke 6

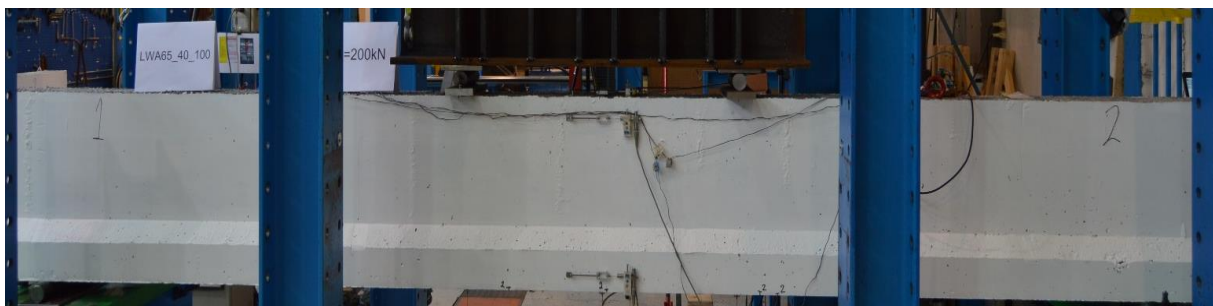
A6.2 Utførelse



Figur A85: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 6



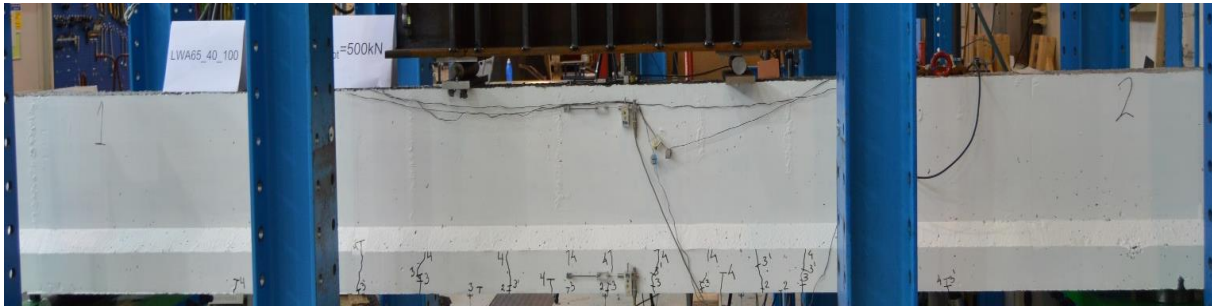
Figur A86: Rissmønster ved $2 \cdot P = 100$ kN, momentsone - bjelke 6



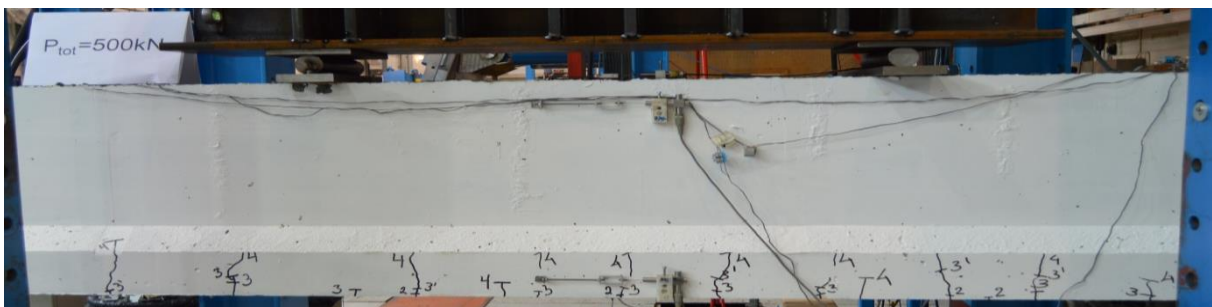
Figur A87: Rissmønster ved 200 kN, bjelke 6



Figur A88: Rissmønster ved 200 kN, momentsone - bjelke 6



Figur A89: Rissmønster ved 500 kN, bjelke 6



Figur A90: Rissmønster ved 500 kN, momentsone - bjelke 6



Figur A91: Rissmønster ved 900 kN, bjelke 6



Figur A92: Momentsone ved 900 kN, momentsone - bjelke 6

A6.3 Tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn

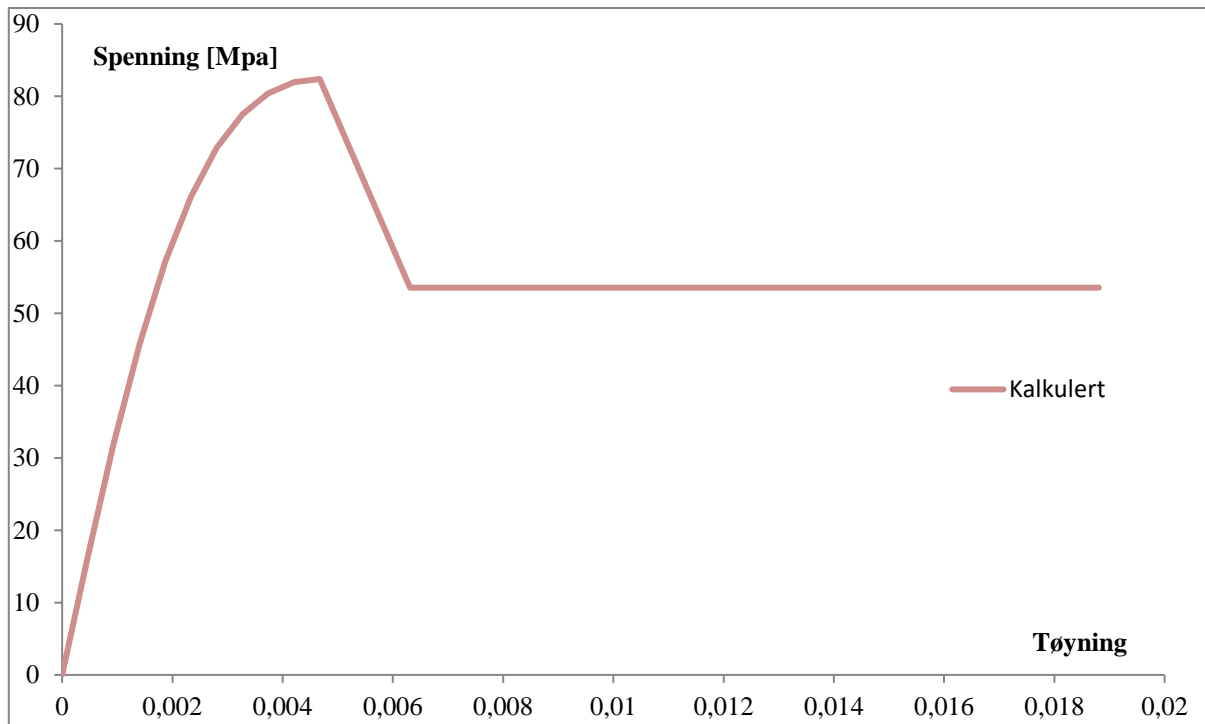
Step	1	2	3	4	5	6	7	8	Max	Failure
Load [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1300	1327	1178
LVDT-M [mm]	1,60	3,01	4,30	7,27	10,56	14,00	17,52	21,29	22,15	24,35
LVDT-2 [mm]	1,34	2,56	3,76	6,53	9,59	12,74	15,91	19,28	20,01	21,59
LVDT-1 [mm]	1,30	2,54	3,73	6,53	9,61	12,80	16,06	19,55	20,36	22,06
LVDT-CW [‰]	0,11	0,26	0,44	0,85	1,28	1,73	2,20	2,73	2,81	-
LVDT-TW [‰]	0	0,23	0,35	0,68	0,92	1,15	1,39	1,64	1,67	1,98
LVDT-top-W [‰]	0	0,29	0,54	1,08	1,66	2,26	2,89	3,58	3,69	-
LVDT-top-E [‰]	0	0,24	0,46	0,97	1,50	2,05	2,61	3,37	3,53	-
LVDT-TE [‰]	0	0,22	0,37	0,78	1,11	1,47	1,82	2,16	2,24	2,21
SG-C1 [‰]	0,18	0,37	0,56	0,99	1,44	1,91	2,42	3,18	3,41	-
SG-C2 [‰]	0,16	0,36	0,55	0,98	1,43	1,90	2,41	3,35	3,93	3,80
SG-CM [‰]	0,14	0,35	0,54	0,98	1,43	1,89	2,38	3,14	3,45	-
SG-TB1 [‰]	0,14	0,25	0,37	0,68	0,99	1,31	1,62	1,94	2,01	2,18
SG-TB2 [‰]	0,13	0,25	0,38	0,70	1,02	1,34	1,66	1,98	2,04	2,16
SG-TT [‰]	0,10	0,18	0,26	0,46	0,68	0,92	1,13	1,34	1,37	1,32

Tabell A15: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger registrert ved hvert lastetrinn, bjelke 6

A1.6.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 6					
b_c	138	mm	A_i	8082	mm ²
d_c	160	mm	A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	233	mm	A_e	11455,12609	mm ²
w'_1	138	mm	A_{cc}	31678,20579	mm ³
w'_2	102	mm	ρ_{cc}	0,014797357	
w'_3	138	mm	k_e	0,361609056	
w'_4	0	mm	f'_{lx}	2,556063792	MPa
s'	88	mm	f'_{ly}	2,963552222	MPa
s	100	mm	f_1	2,759808007	MPa
f_{yh}	500	MPa	f_{cc}	82,38569195	MPa
f_{c0}	65	MPa	Kapasitetsøkning	26,74721839	%
A_{sl}	326,7256353	mm ²			
A_{sx}	226,1946708	mm ²	$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	113,0973354	mm ²	0	0	0
			0,1	16,49843898	0,000467472
ϵ_{c0}	0,002		0,2	31,98574986	0,000934944
ϵ_{cc0}	0,004674722		0,3	45,6874173	0,001402417
η_E	0,745867769		0,4	57,13108639	0,001869889
E_{bc0}	35700,29378	MPa	0,5	66,15880138	0,002337361
k_c	2,025702996		0,6	72,86597657	0,002804833
$k_{c'}$	1,025702996		0,7	77,50947349	0,003272305
ρ_x	0,014137167		0,8	80,42063323	0,003739777
ρ_y	0,016390918		0,9	81,94131321	0,00420725
ρ_s	0,030528085		1	82,38569195	0,004674722
E_s	17623,65651	MPa		53,55069977	0,006310874
ϵ_{65}	0,006310874			53,55069977	0,018807517
η_1	0,918181818				
ϵ_{cu}	0,018807517				

