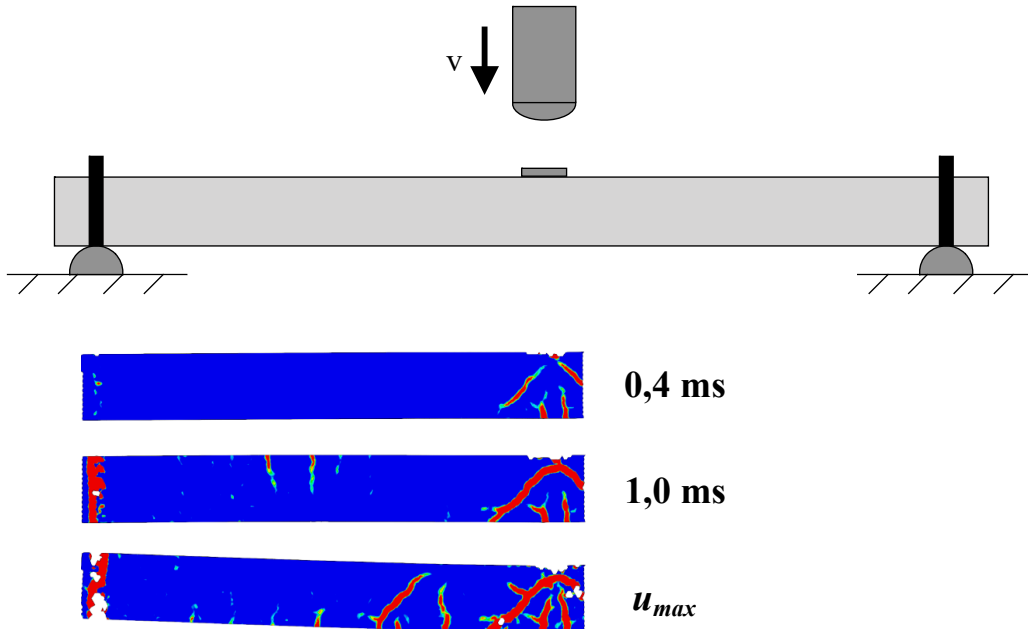




CHALMERS



# Fallviktsförsök på armerade betongbalkar

Examensarbete inom högskoleingenjörprogrammet Samhällsbyggnadsteknik

FELICIA CLAEISSON  
JULIA PERSSON

INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, Sverige 2024  
[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)



EXAMENSARBETE ACEX20

# Fallviktsförsök på armerade betongbalkar

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*

*Samhällsbyggnadsteknik*

FELICIA CLAEISSON

JULIA PERSSON

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Betongbyggnad

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA

Göteborg, 2024

Fallviktsförsök på armerade betongbalkar  
*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet*  
*Samhällsbyggnadsteknik*  
FELICIA CLAEISSON  
JULIA PERSSON

© FELICIA CLAEISSON, JULIA PERSSON, 2024

Examensarbete ACEX20  
Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Chalmers tekniska högskola 2024

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Betongbyggnad  
Chalmers tekniska högskola  
412 96 Göteborg  
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:  
Illustration av fallviktsförsök tillsammans med tre töjningsbilder vid olika tidpunkter från test på balk B-07.

Chalmers reproservice  
Göteborg 2024

Fallviktsförsök på armerade betongbalkar

*Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet  
Samhällsbyggnadsteknik*

FELICIA CLAESSION

JULIA PERSSON

Institutionen för arkitektur och samhällsbyggnadsteknik  
Avdelningen för Konstruktionsteknik  
Betongbyggnad  
Chalmers tekniska högskola

## **SAMMANFATTNING**

Armerad betong är ett vanligt förekommande material för skyddskonstruktioner, vilka kan behöva utformas för att kunna motstå impulsbelastning i form av explosionslast eller stötlast. Vid impulsbelastning är det främst den strukturella responsen avseende konstruktionens energiupptagningsförmåga som är av intresse snarare än lastkapacitet som vid statisk belastning. Den strukturella responsen kan dessutom skilja sig i betydande utsträckning mot den som fås vid statisk belastning. Målet med detta examensarbete var därför att öka kunskapen om strukturresponsen hos armerade betongbalkar utsatta för impulslast vid stötlast. Syftet var därmed att se hur energiupptagningsförmågan i en stötbelastad konstruktion är i förhållande till den för en statisk belastad.

Arbetet startade med en litteraturstudie av tidigare års examensarbeten samt forskningsrapporter. Därefter genomfördes experimentella försök på armerade betongbalkar i laboratoriet för Konstruktionsteknik på Chalmers. Dessa försök bestod av fallviktstest på 12 balkar med olika konfigurationer för att sedan testa dessa samt sex referensbalkar i statisk trepunktsböjning.

Resultatet av de dynamiska testerna utgjordes av töjningsfält och grafer av tid-deformationssamband som kunde tas fram med hjälp av digital image correlation (DIC) medan de statiska testernas resultat åskådliggjordes med hjälp av grafer av last-deformationssamband. Därefter kunde balkarnas energiupptagningsförmåga räknas ut.

Balkarnas olika konfigurationer jämfördes med varandra och resultaten från de dynamiska testerna visade på att det blev stor skillnad på responsen för balkarna med de två olika mellanläggen stål och gummi. De visade även att responsen blev annorlunda om balkarna innehöll byglar eller inte. De statiska testerna visade på skillnad i energiupptagningsförmåga för balkarna samt hur höga laster de klarade av. Där syntes det skillnad på vad för placering överkantisarmeringen hade samt om de tidigare testats dynamiskt eller inte.

Nyckelord: Armerade betongbalkar, energiupptagningsförmåga, digital image correlation, DIC, impulsbelastning, lastkapacitet, statisk belastning, plastisk deformation, strukturell respons

Reinforced concrete beams subjected to drop-weight impact

*Degree Project in the Engineering Programme  
Civil and Environmental Engineering*

FELICIA CLAESSION

JULIA PERSSON

Department of Architecture and Civil Engineering  
Division of Structural Engineering  
Concrete Structures  
Chalmers University of Technology

## **ABSTRACT**

Reinforced concrete is a common material for protective structures, which may need to be designed to withstand impulse loads from explosions or impacts. During impulse loading, the structural response regarding the structure's energy absorption capacity is primarily of interest rather than the load capacity as in static loading. Moreover, the structural response may significantly differ from that obtained during static loading. Therefore, the aim of this thesis was to deepen the knowledge of the structural response of reinforced concrete (RC) beams subjected to impact loading. The purpose was thus to observe how the energy absorption capacity of an impact loaded construction is in relation to a statically loaded one.

A literature study was made on recent years theses and research reports. Experiments were conducted on the RC beams in the Structures laboratory at Chalmers. These experiments consisted of 12 beams with different configurations that were subjected to drop-weight impacts subsequently tested statically with a three-point bending along with the six reference beams.

The results of the dynamic testing consisted of strain fields and illustrations of the relative midpoint deformations over time that could be obtained using digital image correlation (DIC). The results of the static tests were visualized using load-deflection curves, and the energy absorption capacity was also calculated.

The different beam configurations were compared, and the results of the dynamic testing indicated a significant difference in response between the beams with different protective layers against impact. The tests also showed the difference of the structural response between beams with or without stirrups. The static testing revealed differences in energy absorption capacity for the beams and their load capacity. This showed the importance of the placement of the top reinforcement and whether the beams had been previously dynamically tested or not.

**Key words:** Reinforced concrete beams, energy absorption capacity, digital image correlation, DIC, impulse loading, load capacity, static loading, plastic deformation, structural response

# Innehåll

1	INLEDNING	1
1.1	Introduktion	1
1.2	Syfte och mål	1
1.3	Metod	1
1.4	Avgränsningar	2
1.5	Precisering av frågeställning	2
2	TEORI	3
2.1	Betong	3
2.1.1	Orientering	3
2.1.2	Tryckhållfasthet	3
2.1.3	Draghållfasthet	4
2.1.4	Elasticitetsmodul	5
2.2	Armering	5
2.3	Strukturell respons	6
2.3.1	Orientering	6
2.3.2	Elastisk respons	6
2.3.3	Plastisk respons	7
2.3.4	Elastoplastisk respons	7
2.3.5	Armerade betongtvärsnitt vid ren böjning	7
2.3.6	Segt verknings sätt	8
2.3.7	Sprött verknings sätt	8
2.3.8	Sprickbildning	9
2.4	Dynamisk belastning	9
2.4.1	Impulsbelastning	9
2.4.2	Energi och kraftjämvikt	11
2.4.3	Energiupptagningsförmåga	12
2.4.4	Total energiupptagning	13
2.4.5	En- och två-frihetsgraderssystem	14
3	FÖRSÖKSSERIE	15
3.1	Introduktion	15
3.2	Övergripande geometri och randvillkor	16
3.3	Målning av balkar	17
3.4	Materialtester för betong	17
3.4.1	Orientering	17
3.4.2	Tryckhållfasthetstest	17
3.4.3	WST	17
3.5	Dragprovstest för armering	18
3.6	Dynamiska tester	19
		III

3.7	Statiska tester	20
3.8	Digital Image Correlation	21
4	RESULTAT	22
4.1	Orientering	22
4.2	Betongegenskaper	22
4.3	Armeringsegenskaper	22
4.4	Indragning av armering	23
4.5	Dynamiska tester	24
4.5.1	Orientering	24
4.5.2	Mittpunktens relativa deformation över tid	24
4.5.2.1	Beräkning av deformation	24
4.5.2.2	Sammanfattning av deformationer	25
4.5.2.3	Effekter av mellanlägg	26
4.5.2.4	Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$	27
4.5.2.5	Effekter av byglar	28
4.5.3	Töjningsfält	30
4.5.3.1	Framtagning av töjningsfält	30
4.5.3.2	Effekter av mellanlägg	30
4.5.3.3	Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$	32
4.5.3.4	Effekter av byglar	34
4.5.4	Påverkan på mellanlägg	36
4.5.4.1	Defekter	36
4.6	Statiska tester	38
4.6.1	Orientering	38
4.6.2	Referensbalkar	38
4.6.3	Dynamiskt testade balkar med stålplatta	40
4.6.4	Dynamiskt testade balkar med gummiplatta	41
4.6.5	Svackor i last-deformationskurvan	41
4.6.6	Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$	43
4.6.7	Effekter av byglar	45
4.7	Energiupptagningsförmåga	46
4.7.1	Framtagning av energiupptagningsförmåga	46
4.7.2	Deformationer och maximal kraft	47
4.7.3	Inre energi	48
5	DISKUSSION	52
5.1	Material	52
5.2	Dynamiska tester	52
5.3	Statiska tester	53
5.4	Balkarnas energiupptagningsförmåga	53
6	SLUTSATS	54
6.1	Allmänt	54

6.2	Framtida studier	55
7	REFERENSER	56
BILAGA A	MATERIALTESTER FÖR ARMERING	57
BILAGA B	MATERIALTEST FÖR BETONG	60
BILAGA C	TÖJNINGSFÄLT	62
BILAGA D	INDRAGNING AV ARMERING	69
BILAGA E	BERÄKNING AV INRE ENERGI	72
BILAGA F	SVACKOR I LAST-DEFORMATIONSKURVAN	73
BILAGA G	FOTON FÖRE OCH EFTER STATISKT TEST	76
BILAGA H	LATHUND VID GENOMFÖRANDE AV TESTER	85
BILAGA I	MATCAD-BERÄKNINGAR	88



## **Förord**

Detta examensarbete har utförts för att öka kunskapen om strukturens respons hos armerade betongbalkar utsatta för impulsbelastning vid stötlast. Arbetet är ett avslutande moment för vår högskoleingenjörutbildning inom Samhällsbyggnadsteknik på Chalmers Tekniska högskola. Det omfattar 15 högskolepoäng och utfördes under vårterminen 2024. Arbetet är en del av en pågående forskning på avdelningen för Konstruktionsteknik, Chalmers, i samarbete med Norconsult med finansiering från MSB och Fortifikationsverket.

Vi vill rikta ett stort tack till vår handledare Morgan Johansson och examinator Joosef Leppänen för all hjälp i form av kunskap, vägledning och stöttning som de bidragit med genom hela projektet. Vi vill även tacka forskningsingenjör Sebastian Almfeldt och amanuens Nicklas Vallström på konstruktionslaboratoriet på Chalmers som var till stor hjälp för att kunna genomföra testerna.

Göteborg maj 2024  
Felicia Claesson och Julia Persson

# Beteckningar

## Förkortningar

2DOF	Two-degree-of-freedom
SDOF	Single-degree-of-freedom
DIC	Digital Image Correlation
MSB	Myndigheten för samhällsskydd och beredskap
SIS	Svenska Institutet för Standarder
WST	Wedge splitting test
fps	Frames per second

## Latinska versaler

$E_k$	Rörelseenergi
$E_{k,0}$	Rörelseenergi från fallvikten
$E_c$	Tangentvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{cm}$	Sekantvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_s$	Dimensioneringsvärde för armeringens elasticitetsmodul
$EI$	Böjstyvhets
$F$	Last
$G_f$	Brottenergi
$M$	Böjmoment
$M_{cr}$	Sprickmoment
$M_R$	Momentkapacitet
$M_y$	Flytmoment
$R$	Bärförmåga; Stödreaktion
$W$	Arbete/energi
$W_i$	Inre arbete/energi
$W_y$	Yttre arbete/energi

## Latinska gemener

$c$	Koefficient för dämpning
$c'$	Avstånd centrum överkantsarmering till överkant betong
$f_c$	Betongens tryckhållfasthet
$f_{ck}$	Betongens karakteristiska tryckhållfasthet

$f_{cm}$	Medelvärde för betongens cylindertryckhållfasthet
$f_{cm,kub}$	Medelvärde för betongens kubtryckhållfasthet
$f_{ctm}$	Medelvärde för betongens draghållfasthet
$f_t$	Armeringens draghållfasthet
$f_u$	Armeringens brottgräns
$f_y$	Armeringens sträckgräns
$f_{0,2}$	Armeringens 0,2-gräns
$m$	Massa
$r$	Radie
$1/r$	Krökningen i ett visst snitt
$t$	Tid
$u$	Deformation
$u_{tot}$	Total deformation
$\dot{u}$	Hastighet
$v$	Hastighet

### **Gemena grekiska bokstäver**

$\varepsilon_c$	Betongens stukning
$\varepsilon_{c1}$	Betongens stukning vid maximalspänningen
$\varepsilon_{cu}$	Betongens brottstukning
$\varepsilon_s$	Töjning i armering
$\varepsilon_{su}$	Gränstöjning för armering
$\varepsilon_{suk}$	Karakteristiskt värde på gränstöjning
$\varepsilon_{sy}$	Armeringens flyttöjning
$\kappa_{mF}$	Transformationsfaktor för massa och last
$\sigma_c$	Tryckspänning i betongen
$\sigma_s$	Dragspänning i armering
$\phi$	Diameter på armeringsjärn

### **Index**

0	Initialt läge
$c$	Betong
$i$	Inre

<i>k</i>	Karakteristiskt värde
<i>m</i>	Medelvärde
<i>s</i>	Armering
<i>u</i>	Värde vid brott
<i>y</i>	Värde för flytning
<i>brott</i>	Brottskede
<i>dyn</i>	Dynamiskt
<i>el</i>	Elastiskt
<i>klyv</i>	Klyvning
<i>max</i>	Maximalt värde
<i>mitt</i>	Mittpunkt
<i>pl</i>	Plastiskt
<i>relativ</i>	Relativ
<i>stat</i>	Statiskt
<i>stöd</i>	Stödpunkt
<i>tot</i>	Totalt





# 1 Inledning

## 1.1 Introduktion

I byggnadskonstruktioner är armerad betong ett vanligt förekommande material. Ett normalt krav på byggnadskonstruktioner brukar vara att kunna motstå statisk last. Men olika konstruktioner har olika ändamål, ett av dem kan till exempel vara att agera som skyddskonstruktion, vilka kan utformas för att kunna motstå impulsbelastning i form av explosionslast eller stötlast. Vid impulsbelastning är det främst den strukturella responsen avseende konstruktionens energiupptagningsförmåga som är av intresse snarare än lastkapacitet som vid statisk belastning. Den strukturella responsen hos en konstruktion utsatt för impulslast kan skilja sig i betydande utsträckning mot den som fås vid statisk belastning. Det är därför inte heller säkert att observationer gjorda för statiskt belastade konstruktioner även gäller för konstruktioner utsatta för impulslast.

## 1.2 Syfte och mål

Målet med detta examensarbete är att öka kunskapen om strukturresponsen hos armerade betongbalkar utsatta för impulslast vid stötlast. Syftet är därmed att se hur energiupptagningsförmågan i en stötblastad konstruktion är i förhållande till den för en statisk belastad balk. Detta i sig syftar till att undersöka i vilken mån som verkningssätt vid statisk belastning även kan tillämpas hos konstruktion utsatt för stötlast. Arbetet är en fortsättning på flera föregående examensarbeten utförda under perioden 2016 till 2023 och utgör dessutom en del av ett pågående forskningsarbete på avdelningen för Konstruktionsteknik, Chalmers, i samarbete med Norconsult med finansiering från MSB och Fortifikationsverket.

## 1.3 Metod

Projektet startade med en litteraturstudie av tidigare års examensarbeten samt forskningsrapporter. Vidare bestod arbetet av försök på armerade betongbalkar i laboratoriet för Konstruktionsteknik på Chalmers.

Materialtester på betongen i balkarna utfördes som sedan användes i form av tryckhållfasthet och brottenergi (WST). Även armeringen som användes i betongen provades och därmed kunde dess arbetskurva bestämmas för diametrar på 6 och 10 mm. Fallvikstester utfördes sedan där balkarna utsattes för stötlast av en stålcyllinder på 40 kg som släpptes från 5 meters höjd ovan den armerade betongbalken. Det utfördes även statiska tester på balkarna efter att fallviktsförsöken var gjorda, detta för att utvärdera dess resterande bärförmåga. Sex av de 18 balkarna användes som referensbalkar och belastades därmed endast med statisk last. Övriga 12 balkar belastades med både en stötlast och en statisk belastning.

Under försöken i laboratoriet analyserades sprickmönstret och deformationerna hos balkarna med hjälp av Digital Image Correlation (DIC), i vilken foton av balkarna analyserades. För fallviktsförsöken användes för detta en höghastighetskamera. För att möjliggöra avläsningen med kameran målades balkarna, innan testerna, i ett spräckligt mönster. Fotona från kamerorna användes sedan för att beräkna töjningsfält i betongen som presenteras i form av illustrativa bilder.

Efter genomförda tester genomfördes en jämförelse på dynamisk och statisk strukturrepons hos studerade balkar, varvid särskilt fokus låg på skillnad i energiupptagningsförmåga.

## **1.4 Avgränsningar**

De 18 balkar som studerades hade alla konstant geometri och armeringsmängd. Stötlasten var även den densamma i samtliga fall. De parametrar som varierade var placering av överkantsarmeringen, armeringsbyglarna samt ett underliggande mellanlägg (en gummiplatta eller stålplatta) mellan balk och stötlast.

Fokus låg på försöken där den dynamiska responsen och energiupptagningsförmågan var av störst intresse. Vi analyserade inte den plastiska rotationskapaciteten hos balkarna och därmed inte heller de olika beräkningsmetoder som finns för denna. I detta arbete begränsade vi oss till endast en övergripande beskrivning av hur man beräkningsmässigt hanterar en stötlast. Det var därmed mindre fokus på beräkningar i detta examensarbete än i tidigare utförda mastersarbeten kring ämnet. Utöver detta så har accelerationerna för att beräkna impulsen från fallvikten inte heller analyserats och bearbetats i arbetet.

## **1.5 Precisering av frågeställning**

De grundläggande frågor av intresse i detta examensarbete är:

- Hur påverkas balkens dynamiska och återstående statiska respons av stötlast?
- Vilken inverkan på responsen har de varierande parametrarna?
- Hur kommer balkarnas energiupptagningsförmåga se ut?

## 2 Teori

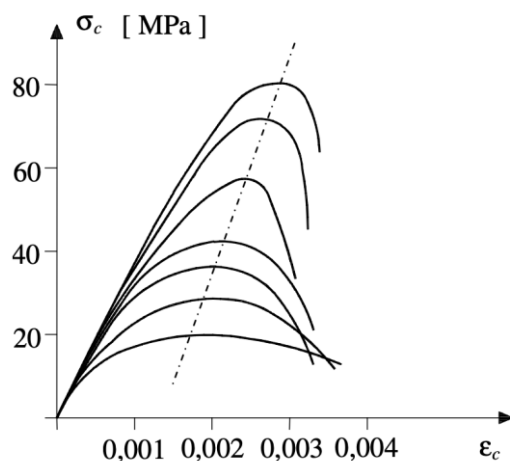
### 2.1 Betong

#### 2.1.1 Orientering

Betong är ett material som huvudsakligen består av cement, sten, sand och vatten (Burström & Nilvér, 2018). Beteendet varierar beroende på om betongen blir tryckt eller dragen. Den vanligaste och mest avgörande egenskapen är att tryckhållfastheten hos betongen är betydligt högre än draghållfastheten vilket beror på hårdnaden i betongen (Al-Emrani et al., 2020). Den motsvarar ca 10% av tryckhållfastheten vilket gör att för relativt små dragpåkänningar kan sprickbildning komma att ske.

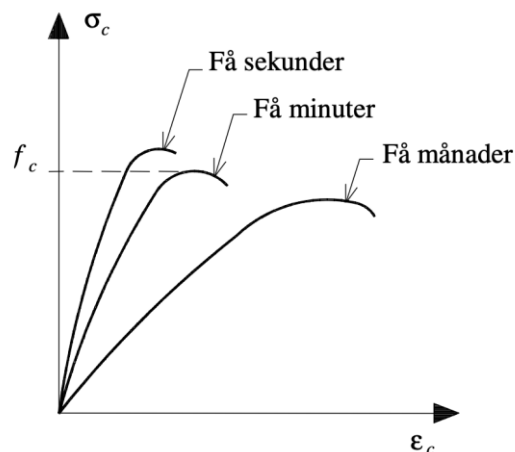
#### 2.1.2 Tryckhållfasthet

För att studera betongens respons vid tryckbelastning så pressas provkroppar till brott. Utifrån dessa test kan spänningen tas fram i förhållande till töjningen, så kallade arbetskurvor (Al-Emrani et al., 2020). I Figur 2.1 visas olika arbetskurvor beroende på vilken hållfasthet som betongen har. Hållfastheten hos betongen beror på mängden vatten i förhållande till mängden cement, så kallat vattencementtal (vct), ju mindre vatten ju lägre vct vilket ger en högre hållfasthet (Burström & Nilvér, 2018). Figur 2.1 visar att ju högre tryckhållfasthet betongen har ju högre är stukningen men mindre deformationsförmåga efter uppnådd maximal spänning (Al-Emrani et al., 2020). Vidare kan brottet hos betongen beskrivas med att högre tryckhållfasthet har ett sprödare beteende jämfört med lägre tryckhållfasthet som ger ett segare beteende.



Figur 2.1 Arbetskurva vid tryckbelastning av betong. Inverkan av varierande hållfasthet (Al-Emrani et al., 2020).

Belastningshastigheten har en betydande effekt för tryckhållfastheten. I Figur 2.2 syns det att ju snabbare belastningen sker desto högre blir tryckhållfastheten samtidigt som deformationen minskar vilket resulterar i en mindre stukning och vice versa. Det snabba belastningsfenomenet är ett beteende som kännetecknar impulsbelastningen. Deformationen som ökar vid långsam belastning beror på krypningen i betongen (Al-Emrani et al., 2020). Detta medför att tryckhållfastheten hos betongen minskar vilket ökar brottstukningen. Genom att under en lång tid utsätta betongen för höga tryckspänningar kan man således uppnå krypbrott.



Figur 2.2 Tryckhållfasthetens variation beroende på belastningshastigheten (Al-Emrani et al., 2020).

För att bestämma tryckhållfastheten hos olika betongklasser så behöver provningsmetoder genomföras. Ett betongtvärsnitt som belastas i en riktning (enaxiellt) har en viss tryckhållfasthet. Den bestäms genom standardiserade tillvägagångssätt för cylindrar med en höjd och diameter på 300 respektive 150 mm. Enligt Al-Emrani et al., (2020) så säger Eurokod 2, SIS (2008) att medeltryckhållfastheten är den hållfasthet som betongen har 28 dygn efter gjutningen. Vid provning av kuber med höjd och bredd på 150 mm, som sker på samma sätt, så kommer provet att resultera i en hållfasthet som är omkring 1,2 gånger större på grund av fördelaktigare spänningstillstånd. Därför behöver kubhållfastheten reduceras för att ge ett representativt och jämförbart värde för betongens tryckhållfasthet, se ekvation (2.1).

$$f_{cm} \approx \frac{f_{cm,kub}}{1,2} \quad (2.1)$$

där

$f_{cm}$  = Medelvärde hos betongens tryckhållfasthet bestämd på cylindrar enligt EN-Standard

$f_{cm,kub}$  = Medelvärde hos betongens tryckhållfasthet bestämd på kuber enligt EN-Standard

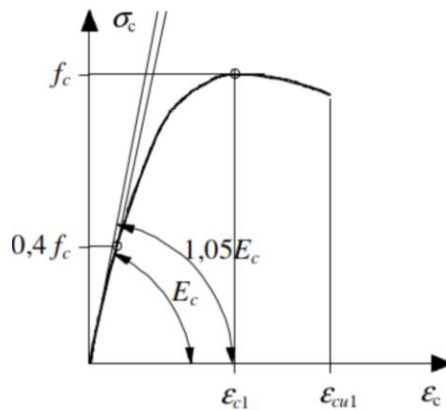
### 2.1.3 Draghållfasthet

Genom metoderna spräckning, ren dragning och böjning av balkar så kan provning av betongens draghållfasthet ske vilket kommer ge en viss spridning. Vid ökande tryckhållfasthet så ökar draghållfastheten men inte i samma omfattning (Al-Emrani et al., 2020). Eftersom draghållfastheten är svår att bestämma via provning så beräknas den istället ofta från den uppmätta tryckhållfastheten enligt ekvation (2.2). Genom den metoden kan medel, undre och övre karakteristiskt värde fås fram vilket kommer resultera i stor variation. Detta tyder på att draghållfastheten är en osäker parameter och att det därför kan vara svårt att avgöra exakt när uppsprickning kommer uppstå.

$$f_{ctm} = 0,3 * (f_{ck})^{2/3} \quad \text{för hållfasthetsklasser} \leq C50/60 \quad (2.2)$$

### 2.1.4 Elasticitetsmodul

Elasticitetsmodulen är en faktor som beror på typen av ballastmaterial i betongen (Al-Emrani et al., 2020). Den kan bestämmas utifrån två metoder, en förenklad metod eller genom en noggrann metod som beror på förhållandet mellan spänning och töjning. När betongen har en icke-linjär strukturanalys så ska den noggrannare metoden användas vilket illustreras i den idealiserade arbetskurvan hos betongen som ses i Figur 2.3. På grund av icke-linjäritet kommer elasticitetsmodulen att variera med spänningen. Den enklare metoden används istället när spänningarna är mindre än cirka  $0,5 - 0,6 \cdot f_{cm}$  när arbetskurvan i Figur 2.3 är relativt linjär. När tryckhållfastheten hos betongen ökar så kommer elasticitetsmodulen att öka och enligt Eurokod 2, SIS (2008) kan detta beräknas approximativt med ekvation (2.3).



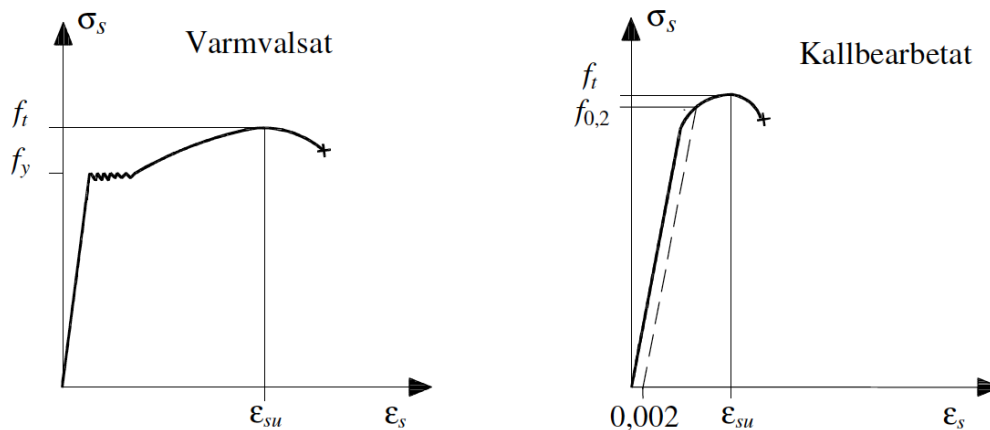
Figur 2.3 Idealiserad arbetskurva för betong (Al-Emrani et al., 2019).

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \quad (2.3)$$

## 2.2 Armering

Eftersom betong har hög tryckhållfasthet men låg draghållfasthet förses i regel betongkonstruktioner med armering. När det därför talas om armerad betong är det främst viktigt att ha förståelse för armeringens draghållfasthet (Al-Emrani et al., 2020).

Stål går att tillverka på olika sätt: varmvalsning, termobehandling eller kallbearbetning. Det varmvalsade och termobehandlade stålet har liknande principiell arbetskurva med fyra tydliga skeden: elastiskt skede, plastiskt skede med flytplåtå, töjningshårdnande skede upp till maximal spänning och ett brottskede. För det kallbearbetade stålet finns det istället endast tre märkbara skeden där plastiska skedet med flytplåtå saknas (Al-Emrani et al., 2020). I Figur 2.4 illustreras de två olika principiella arbetskurvorna.



Figur 2.4 Principiella arbetskurvor för varmvalsat och kallbearbetat stål (Al-Emrani et al., 2020).

Armeringsstål är främst varmvalsat och får därmed en så hög draghållfasthet som möjligt för att på bästa sätt tillföra de nödvändiga hållfasthetsegenskaperna till betongkonstruktionen (BE Group, 2022). Stålets draghållfasthet utgörs av den maximala spänningen,  $f_t$ . Dock bestäms den dimensionerande hållfastheten för stål utgående från flytgränsen  $f_y$  och inte från stålets hållfasthet  $f_t$  vid maxlast. Stålets hårdnandekvot,  $f_t/f_y$ , är en viktig egenskap för betongkonstruktioners seghet (Al-Emrani et al., 2020).

Armeringsstål klassificeras i tre olika seghetsklasser där hårdnandekvoten är ett av seghetsegenskaperna att uppfylla för antingen klass A, B eller C. Det andra kriteriet är töjningen vid maximal spänning,  $\epsilon_{suk}$ , gränstöjningen. Se Tabell 2.1 för de olika kraven vid klassificeringen av seghetsklasserna.

Tabell 2.1 Klassificering av armeringsstål med hänsyn till seghetsegenskaper.

Klass	A	B	C
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
$\epsilon_{suk}$	$\geq 0,025$	$\geq 0,050$	$\geq 0,075$

## 2.3 Strukturell respons

### 2.3.1 Orientering

Den strukturella responsen hos en konstruktion kan visa på hur konstruktionen beter sig vid belastning. Detta examensarbete tar upp och belyser den strukturella responsen hos de armerade betongbalkarna.

### 2.3.2 Elastisk respons

Uppstår en ren elastisk respons finns det efter belastningen inga kvarstående deformationer hos konstruktionen (Johansson & Laine, 2012). Efter att lasten bortförts kommer konstruktionen att återgå till sitt ursprungliga stadiet och alla spänningar kommer att gå ner till noll igen (Syversen & Trinh, 2023). Vid ren elastisk

respons är det ovidkommande att tala om resthållfasthet eftersom lastkapaciteten teoretiskt alltid når sitt ursprungliga oreducerade värde (Johansson & Laine, 2012).

### 2.3.3 Plastisk respons

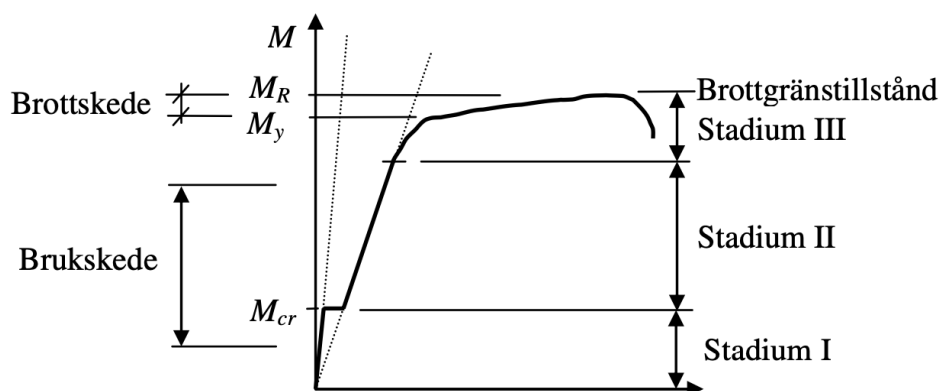
Vid en ren plastisk respons kvarstår alla deformationer som uppstått under belastningen även efter att avlastning skett (Johansson & Laine, 2012). Detta betyder att den externa kraften är större än den mothållande interna kraften och deformationerna blir därför bestående.

### 2.3.4 Elastoplastisk respons

En elastoplastisk respons är en kombination av elastisk och plastisk respons. I det initiala skedet kommer en elastisk respons att visa sig (Syversen & Trinh, 2023). Sedan när den maximala mothållande interna kraften är nådd kommer konstruktionen att börja plasticera och en plastisk respons visar sig. Efter avlastning kommer det sedan att finnas kvar deformationer från den plastiska responsen samtidigt som en del av den totala deformationen kommer att minska på grund av den elastiska responsen som resulterat i elastiska deformationer.

### 2.3.5 Armerade betongtvärsnitt vid ren böjning

När en armerad betongbalk börjar belastas i ren böjning så genomgår den tre olika stadier, stadium I, II och III (Al-Emrani et al., 2020). I stadium I är balken osprucken och responsen hos betongen och stålet är linjärelastiskt. När sprickmomentet,  $M_{cr}$ , nås i balken uppkommer böjsprickor, varvid balken når stadium II. I vilken responsen hos betongen och armeringen fortsatt är linjärelastisk. När balken når stadium III fås en krökning på kurvan, se Figur 2.5, vilket beror på att antingen betongen, armeringen eller båda materialen har nått en respons som är icke-linjär. Under detta stadium kommer flytmomentet,  $M_y$ , att uppnås när armeringen når sin flytgräns. Hela tvärsnittet kan även här nå sitt brottgränstillstånd, varvid den maximala momentkapaciteten,  $M_R$ , uppnåtts.



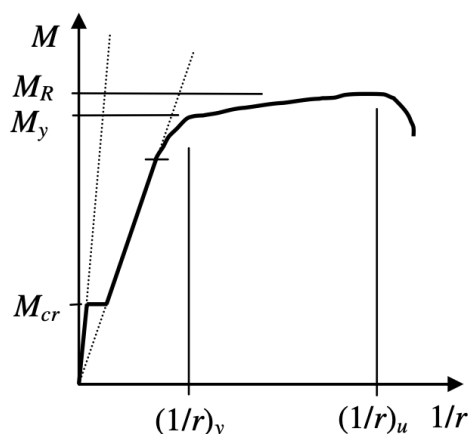
Figur 2.5 Funktionsstadier för armerade betongtvärsnitt (Al-Emrani et al., 2019).

Till en början är balken osprucken och då samverkar armeringen och den omgivande betongen. När betongens böjdraghållfasthet är uppnådd så spricker

tvärsnittet i underkant och armeringen börjar inverka mer och dess spänning ökar kraftigt (Al-Emrani et al., 2020). Detta innebär dock att tvärsnittet tappar sin böjstyvhet (EI) jämfört med före sprickbildningen. Armeringens funktion är att hålla ihop balken i underkant och ta hand om dragpåkänningarna medan tryckzonen tar hand om tryckpåkänningar. Vid fortsatt belastning kommer balken att nå sitt tredje stadium, här kan beteende variera beroende på om tvärsnitt har ett segt eller sprött verkningssätt.

### 2.3.6 Segt verkningssätt

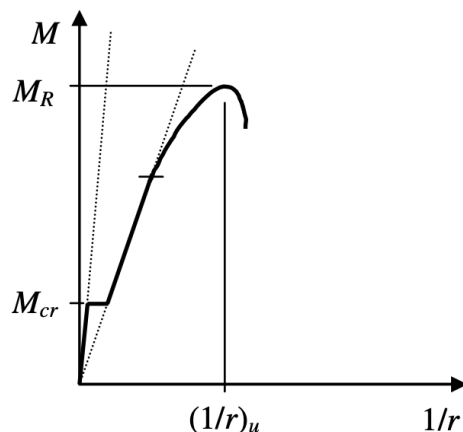
Vid segt verkningssätt hos ett tvärsnitt så kommer armeringen flyta långsamt innan brottmomentet nås. Tvärsnittets styvhet kommer att minska både kraftigt och snabbt vilket leder till att krökningen ökar trots att momentet inte ökar avsevärt. Detta resulterar i att det neutrala lagret förskjuts uppåt och tryckzonshöjden minskar ju mer stukningen ökar. Tillslut når tvärsnittet sin maximala momentkapacitet och brottstukning uppnås (Al-Emrani et al., 2020). En seg respons hos betongkonstruktioner är särskilt önskvärt vid dynamiska pålastningar eftersom detta säkerställer en effektiv energiupptagningsförmåga med kraftomlagringar för att undvika att ett lokalt brott leder till kollaps (Johansson & Laine, 2012). Verkningssättet kan ses i Figur 2.6.



Figur 2.6 Samband mellan moment,  $M$ , och krökning,  $1/r$ , för armerat betongtvärsnitt med segt verkningssätt (Al-Emrani et al., 2020).

### 2.3.7 Sprött verkningssätt

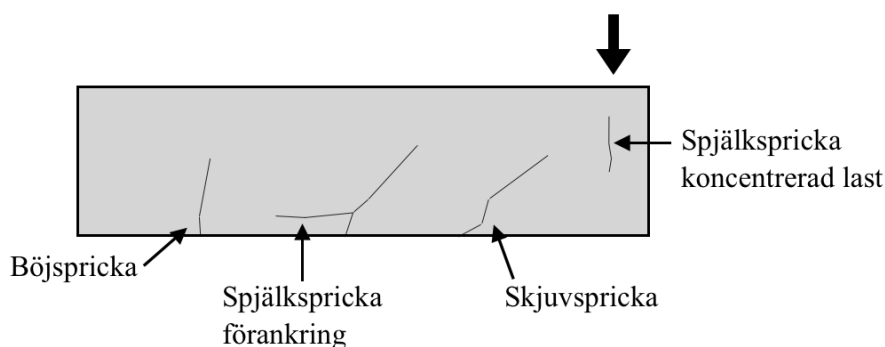
För spröda verkningssätt finns det olika grader av spröd respons. Vid ett slags sprött verkningssätt så kommer armeringen inte att uppnå flytning innan betongens tryckzon bryts samman (Al-Emrani et al., 2020). Stålet har fortfarande linjär elastisk respons vid brottskedet och dess töjning har inte hunnits växa så mycket. Dessutom är höjden på tryckzonen oftast relativt stor i förhållande till höjden på tvärsnittet. Verkningssättet kan ses i Figur 2.7.



Figur 2.7 Samband mellan moment,  $M$ , och krökning,  $1/r$ , för armerat betongtvärsnitt med sprött verknings sätt (Al-Emrani et al., 2020).

### 2.3.8 Sprickbildning

Då betong har relativt låg draghållfasthet är det naturligt att betongkonstruktioner spricker och behöver inte innebära någon fara. På grund av yttre last eller tvångskrafter kan spänningar uppkomma som i sig leder till sprickor. Det finns flera olika sprickor som uppkommer på grund av laster som skapar spänningar vilka uppnår betongens draghållfasthet så att armeringen får uppfylla sin funktion (Svenska betongföreningens kommitté, 1994). Då konstruktionerna i detta arbete kommer att belastas med impulslast samt statisk last som generar i böjning hos konstruktionen är det böjsprickor, skjuvsprickor och spjälksprickor som illustreras i Figur 2.8.



Figur 2.8 Olika typer av sprickor i en balk av armerad betong.

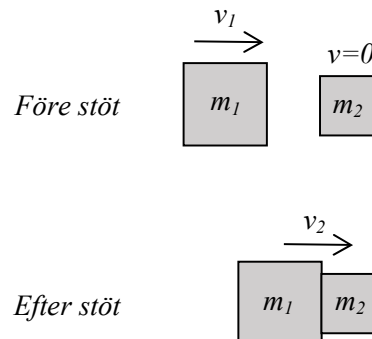
## 2.4 Dynamisk belastning

### 2.4.1 Impulsbelastning

Vid en belastning orsakad av trycket från en stötvåg eller från en stöt kan en stor kraft verka under en mycket kort tidsperiod. Vid en sådan typ av belastning, så kallad impulslast, är det irrelevant att fokusera på storleken på kraften utan snarare om den impuls som överförs till konstruktionen.

Impuls är den förändring av rörelsemängd som uppstår när en massa påverkas av en yttre kraft (Johansson & Laine, 2012). För att illustrera vad impulsen ger upphov till

så kan man se den som en kropp med massan  $m_1$  som färdas med en hastighet  $v_1$ . Den träffar i sin tur en annan kropp med massan  $m_2$ . Vid kollisionen så börjar kropparna att röra sig ihop åt samma riktning. Det finns olika typer av stötar, elastisk och plastisk stöt. Impulsbelastningen som beskrivs här ger upphov till en plastisk stöt, se Figur 2.9.



Figur 2.9 Schematisk bild hur massorna färdas före och efter stöten.

Utifrån lagen om bevarande rörelsemängd före som efter en stöt så gäller följande samband enligt ekvation (2.4).

$$m_1 \cdot v_1 = (m_1 + m_2) \cdot v_2 \quad (2.4)$$

Detta medför att hastigheten  $v_2$  kan skrivas enligt ekvation (2.5).

$$v_2 = \frac{m_1}{m_1 + m_2} \cdot v_1 \quad (2.5)$$

Den inkommande massans,  $m_1$ , rörelseenergi beräknas enligt ekvation (2.6), varav rörelseenergin efter kollisionen för massa  $m_1 + m_2$  beräknas enligt ekvation (2.7).

$$E_{k,1} = \frac{m_1 \cdot v_1^2}{2} \quad (2.6)$$

$$E_{k,2} = \frac{(m_1 + m_2) \cdot v_2^2}{2} \quad (2.7)$$

Genom att kombinera uttrycket för ekvation (2.7) och (2.5) så kan rörelseenergin efter kollisionen skrivas enligt ekvation (2.8).

$$E_{k,2} = \frac{m_1}{m_1 + m_2} \cdot E_{k,1} \quad (2.8)$$

Detta innebär att  $E_{k,2} < E_{k,1}$  vilket betyder att energin före den plastiska stöten kommer vara större än energin efter varav energi frigörs och går förlorad.