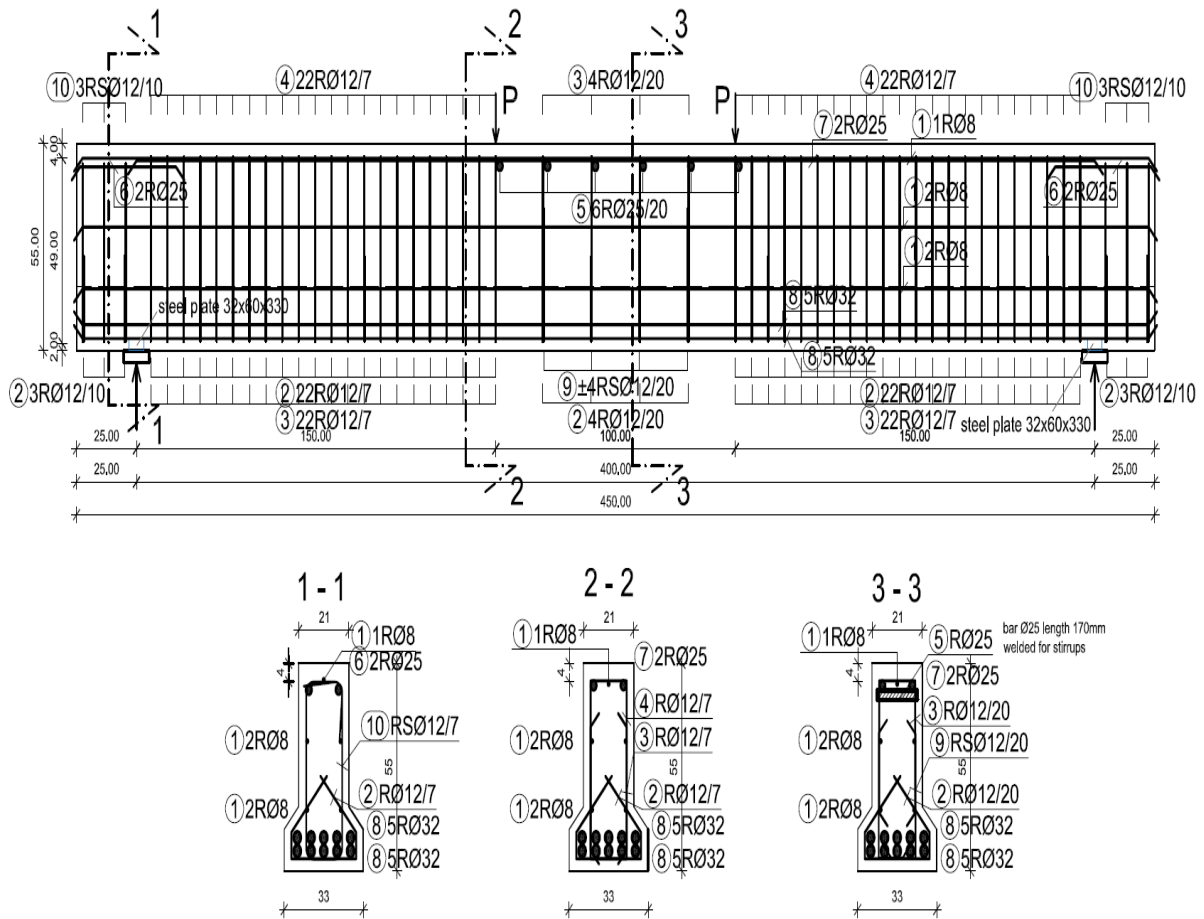
Tabell A16: Teoretiskbasert omslutningseffekt, bjelke 6



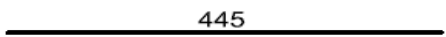
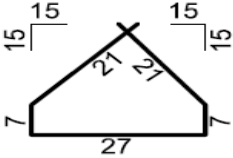
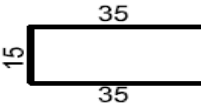
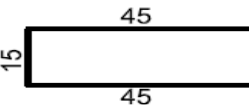
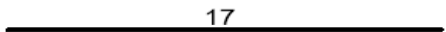
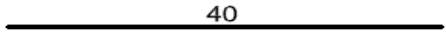
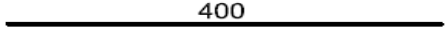
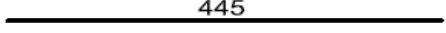
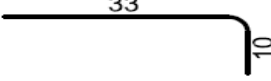
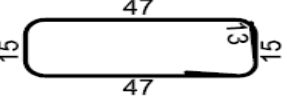
Figur A93: Teoretiskbasert spenning- tøyningsdiagram, bjelke 6

A7 bjelke 7 (LWAC 65 - 40 - 200*)

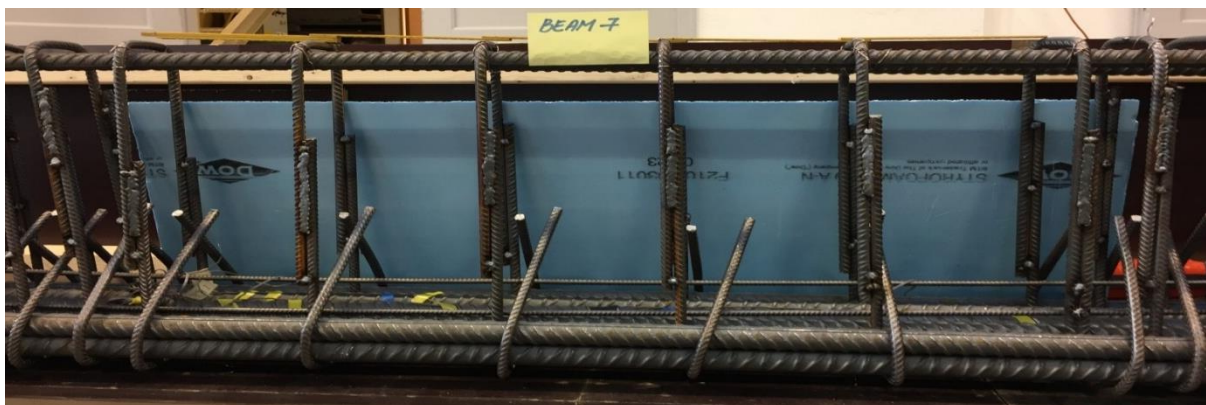
A7.1 Utførelse



Figur A94: Armeringstegning, bjelke 7

Bars-specification					
tag.	shape and dimensions [cm]	∅	lg [m]	n [kom]	lg _n [m]
beam 7 (1 pcs.)					
1		8	4.45	5	22.25
2		12	0.83	54	44.82
3		12	0.85	48	40.80
4		12	1.05	44	46.20
5		25	0.17	6	1.02
6		25	0.40	4	1.60
7		25	4.00	2	8.00
8		32	4.45	10	44.50
9		12	0.43	8	3.44
10		12	1.50	6	9.00
Bars-recapitulation					
∅ [mm]	lg _n [m]	Unit weight [kg/m ³]	Weight [kg]		
S500					
8	22.25	0.40	8.79		
12	144.26	0.89	128.10		
25	10.62	3.85	40.89		
32	44.50	6.31	280.79		
Total (S500)			458.57		
Total			458.57		

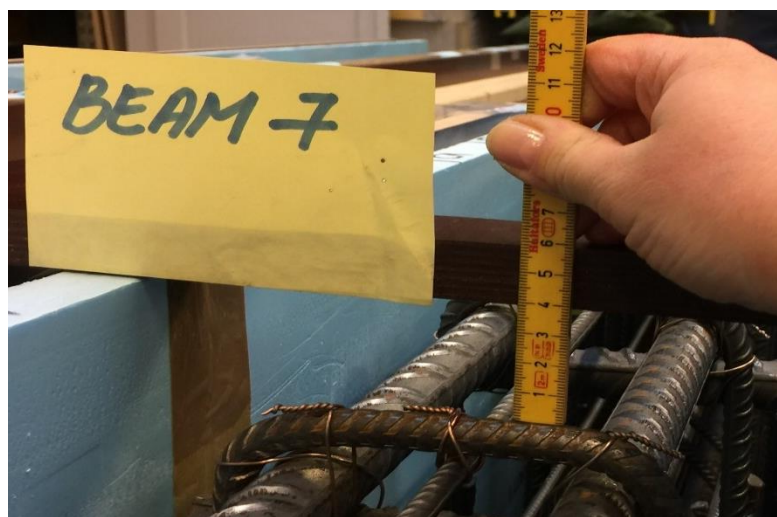
Tabell A17: Armeringsmengde, bjelke 7



Figur 95: Momentsone fra siden, bjelke 7



Figur A96: Momentsone fra toppen, bjelke 7



Figur A97: Overdekning, bjelke 7

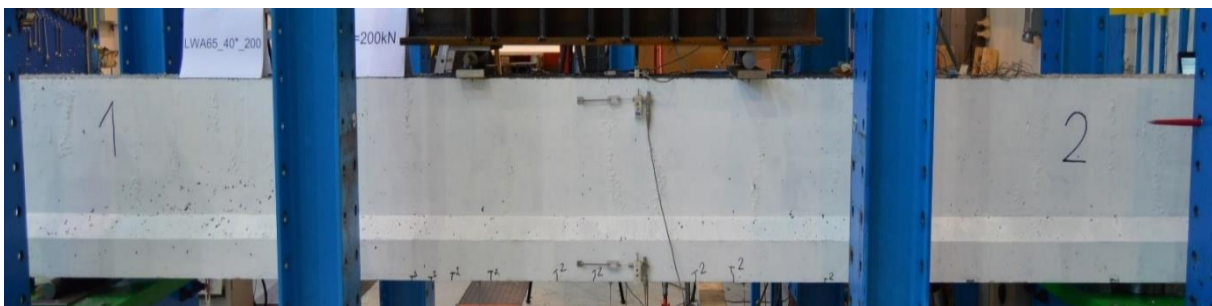
A7.2 Rissdannelse



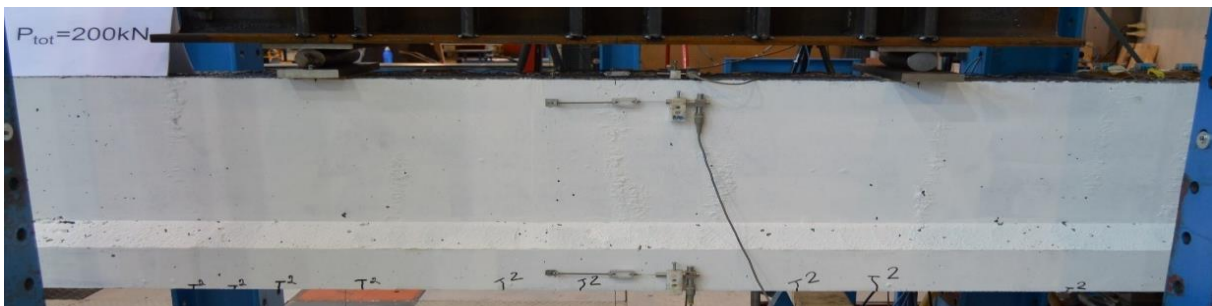
Figur A98: Rissmønster ved 100 kN, bjelke 7



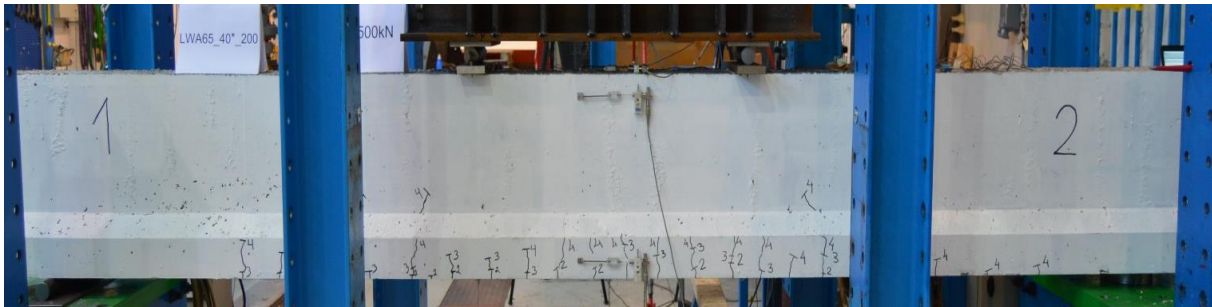
Figur A99: Rissmønster ved 100 kN, momentsone - bjelke 7



Figur A100: Rissmønster ved 200 kN, bjelke 7



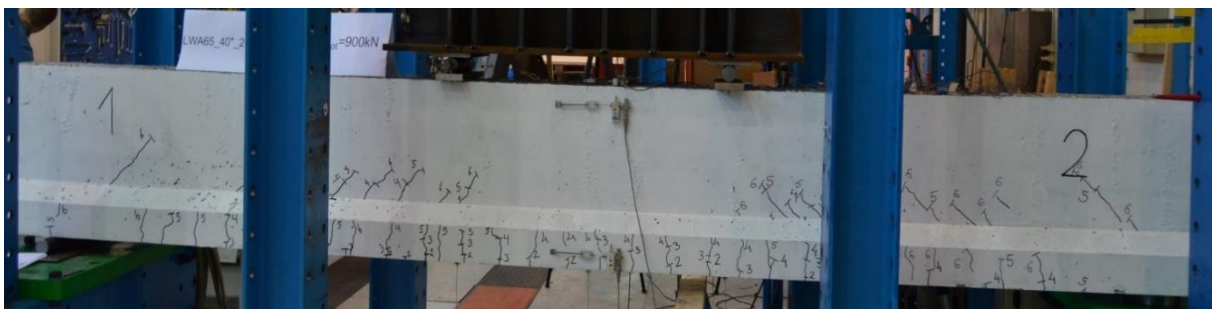
Figur A101: Rissmønster ved 200 kN, momentsone - bjelke 7



Figur A102: Rissmønster ved 500 kN, bjelke 7



Figur A103: Rissmønster ved 500 kN, momentsone - bjelke 7



Figur A104: Rissmønster ved 900 kN, bjelke 7



Figur A105: Rissmønster ved 900 kN, momentsone - bjelke 7



Figur A106: Bruddform, bjelke 7



Figur A107: Bruddform, momentsone - bjelke 7

A7.3 Tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn

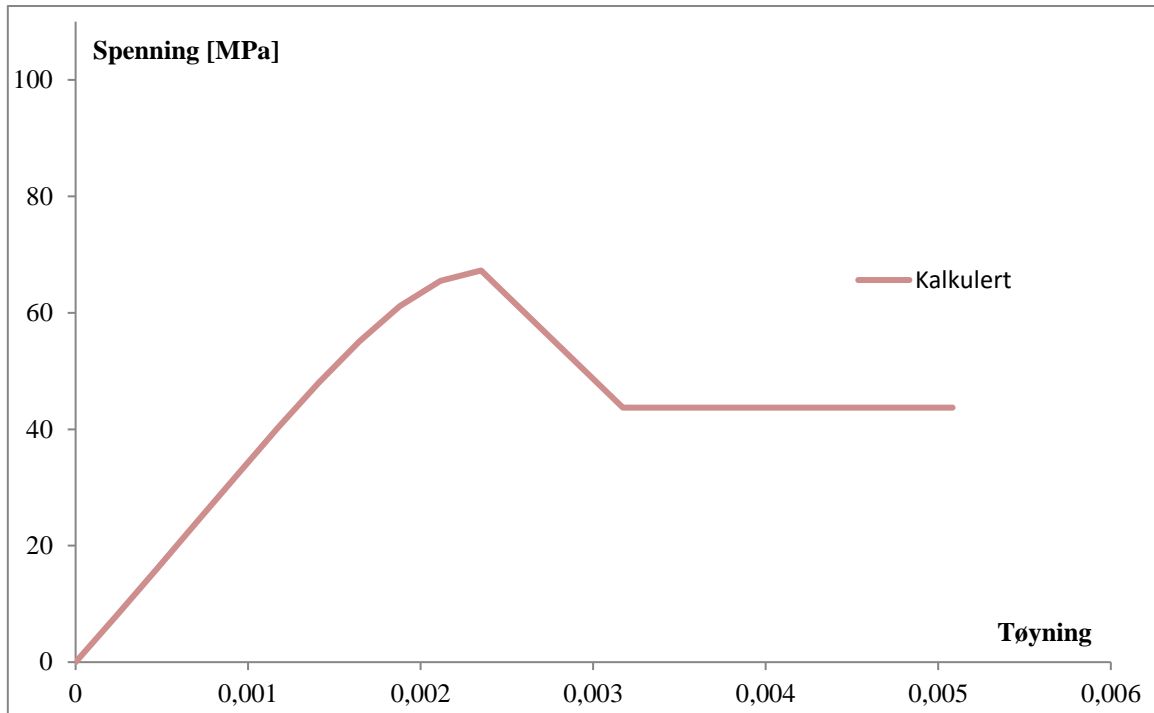
Step	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Max	Failure
Load [kN]	100	200	300	500	700	900	1100	1300	1350	1400	1450	1500	1306
LVDT-M [mm]	1,42	2,76	4,07	6,90	9,92	13,01	16,18	19,48	20,42	21,31	22,22	23,38	24,57
LVDT-2 [mm]	1,30	2,53	3,72	6,30	9,02	11,80	14,61	17,53	18,34	19,11	19,90	20,90	21,21
LVDT-1 [mm]	1,39	2,69	3,94	6,63	9,46	12,35	15,30	18,36	19,23	20,05	20,90	21,98	22,92
LVDT-CW [‰]	0,16	0,35	0,54	0,95	1,36	1,79	2,23	2,70	2,85	2,97	3,14	3,23	-
LVDT-TW [‰]	0,11	0,24	0,37	0,68	0,98	1,27	1,56	1,87	1,95	2,04	2,12	2,18	2,23
LVDT-top-W [‰]	0	0,25	0,47	0,92	1,40	1,87	2,32	2,89	3,07	3,26	3,35	3,25	-
LVDT-top-E [‰]	0	0,12	0,34	0,79	1,26	1,73	2,22	2,74	2,89	3,05	3,21	3,46	-
LVDT-TE [‰]	0	0,26	0,54	0,96	1,33	1,72	2,11	2,48	2,52	2,68	2,78	2,93	3,14
SG-C1 [‰]	0,17	0,35	0,55	0,95	1,37	1,81	2,29	2,95	-	-	-	-	-
SG-C2 [‰]	0,14	0,30	0,45	0,77	1,09	1,42	1,73	2,09	2,29	2,38	2,50	2,49	2,20
SG-CM [‰]	0,14	0,32	0,51	0,88	1,27	1,67	2,08	2,57	2,73	3,04	3,26	3,45	3,53
SG-TB1 [‰]	0,15	0,26	0,39	0,69	0,99	1,29	1,59	1,89	1,97	2,04	2,12	2,22	2,35
SG-TB2 [‰]	0,24	0,39	0,52	0,75	0,92	1,06	1,21	1,38	1,42	1,46	1,51	1,56	1,62
SG-TT [‰]	0,07	0,15	0,26	0,50	0,73	0,96	1,19	1,42	1,48	1,54	1,60	1,67	1,54

Tabell 18: Oversikt over tøyninger og nedbøyninger ved hvert lastetrinn, bjelke 7