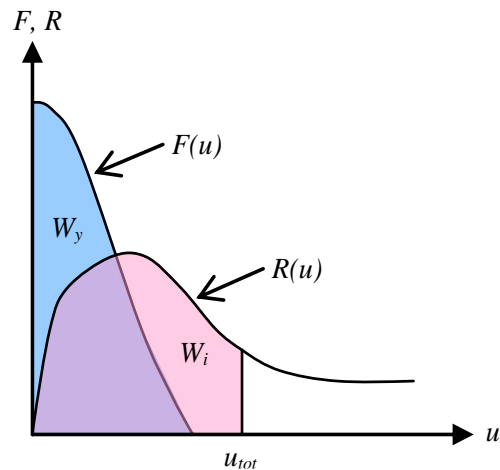
Responser hos en impulsbelastad konstruktion skiljer sig märkbart från en konstruktion som är under statisk belastning. Vid såväl statisk som dynamisk belastning tar det tid för stöten att transporteras genom hela konstruktionen. Vid en statisk belastning saknar detta praktisk betydelse men vid en snabb dynamisk belastning med högt lastvärde medför detta att så kallad vågutbredningseffekter uppstår som gör att konstruktionens respons skiljer sig mot den som fås vid motsvarande statisk belastning. Detta medför att vid en tillräckligt kraftig impuls så kan ett lokalt brott inträffa innan hela strukturen har hunnit påverkas (Johansson & Laine, 2012). Vågutbredningseffekter medför även att randvillkoren för konstruktionens respons blir tidsberoende i de initiala skedena (inledande millisekunderna) vid impulsbelastningen.

Impulsbelastningen kan även ge upphov till förändring hos materialegenskaperna efter en tillräckligt kraftig stöt (Johansson et al., 2020). Då kan styvheten och lastkapaciteten hos materialet öka på grund av att en förhöjd töjningshastighet uppstår.

## 2.4.2 Energi och kraftjämvikt

Vid impulsbelastningen kommer det inte råda någon kraftjämvikt i strukturen på samma sätt som det gör vid en statisk belastning, istället kommer det ske en energijämvikt (Johansson et al., 2020). Impulsen sker under en kort tid och ger upphov till en kraft som är betydligt högre än konstruktionens kapacitet vilket i sin tur kommer ge strukturen en plötslig rörelse och deformation. Denna plötsliga rörelse som impulsen ger upphov till försvinner dock inom kort och därav finns det möjlighet för strukturen att återhämta sig. När den yttre lasten har nått sitt maxvärde har strukturen vid detta tillfälle ännu inte uppfattat att den blivit träffad och därför kommer den maximala deformationen att ske vid ett senare tillfälle. Att den yttre verkande kraften är större än konstruktionens kapacitet är inte möjligt hos en statisk belastad konstruktion eftersom strukturen kommer kollapsa om yttre verkande kraft är större än den inre motållande.

Impulsen kommer tillföra energi till strukturen vilket resulterar i deformation. Det är inte ovanligt att kraften från impulslasten har helt upphört innan deformationen nått sitt max. Huruvida strukturen reagerar och tar hand om belastningen beror på skillnaden i energin hos tillförd och upptagen energi (Johansson et al., 2020). Den tillförda energi beror på arbetet,  $W_y$ , som kraften,  $F(u)$ , från impulsen ger upphov till och den upptagna energin beror på arbetet,  $W_i$ , från den inre motverkande kraften,  $R(u)$ . När  $W_i = W_y$  så har strukturen nått jämvikt och den maximala deformationen,  $u_{tot}$ , har uppnåtts, se Figur 2.10.

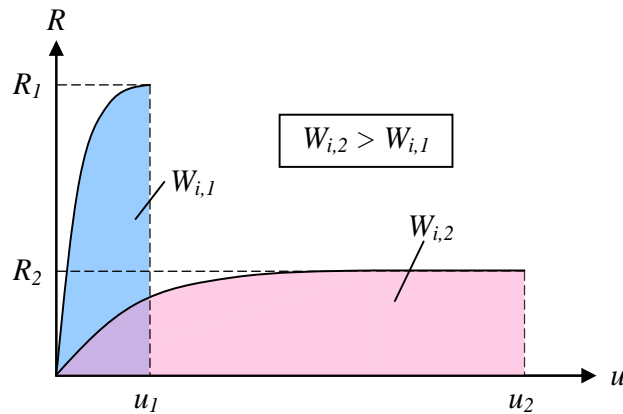


Figur 2.10 Schematisk bild av yttre energi,  $W_y$ , och inre energi,  $W_i$ . Energi-balansen  $W_y=W_i$  ger resulterande slutdeformation,  $u_{tot}$ , hos strukturen (Johansson & Laine, 2012).

### 2.4.3 Energiupptagningsförmåga

När en konstruktion utsätts för explosions- eller stötlast så är energiupptagningsförmågan för den utsatta konstruktionen en fundamental faktor för dess förmåga att motstå lasten (Johansson & Laine, 2012). Impulsbelastningen ger upphov till en rörelseenergi,  $E_k$ , som beror på den belastade konstruktionens massa och hastighet. När impulsen kommer i kontakt med konstruktionen överförs rörelseenergin och betraktas som det yttre verkande arbetet,  $W_y$ . Hur det kommer att kompenseras beror på energiupptagningsförmågan hos strukturen, det inre arbetet,  $W_i$ . Energiupptagningsförmågan beror i sin tur på material och utformning hos konstruktionen.

Har konstruktionen en god deformationsförmåga kommer energiupptagningsförmågan också att vara hög (Johansson & Laine, 2012). En konstruktion däremot med hög styvhet och bärförmåga men låg deformationsförmåga kan ha lägre energiupptagningsförmåga än en konstruktion med låg styvhet och bärförmåga men hög deformationsförmåga, se Figur 2.11. Vid en impulsbelastad konstruktion är det därför önskvärt att ha en god deformationsförmåga jämfört med en statisk belastad konstruktion där det snarare eftertraktas en hög bärförmåga.



Figur 2.11 Schematisk jämförelse av en struktur med hög lastkapacitet och låg deformationsförmåga samt en struktur med låg lastkapacitet och hög deformationsförmåga (Johansson & Laine, 2012).

#### 2.4.4 Total energiupptagning

Vid två tester på en konstruktion, ett dynamiskt och ett statiskt så behöver energin summeras utifrån båda fallen för att få fram den slutliga energiupptagningsförmågan hos strukturen. Den statiska inre energin,  $W_{i,tot.}$ , motsvarar arean under last-deformationskurvan (som fås fram under de statiska testerna) fram till  $F_{max}$  samt när kraften sjunkit till 95, 90 och 80 % av  $F_{max}$ , se Bilaga E för illustration. För en konstruktion som först testats dynamiskt räknas det elastiska energibidraget bort vid framtagning av  $W_{i,tot.}$ , då den teoretiskt sätt redan genomgått det elastiska stadiet i det dynamiska försöket. Det elastiska bidraget ersätts istället med energin som uppstår i de dynamiska testerna,  $W_{i,dyn.}$ . De dynamiska testerna bestäms utifrån en metod som baseras på energijämvikt vilket beskrivs i Johansson et al. (2023). Den interna dynamiska energin,  $W_{i,dyn.}$ , bestäms enligt ekvation (2.9).

$$W_{i,dyn} = \frac{m_w}{m_w \cdot m_b} \cdot E_{k,0} \quad (2.9)$$

Där  $m_w$  motsvarar vikten hos massan som kommer med en stöt och  $m_b$  motsvarar en effektiv last hos konstruktionen som blir träffad och som beräknas enligt ekvation (2.10) där  $\kappa_{mF} = 0,333$ .

$$m_b = \kappa_{mF} \cdot m_{balk} \quad (2.10)$$

$E_{k,0}$  är rörelseenergin från stöten vilket beskrivs enligt ekvation (2.11).

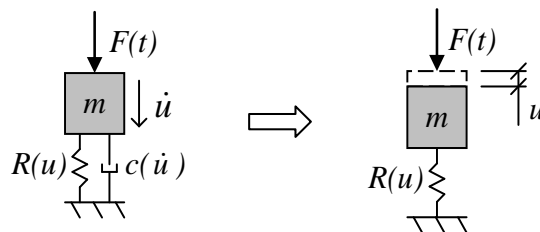
$$E_{k,0} = \frac{m_w \cdot v_o^2}{2} \quad (2.11)$$

Den totala energiupptagningsförmågan,  $W_{i,tot.}$ , beräknas som enligt ekvation (2.12).

$$W_{i,tot} = W_{i,pl} + W_{i,dyn} \quad (2.12)$$

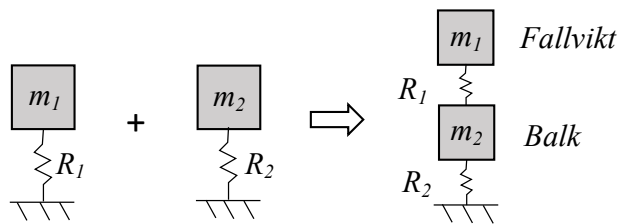
### 2.4.5 En- och två-frihetsgraderssystem

Responsten hos en dynamiskt belastad balk kan bestämmas med hjälp av resonemang om ett belastat frihetsgradssystem. På engelska benämns systemet som single-degree-of-freedom, vilket förkortas till SDOF. Se Figur 2.12 för definitionen av ett en-frihetsgradssystem. Systemet består av en massa  $m$  som utsätts för en yttre tidsberoende last  $F(t)$  där ett mothåll till denna existerar i form av ett inre statiskt motstånd  $R(u)$  och en viskös dämpare  $c$ . Dämparen genererar en viskös kraft men enligt Johansson och Laine (2012) kan effekten av denna försummas i fall med explosionslaster eftersom belastningsförloppet är väldigt kort och att det här dessutom enbart är den maximala förskjutningen som är av intresse.



Figur 2.12 Definition av ett en-frihetsgradsystem (Johansson & Laine, 2012).

I detta arbete kan fallvikten och balken ses som varsitt en-frihetsgradssystem, vilka tillsammans kan skapa ett två-frihetsgradssystem, 2DOF, se Figur 2.13, som gör det möjligt att bestämma responsten för lastfallet. Se Andersson och Pettersson (2019) som beskriver mer ingående kring denna beräkningsmodell.



Figur 2.13 Illustration av hur två en-frihetsgradssystem kopplas samman till ett två-frihetsgraderssystem.

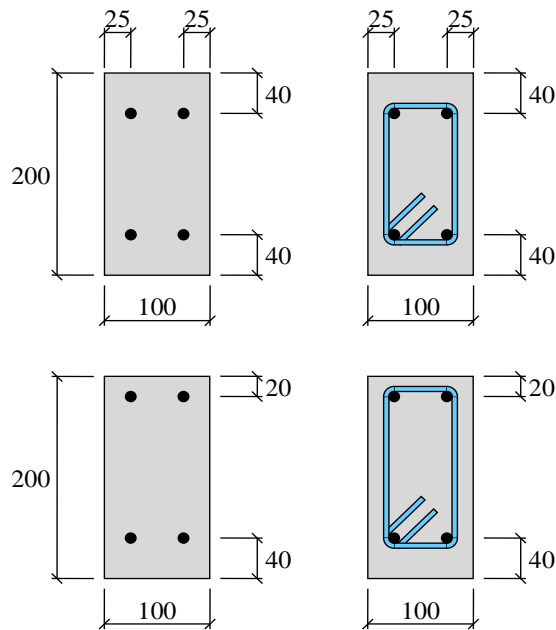
## 3 Försöksserie

### 3.1 Introduktion

I denna försöksserie har 18 balkar testats, alla med samma geometri och en längsgående armering med en diameter på 10 mm. Det som skiljde balkarna åt var mängd bygelarmering, placering av överkantsarmeringen ( $c'$ ) samt mellanlägg mellan fallvikt och balk, se Tabell 3.1. De första sex balkarna i serien var referensbalkar och testades endast statiskt, detta för att få en förståelse av hur den strukturella responsen såg ut utan tidigare skador från impulsbelastning. Resterande 12 balkar testades både dynamiskt och statiskt. Fallvikten för de dynamiska testerna vägde 40 kg och hade en fallhöjd på 5 meter på varje försök. De mellanlägg som användes för en del av balkarna var i storlek 100x100 mm och var av antingen stål eller gummi. Figur 3.1 illustrerar balkarnas tvärsnitt med eller utan byglar och hur överkantarmeringens placering,  $c'$ , varierar.

Tabell 3.1 Namn på balkarna och dess konfigurationer.

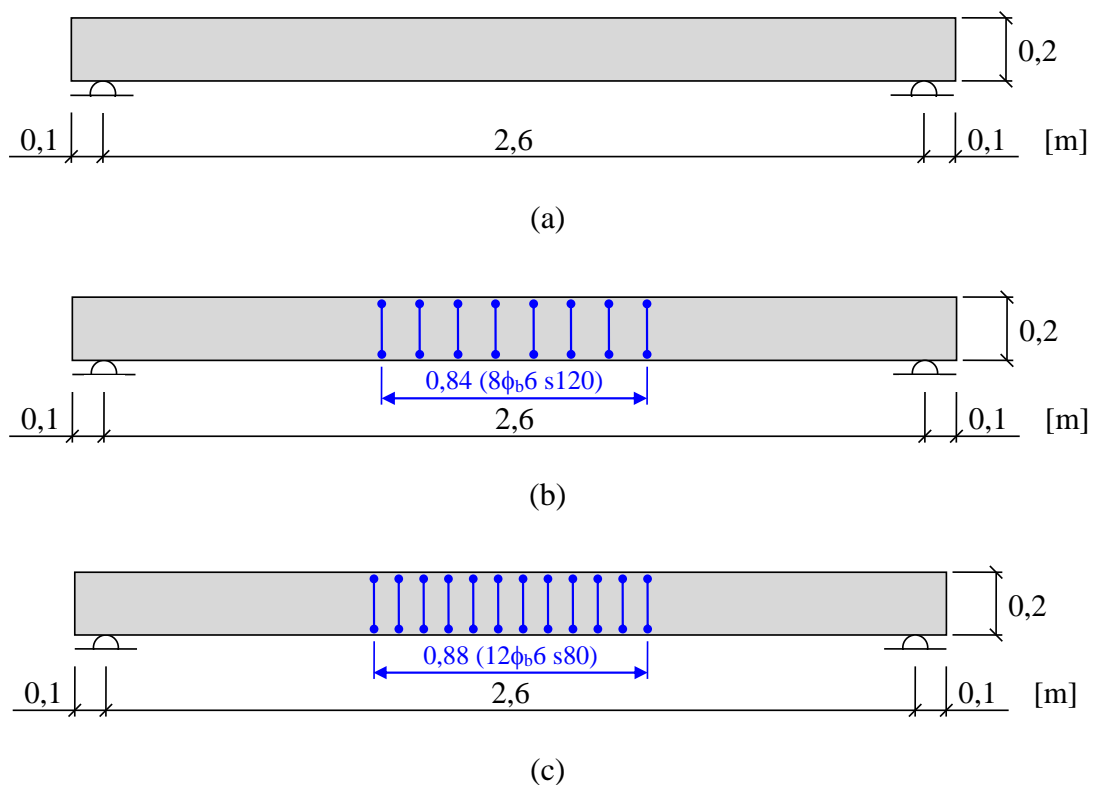
Lasttyp	Serie	Balk	Byglar [mm]	$c'$ [mm]	Mellanlägg vid stöt
Statisk	Referensbalk	B-01	-	40	-
		B-02	s120	40	
		B-03	s80	40	
		B-04	-	20	
		B-05	s120	20	
		B-06	s80	20	
Stöt + Statisk	I-stål	B-07	-	40	Stål
		B-08	s120	40	
		B-09	s80	40	
		B-10	-	20	
		B-11	s120	20	
		B-12	s80	20	
	I-gummi	B-13	-	40	Gummi
		B-14	s120	40	
		B-15	s80	40	
		B-16	-	20	
		B-17	s120	20	
		B-18	s80	20	



Figur 3.1 Illustration av balkarnas olika konfigurationer av tvärsnitt.

### 3.2 Övergripande geometri och randvillkor

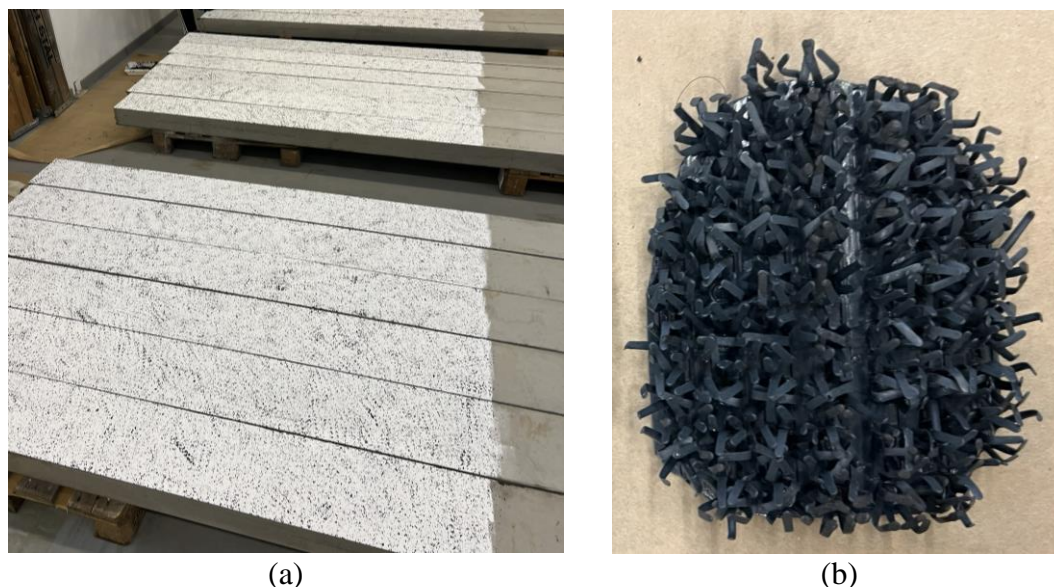
Balkarna var 2,8 meter långa och tvärsnittet hade en höjd och bredd på 200 mm respektive 100 mm, se Figur 3.2. Spännvidden mellan stöden var på 2,6 meter och därmed var det 100 mm på varje sida mellan ytterkantbalk och mitten av stöd.



Figur 3.2 (a) Övergripande geometri och randvillkor, (b) placering av byglar  $\phi 6$  s120 och (c) placering av byglar  $\phi 6$  s80.

### 3.3 Målning av balkar

Innan de statiska och dynamiska testerna genomfördes så målades alla 18 balkar med en vit silikatfärg på ca 60 % av balkens ena yta. På den vita ytan målades ett spräckligt mönster i en svart kulör av samma färgsort. Mönstret skapades med hjälp av ett speciellt framtaget målningssverktyg, se Figur 3.3. Detta gjordes för att kunna möjliggöra avläsning med DIC under testerna, som sedan användes för att analysera balkarnas beteende.



Figur 3.3 (a) Resultat av målningen på balkarna och (b) målningssverktyget för den svarta färgen.

### 3.4 Materialtester för betong

#### 3.4.1 Orientering

På nio betong kuber genomfördes två olika materialtester, tryckhållfasthetstest och WST. Detta för att ta reda på egenskaper hos betongen som har använts i vårt arbete. Innan materialtesterna genomfördes så låg kuberna i vatten i 72 timmar.

#### 3.4.2 Tryckhållfasthetstest

För att ta reda på betongens tryckhållfasthet så genomfördes tryckhållfasthetstest enligt SS-EN 12390-3:2019 på sex kuber utefter olika antal dygn. Tre av kuberna testades 28 dygn efter gjutningen och de resterande efter 36 dygn. Resultatet av alla sex tester kan ses i Bilaga B. Tryckhållfastheten bestäms utefter enaxiell belastning på betongkuber, varvid betongens tryckhållfasthet beräknas enligt ekvation (2.1).

#### 3.4.3 WST

WST (Wedge Splitting Test) genomförs för att ta reda på brottenergin hos betongen (Löfgren et al., 2004). En kub testas i maskinen enligt Figur 3.4 där belastningen sker med en vertikal tryckkraft. På betongkuben placeras två stålplattor med rullager på

var sin sida av en stora skåran i betongkuben, varvid en kilanordning som pressas ner i den mindre skåran. Detta gör att en klyvkraft överförs horisontellt och pressar kubens två delar på ömse sidor om skåran åt var sitt håll. Tre kuber testades i detta projekt. Resultatet för testerna ses i Bilaga B.



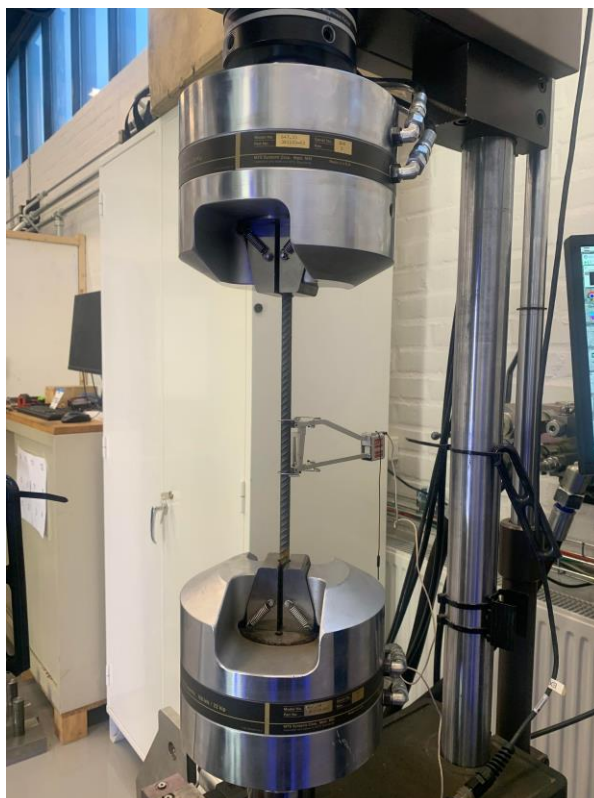
Figur 3.4 Testanordningen för WST.