A7.4 Omslutningseffekt

Omslutningseffekt - Bjelke 7						
b_c	138	mm		A_i	4296	mm ²
d_c	116,5	mm		A_{rec}	9198	mm ²
d_{tot}	189,5	mm		A_e	1291,858556	mm ²
w'_1	100	mm		A_{cc}	17477,46517	
w'_2	76	mm		ρ_{cc}	0,331671249	
w'_3	100	mm		k_e	0,07391567	
w'_4	0	mm		f'_{lx}	0,358783921	MPa
s'	188	mm		f'_{ly}	0,302886426	MPa
s	200	mm		f'_l	0,330835174	MPa
f_{yh}	500	MPa		f_{cc}	67,26944813	MPa
f_{c0}	65	MPa		Kapasitetsøkning	3,491458667	%
A_{sl}	5332,278668	mm ²				
A_{sx}	226,1946708	mm ²		$\epsilon_{c,avg}$	σ_{cc}	ϵ_c
A_{sy}	603,9711854	mm ²		0	0	0
				0,1	7,925530131	0,000234915
ϵ_{c0}	0,002			0,2	15,99578774	0,000469829
ϵ_{cc0}	0,002349146			0,3	24,15069559	0,000704744
η_E	0,745867769			0,4	32,3010807	0,000939658
E_{bc0}	33367,76721	MPa		0,5	40,31586124	0,001174573
k_c	1,165250416			0,6	48,00282919	0,001409488
$k_{c'}$	0,165250416			0,7	55,07922409	0,001644402
ρ_x	0,009707926			0,8	61,12556686	0,001879317
ρ_y	0,008195459			0,9	65,51112928	0,002114231
ρ_s	0,017903385			1	67,26944813	0,002349146
E_s	28635,70504	MPa			43,72514129	0,003171347
ϵ_{65}	0,003171347				43,72514129	0,005082971
η_l	0,918181818					
ϵ_{cu}	0,005082971					

Tabell A19: Teoretiskbasert omslutningseffekt, bjelke 7



Figur A108: Teoretiskbasert spenning- tøyningsdiagram, bjelke 7

Vedlegg A - Fullskala

A2 Kapasitetsberegning i brudd- og bruksgrensetilstand

A2.1 Momentkapasitet

A2.1.1 Gruppe 1 - bjelke 1, 2, 3 og 4

Densitet, ρ (Kg/m ³)	1834	Bestemme α (overarmert)		
Karakteristisk Trykkfasthet, Fck (MPa)	70	Betong i trykk $T_c = \lambda * \eta * d * b * F_{ck} * \alpha = 4822335 * \alpha$ Lig. 1		
Materialfaktor for betong, γ_c	1,5	Trykkarmering: $T_s = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (\alpha * d - 38 / \alpha * d) = 146332,2693 * (\alpha d - 38 / \alpha d)$ Lig. 2		
Dimensjonerende trykkfasthet, Fcd (MPa)	39,6666667	Strekkarmering: $S = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (1 - \alpha / \alpha) = 4256938,745 * (1 - \alpha / \alpha)$ Lig. 3		
Bjelkelengde, L (mm)	4500	Kraftlikevekt: $T_c + T_s - S = 0$		
Lengden mellom opplagerne, Ln (mm)	4000	$4822335 * (\alpha^2) + 4220355,677 * \alpha - 4113932,209 = 0 \gggggg \alpha = 0,584462524$		
Lengden mellom punktlastene, Lp (mm)	1000			
Lengden mellom opplager og last, Ls (mm)	1500			
Tverrsnittshøyden, h (mm)	550			
Tverrsnittsbredden på toppen, b (mm)	210	Kraft	(N)	Indre arm (mm)
Overdekning, C (mm)	20	T_c	2818474,085	Z1 443,481705
Stang diameter, strekkarmering, Øs (mm)	32	T_s	100005,5158	Z2 524
Antall strekkarmeringsstenger, ns	10	S	2918479,602	Z3 64
Strekkarmering tverrsnittsareal, As (mm ²)	8042,47719	Kontroll: $T_c + T_s - S = 0$		-0,0006277 ≈0 ok!
Stang diameter, trykkarmering, Ø's1 (mm)	12			

Antall stenger \varnothing 's1, n's1	2			
Stang diameter, trykkarmering, \varnothing's2 (mm)	8	Momentkapasitet	Mrd (Nmm)	1115561889
Antall stenger \varnothing 's2, n's2	1		Mrd (kNm)	1115,56189
Tverrsnittsareal, trykkarmering, A's (mm ²)	226,194671			
Stang diameter, skjærarmering, \varnothingw (mm)	12	Maksimum punktlast		
Effektivhøyde, d (mm)	486	P1 (N)	743707,9257	
Elastisitetsmodul, stål, E_s (Mpa)	210000	P1 (kN)	743,7079257	
Karakteristisk flytegrense, stål, f_{yk} (Mpa)	500	Total Load P (kN)	1487,415851	
Dim. flytegrense, stål f_{yd} (MPa)	434,782609			
λ	0,75			
η	0,9			
η1	0,90018182			
ϵ_{cu}	0,00243049			
ϵ_{yk}	0,00238095			
ϵ_{yd}	0,00238095	Balansert tverrsnittsareal $A_{s,b}$	3762,85708	< A_s » overarmert tverrsnitt
α (balansert) $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$	0,50514799		Finner α (overarmert) $T_c + T_s - S = 0$	
ϵ_s	0,00172802			
ϵ's	0,00220802			
α (overarmert)	0,58446252			

Tabell A19: Momntkapasitet, gruppe 1

A2.1.2 Gruppe 2 - bjelke 5 og 6

Parameter	Verdi
Densitet, ρ (Kg/m ³)	1834
Karakteristisk Trykkfasthet, Fck (MPa)	70
Materialfaktor for betong, γ_c	1,5
Dimensjonerende trykkfasthet, Fcd (MPa)	39,66666667
Bjelkelengde, L (mm)	4500
Lengden mellom opplagerne, L0 (mm)	4000
Lengden mellom punktlastene, Lp (mm)	1000
Lengden mellom opplager og last, Ls (mm)	1500
Tverrsnittshøyden, h (mm)	550
Tverrsnittsbredden på toppen, b (mm)	210
Overdekning, C (topp) (mm)	40
Overdekning, C (bunn) (mm)	20
Stang diameter, strekkarmering, Øs (mm)	32
Antall strekkarmeringsstenger, ns	10
Strekkarmering tverrsnittsareal, As (mm ²)	8042,477193
Stang diameter, trykkarmering, Ø's1 (mm)	12
Antall stenger Ø's1, n's1	2
Stang diameter, trykkarmering, Ø's2 (mm)	8
Antall stenger Ø's2, n's2	1
Tverrsnittsareal, trykkarmering, A's2 (mm ²)	226,1946711

Betong i trykk: $T_c = \lambda * \eta * d * b * F_{ck} * \alpha = 4822335 * \alpha$ Lig. 1			
Trykkarmering: $T_s = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (\alpha d - 58 / \alpha * d) = 119726,4022 * (\alpha d - 58 / \alpha d)$ Lig. 2			
Strekkarmering: $S = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (1 - \alpha / \alpha) = 4271227,081 * (1 - \alpha / \alpha)$ Lig. 3			
Kraftlikevekt: $T_c + T_s - S = 0$			
$4822335 * (\alpha^2) + 4220355,677 * \alpha - 4118683,256 = 0 \ggggg \alpha = 0,584944393$			
Kraft	(N)	Indre arm	(mm)
Tc	2820797,82	Z1	443,393884
Ts	91896,018	Z2	504
S	2912693,84	Z3	64
Kontroll: $T_c + T_s - S = 0$		-0,00030094	≈0 ok!
Momentkapasitet	Mrd (Nmm)	1110627689	
	Mrd (kNm)	1110,62769	

Stang diameter, skjærarmring, \varnothing_w (mm)	12	Maksimum punktlast		
Effektivhøyde, d (mm)	486	P1 (N)	740418,46	
Elastisitetsmodul, stål, E_s (Mpa)	210000	P1 (kN)	740,41846	
Karakteristisk flytegrense, stål, f_{yk} (Mpa)	500	Total Load P (kN)	1480,83692	
Dim. flytegrense, stål f_{yd} (MPa)	434,7826087			
λ	0,75			
η	0,9			
ηl	0,900181818			
ϵ_{cu}	0,002430491			
ϵ_{yk}	0,002380952			
ϵ_{yd}	0,002070393	Balansert	4022,49254	< A_s » overarmert tverrsnitt
α (balansert) $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$	0,540002976	tverrsnittsareal $A_{s,b}$	Finner α (overarmert) $T_c + T_s - S = 0$	
ϵ_s	0,001724589			
ϵ'_s	0,002208203			
α (overarmert)	0,584944393			

Tabell A20: Momentkapasitet, gruppe 2

A2.1.3 Momentkapasitet gruppe 3 – bjelke 7

Densitet, ρ (Kg/m ³)	1834
Karakteristisk Trykkfasthet, Fck (MPa)	70
Materialfaktor for betong, γ_c	1,5
Dimensjonerende trykkfasthet, Fed (MPa)	39,66666667
Bjelkelengde, L (mm)	4500
Lengden mellom opplagerne, L0 (mm)	4000
Lengden mellom punktlastene, Lp (mm)	1000
Lengden mellom opplager og last, Ls (mm)	1500
Tverrsnittshøyden, h (mm)	550
Tverrsnittsbredden på toppen, b (mm)	210
Overdekning, C (topp) (mm)	40
Overdekning, C (bunn) (mm)	20
Stang diameter, strekkarmering, Øs (mm)	32
Antall strekkarmeringsstenger, ns	10
Strekkarmering tverrsnittsareal, As (mm ²)	8042,477193
Stang diameter, trykkarmering, Ø's1 (mm)	25
Antall stenger Ø's1, n's1	2
Stang diameter, trykkarmering, Ø's2 (mm)	8
Antall stenger Ø's2, n's2	1
Stang diameter, trykkarmering, Ø's3 (mm)	25
lengde av Ø's3, Lø's3 (mm)	150
Antall stenger Ø's2, n's3	1
Tverrsnittsareal, trykkarmering, A's (mm ²)	981,7477042

Betong i trykk: $T_c = \lambda * \eta * d * b * F_{ck} * \alpha = 4822335 * \alpha$ Lig. 1			
Trykkarmering: $T_s = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (\alpha d - 77 / \alpha * d) = 2531152,619 * (\alpha d - 77 / \alpha d)$ Lig. 2			
Strekkarmering: $S = E_s * \epsilon_{cu} * A_s * (1 - \alpha / \alpha) = 4256938,745 * (1 - \alpha / \alpha)$ Lig. 3			
Kraftlikevekt: $T_c + T_s - S = 0$			
$4822335 * (\alpha^2) + 4605992,281 * \alpha - 4184295,56 = 0 \ggggg \alpha = 0,569218126$			
Kraft	(N)	Indre arm	(mm)
Tc	2744960,49	Z1	446,259997
Ts	361614,454	Z2	497,5
S	3106574,94	Z3	64
Kontroll: $T_c + T_s - S = 0$		0,00933526	≈0 ok!
Momentkapasitet	Mrd (N.mm)	1206048454	
	Mrd (kNm)	1206,04845	