### 3.5 Dragprovstest för armering

I detta arbete har två olika armeringsdiametrar använts, 10 mm (böjarmering) och 6 mm (byglar). För att få reda på dess materialegenskaper har dragprovstest genomförts, fyra av varje sort, se Figur 3.5 för hur provuppsättningen såg ut. Av mängden armeringsstänger med en diameter på 10 mm som användes till balkarna fanns det både de som var mer rostiga och de som hade mindre rost, där fyra av varje sort testades. Totalt sätt testades 12 armeringsstänger i dragprov, se Tabell 3.2 för diameter och längder på de testade stängerna. Dragtestet hade till en början en hastighet på 2 mm/min och samtidigt användes då också en extensometer för att få en så tydlig data som möjligt av töjningen. När flytning av armeringen uppnåtts togs extensometern bort och belastningshastigheten på stängen höjdes till 20 mm/min tills brott inträffade. För resultat av testerna se Bilaga A.

Tabell 3.2 Längder på de olika typer av testade stänger.

Typ av armering	Fri längd [mm]
$\phi 6$	272 mm
$\phi 10$ , rostiga	188 mm
$\phi 10$ , ej rostiga	272 mm

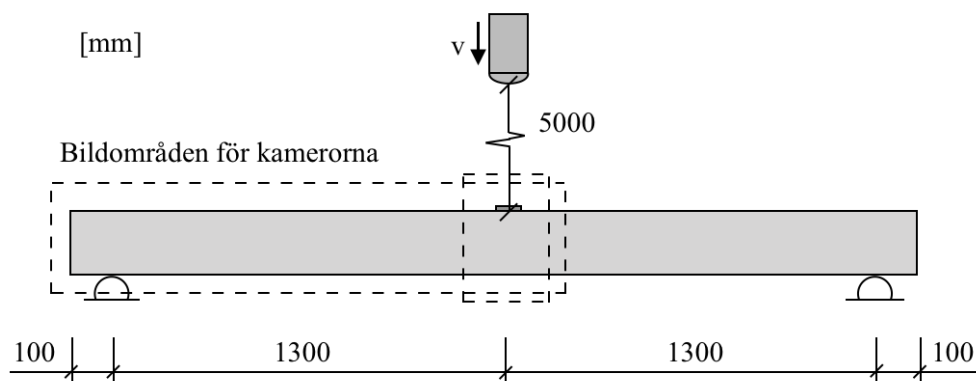


Figur 3.5 Testanordningen för dragprovstesterna.

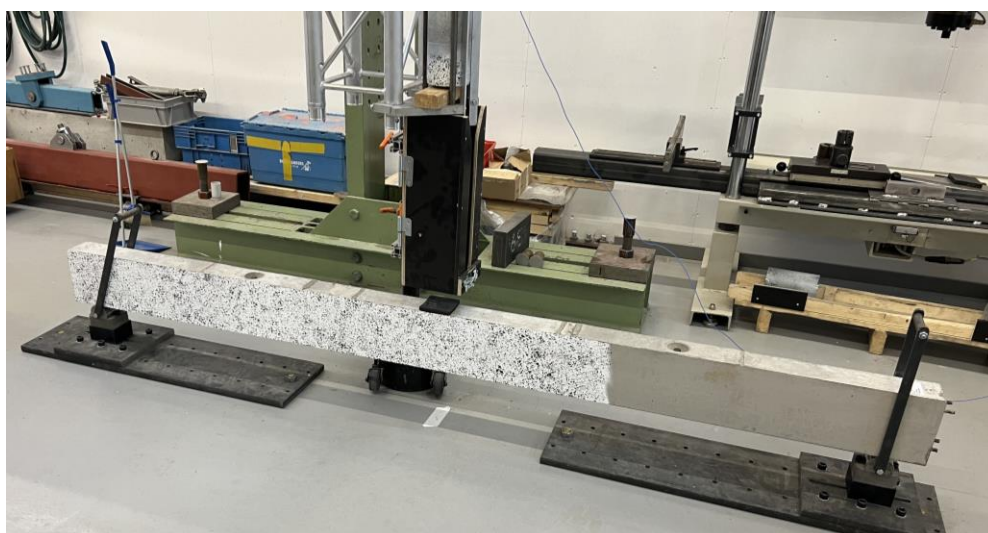
### 3.6 Dynamiska tester

De dynamiska testerna utfördes mellan dag 28 och dag 30 efter gjutningen av balkarna. Balkarna var placerade enligt de angivna randvillkoren beskrivet i avsnitt 3.2. De två stöden som balkarna lades på bestod av fasta stöd som begränsade balken att röra sig vertikalt nedåt. Stöden var fastspända till golvet för att underlätta placeringen av balkarna så att varje balk säkert träffades av fallvikten i mitten av balken. Balkarna hade även ett slags vertikalt stöd som användes för att balkarna inte skulle falla fram eller bak efter att de utsatts av impulsbelastningen. Fallvikten hade som tidigare nämnt en massa på 40 kg och en fallhöjd på 5 meter. Inuti fallvikten fanns en accelerometer placerad för att kunna mäta accelerationen på vikten under testförloppet. För de balkar som testades med mellanlägg lades dessa i mitten av balken för att kunna träffas mitt på av fallvikten. Se Figur 3.6 för försökupställningen för de dynamiska testerna och Figur 3.7 för foto hur uppställningen såg ut innan fallvikten hissats upp och försök påbörjats. För att kunna

samla in mätdata från testerna användes två höghastighetskameror. En av kamerorna fångade in bilder på drygt halva balken med en bildhastighet på 5000 fps (frames per second) medan den andra kameran fångade in bilder av ett mindre område i mitten av balken där fallvikten träffar med en bildhastighet på 37 000 fps, se Figur 3.6. För mer noggrann arbetsbeskrivning se Bilaga H.



Figur 3.6 Försökuppställning för de dynamiska testerna. Bildområden för höghastighetskamerorna har markerats.

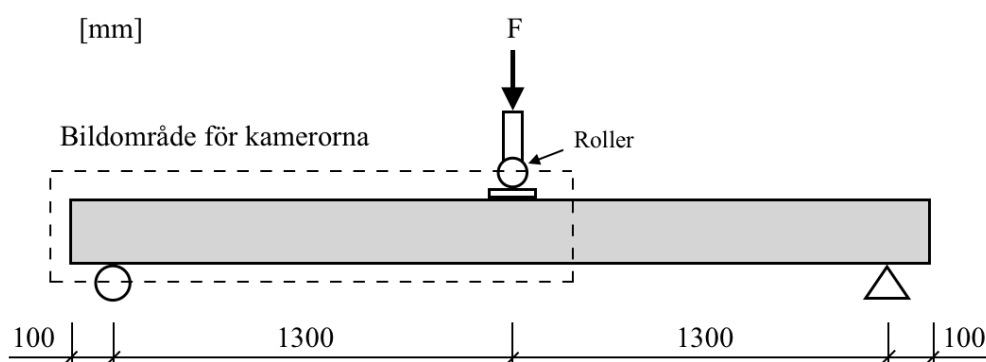


Figur 3.7 Foto från uppställning av dynamiskt test.

### 3.7 Statiska tester

De statiska testerna utfördes mellan dag 32 och dag 37 efter gjutningen av balkarna. Balkarna testades i en trepunktsböjning med två kameror som tillsammans fångade det målade området på balken och kunde föra över bilder till DIC. Se Figur 3.8 och Figur 3.9 för försökuppställning för det statiska testerna. Kraften överfördes från en hydraulisk maskin som tryckte på en roller som i sig låg ovanpå en stålplatta för att kunna fördela kraften på ett jämnt sätt. För att få kraftöverföringen rätt belastades balken först upp till 5 kN för att avlasta ned till 1 kN och påbörja det egentliga belastningsprogrammet. Kraften överfördes genom en deformationskontrollerad belastning och hade först en hastighet på 2 mm/min de första 20 mm och sedan ökade hastigheten till 5 mm/min. Testerna pågick fram tills att det tydligt gick att se hur

balken höll på att gå till brott. Balkarna belastades därför aldrig helt till kollaps, detta för att underlätta förflyttningen av dem mellan testerna. För mer noggrann arbetsbeskrivning se Bilaga H.



Figur 3.8 Försökuppställning för de statiska testerna. Bildområde för kameror har markerats.



Figur 3.9 Foto från uppställning av statiskt test.

### 3.8 Digital Image Correlation

Digital Image Correlation, förkortat DIC, är en metod som använder spårnings- och bildregistreringstekniker för att möjliggöra tydliga 2D- och 3D-mätningar av förändringar i bilder. I detta arbete har DIC använts för att kunna avläsa balkarnas deformationer samt töjningsförändringar som sker under testerna. Tack vare programvaran GOM Correlate (GOM, 2018) och höghastighetskamerorna har även ett deformations- och tids samband kunnat tas fram och med det ett diagram för att åskådliggöra balkarnas respons under fallviktsförsöken. Den maximala nedböjningen syntes tydligt i diagrammet och kunde sedan fås fram mer exakt med hjälp av tabelldata som överförts till Excel. Tiden för varje fallviktsförlopp har fått genom att kameran som fotar själva balken tar en bild varje 0,2 ms, därav står en bild för 0,2 ms i tidsförloppet. Genom att kombinera bilddata före fallviktsförsöket med en bild som tagits efter försöket, när balken stannat, var det även möjligt att uppskatta den plastiska deformationen för varje balk efter fallviktstesterna.

## 4 Resultat

### 4.1 Orientering

I denna del av rapporten redovisas resultat från materialtesterna, de dynamiska och statiska testerna. Egenskaper framtagna utifrån materialtesterna användes till att beräkna teoretisk maximal lastkapacitet på balkarna. De dynamiska testerna innehåller redovisning av mittpunktens relativa deformation samt töjningsfält för de olika konfigurationer som testats. De statiska testerna innehåller en sammanställning av de maximala lastkapaciteterna, resterande kapacitet av de skadade balkarna samt det interna arbetet för balkarna.

### 4.2 Betongegenskaper

Värden för betongens egenskaper togs fram enligt metoder beskrivna i avsnitt 3.4. Betongen testades 28 samt 36 dagar efter gjutning, vilket ungefär motsvarar tiden för dynamisk och statisk provning, se avsnitt 3.6 respektive 3.7. Medeldraghållfastheten och elasticitetsmodulen är beräknade baserat på testas tryckhållfasthet. För en sammanfattning av testernas resultat, se Tabell 4.1. För samtliga värden framtagna från testmetoderna se Bilaga B.

Tabell 4.1 Medelvärden för betongegenskaperna testade 28 och 36 dagar efter gjutning.

Ålder [dagar]	Medeltryckhållfasthet $f_{cm}$ [MPa]	Medeldraghållfasthet $f_{ctm}$ [MPa]	Elasticitetsmodul $E_{cm}$ [GPa]	Brottenergi $G_f$ [Nm/m <sup>2</sup> ]
28	49,7	3,6	49,1	-
36	50,8	3,7	49,6	152

### 4.3 Armeringsegenskaper

Egenskaperna hos stålet togs fram utifrån metoden beskriven i avsnitt 3.5. Armeringstesterna gjordes på stänger med 6 mm respektive 10 mm i diameter, där fyra av respektive sort testades. Armeringen med en diameter på 10 mm testades i två grupper varav fyra hade en rostig beläggning. Anledningen till att både rostiga och ej rostiga  $\phi 10$  stänger testades var att det i efterhand konstaterades att det använts två olika armeringsbatcher vid tillverkningen av balkarna. En batch bestod av de rostiga stängerna och den andra av de som inte var rostiga. Eftersom två olika batcher användes i testerna behöver detta ses som en felkälla för försöken, då alla materialegenskaper inte är identiska för varje balk. Utifrån foton på balkarna samt minnesbilder från en av de närvarande vid gjutningen av balkarna har det dock konstaterats att den rostiga armeringen företrädesvis använts. Däremot kan det inte exakt fastslås var den andra typen av armering använts eller i vilken utsträckning.

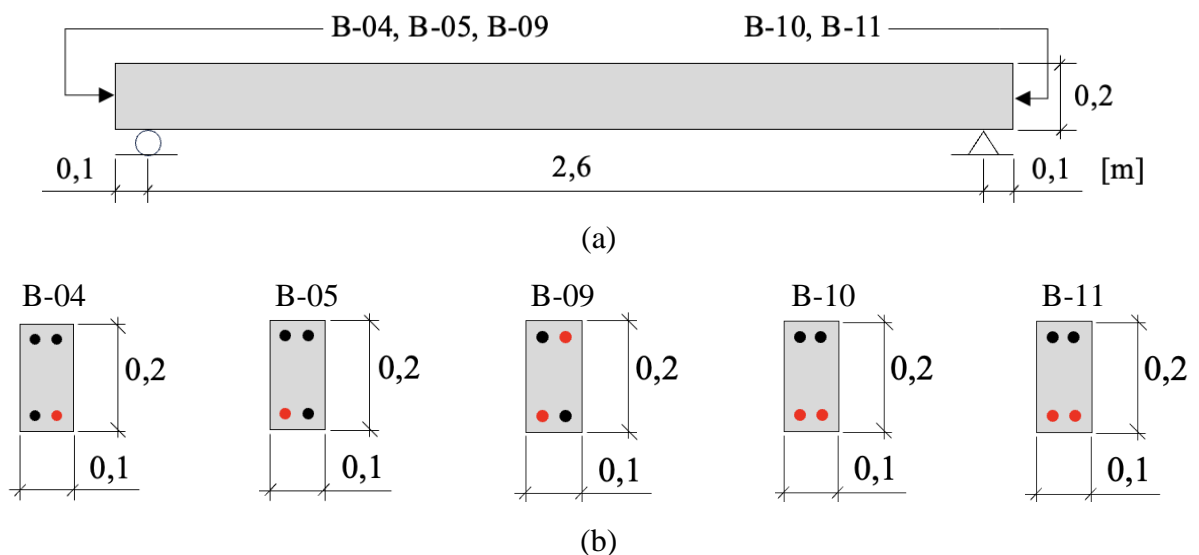
Resultat av medelvärdet för respektive armeringstyp har beräknats och redovisas i Tabell 4.2. Flytgränsen,  $f_y$ , används för armeringen på 10 mm istället för 0,2-gränsen,  $f_{0,2}$ , som används för armeringen på 6 mm. För samtliga resultat från testerna, se Bilaga A.

Tabell 4.2 Medelvärde av stålegenskaperna för olika diametrar

Prov	$\epsilon_{su}$ [%]	$f_{0,2}$ eller $f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_u/f_y$ [-]	$E_S$ [GPa]
Ø6 mm	2,7	515	570	1,11	190
Ø10 mm	11,2	531	637	1,20	203
Ø10 mm rost	10,3	581	707	1,22	191

#### 4.4 Indragning av armering

Innan försöken på balkarna genomfördes upptäcktes det att armeringen på fem av balkarna hade förskjutits i förhållande till betongen och därav stack armeringen in/ut mer på änden jämfört med resterande armeringsstänger i balken. Detta skedde på balk B-04, B-05, B-09, B-10 och B-11. En sådan förskjutning innebär att armeringen kan ha släppt i andra balkänden och därmed erhållit en annan position i vertikalled än den avsedda. I Figur 4.1 visas en illustration för de armeringsstänger som är påverkade för respektive balk. Detta kan ha påverkat resultaten för testerna och bör därför tas hänsyn till vid utvärdering av resultaten. Mätningar som har gjorts redovisas i Bilaga D.



Figur 4.1 Schematisk bild över tvärsnittet där den röda pricken illustrerar utstickande armeringsstänger. (a) Visar vilken ända som armeringen sticker ut på. (b) Visar vilken stång i tvärsnittet som avses.

## 4.5 Dynamiska tester

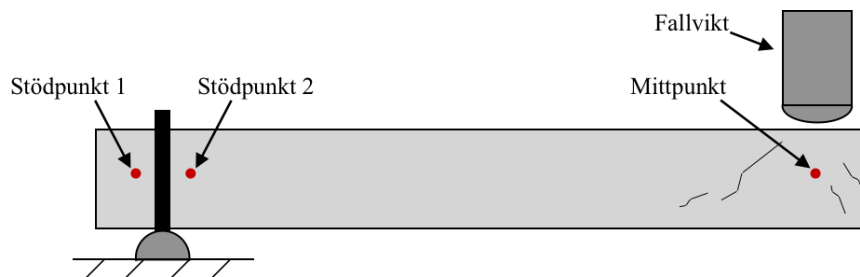
### 4.5.1 Orientering

I denna del av kapitlet presenteras resultaten från de dynamiska testerna. Resultaten består av data baserade på höghastighetskamerorna som tog foton vid fallviktsförsöken. Dessa foton har sedan bearbetats med hjälp av GOM Correlate för att ta fram den relativa deformationen för mittpunkten av balken under tid samt även töjningsfält för att åskådliggöra sprickorna som uppstod under testerna.

### 4.5.2 Mittpunktens relativa deformation över tid

#### 4.5.2.1 Beräkning av deformation

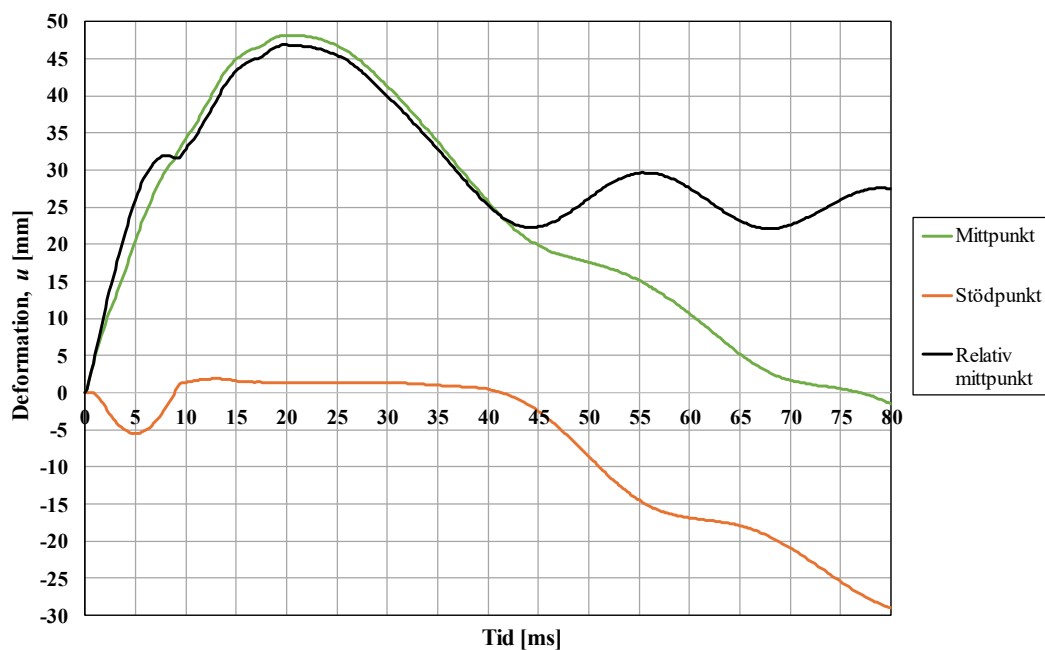
För att få fram den relativa deformationen över tid för mittpunkten av balken användes programvaran GOM Correlate. I programmet sattes tre olika punkter ut i mitten av balkens höjd för att beräkna dess deformation över tid, två punkter vid stöd och en punkt i mitten av balken, se Figur 4.2. Stödets deformation räknades ut genom att ta medelvärde av deformationerna av de två punkterna vid stödet. För att sedan ta fram den relativa deformationen i mittpunkten subtraherades mittpunktens deformation med stödets deformation, se ekvation (4.1).



Figur 4.2 Illustration som visar de olika punkter som användes för att beräkna mittpunktens relativa deformation.

$$u_{relativ} = u_{mitt} - u_{stöd} \quad (4.1)$$

Den relativa deformationen används i denna resultatdel som balkens globala respons på det dynamiska lastfallet. Detta på grund av att balken inte alltid var i kontakt med stöden under testet. Efter att balken träffats av fallvikten reste sig balken vid sina ytterkanter och därmed saknade den kontakt med stöden, för att sedan några millisekunder senare pressas tillbaka ner mot stöden. Figur 4.3 visar på hur den relativa deformationen förhåller sig till mittpunktens och stödets deformation för balk B-10. Efter omkring 8 ms går balken tillbaka ner till stöden igen och det blir då en bump för den relativa deformationen vid denna tidpunkt. Vid 20 ms når balken sin maximala deformation för att sedan avta och vid 45 ms börjar balken oscillera omkring den slutliga plastiska deformationen som fås när balken helt stannat av efter fallviktsförsöket.



Figur 4.3 Diagram som visar deformationerna för stöd och mittpunkt i förhållande till den relativa deformationen för balk B-10.

#### 4.5.2.2 Sammanfattning av deformationer

Här presenteras de maximala  $u_{max}$  samt plastiska deformationer  $\Delta u_{pl}$  som erhålls från de dynamiska testerna, se Tabell 4.3.