Stang diameter, skjærarmering, \varnothing_w (mm)	12	Maksimum punktlast		
Effektivhøyde, d (mm)	486	P1 (N)	804032,303	
Elastisitetsmodul, stål, E_s (Mpa)	210000	P1 (kN)	804,032303	
Karakteristisk flytegrense, stål, f_{yk} (Mpa)	500	Total Last P	1608,06461	
Dim. flytegrense, stål f_{yd} (MPa)	434,7826087			
λ	0,75			
η	0,9			
η_1	0,900181818			
ϵ_{cu}	0,002430491			
ϵ_{yk}	0,002380952			
ϵ_{yd}	0,002070393	Balansert tverrsnittsareal, A_s, b	4022,49254	< A_s » overarmert tverrsnitt
α (balansert) $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$	0,540002976		Finner α (overarmert) $T_c + T_s - S = 0$	
ϵ_s	0,001839385			
ϵ'_s	0,002144954			
α (overarmert)	0,569218126			

Tabell A21: Momentkapasitet, gruppe 3

A2.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasitet til alle bjelkene		
Dim.Skjærkraft, Ved (N)	743707,9257	
Karakteristisk Trykkfasthet, Fck (MPa)	70	
Karakteristisk flytegrense, fyk (Mpa)	500	
Stang diameter, skjærarmring, Øw (mm)	12	
Antall skjærarm.tverrsnitt i tverrsnittet, m	2	
Skjærarmingsareal, Aw (mm ²)	226,1946711	
Tverrsnittsbredden på toppen, b (mm)	210	
Effektivhøyde, d (mm)	486	
Høgden mellom As og A's, d'	422	
Indre arm, Z	437,4	
Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmring EC2, 6.2.2(1)		
Største tilslag D<16mm (EC2, NA.6.4.4(1)) k2	0,15	k2
EC2, NA.6.4.4.(1), Crd,c	0,1	
EC2, Pkt. 6.2.2, k	1,641500299	< 2,0 ok
EC2, NA.6.4.4.(1), Vmin	0,615855059	
EC2, Pkt. 6.2.2, pl	0,078801462	> 0,02
	0,02	Behov for skjærarmring, siden Vrd,c,min < Ved
EC2, Pkt. 6.2.2, Vrd,c (N)	86990,64322	
EC2, Pkt. 6.2.2, Vrd,c,min (N)	62854,16737	

Konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmoring EC2, 6.2.3(3)		
Helning til betongtrykkdiagonalen (BK lig. 4.16)	Cot Θ	1,191753593
	Tan Θ	0,839099631
A_{sw}/S (mm ² /mm)	2,853429566	
Nødvendig senteravstand, S (mm) ≤	79,2711598	
Maksimum tillatt senteravstand, S_{i,max}	253,2	
velger senteravstand, S (mm)	70	
A_{sw}/S (mm ² /mm) ved S = 70 mm	3,231352444	3231,352444
Minimum skjærarmoring, ρ_{w,min}	0,351397211	
V_{rd,s} (N)	842208,4261	
V_{rd,s} (kN)	842,2084261	> Ved (kN) ok
Skjærkapasitet kontroll		
V_{rd,max} (kN)	1899,629158	> Ved (kN) ok

Tabell A22: Skjærkapasitet, alle bjelker

A2.3 Heft- og forankringskapasitet

Forankring av strekkarmering ved opplegg EC2, 8.4.4(1)	
Kraft i strekkarmering, ΔF_{td} (N)	886316,5927
Armeringsspenning, σ_{sd} (Mpa)	110,2044272
Lettbetongfaktor, η_1	0,900181818
Karakteristisk strekkfasthet, f_{ctk} 0,05 Mpa EC2, tabell 3.1	3,645736364
Dim. Heftfasthet EC2, 8.4.2(2) , f_{lbd} (MPa)	5,742034773
Nødvendig forankringslengde, $L_{b,rqd}$ (mm)	153,5405919
Calculated bond length, L_{bd} (mm)	107,4784144
Nødveindig forankringslengde med c_{nom}	127,4784144
EC2, 8.4.4(1), eq. (8.6), $L_{b,min}$ (mm)	320
Selected length outside calculate anchorage	250

Tabell A23: Heft- og forankringskapasitet, alle bjelker

A2.4 Nedbøyning

Materialparametere		Momentstivhet, stadium 2	
Antall herdedøgn	7	Eta, η	8,816120907
Sementklasse (CEM 42.5 R)	0,2	Roh, ρ	0,078801462
Dager-koeffisient	0,8187	Trykksonefaktor, α	0,673519006
Lettbetongfaktor, η_1	0,904545455	Tregghetsmoment, betong, I_{c2} (mm ⁴)	2455027802
7 døgns trykkfasthet, $f_{ck,cube(7)}$ (MPa)	56,682	Tregghetsmoment, stål, I_{s2} (mm ⁴)	202478159,5
Middelvei av trykkfasthet 7 dogn, $f_{cm(7)}$	67,68	Bøyestivhet, EI (MPa)	1,00999E+14
28 døgns trykkfasthet, f_{ctm}	67,4300	Momentstivhet, stadium 1	
28 døgns fasthet - kube, $f_{ck,cube}$ (MPa)	74,1827	Trykksonehøyde, $\alpha \cdot d$	355,259395
28 døgns trykkfasthet, f_{ck} (MPa)	59,4300	Tregghetsmoment, betong, I_{c1} (mm ⁴)	3655563891
Densitet, ρ (Kg/m ³)	1850	Tregghetsmoment, stål, I_{s1} (mm ⁴)	137470913,5
Lettbetongfaktor, ηE	0,707128099	Bøyestivhet, E_{icm}	1,15944E+14
E-modul (LWAC 28 days), E_{cm} (MPa)	27578,8863	$f_{lctm.m}$ (MPa)	4,028
E-modul, testbasert, E_{cm} (MPa)	23820	Rissmoment $M_{cr.m}$ (kNm)	100,6795014
E-modul stål, E_s (MPa)	210000	Total risslast $P_{cr.m}$ (kN)	134,2393352
Lengdearmring, A_s (mm ²)	8042,477193	Tension stiffening	
Tverrsnittshøyde, h (mm)	550	Momentkapasitet, M_{rd} (kNm)	1115,561889
Effektivhøyde, d (mm)	486	β	1
Bredde, b (mm)	210	ζ	0,985519877
Tverrsnittsareal betong, A_c (mm ²)	115500		
Spennlengde, L_n (mm)	4000		
Skjærspennlengde, L_s (mm)	1500		

Tabell A24: Bruksgrensetilstand, stadium 1 & 2

Teoretiskbasert Nedbøyning i midspan (mm)			
Totalt added load P (N)	Uopprisset (stadium1)	Opprisset (Stadium 2)	Tension stiffening
0	0,000	0,000	0,000
100	1,051	1,484	1,478
134,24	1,411	1,620	1,617
200	2,102	2,413	2,409
300	3,153	3,620	3,613
500	5,256	6,033	6,022
700	7,358	8,447	8,431
900	9,460	10,860	10,840
1100	11,563	13,274	13,249
1300	13,665	15,687	15,658
1350	14,191	16,290	16,260
1400	14,716	16,894	16,862
1450	15,242	17,497	17,464
1500	15,767	18,100	18,067
1550	16,293	18,704	18,669
1600	16,818	19,307	19,271
1650	17,344	19,910	19,873
1700	17,870	20,514	20,475
1750	18,395	21,117	21,078

Tabell A25: Teoretiskbasert nedbøyning ved aktuelle lastetrinn

Vedlegg B - Småskala

Dokumentasjon av testresultater

B1 Trykkfasthet

B1.1 Terninger

Trykkfasthet etter 7 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Areal av side, Ac (m ²)	0,01		
Belastning:	MPa/s	kN/s	kg/s
Min. Last	0,4	4	0,407747197
Max. Last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	1	2	3
beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	3 synlige luftrom	Ingen synlige luftrom
Bruddlast, tonn	56,204	57,324	56,518
Bruddlast, Ff (kN)	562,04	573,24	565,18
Trykkfasthet (Mpa)	56,204	57,324	56,518
Gjennomsnitt (Mpa)			56,682
Prøvestykke	1	2	3
Beskrivelse av bruudform	Timeglass bruddform, minimal knusning av belastet overflate	Tilferedsstillende brudform	Timeglass bruddform, tilferedsstillende
Mean	Varians	Standard dev.	
56,682	0,667544	0,817033659	

Tabell B1: Trykkfasthet etter 7 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 28 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Belastning:	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Max. Last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	7	9	20
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	3 synlige luftrom	Ingen synlige luftrom
bruddlast, tonn	72,86	76,21	73,48
Bruddlast, Ff (kN)	728,61	762,11	734,76
Trykkfasthet, (Mpa)	72,861	76,211	73,476
Gjennomsnitt (MPa)			74,18266667
Prøvestykke	7	9	20
Beskrivelse av bruddform	God bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilmeglass bruddform, tilferedsstillende
Mean	Varians	Standard dev.	
74,18266667	6,360316667	2,521966825	

Tabell B2: Trykkfasthet etter 28 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 38 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Belastning	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Maks. last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	12	14	19
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	Flere synlige luftrom	Et synlig luftrom
Bruddlast, tonn	74,449	74,628	77,129
Bruddlast, Ff (kN)	744,49	746,28	771,29
Trykkfasthet, (Mpa)	74,449	74,628	77,129
Gjennomsnitt			75,402
Prøvestykke	12	14	19
Beskrivelse av bruddform	Good bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilferedsstillende bruddform
Mean	Varians	Standard dev.	
75,402	4,489814	2,11891812	

Tabell B3: Trykkfasthet etter 38 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 44 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Belastning	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Maks. last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	5	6	18
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	Flere synlige luftrom	Et synlig luftrom,
Bruddlast, tonn	76,303	77,87	76,991
Bruddlast, Ff (kN)	763,03	778,7	769,91
Trykkfasthet, (Mpa)	76,303	77,87	76,991
Gjennomsnitt			77,05466667
Prøvestykke	5	6	18
Beskrivelse av bruddform	Good bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilferedsstillende bruddform
Mean	Varians	Standard dev.	
77,05466667	1,233824667	1,110776605	

Tabell B4: Trykkfasthet etter 44 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 49 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Belastning	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Maks. last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	15	16	21
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	Flere store synlige luftrom	Et synlig luftrom,
Bruddlast, tonn	78,02	79,147	77,784
Bruddlast, Ff (kN)	780,2	791,47	777,84
Trykkfasthet, (Mpa)	78,02	79,147	77,784
Gjennomsnitt			78,317
Prøvestykke	15	16	21
Beskrivelse av bruddform	Good bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilferedsstillende bruddform
Mean	Varians	Standard dev.	
78,317	1,061198	1,03014465	

Tabell B5: Trykkfasthet etter 49 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 55 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Bealstning	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Maks. last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	4	8	17
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	Flere synlige luftrom	Et synlig luftrom,
Bruddlast, tonn	80,75	81,723	75,79
Bruddlast, Ff (kN)	807,5	817,23	757,9
Trykkfasthet, (Mpa)	80,75	81,723	75,79
Gjennomsnitt			79,421
Prøvestykke	15	16	21
Beskrivelse av bruddform	Good bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilferedsstillende bruddform
Mean	Varians	Standard dev.	
79,421	20,249606	4,499956222	

Tabell B6: Trykkfasthet etter 55 herdingsdøgn, terning

Trykkfasthet etter 59 døgn, terning			
Dimensjoner, terning	(100x100x100) mm		
Overflateareal, Ac (m2)	0,01		
Belastning	Mpa/s	kN/s	kg/s
Min. last	0,4	4	0,407747197
Maks. last	0,8	8	0,815494393
Prøvestykke	4	8	17
Beskrivelse av prøvestykke	Et synlig luftrom	Flere store synlige luftrom	Et synlig luftrom,
Bruddlast, tonn	80,06	77,6	75,27
Bruddlast, Ff (kN)	800,6	776	752,7
Trykkfasthet, (Mpa)	80,06	77,6	75,27
Gjennomsnitt			77,64333333
Prøvestykke	15	16	21
Beskrivelse av bruddform	Good bruddform	Tilferedsstillende bruddform	Tilferedsstillende bruddform
Mean	Varians	Standard dev.	
77,64333333	11,47486667	3,387457257	

Tabell B7: Trykkfasthet etter 59 herdingsdøgn, terning

B1.2 Sylinder

Trykkfasthet etter 28 døgn, sylinder		
Sylindernr.	Trykkfasthet	Beskrivelse
4	64,71	Started som syklisk test, god bruddform med rette sider
6	63,87	Kunsning på sidene
5	66,71	meget bra bruddform, rette sider etter brudd
8	65,16	God bruddform, rette sider etter brudd
Mean	65,1125	

Tabell B8: Tykkfasthet etter 28 herdingsdøgn, sylinder

B2 Spaltestrekkfasthet

B2.1 Sylinder

Spaltestrekkfasthet etter 28 døgn herding						
Belastning	1kp=10N	Akselerasjon 0,8 MPa				
Prøvestykke	Lengde (mm)	Bruddlast (kg)	Densitet (kg/m ³)	kg Pre load	% av brudd	fctm (Mpa)
11	197	12500	2012,8	4300	0,344	3,962715715
10	197	13200	2027,2	2500	0,189393939	4,184627795
12	197	12500	2021,3	2100	0,168	3,962715715
7	195	12500	2023,6	1800	0,144	4,003358953
Gjennomsnitt			2021,225			4,028354545

Tabell B9: Spaltestrekkfasthet, sylinder

B3 Densitet

B3.1 Terning

Rhow (kg/m ³)		Densitet etter 24t 05.04.2017			Densitet etter 7 døgner 11.04.2017			
998	Masse i luft, ma (kg) 24t		Nedsenket masse, mw (kg) 24t	Volum 24t V=(ma-mw)/rhow		Mettet densitet, D=ma/V(kg/m ³)	Masse i luft, ma kg	Volum (m ³) V=(ma-mw)/rhow
Prøve nr:								
1	2006,5	1009	0,999	2007,5	2009,8	1,002805611	2004,2	
2	2043	1028,4	1,017	2009,6	2047,9	1,021543086	2004,7	
3	2023	1020,8	1,004	2014,5	2029,5	1,010721443	2008,0	
4	2034,3	1037,9	0,998	2037,6	2029,5	0,993587174	2042,6	
5	2019,1	1012,6	1,009	2002,0	2029,5	1,018937876	1991,8	
6	2025,6	1009,8	1,018	1990,1	2029,5	1,021743487	1986,3	
7	2012,5	1014,6	1,000	2012,7	2018,7	1,006112224	2006,4	
8	2032,5	1033,6	1,001	2030,7	2029,5	0,997895792	2033,8	
9	2107,6	1103,1	1,007	2094,0	2118,4	1,017334669	2082,3	
10	2052,8	1053,1	1,002	2049,3	2029,5	0,978356713	2074,4	
11	2003,5	1010,6	0,995	2013,8	2029,5	1,020941884	1987,9	
12	2064,7	1072,1	0,995	2075,9	2029,5	0,959318637	2115,6	
13	2049,8	1040,6	1,011	2027,1	2029,5	0,990881764	2048,2	
14	2019,2	1022,1	0,999	2021,0	2029,5	1,009418838	2010,6	
15	2003,2	996,7	1,009	1986,3	2029,5	1,034869739	1961,1	
16	2025,1	1030	0,997	2031,0	2029,5	1,001503006	2026,5	
17	2040,2	1024,3	1,018	2004,3	2029,5	1,007214429	2015,0	
18	1997,7	1002	0,998	2002,3	2029,5	1,029559118	1971,2	
19	2049,7	1038,9	1,013	2023,7	2029,5	0,99258517	2044,7	
20	1999,9	1006,5	0,995	2009,2	2011,4	1,006913828	1997,6	
21	2046,6	1035,6	1,013	2020,3	2029,5	0,995891784	2037,9	
22	2073,1	1071,2	1,004	2065,0	2029,5	0,960220441	2113,6	
23	2119,1	1100,3	1,021	2075,8	2029,5	0,931062124	2179,8	
24	2024,9	1025,8	1,001	2022,7	2029,5	1,005711423	2018,0	
Mettet densitet				2026,1			2031,7	

Tabell B10: Densitet, terning

B3.2 sylinder

B3.2.1 Mettet densitet

Densitet etter 24 timer			Rhow	998	kg/m ³		
Dato: 05.04.2017			Densitet etter 24 timer Dato: 05.04.2017		Densitet etter 28 døgn		
					Dato: 02.05.2017		
Prøve nr.	Masse i luft 24 t	Masse i vann 24 t	Volum (ma-mw)/rhow	Mettet densitet D=ma/V	Masse i luft ma	Volume V = (ma-mw) / rhow	Mettet densitet Ds = ma/V
	ma (gram)	mw (gram)	V (m ³)	Ds (kg/m ³)	(gram)	m ³	kg/m ³
1	3101,4	1557,5	1,546993988	2004,79	0	-1,560621242	0
2	3147,5	1585	1,565631263	2010,37	0	-1,588176353	0
3	3155,8	1592,3	1,566633267	2014,38	0	-1,595490982	0
4	3131,5	1574,3	1,560320641	2006,96	3107,7	1,536472946	2022,619408
5	3126,4	1571,1	1,558416834	2006,14	3114	1,545991984	2014,240716
6	3137,9	1574,4	1,566633267	2002,96	3125,6	1,554308617	2010,926251
7	3112,8	1558,5	1,55741483	1998,70	3075	1,519539078	2023,63996
8	3113,5	1577,7	1,538877756	2023,23	3060,8	1,486072144	2059,657744
9	3158,7	1594,2	1,567635271	2014,95	0	-1,59739479	0
10	3158,1	1584,8	1,576452906	2003,29	3121,5	1,539779559	2027,238238
11	3141,5	1565	1,579659319	1988,72	3104,1	1,542184369	2012,79436
12	3135,6	1570,5	1,568236473	1999,44	3102,2	1,534769539	2021,280669
Gjennomsnitt				2006,16			2024,05

Tabell B11: Mettet densitet, sylinder

B3.2.2 Ovnstørrdensitet

Ovnstørr densitet, start 02.05.2017. kl. 14:00									
Dato	03.05.2017 kl.14	04.05.2017 kl.15:00	05.05.2017 kl.15:10	08.05.2017 kl.16:00	09.05.2017 kl.17:05				
Tidspunkt									
Forhold	Ovnstørr masse 24t	Ovnstørr masse 48t	Ovnstørr masse 72t	Ovnstørr masse 144t	Ovnstørr masse 168t	Ovnstørr masse 188t	Masse i luft 02.03.2017	Nedsenket masse, 02.05.2017	Volum $V=(m_a - m_w)/\rho_{\text{how}}$
Prøve nr:	mo = kg	mo = kg	mo = kg	mo = kg	mo = kg	mo = kg	ma = kg	mw = kg	V = m ³
1	1,1048	1,0849	1,0745	1,059	1,0576	1,0566	1,159	0,5847	0,000575451
2	1,3216	1,2962	1,2823	1,2607	1,2577	1,2559	1,3753	0,681	0,000695691
3	1,255	1,2335	1,222	1,203	1,2011	1,1999	1,3152	0,6635	0,000653006
4	1,316	1,2926	1,2789	1,2584	1,2555	1,2536	1,3729	0,6938	0,000680461
5	1,3766	1,3532	1,3403	1,3214	1,3191	1,3175	1,4447	0,7301	0,000716032
6	1,5465	1,5199	1,5058	1,4858	1,4828	1,481	1,6192	0,8127	0,000808116
7	1,2583	1,2375	1,2239	1,2064	1,2044	1,2029	1,3167	0,6635	0,000654509
8	1,3638	1,3408	1,3268	1,3075	1,3049	1,3033	1,4278	0,7217	0,000707515
Prøve nr:	Ovnstørr densitet 24t kg/m ³	Ovnstørr densitet 48t kg/m ³	Ovnstørr densitet 72t kg/m ³	Ovnstørr densitet 144t kg/m ³	Ovnstørr densitet 168t kg/m ³	Ovnstørr densitet 188t kg/m ⁴	Mettet densitet (kg/m ³) 02.05.2017 kl.14:00		
1	1919,885774	1885,304196	1867,231412	1840,296013	1837,863138	1836,12537	2014,072784		
2	1899,692928	1863,182486	1843,202362	1812,154112	1807,841855	1805,254501	1976,882328		
3	1921,881234	1888,956575	1871,345711	1842,249501	1839,33988	1837,502225	2014,070278		
4	1933,983213	1899,594758	1879,461346	1849,334708	1845,072891	1842,280666	2017,603004		
5	1922,539603	1889,859502	1871,843549	1845,448083	1842,235936	1840,001399	2017,647075		
6	1913,709857	1880,7938	1863,345815	1838,5969	1834,884563	1832,657161	2003,672164		
7	1922,509798	1890,730251	1869,951317	1843,213717	1840,157991	1837,866197	2011,736987		
8	1927,591559	1895,083416	1875,29585	1848,017278	1844,342444	1842,081008	2018,049002		
Gjennomsnitt	1920,224246	1886,688123	1867,70967	1839,913789	1836,467337	1834,221066	2009,216703		