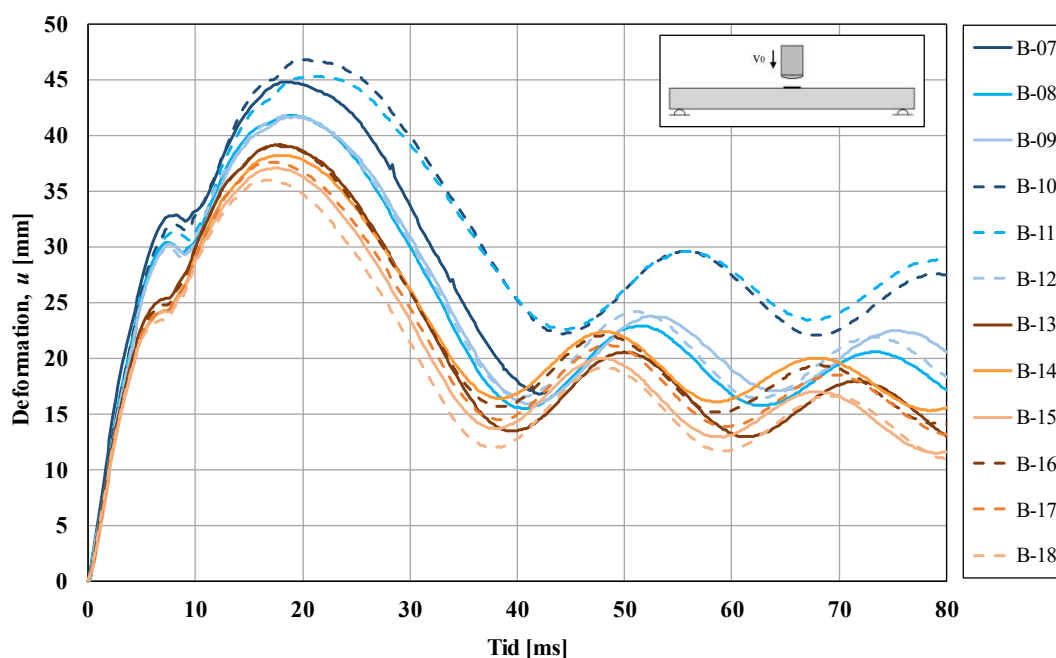
Tabell 4.3 Resultat av maximal deformation och plastisk deformation för respektive balk från de dynamiska testerna.

Balk	$u_{max}$ [mm]	$\Delta u_{pl}$ [mm]
B-07	44,8	22,8
B-08	41,9	21,0
B-09	41,7	22,2
B-10	46,9	27,6
B-11	45,4	27,9
B-12	41,9	22,1
B-13	39,2	19,8
B-14	38,3	21,8
B-15	37,1	19,1
B-16	39,1	21,3
B-17	37,7	20,3
B-18	36,0	18,3

### 4.5.2.3 Effekter av mellanlägg

I Figur 4.4 har de olika linjerna för varje enskild balk delats in i olika färger och linjetyper beroende på balkarnas olika parametrar. De linjer med blå färg står för de balkar som testats dynamiskt med stålplatta som mellanlägg och de med orange för de som testats med gummiplatta. De heldragna linjerna står för de balkar med  $c'$  på 40 mm och de streckade för  $c'$  på 20 mm. Denna typ av indelning gäller även för resterande samtliga grafer som redovisas i resultatkapitlet.

Vid utvärdering av mellanläggens effekter på den relativa deformationen hos balkarna syns det tydligt att de balkar som testats med stålplatta som mellanlägg fått högre maximal deformation än de med gummiplatta som mellanlägg, se Figur 4.4. Den plastiska deformationen följer även samma mönster, vilket kan ses i Tabell 4.3. Detta gäller oavsett antalet byglar ingjutna i balken och oavsett avstånd mellan centrum överkantsarmering och överkant balk, även detta syns i Figur 4.4.

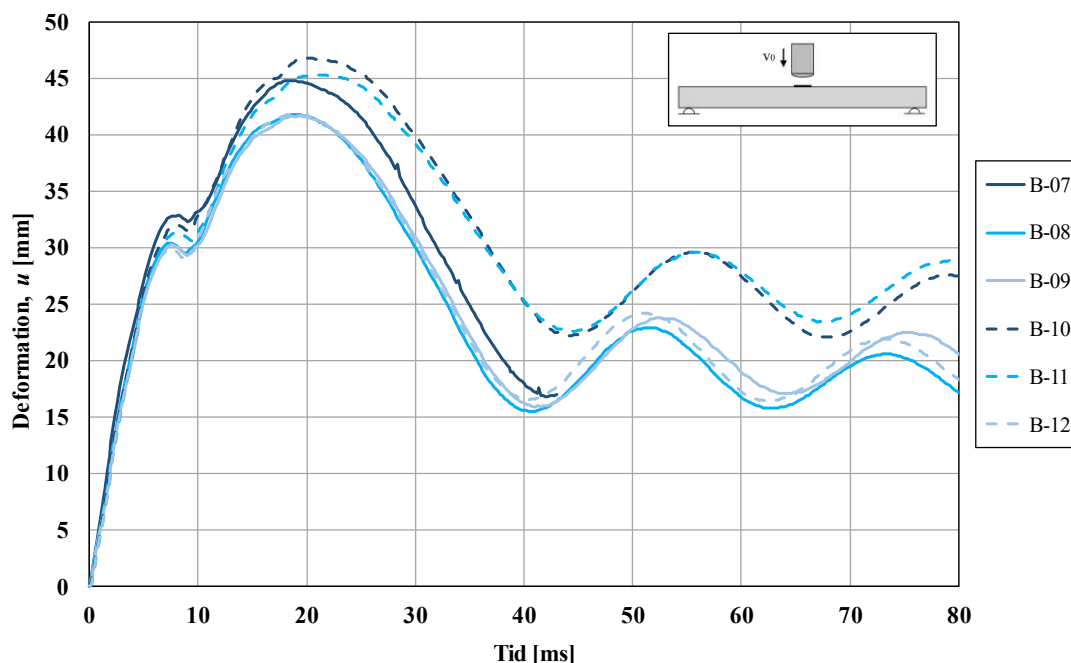


Figur 4.4 *Mittpunktens relativa deformation över tid för alla dynamiskt testade balkar.*

Den initiala hastigheten för deformation för stål och gummi som mellanlägg är relativt lika fram tills deformationen nått cirka 10 mm, därefter syns det i Figur 4.4 att kurvorna börjar dela sig och får mer märkbart olika lutning. Balkarna som testats med stålplattor har en brantare lutning och därmed en högre deformationshastighet jämfört med de som testats med gummiplattor som har en något flackare lutning och då lägre deformationshastighet.

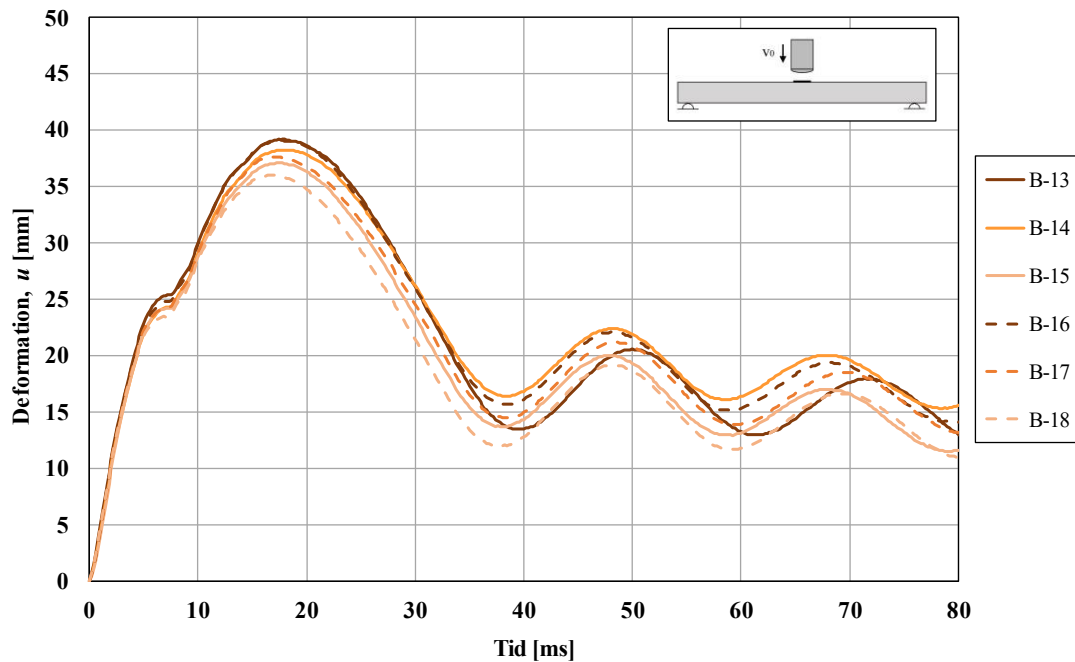
#### 4.5.2.4 Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$

Vid utvärdering av Figur 4.5 kan det observeras att balkarna med stålplatta som mellanlägg och som har ett avstånd mellan centrum överkantsarmering till överkant betong,  $c'$ , på 20 mm generellt sett fick en högre deformation, både maximal och plastiskt, än balkarna med  $c'$  på 40 mm, detta syns även i Tabell 4.3.



Figur 4.5 Mittpunktens relativa deformation över tid för balkar testade med stålplatta som mellanlägg.

Vid analys av balkar med gummiplattor som mellanlägg är resultatet omvänt, se Figur 4.6. Balkarna med  $c'$  på 20 mm visar då på något mindre maximala deformationer än de med  $c'$  på 40 mm, dock är skillnaden i deformation för olika  $c'$  betydligt mindre jämfört med stålplattorna. På grund av att skillnaden för resultaten med gummiplattorna är så små skulle storleksordningen på deformationerna kunna vara slumpmässig. Fler tester hade behövts utföras för att säkrare kunna uttrycka sig om resultaten.

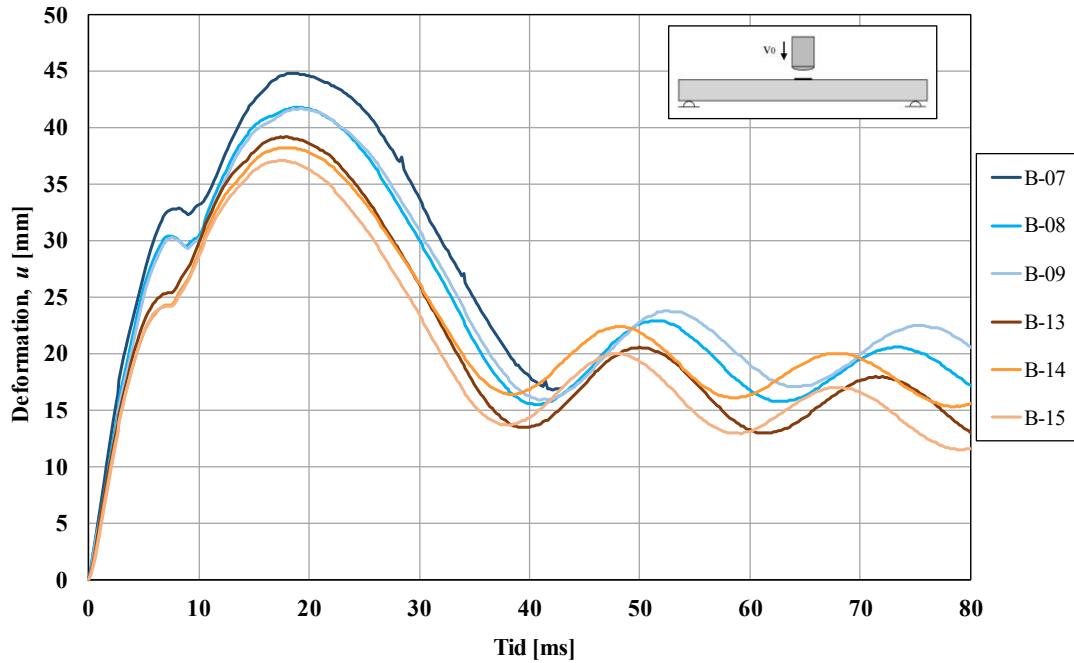


Figur 4.6 *Mittpunktens relativa deformation över tid för alla balkar testade med gummiplatta som mellanlägg.*

Den plastiska deformationen för både stål- och gummiplattor följer däremot inget tydligt mönster beroende på om  $c'$  är 20 mm eller 40 mm, utan dessa varierade oregelbundet, se Tabell 4.3.

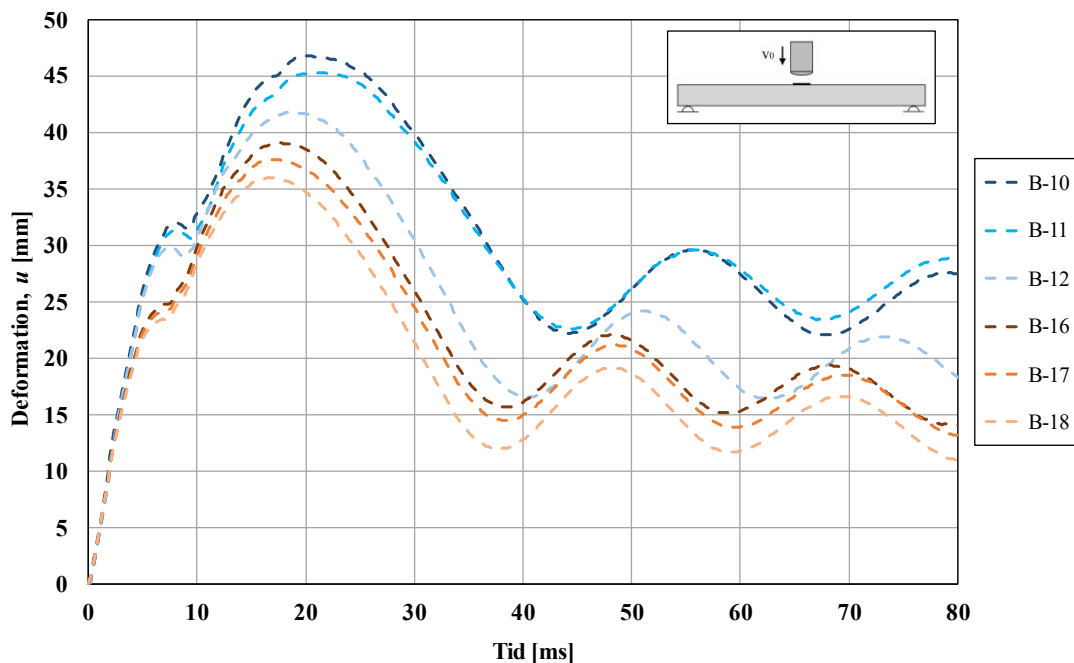
#### 4.5.2.5 Effekter av byglar

Av Figur 4.7 syns ett mönster i deformationen för de balkar med ett avstånd mellan centrum överkantsarmering och överkant betong,  $c'$ , på 40 mm beroende på mängden byglar, ju färre byglar i balken desto större maximal deformation. För balkar med gummiplatta som mellanlägg syns denna skillnad mer tydligt än för balkar med stålplatta. För balkar med stålplatta som mellanlägg existerar det knappt någon skillnad alls för balkar med byglar s120 eller s80. Det verkar därmed som att mängden byglar för balkar med stålplatta inte spelar någon roll, dock är det ändå väsentligt för deformationen om det fanns byglar i balken eller inte.



Figur 4.7 Mittpunktens relativa deformation över tid för balkar med  $c' 40 \text{ mm}$ .

För balkar med ett  $c'$  på 20 mm syns det tydligt för båda typer av mellanlägg, att ju färre byglar desto större maximal deformation, se Figur 4.8. Det syns även en märkbar skillnad för den plastiska deformationen om balken hade byglar på s80 eller mindre mängd byglar. Den plastiska deformationen blir som lägst för balkar med byglar s80 oavsett om de hade stål eller gummi som mellanlägg.



Figur 4.8 Mittpunktens relativa deformation över tid för balkar med  $c' 20 \text{ mm}$ .

### 4.5.3 Töjningsfält

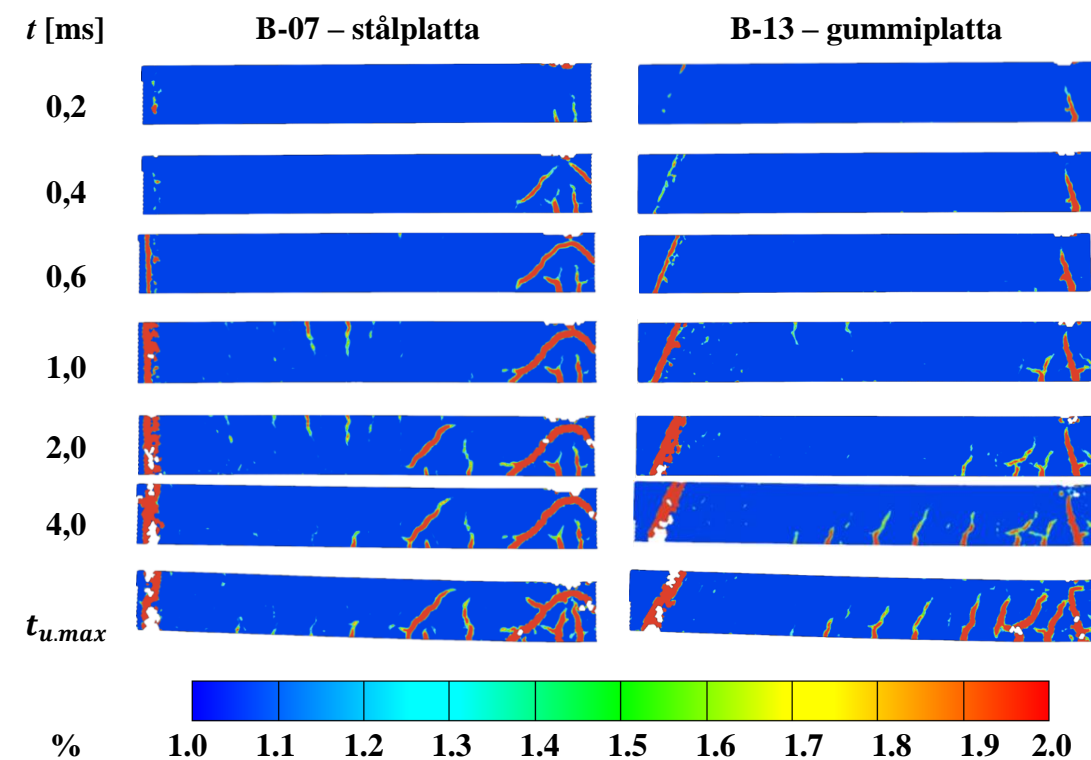
#### 4.5.3.1 Framtagning av töjningsfält

För utvärdering av sprickorna som uppkom under de dynamiska testerna användes töjningsfält som skapades med hjälp av bilderna från höghastighetskamerorna och programvaran GOM Correlate. För att minimera mängden störande brus i töjningsbilderna sattes den högsta gränsen för töjningarna till 2 % och den lägsta till 1 %. Vid stöten finns röda markeringar som kan missuppfattas som sprickor. Detta är dock inte fallet, istället markerar detta den vertikala stålram som användes i försöksuppställningen för att balkarna inte skulle riskera falla av stöden efter att de utsatts för impulsbelastningen.

#### 4.5.3.2 Effekter av mellanlägg

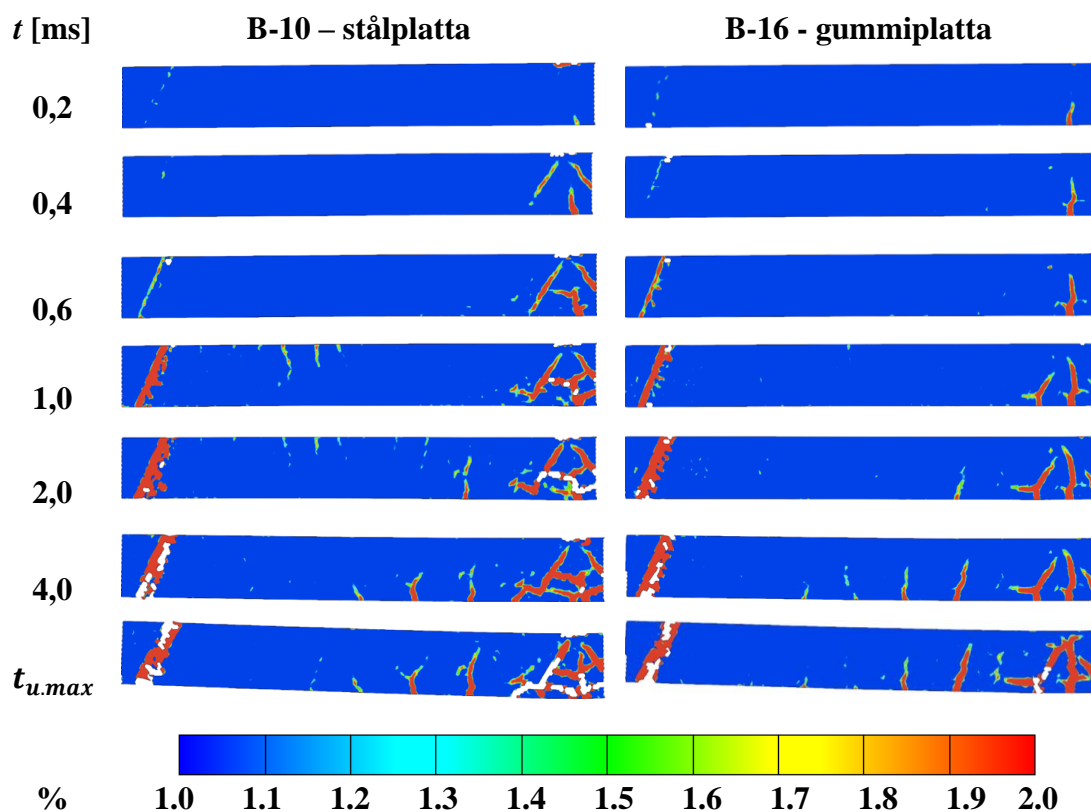
För att kunna se och jämföra de olika typer av sprickbildning som uppstod med olika mellanlägg på balkarna jämförs två balkar vars utformning var likadan, där den enda skillnaden i testet bestod av olika mellanlägg.