Prøve nr:	Endring i masse ma % (0-24)t	Endring i masse mo % (24- 48)t	Endring i masse mo % (48- 72)t	Endring i masse mo % (72- 144)t	Endring i masse mo % (144- 168)t	Endring i masse mo % (168- 188)t
1	4,676445 211	1,801230 992	0,958613 697	1,442531 41	0,132200 189	0,094553 707
2	3,904602 632	1,921912 833	1,072365 376	1,684473 212	0,237963 036	0,143118 391
3	4,577250 608	1,713147 41	0,932306 445	1,554828 151	0,157938 487	0,099908 417
4	4,144511 618	1,778115 502	1,059879 313	1,602940 027	0,230451 367	0,151334 13
5	4,713781 408	1,699840 186	0,953295 891	1,410132 06	0,174057 817	0,121294 822
6	4,489871 542	1,720012 932	0,927692 611	1,328197 636	0,201911 428	0,121391 961
7	4,435330 751	1,653023 921	1,098989 899	1,429855 38	0,165782 493	0,124543 341
8	4,482420 507	1,686464 291	1,044152 745	1,454627 676	0,198852 772	0,122614 76

Tabell B12: Ovnstørrdensitet, sylinder

Vedlegg C - Betongresept

Dokumentasjon av betongkvalitet

C1 Absorpsjonstest

Absorpsjonsformelen			$a[\%]=(B-A)/A$										
	vekt av prøve	Etter sikting	Etter vasking	Tidspunkt	Etter tørking-A	Tidspunkt	Vekt av tørr prøve [g]	Vekt etter 24h in vann-B	Absorpsjon 24h i vann	Vekt etter 72h i vann	Absorpsjon 72h i vann	Vekt etter 100h i vann	Absorpsjon 100h i vann
Beholder1,2,3,4	3000	2877,2	2942,5	30.03.2017 kl.16:00	2834,4	31.03.2017 kl.16:00	2834,4	3019,7	6,54	3050,2	7,61	3070,1	8,32

Tabell C1: Absorpsjonstest

C2 Matrix

Tilsiktet kvalitet	B65 M40						
Dato	01.04.2017						
Initialparametre	Verdi						
m = v/(c+Skp)	0,39						
Luftinnhold	3,0 %						
Sementtype	Andel	Andel klinker	Andel FA	Andel slagg	[kg/m³]	Alkalier	Klorider
	0,0 %	82,0 %	18,0 %	0,0 %	3000	1,4 %	0,1 %
Norcem Anlegg FA	100,0 %	100,0 %	0,0 %	0,0 %	3140	0,6 %	0,1 %
	0,0 %	100,0 %	0,0 %	0,0 %	1000	0,0 %	0,0 %
Tilsetningsmaterialer	Type	Andel (av b)	k	[kg/m³]	Alkalier	Klorider	
Elkem Microsilica	Silika	5,0 %	1,0	2200	0,1 %	0,1 %	
	FA	0,0 %	0,7	2200	1,0 %	0,3 %	
	Slagg	0,0 %	0,6	1000	1,0 %	0,3 %	
Tilsetningsstoff	% av b	[kg/m³]	Tørrstoff	[kg/m³] TS	Alkalier	Klorider	
	0,0 %	1050	16,0 %	1424	0,0 %	0,0 %	
Mapei Dynamon SR-N	1,2 %	1040	19,0 %	1254	0,7 %	0,0 %	
	0,0 %	1000	46,0 %	1000	0,2 %	0,1 %	
	0,0 %	1000	100,0 %	1000	0,0 %	0,0 %	
Matriks	Verdi						
Ønsket matriksvolum [l/m ³]	360						
Oppnådd matriksvolum [l/m ³]	360						
Klinkerandel i bindemiddel	95,0 %						
Total FA- andel av bindemiddel	0,0 %						
Total slaggandel av bindemiddel	0,0 %						
Volum sementlim [l/m ³]	325,4						
Effektivt vanninnhold [l/m ³]	177,0						

v/p	0,34
Effektivt bindemiddel [kg/m ³]	454
Totalt bindemiddel [kg/m ³]	454

Tabell C2: Matrix

C3 Betongresept

Prosjekt	Regnearkutvikling	Masseforhold	0,39					
Reseptnummer	Resept A	Matriksvolum (l/m³)	360					
Tilsiktet kvalitet	B65 M40	Volum sementlim (l/m³)	325					
Utført av	Stalite	Tilsiktet luftinnhold (%)	3,0					
Dato	01.04.2017	Effektivt bindemiddel (kg/m³)	454					
Materialer	kg/m³	kg	kg	Egenskap		Korr.luft	korr.dens	Korrigert
0	0,0	0,0	19,6	Ønsket volum (l)	1000,0	0,0	-32,4	406,7
Norcem Anlegg FA	431,1	431,1	0,0	Innveid volum (l)	44,6	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	Målt luftinnhold (%)	3,0	0,0	0,0	0,0
Elkem Microsilica	22,7	22,7	0,4	Målt betongdensitet (kg/m ³)	2332	0,0	-0,7	8,3
0	0,0	0,0	0,0	Effektivt v/(c+Σkp)	0,380	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0			0,0	0,0	0,0
Fritt vann	177,0	177,0	7,8			0,0	-12,9	157,6
Absorbert vann	6,3	6,3	0,7			0,0	-1,1	14,2
Sand Ramlo 0/8 mm	552,6	552,6	49,2	Aggressiver		0,0	-81,5	1021,2
Sand Ramlo 0/2 mm nat. vask	236,8	236,8	0,0	Kloridinnhold [% av b]	0,10 %	0,0	0,0	0,0
Årdal 8/16mm	0,0	0,0	19,4	Alkalier [kg/m ³]	2,65	0,0	-32,2	403,2
Årdal 16/22 mm	0,0	0,0	19,4	Andel reakt. bergarter [%]	0,0	0,0	-32,2	403,2
						0,0		
Stalite	530,5	530,5	0,0			0,0	0,0	0,0

	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,0	0,00	0,00	0,16	0,0	-0,3	3,32	0,0
Mapei Dynamon SR-N	5,35	5,35	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
0,0	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,00	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Prop. betongdens. (kg/m ³)	1958				0,0	-193,2	2415

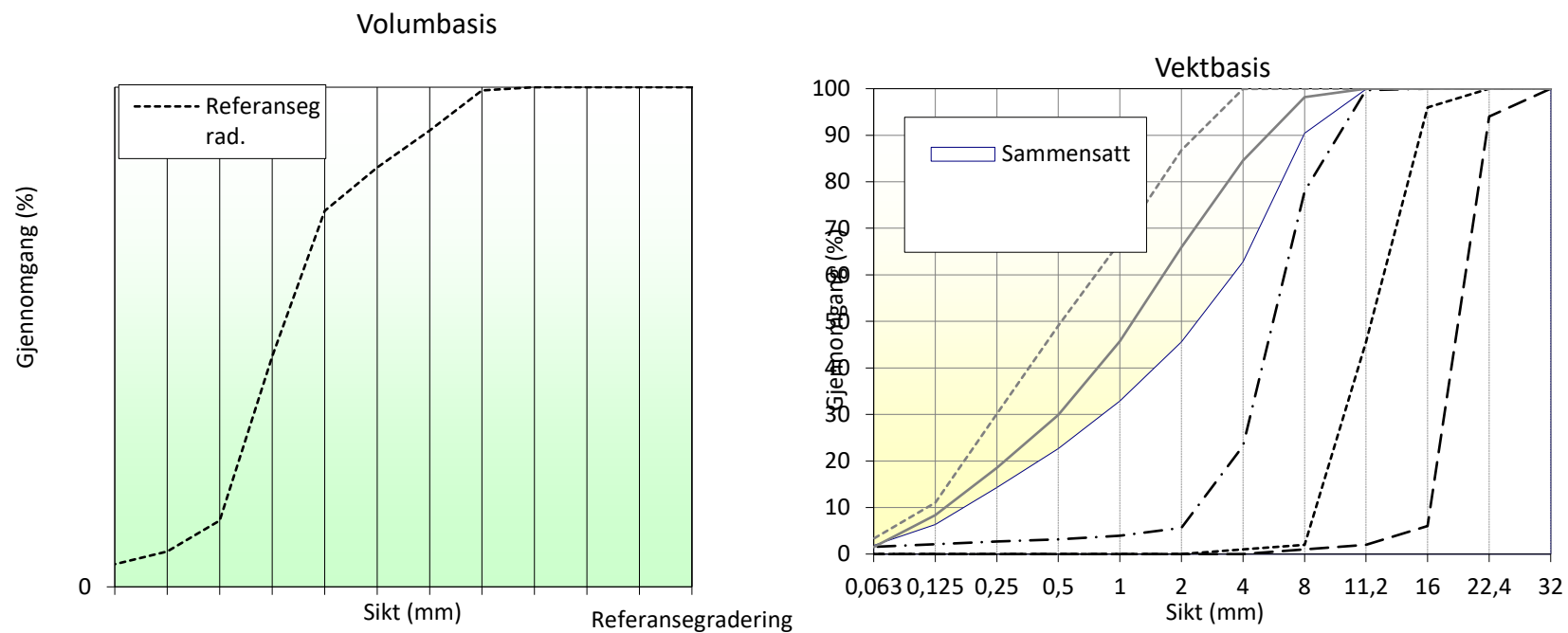
Tabell C3: Resept

C4 Tilslag

Fraksjon	Navn	Densitet [kg/m ³]	Abs. fukt [%]	Alk. reakt. Sv[%]	Klorider [%]	Andel		Bruk	Finhetsmoduler
						volum	vekt		
I	Sand Ramlo 0/8 mm	2650	0,8	0,0	0,00	0,323	0,420	ok	FM _{vekt} = 3,78
II	Sand Ramlo 0/2 mm nat. vask	2650	0,8	0,0	0,00	0,139	0,180	ok	FM _{vol} = 4,14
III	Årdal 8/16mm	2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		FM _{ref} = 2,37
IV	Årdal 16/22 mm	2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		FM _g = 5,55
V	Stalite	1530	0,0	0,0	0,00	0,538	0,400	ok	
VI		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		
VII		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		
III		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		
IX		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		
X		2700	0,0	0,0	0,00	0,000	0,000		