I Figur 4.9 syns töjningsfältet för balk B-07 (stålplatta) och B-13 (gummiplatta), vilka har 40 mm i avstånd mellan centrum överkantsarmering och överkant betong,  $c'$ , samt är utan byglar. Böjsprickorna uppkom i både över- och underkant. Sprickorna i överkant uppstod dock endast under de första initiala millisekunderna när informationen om fallviktens stöt mot balken spred sig till stödet och stängdes igen kort därefter. Balk B-13 erhöll dock endast böjsprickor i underkant och dessa är betydligt fler än de böjsprickor som uppkom hos balk B-07.



Figur 4.9 Töjningsfält för balkarna B-07 och B-13 (inga byglar,  $c' = 40$  mm).

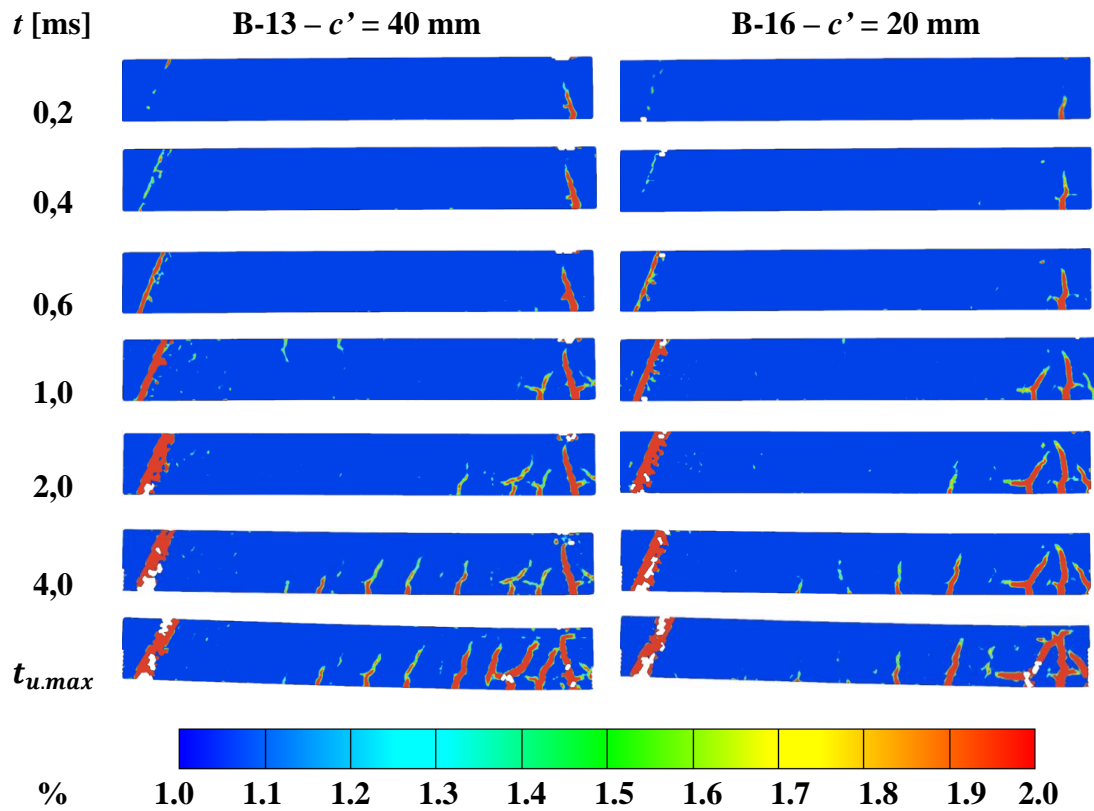
I Figur 4.10 syns balkarna B-10 och B-16 som var utan byglar och med ett  $c'$  på 20 mm. Balk B-10 med stålplatta som mellanlägg fick både böj- och skjuvsprickor men även spjälkningssprickor i underkant balk, i nivå med armeringen, vid balkmitt där fallvikten träffat. Balk B-16 fick böj- och spjälkningssprickor. Den största skillnaden mellan de båda balkarna var således att balk B-10 fick skjuvsprickor och dessutom grövre sprickor i mitten av balken jämfört med balk B-16. Dessa beteenden och skillnader syns även på resterande balkar när stål- och gummiplatta jämförs med varandra.



Figur 4.10 Töjningsfält för balkarna B-10 och B-16 (utan byglar,  $c' = 20$  mm).

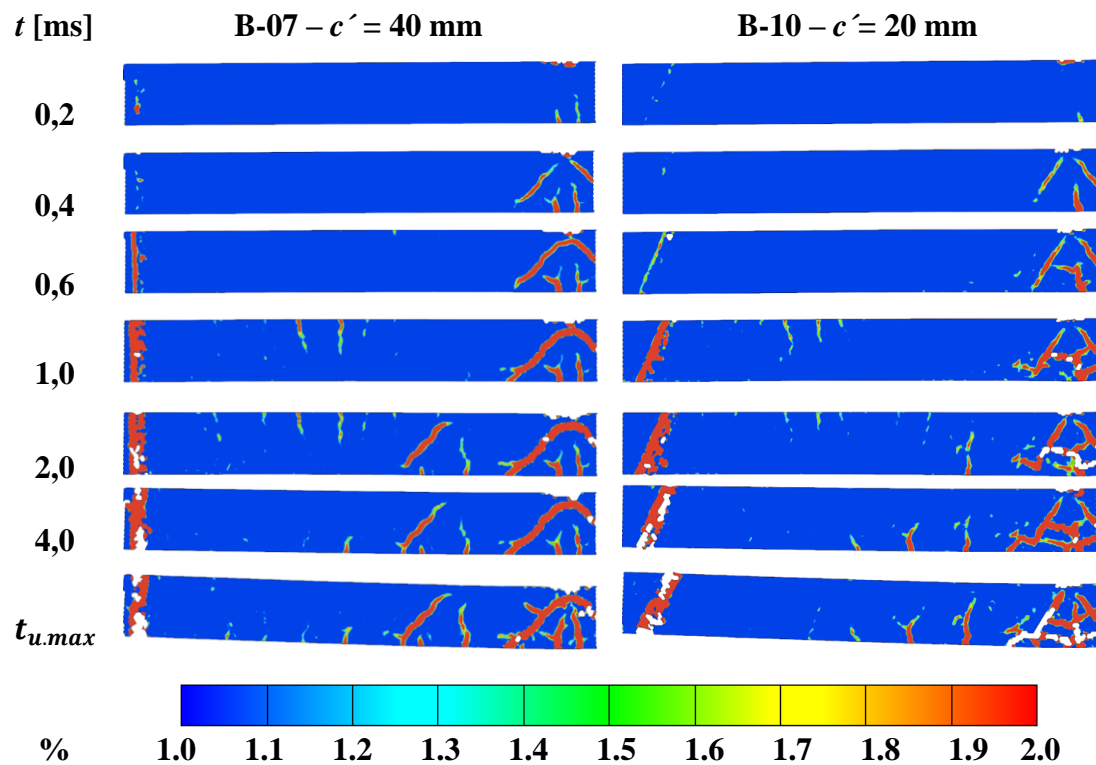
### 4.5.3.3 Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$

Balkarna B-13 och B-16 var utan byglar, testade med gummiplatta som mellanlägg och hade  $c'$  på 40 mm och 20 mm, se Figur 4.11. Balken med  $c'$  på 40 mm, B-13, fick fler böjsprickor än balk B-16. I mitten av balken där fallvikten träffade var sprickbildningen däremot likvärdig.



Figur 4.11 Töjningsfält för balkarna B-13 och B-16 (utan byglar, gummiplatta).

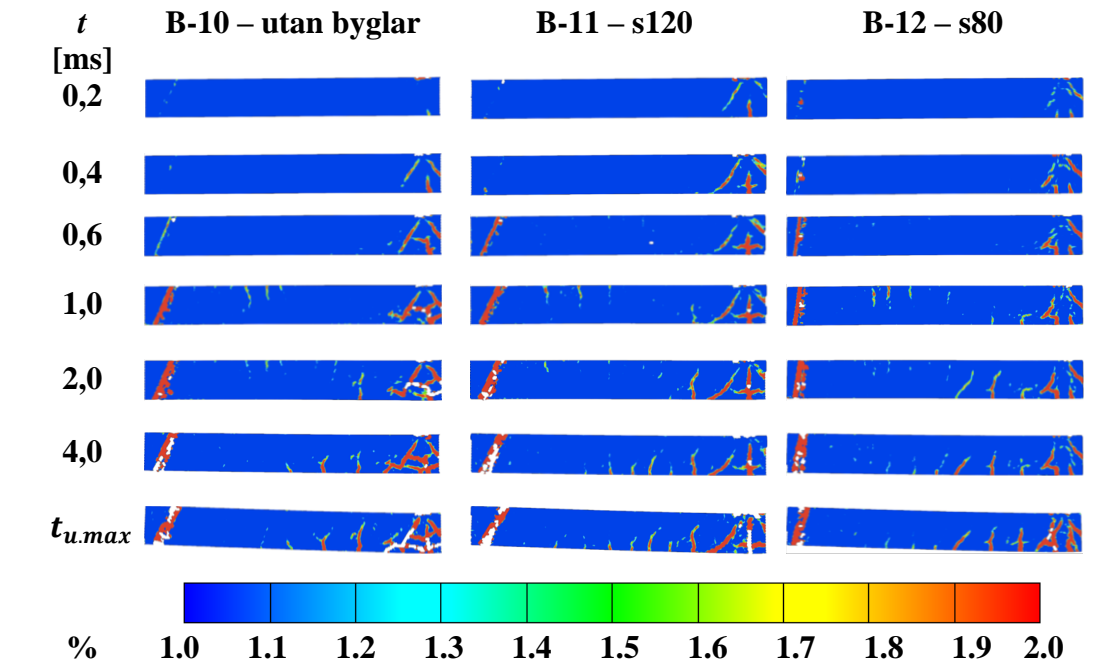
Balkarna B-07 och B-10, där skillnaden mot föregående balkar är mellanlägget, syns liknande sprickbildning ungefär överallt, se Figur 4.12. Balk B-07 fick dock en sammanhängande skjuvspricka i mitten av balken medan skjuvsprickan hos balk B-10 inte hänger ihop på motsvarande sätt.



Figur 4.12 Töjningsfält för balkarna B-07 och B-10 (inga byglar, stålplatta).

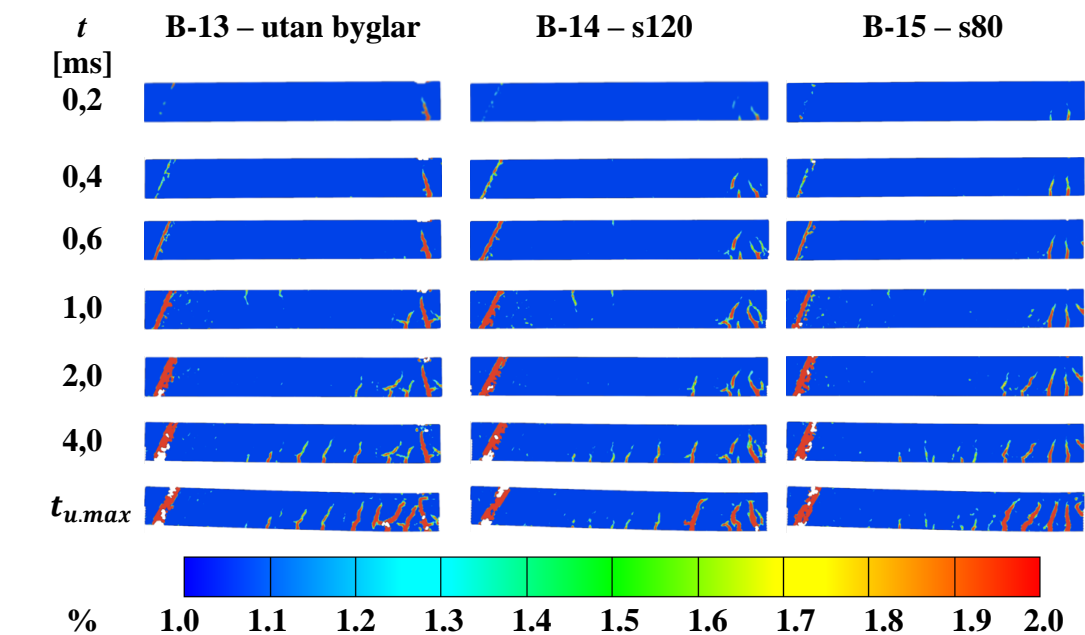
#### 4.5.3.4 Effekter av byglar

Effekter av mängden byglar i balken kan ses i Figur 4.13, i vilken sprickbilden för tre balkar testade med stålplatta och med ett avstånd från centrum armering till överkant balk,  $c'$ , på 20 mm jämförs med varandra. Utifrån töjningsfälten syns det att ju färre byglar balken hade desto kraftigare sprickor uppstod. Strukturen blev mer påverkad och fick större skador lokalt.



Figur 4.13 Töjningsfält för balkarna B-10, B-11 och B-12 (stålplatta,  $c' = 20$  mm).

Figur 4.14 jämför sprickbilden hos balkarna B-13, B-14 och B-15, vilka har  $c'$  på 40 mm och testades med gummiplatta. På samma sätt som ovan kan även här noteras att minskad mängd byglar medför större sprickor, däremot inte lika distinkt i balkmitt där fallvikten träffat. Sprickorna bedöms vara relativt lika storleksmässigt oavsett mängden byglar. Längre ifrån mitten syns att sprickorna blir mindre märkbara ju fler byglar strukturen har.



Figur 4.14 Töjningsfält för balkarna B-13, B-14 och B-15 (gummiplatta,  $c' = 40$  mm).

## 4.5.4 Påverkan på mellanlägg

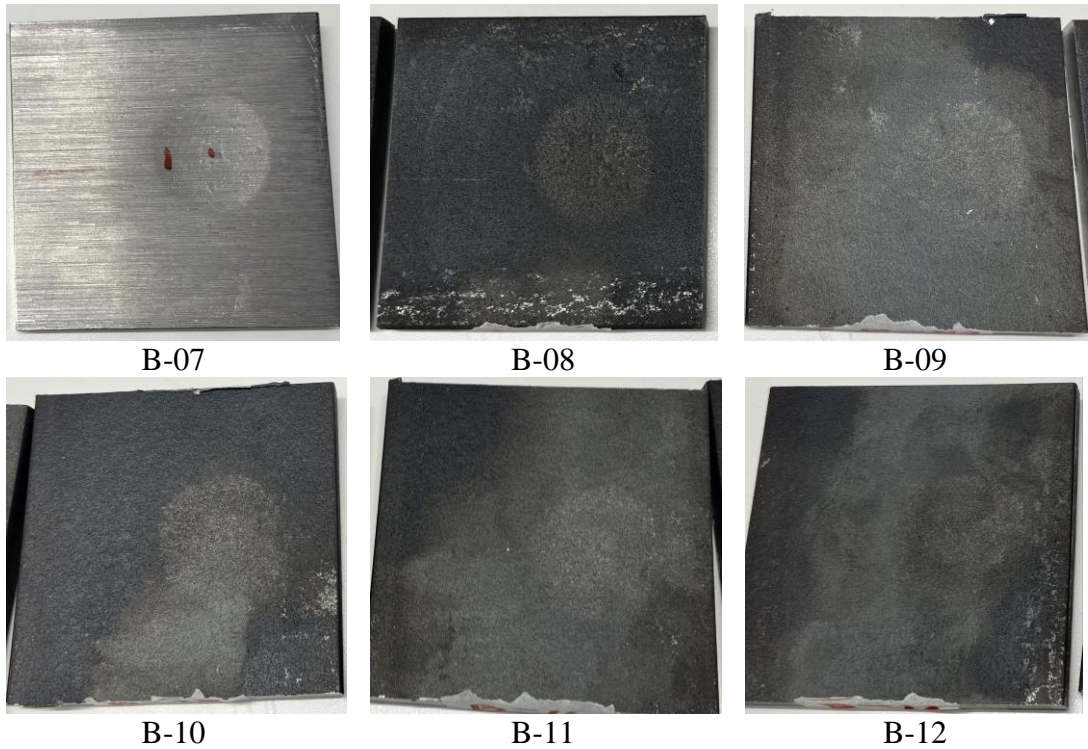
### 4.5.4.1 Defekter

Mellanläggen som användes vid testerna fick alla en defekt i form av en mindre kvarstående plastisk deformation. Utseendet på stål- och gummiplattornas defekter skiljer sig åt. Mått och ungefärliga areor på avtrycken framgår i Tabell 4.4 och foton på plattorna syns i Figur 4.15 och Figur 4.16.

Tabell 4.4 Diameter-mått och areor för avtrycken på mellanläggen.

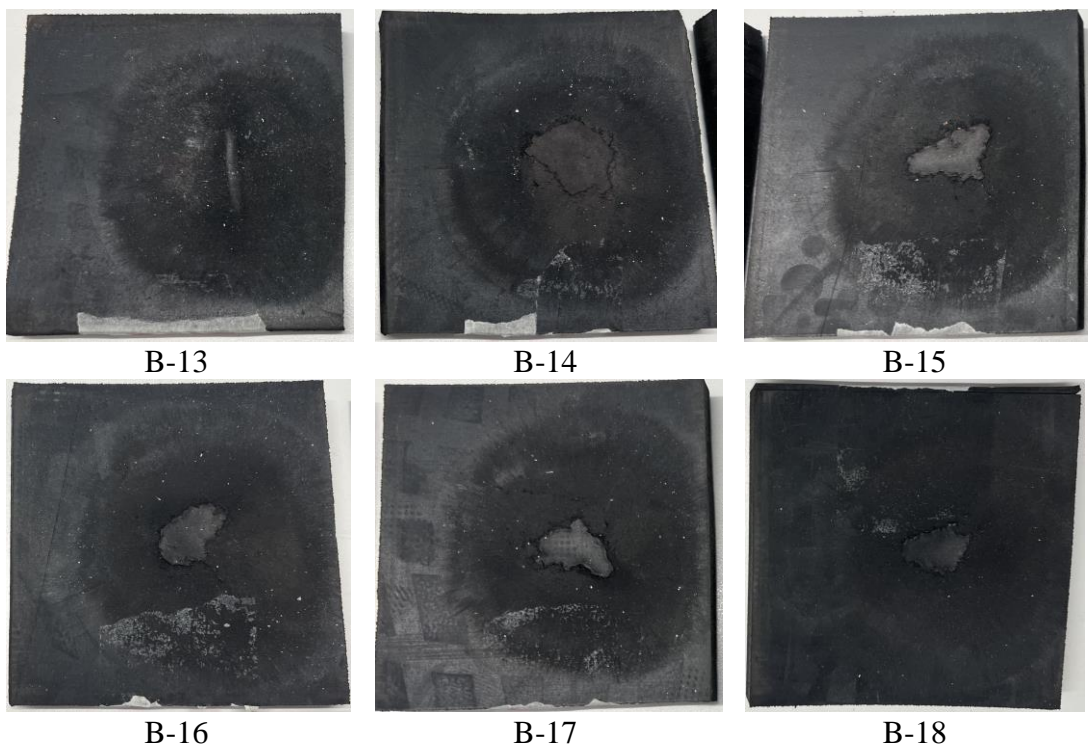
Balk	Material på Mellanlägg	Diameter [mm]	Area av inre avtryck [mm <sup>2</sup> ]
B-07	Stål	36	-
B-08	Stål	35, 40 (ovalformad)	-
B-09	Stål	36	-
B-10	Stål	37	-
B-11	Stål	37	-
B-12	Stål	38, 34 (ovalformad)	-
B-13	Gummi	86	125
B-14	Gummi	84	400
B-15	Gummi	85	200
B-16	Gummi	87	260
B-17	Gummi	87	260
B-18	Gummi	87	234

Enligt Figur 4.15 syns det att stålplattorna fick ett cirkelformat avtryck. Avtrycken är förhållandevis identiska där skillnaden i största grad beror på hur centriskt positionerade de är, vilket beror på hur plattorna placerades inför varje försök i förhållande till fallvikten.



Figur 4.15 Avtryck på respektive stålplatta.

Gummiplattorna fick två olika avtryck, se Figur 4.16, ett mindre oregelbundet märke som placerat sig innanför ett större mer cirkelformat avtryck. Det syns att de mindre oregelbundna areorna har en tydligare skillnad i förhållande till varandra jämfört med de större där areorna är relativt identiska.



Figur 4.16 Avtryck på respektive gummiplatta.

## 4.6 Statiska tester

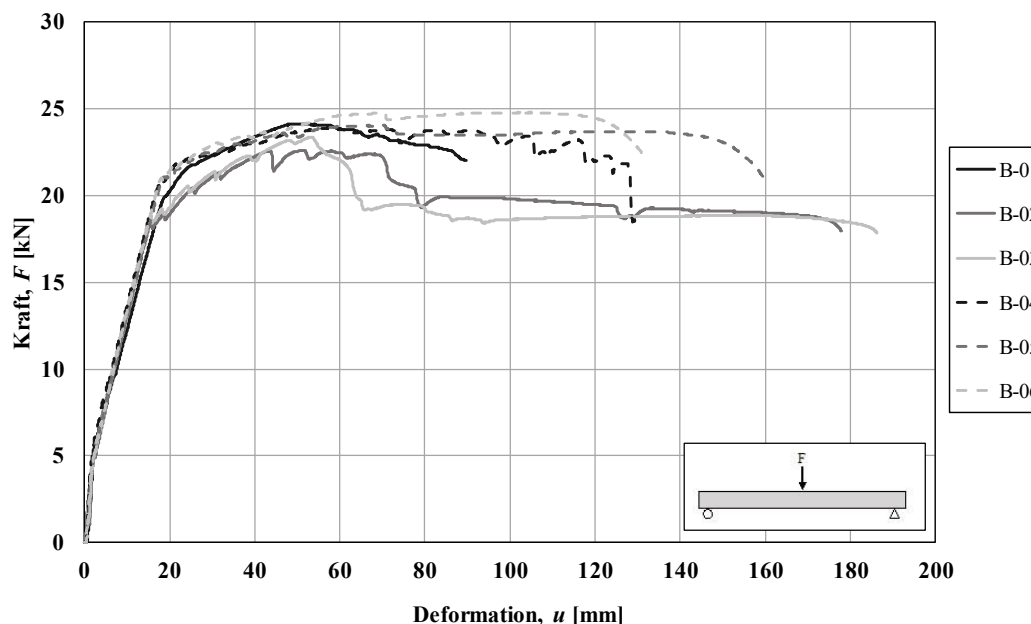
### 4.6.1 Orientering

I denna del presenteras resultat från de statiska försöken i form av grafer med last-deformationssamband. Testerna utfördes via en deformationskontrollerad belastning med trepunktsböjning.

Balkarna testades fram tills att de uppfattades nästintill ha nått kollaps. Balkarna testades inte till total kollaps för att underlätta förflyttningen av dessa efter utfört test. Detta gör dock att den mänskliga faktorn spelar stor roll huruvida resultaten kan anses som korrekta. Fyra av de testade balkarna bedöms i efterhand, med hjälp av grafer och bilder från testerna, ha stoppats för tidigt. Därför kommer dessa balkars resultat i form av maximala deformationer inte att vara helt korrekta.

### 4.6.2 Referensbalkar

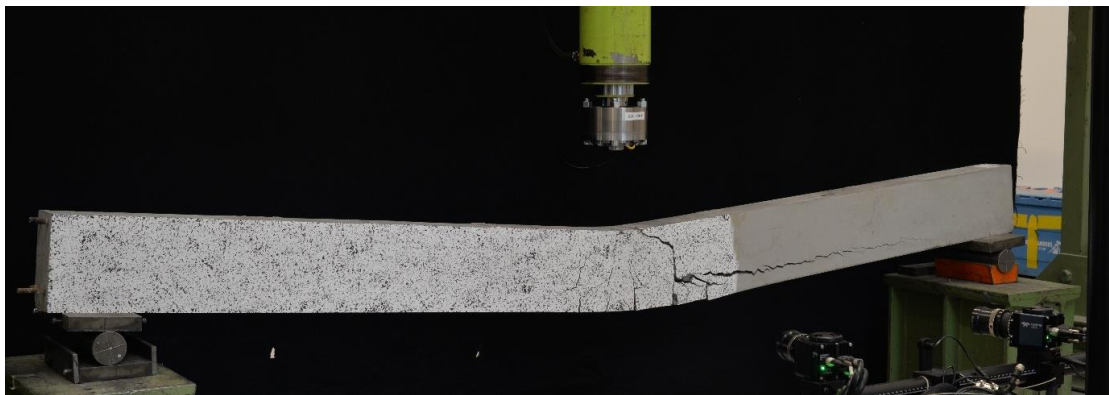
Vid utvärdering av referensbalkarna, det vill säga de balkar som endast testades med statisk belastning, visar grafen att balkarna B-06 och B-02 var de som uppnådde högsta respektive lägsta maximala lastkapacitet, se Figur 4.17. Balk B-06 hade byglar s80 med ett  $c'$  på 20 mm medan balk B-02 hade byglar s120 och ett  $c'$  på 40 mm. Resultaten för deformationerna skiljer sig något där balkarna B-03 och B-06 var de som uppnådde högst och lägst deformation, varav den förstnämnda hade byglar s80 med ett  $c'$  på 40 mm. Skillnaden i lastkapacitet är dock tämligen liten och skiljer sig mindre än ca 10%, vilket bedöms vara en rimlig spridning.



Figur 4.17 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar vilka var oskadade vid testet.

Samtliga balkar i diagrammet uppvisar ett segt brottbeteende, dock i olika grad. Balk B-02, B-03, B-05 och B-06 anses utifrån Figur 4.17 få en avsliten armering vid brott, då deras lastkapacitet minskar mjukt vilket påminner om armeringens dragprovskurva

för seg respons<sup>1</sup>, se Bilaga A. Armeringen i balken bedöms i dessa balkar ha töjts i sådan grad att avslitning av en eller två stänger var nära. För balk B-01 och B-04, har det, efter vidare utvärdering, bedömts att balk B-01 förmodligen har stoppats för tidigt medan balk B-04 har stoppats kort före slutligt brott. Baserat på DIC-bilder bedöms det som att balk B-01 var inte lika påverkad och skadad som övriga balkar, vilka stoppats i korrekt skede. Se Bilaga G för bilder på alla balkar före och efter statistiskt test. Vidare så hade balkarna med ett  $c'$  på 40 mm generellt sätt större deformation i förhållande till de med ett  $c'$  på 20 mm, Undantaget för denna observation var balk B-01. Här hade istället balk B-03 större deformation än balk B-01, vilket också tyder på att balk B-01 stoppades för tidigt, se Figur 4.17. Balk B-04 fick kraftiga skador och bedöms ha haft låg återstående lastkapacitet, se Figur 4.18. Av denna framgår att balken erhöll en stor skjvspricka till höger om den applicerande punktlasten och att denna även växte horisontellt i nivå med armeringen i balkens underkant. Detta indikerar på att balken inom kort hade erhållit ett slutligt brott.



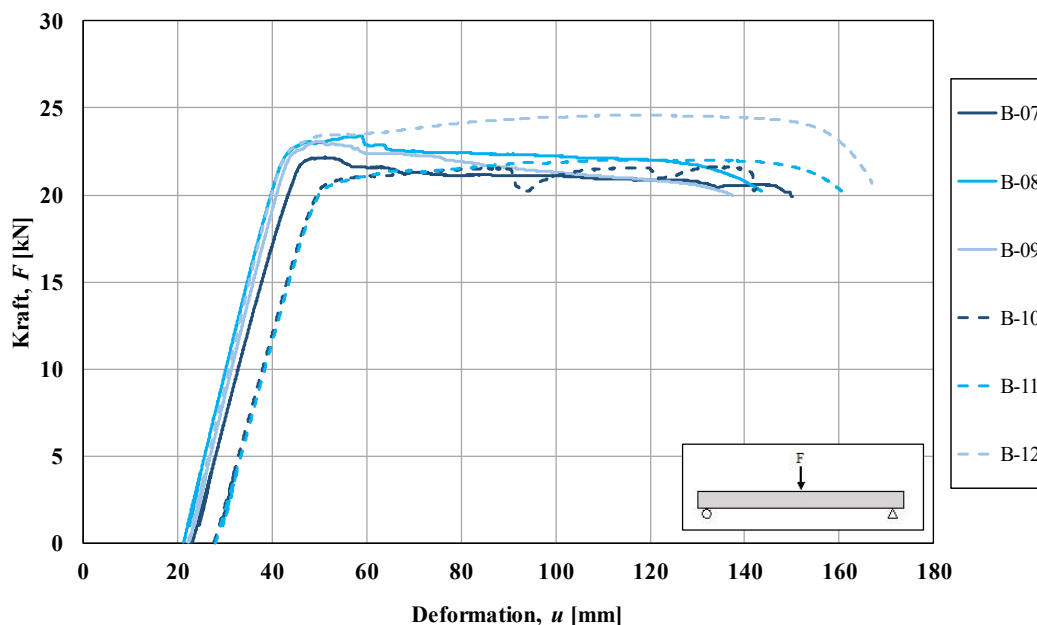
Figur 4.18 Balk B-04 efter avslutat statistiskt test.

---

<sup>1</sup> Last-deformationskurvorna vid brott för balk B-02, B-03, B-05 och B-06 liknar även kurvorna för balk B-17 och B-18, vilka belastades helt till brott vid de statiska testerna där armeringen också slets av, se Bilaga G.

### 4.6.3 Dynamiskt testade balkar med stålplatta

Skillnaden på lastkapaciteten mellan de balkar vilka tidigare belastats dynamiskt med stålplatta som mellanlägg är relativt liten, se Figur 4.19. Både högsta maximala last samt högsta deformation fick balk B-12, som hade byglar s80 med ett  $c'$  på 20 mm. Lägsta maximala last och deformation fick balk B-10 respektive balk B-09. Balk B-10 hade inga byglar med ett  $c'$  på 20mm medan balk B-09 hade s80 byglar och ett  $c'$  på 40mm.

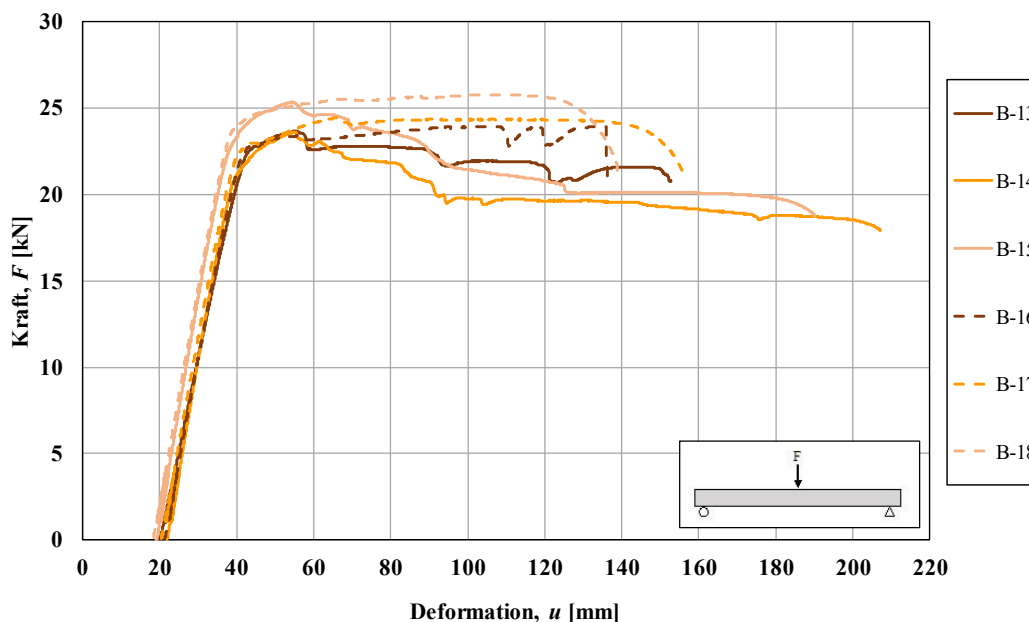


Figur 4.19 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar vilka tidigare har belastats dynamiskt med stålplatta som mellanlägg.

Alla balkar i diagrammet visar på ett segt brottbeteende. B-08, B-09, B-11 och B-12 anses fick ett brottbeteende likt tidigare förklaring enligt avsnitt 4.6.2. Balkarna B-07 och B-10 har efter vidare undersökning bedömts ha stoppats i ett för tidigt skede och att de vid fortsatt belastning förmodligen hade kunnat uppnå en högre deformation innan brott.

#### 4.6.4 Dynamiskt testade balkar med gummiplatta

Enligt Figur 4.20 är balk B-18 den som uppnådde högst maximal last av de balkar som tidigare testats dynamiskt med gummiplatta, men är även den med lägst maximal deformation. Balk B-18 hade byglar s80 med ett  $c'$  på 20 mm. Balken med lägst maximal last och högst deformation var balk B-14, vilken hade byglar s120 och  $c'$  på 40 mm.



Figur 4.20 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar vilka tidigare har belastats dynamiskt med gummiplatta som mellanlägg.

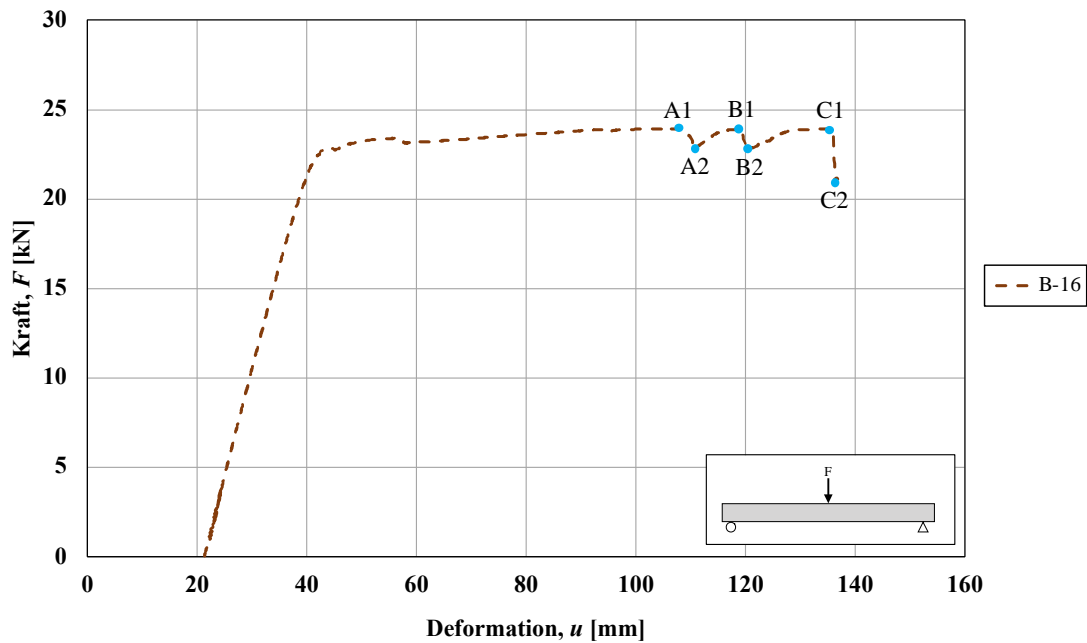
Samtliga balkar uppvisar även här ett segt brottbeteende i olika grad. Balk B-14, B-15, B-17 och B-18 anses fick ett brottbeteende likt tidigare förklaring enligt avsnitt 4.6.2. Notera här att Balk B-17 och B-18 har belastats helt till brott. Balk B-16 bedöms efter vidare undersökning ha stoppats i rätt tid då balken hade rejält stora skador och har indikationer på ett mer abrupt brott än övriga balkar. I ovankant under tryckkraften så fanns det indikationer på att betongen krossades i tryckzonen och dessutom hade balken stora spjälksprickor som växte markant. Utifrån detta bedöms den maximala deformationskapaciteten ha varit nästintill uppnådd och att ett troligt spjälkbrott eller brott på grund av krossning av betongen annars skulle skett. Balk B-13 anses däremot inte ha stoppats i rätt tid då denna hade kunnat utsättas för större deformationer innan brott.

#### 4.6.5 Svackor i last-deformationskurvan

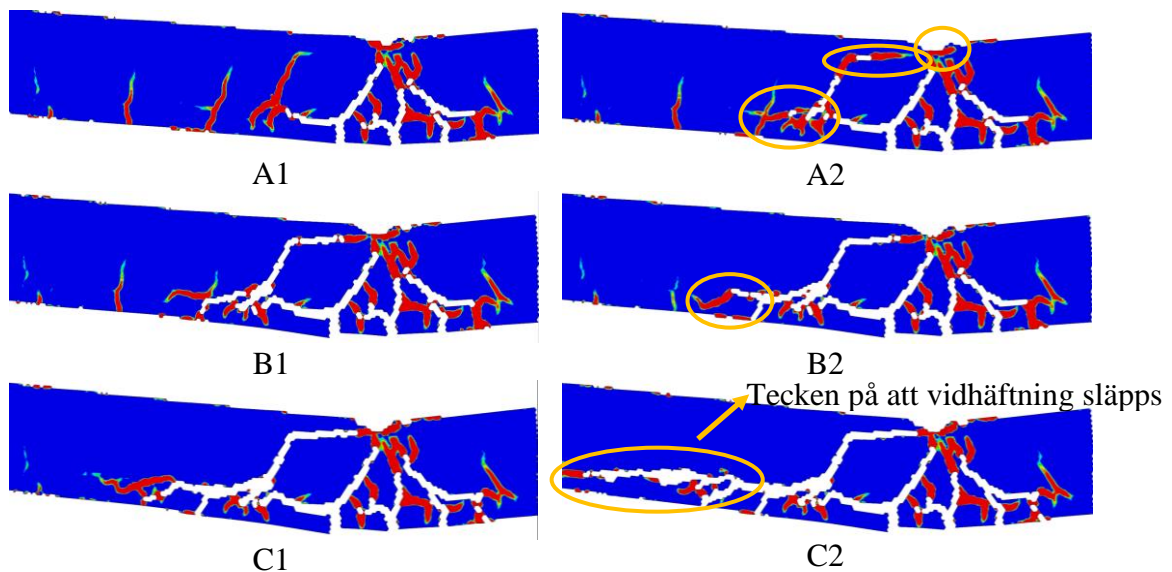
En vidare analys gjordes på balkarna B-10, B-13 och B-16. Dessa granskades vid olika svackor, dvs. uppkomst av lokal förlust av lastkapacitet, i last-deformationskurvan. Detta för att undersöka om nya sprickor uppkom, hur befintliga växte och andra beteenden i balken som kunde ha en betydande effekt. Balk B-16 redovisas nedan, medan balkarna B-10 och B-13 presenteras i Bilaga F.

För balk B-16, analyserades tre svackor, se Figur 4.21. Den första svackan, A, uppkom vid en deformation på cirka 110 mm. Här syntes att balkens sprickor ökade, se Figur 4.22. En skjvspricka växte horisontellt i båda riktningar. Vidare kunde det i

ovankant balk observeras indikationer på krossning av tryckzonen. Vid den andra svackan, B, fortsatte skjuvsprickan att växa horisontellt åt vänster. Detta skedde vid en deformation på cirka 120 mm. Ytterligare märkbara förändringar hos balken kunde inte noteras. Den tredje svackan, C, uppkom strax efter en deformation på 135 mm. Här stoppades testet varav balkens uppsprickning kunde varit ännu kraftigare. Skjuvsprickan fortsatte att växa markant horisontellt åt vänster. En antydning finns därmed på att vidhäftning mellan betong och armering hade kunnat släppa vid fortsatt belastning. Orange markering i Figur 4.22 visar på förändringar hos balken.



Figur 4.21 Last-deformationssamband för B-16 där svackorna i kurvan har markerats med A, B och C. A1, B1 och C1 motsvarar precis innan svackan sker och A2, B2 och C2 motsvarar precis efter svackan har skett.

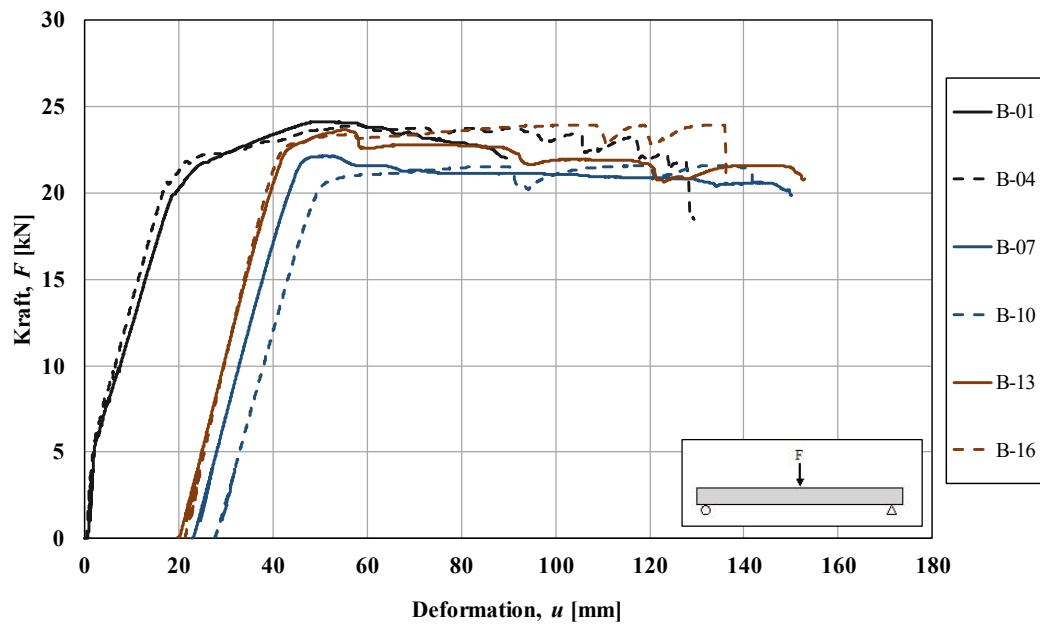


Figur 4.22 Töjningsfält för B-16 där A, B och C motsvarar 3 olika svackor som kan ses i Figur 4.21.

#### 4.6.6 Effekter av överkantsarmeringens placering, $c'$

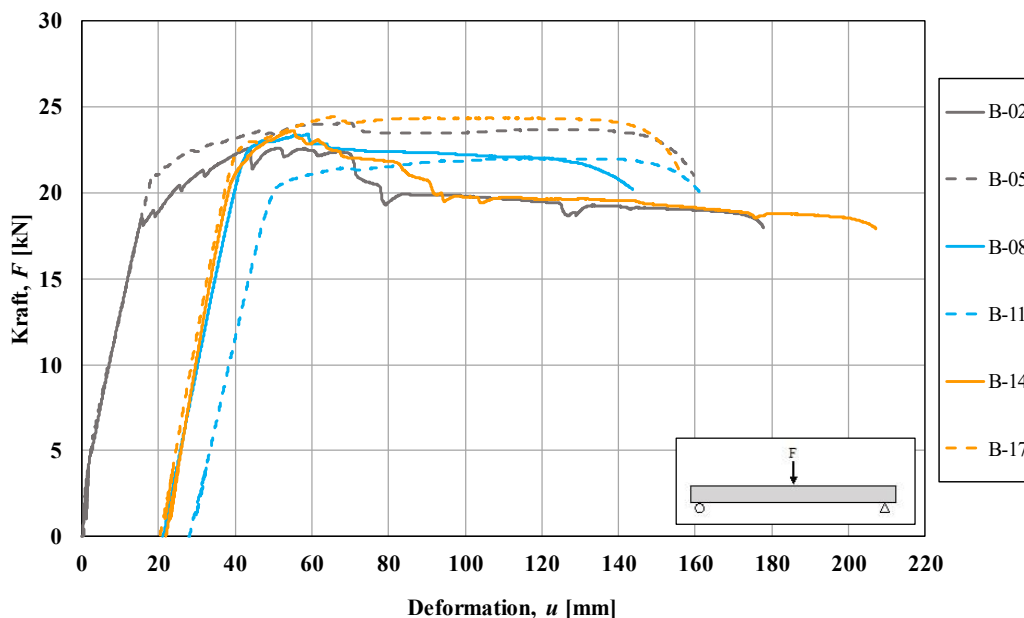
Skillnader och likheter i det strukturella beteendet hos balkar beroende på vad för avstånd från centrum överkantsarmering till överkant betong,  $c'$ , hade, för olika kombinationer av byglar, kan ses i Figur 4.23, Figur 4.24 samt Figur 4.25.