Sammensatt		2050		0,0	0,00	1,000	1,000
Åpning	Sikterest		Gjennomgang	Ref. SR	Ref. grad.	Vekt ved tilpasning	
	vol. [%]	vekt [%]	vekt [%]	[vol. %]	[vol. %]		
32	0,0	0,0	100,0	0,0	100,0	1	
22,4	0,0	0,0	100,0	0,0	100,0	1	
16	0,0	0,0	100,0	0,0	100,0	1	
11,2	0,2	0,1	99,9	0,0	100,0	1	
8	12,4	9,6	90,4	0,7	99,3	1	
4	46,3	37,2	62,8	8,7	91,3	1	
2	63,6	54,4	45,6	16,1	83,9	1	
1	73,8	67,2	32,8	24,8	75,2	2	
0,5	81,8	77,3	22,7	53,9	46,1	2	
0,25	88,4	85,7	14,3	86,7	13,3	2	
0,125	94,6	93,7	6,3	93,0	7,0	2	
0,063	98,2	98,1	1,9	95,5	4,5	2	

Tabell C4: Tilsalg

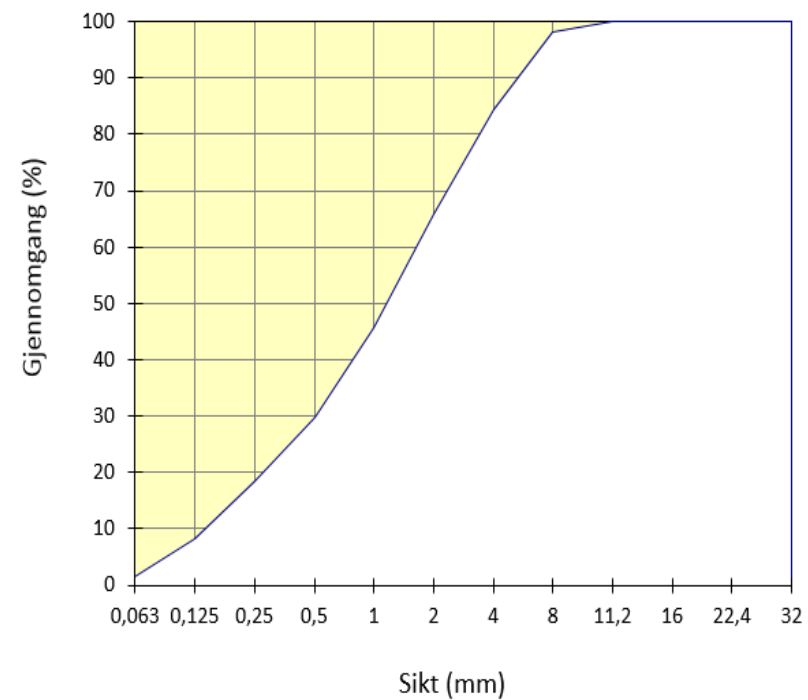


Tabell C5: Graderingskurve, tilslag

Fraksjon I

Type:	Sand Ramlo 0/8 mm
Dato:	04.04.2017.
FM =	3,03

Åpning	Sikterest (g)		Sikterest (%)	Gjennomgang (%)
	1	2		
32	0	0	0,0	100,0
22,4	0	0	0,0	100,0
16	0	0	0,0	100,0
11,2	0	0	0,0	100,0
8	21,5	0	1,8	98,2
4	181,8	0	15,4	84,6
2	400,9	0	34,0	66,0
1	638,9	0	54,3	45,7
0,5	825,5	0	70,1	29,9
0,25	959,4	0	81,5	18,5
0,125	1079,1	0,0	91,7	8,3
0,063	1159,6	0,0	98,5	1,5
Bunn	1177	0		

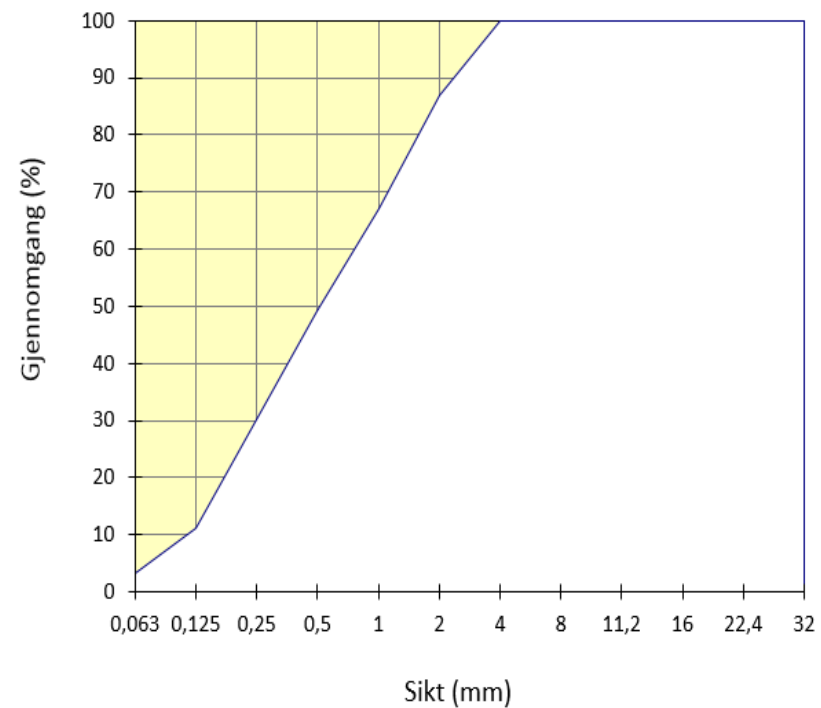


Tabell C6: Fraksjon 1

Fraksjon II

Type:	Sand Ramlo 0/2 mm nat. vask
Dato:	04.04.2017.
FM =	2,11

Åpning	Sikterest (g)		Sikterest (%)	Gjennomgang (%)
	1	2		
32	0	0	0,0	100,0
22,4	0	0	0,0	100,0
16	0	0	0,0	100,0
11,2	0	0	0,0	100,0
8	0	0	0,0	100,0
4	1	0	0,1	99,9
2	191	0	13,2	86,8
1	476	0	32,9	67,1
0,5	736	0	50,9	49,1
0,25	1009	0	69,8	30,2
0,125	1285	0	88,9	11,1
0,063	1397	0	96,7	3,3
Bunn	1445	0		

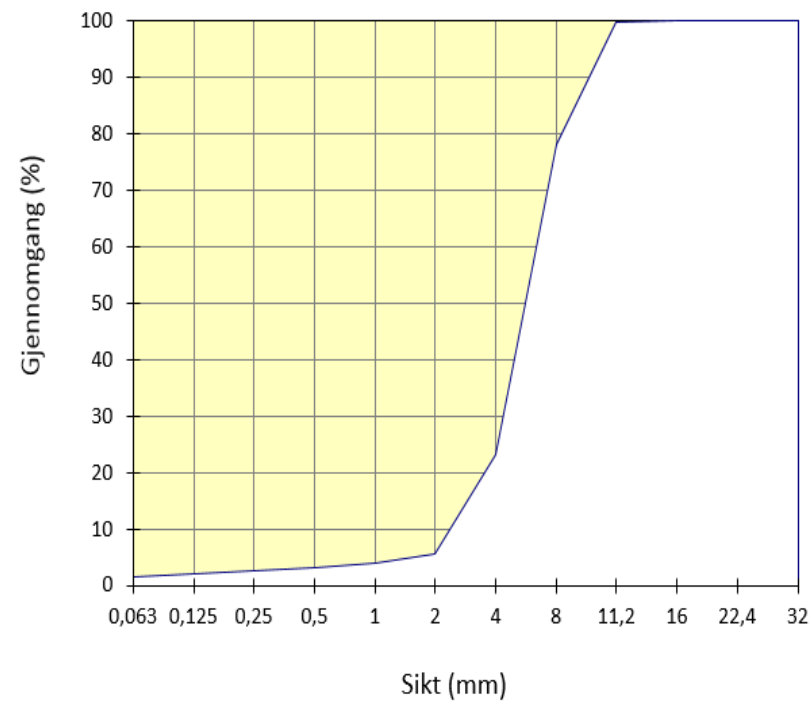


Tabell C7: Fraksjon 2

Fraksjon V

Type:	Stalite
Dato:	01.02.2016
FM =	5,32

Åpning	Sikterest (g)		Sikterest (%)	Gjennomgang (%)
	1	2		
32	0	0	0,0	100,0
22,4	0	0	0,0	100,0
16	0	0	0,0	100,0
11,2	0	0	0,3	99,7
8	0	0	22,0	78,0
4	0	0	76,8	23,2
2	0	0	94,4	5,6
1	0	0	96,1	3,9
0,5	0	0	96,8	3,2
0,25	0	0	97,3	2,7
0,125	0	0	97,9	2,1
0,063	0	0	98,5	1,5
Bunn	100	100		



Tabell C8: Fraksjon V