I Figur 4.23 visas resultat för balkar utan byglar. Skillnaden som syns för balkar med olika  $c'$ -värde är att de med 20 mm kan bibehålla ett högre lastvärde under en längre tid än de med 40 mm.



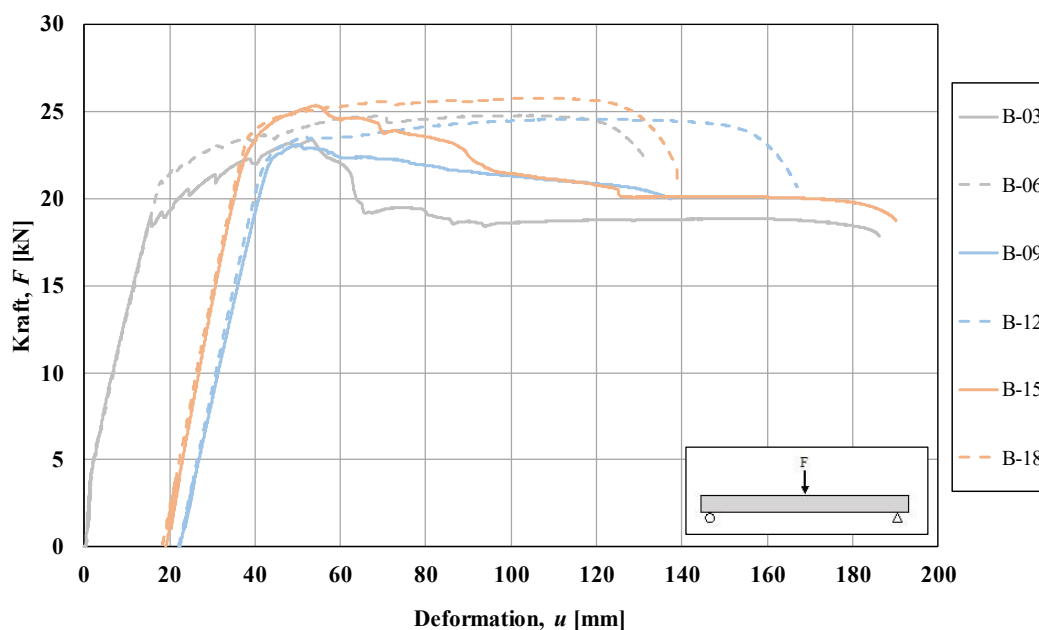
Figur 4.23 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar utan byglar.

I Figur 4.24 visas endast balkar med byglar s120. Där syns att alla balkar med  $c'$  på 20 mm har liknande deformation. Balk B-17, dynamiskt testad med gummiplatta som mellanlägg, betar sig dock mer likt referensbalken B-05 än balk B-11 då denna totalt sett fick en lägre lastkapacitet än de andra två. Jämförs balkar med  $c'$  på 20 mm med de på 40 mm syns att de förra kan behålla sin maxlastkapacitet längre. Lastkapaciteten för balkar med ett  $c'$  på 40 mm sjunker mer innan de går till brott.



Figur 4.24 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar med byglar s120.

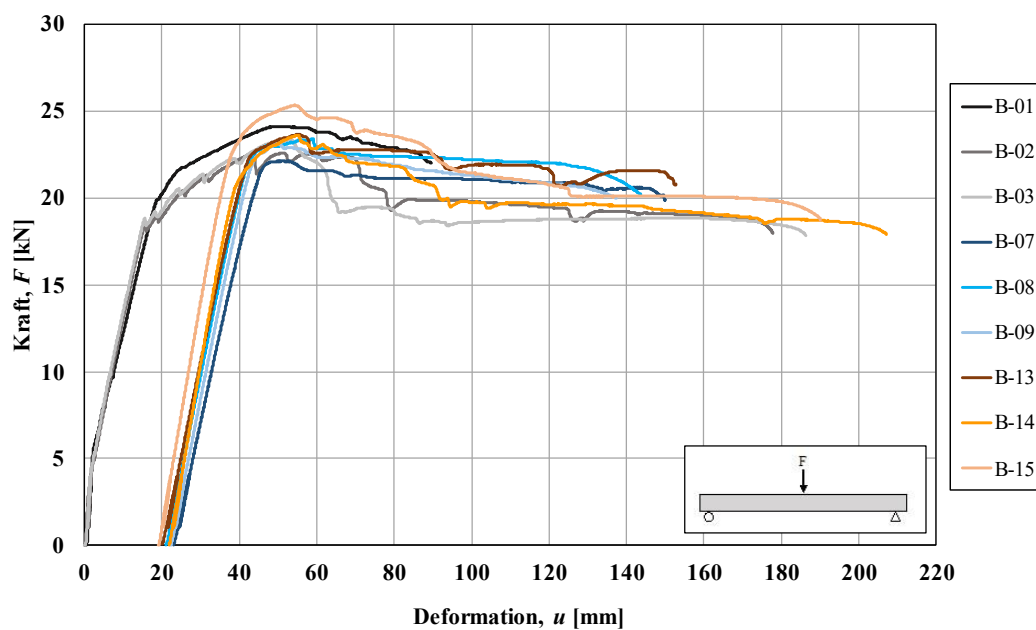
För balkar med byglar s80 stämmer samma resultat in som för balkarna med byglar s120, se Figur 4.25. Balkar med  $c'$  på 40 mm får högre deformation än de med  $c'$  på 20 mm, med undantag för balkarna B-09 och B-12.



Figur 4.25 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar med byglar s80.

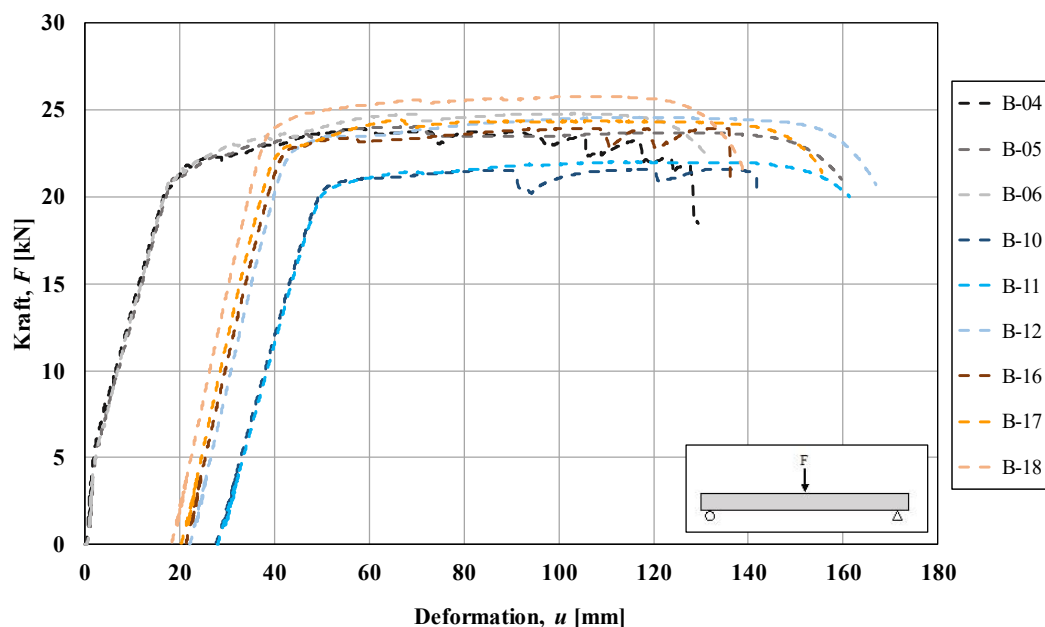
### 4.6.7 Effekter av byglar

Effekter på det strukturella beteendet för balkar beroende på mängd byglar kan ses i Figur 4.26 och Figur 4.27. För balkar med  $c'$  på 40 mm verkar närvaron av byglar inte ha någon betydande effekt på deformationen, se Figur 4.26. På de dynamiskt testade balkarna med gummiplatta som mellanlägg kan dock konstateras att maximala lastkapaciteten ökar med ökande mängd byglar. För de dynamiskt belastade balkarna med stålplatta syns det också att närvaron av byglar medför en högre maximal lastkapacitet, dock verkar det inte avgörande för hur många byglar som finns utan snarare att det finns byglar i balken överhuvudtaget. För referensbalkarna har dock balk B-01 högst maximal lastkapacitet, vilket är balken utan byglar.



Figur 4.26 Last-deformationssamband för statiskt belastade balkar med  $c'$  på 40 mm.

För balkarna med  $c'$  på 20 mm syns ett liknande beteende som beskrivits ovan, ju fler byglar balken hade desto högre maximal lastkapacitet fick den, se Figur 4.27. Referensbalkarna hade dock ett liknande beteende sinsemellan sig oavsett närvaron av byglar eller inte.



Figur 4.27 Last-deformationssamband för statistiskt belastade balkar med  $c'$  på 20 mm.

## 4.7 Energiupptagningsförmåga

### 4.7.1 Framtagning av energiupptagningsförmåga

Balkarnas interna energi beräknades för både referensbalkarna och de dynamiskt testade balkarna. Utifrån den interna energin kan balkens energiupptagningsförmåga uppskattas. För de statistiskt belastade balkarna beräknades energin som arean under kraft-deformationskurvan. Den beräknades för olika lastnivåer med start från  $F_{max.100\%}$  ned till  $F_{max.95\%}$ ,  $F_{max.90\%}$  och  $F_{max.80\%}$ . Den totala energin för de dynamiskt testade balkarna beräknades som den sammanlagda energin,  $W_{i.tot.N\%}$ , av den inre energin från det dynamiska testet,  $W_{i.dyn}$ , och den inre plastiska energin från det statiska testet,  $W_{i.pl.N\%}$ . Den totala energin för referensbalkarna beräknades som den sammanlagda energin,  $W_{i.tot.N\%}$ , från den inre elastiska och plastiska energin,  $W_{i.el}$  och  $W_{i.pl.N\%}$  från det statiska testet. Beräkningssättet beskrivs i avsnitt 2.4.4 samt Bilaga E.

## 4.7.2 Deformationer och maximal kraft

I Tabell 4.5 presenteras resultaten av deformationerna, i form av mittnedböjning, för de dynamiska och statiska testerna samt alla balkars maximala lastkapacitet,  $F_{max.100\%}$ .

Tabell 4.5 Deformationer och maximal lastkapacitet för balkarna efter de dynamiska och statiska testerna.

Identifikation		Maximal lastkapacitet	Dynamiska		Statiska	Totalt
Serie	Balk	$F_{max.100\%}$ [kN]	$u_{max}$ [mm]	$u_{pl}$ [mm]	$u_{stat}$ [mm]	$u_{tot}$ [mm]
Referensbalk	B-01	24,1	-	-	89,7	89,7
	B-02	22,6	-	-	177,9	177,9
	B-03	23,3	-	-	186,3	186,3
	B-04	23,9	-	-	129,3	129,3
	B-05	24,0	-	-	159,7	159,7
	B-06	24,8	-	-	130,9	130,9
I-stål	B-07	22,2	48,8	22,8	127,2	150,0
	B-08	23,4	41,9	21,0	122,7	143,7
	B-09	23,1	41,7	22,2	115,3	137,5
	B-10	21,6	46,9	27,6	114,7	142,4
	B-11	22,0	45,4	27,9	133,4	161,3
	B-12	24,6	41,9	22,1	144,9	167,0
I-gummi	B-13	23,7	39,2	19,8	133,1	152,9
	B-14	23,6	38,3	21,8	185,4	207,2
	B-15	25,4	37,1	19,1	171,0	190,1
	B-16	23,9	39,1	21,3	115,5	136,8
	B-17	24,4	37,7	20,3	135,3	155,6
	B-18	25,8	36,0	18,3	120,6	138,9

### 4.7.3 Inre energi

Den inre energin,  $W_{i.dyn.}$ , blev samma för alla de dynamiskt testade balkarna eftersom alla balkar hade samma vikt och testades med samma fallvikt. Beräkningsgången för  $W_{i.dyn.}$  kan ses i ekvation (2.9) i avsnitt 2.4.4 där  $m_w = 40$  kg,  $m_b = 46,6$  kg<sup>2</sup> och  $E_{k.0} = 1964$  J vilket resulterade i en inre energi på 907 J. Den statiska inre energin presenteras i Tabell 4.6, där den elastiska och plastiska energin är uppdelad var för sig och där den plastiska energin visas för olika maxlaster.

Tabell 4.6 Den statiska inre energin uppdelad mellan elastisk och plastisk energi för samtliga balkar. Markering ”-” i tabellen indikerar att det statiska testet avbröts innan pålagd last nådde ner till den aktuella lastnivån.

Identifikation		Elastisk inre energi	Plastisk inre energi			
Serie	Balk	$W_{i.el.}$ [J]	$W_{i.pl.100\%}$ [J]	$W_{i.pl.95\%}$ [J]	$W_{i.pl.90\%}$ [J]	$W_{i.pl.80\%}$ [J]
Referensbalk	B-01	246	729	1334	-	-
	B-02	196	724	1165	1302	3230
	B-03	186	789	920	1007	1834
	B-04	246	890	2143	2512	2524
	B-05	257	1151	3086	3218	-
	B-06	261	1990	2580	2672	-
I-stål	B-07	-	96	1232	2175	-
	B-08	-	322	1226	2072	-
	B-09	-	116	767	1709	-
	B-10	-	1725	1927	-	-
	B-11	-	1290	2277	2364	-
	B-12	-	1640	2745	2853	-
I-gummi	B-13	-	265	1065	2369	-
	B-14	-	306	563	956	2644
	B-15	-	275	648	1109	1884
	B-16	-	1454	1575	2186	-
	B-17	-	552	2574	2680	-
	B-18	-	1714	2298	2403	-

I Tabell 4.6 ovan syns en skillnad i den plastiska energin för balkar med  $c'$  på 40 mm och 20 mm där de senare allmänt får en högre plastisk inre energi än de förra.

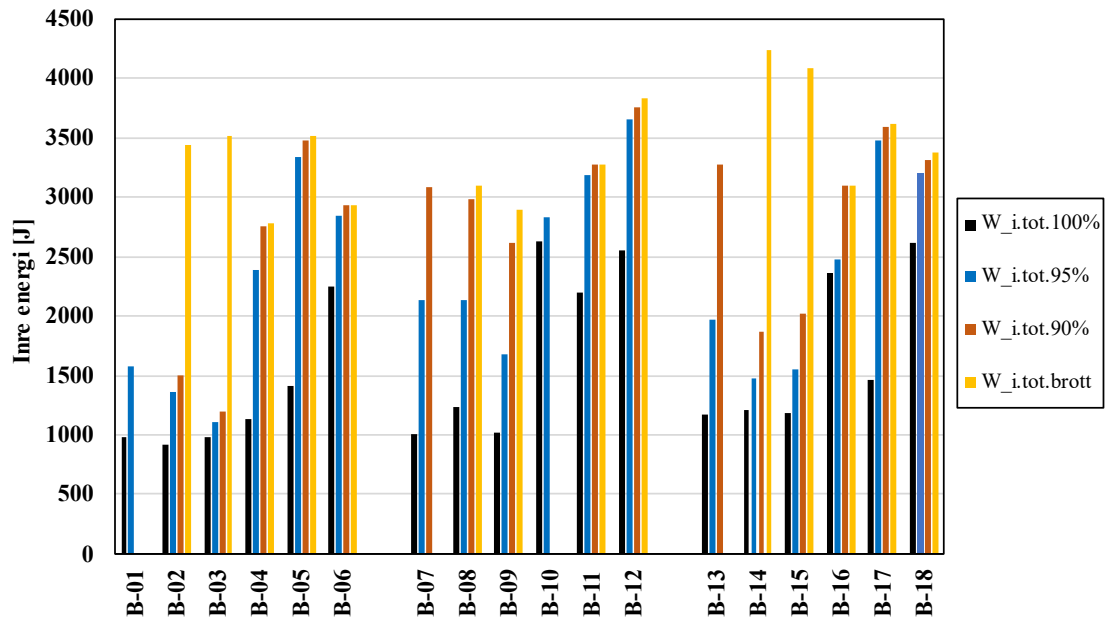
<sup>2</sup>  $m_b$  här har beräknats enligt ekvation (2.10) där  $m_{balk}$  ska motsvara den effektiva lasten hos konstruktionen som blir träffad, vilket beräknas fram med hjälp av densiteten multiplicerat med volymen hos balken, där längden motsvarar en effektiv längd, alltså spännvidden = 2,6 m. I detta fall har den effektiva längden på balken istället satts till 2,8 m, alltså hela balkens längd. Inverkan av denna skillnad blir liten men i verkligheten borde något emellan dessa 2 värden användas.

Däremot syns inget tydligt mönster för varken den plastiska eller elastiska energin vid varierande mängd byglar balkarna innehöll eller med vilket mellanlägg som användes i de dynamiska testen.

Den totala inre energin för alla balkar med uppdelning utifrån vilken  $W_{pl.stat.N\%}$  som använts i beräkningen redovisas i Tabell 4.7 och Figur 4.28. Observationen för den plastiska energin stämmer även överens för den totala inre energin som redovisas ovan.

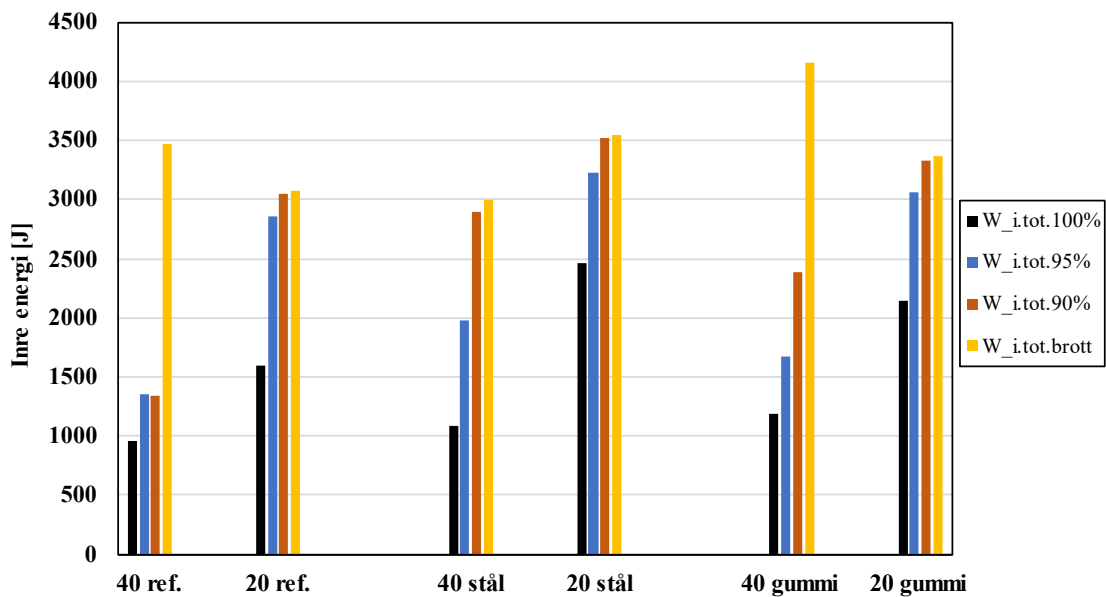
*Tabell 4.7 Total inre energi för samtliga balkar. För  $W_{i,tot.brott}$  så har det balkar som misstänkts stoppats för tidigt inget representativt värde och redovisas därför inte i tabellen. Markering ”-” i tabellen indikerar att det statiska testet avbröts innan pålagd last nådde ner till den aktuella lastnivån.*

Identifikation		Total inre energi				
Serie	Balk	$W_{i,tot.100\%}$ [J]	$W_{i,tot.95\%}$ [J]	$W_{i,tot.90\%}$ [J]	$W_{i,tot.80\%}$ [J]	$W_{i,tot.brott}$ [J]
Referensbalk	B-01	975	1581	-	-	-
	B-02	920	1361	1499	3427	3434
	B-03	976	1106	1193	2020	3520
	B-04	1136	2388	2758	2770	2786
	B-05	1408	3343	3475	-	3518
	B-06	2250	2841	2933	-	2933
I-stål	B-07	1003	2139	3082	-	-
	B-08	1229	2133	2979	-	3101
	B-09	1023	1674	2616	-	2901
	B-10	2632	2834	-	-	-
	B-11	2197	3184	3271	-	3271
	B-12	2547	3652	3760	-	3833
I-gummi	B-13	1172	1972	3276	-	-
	B-14	1213	1470	1863	3551	4237
	B-15	1182	1555	2016	2791	4085
	B-16	2361	2482	3093	-	3095
	B-17	1459	3481	3587	-	3616
	B-18	2621	3205	3310	-	3382

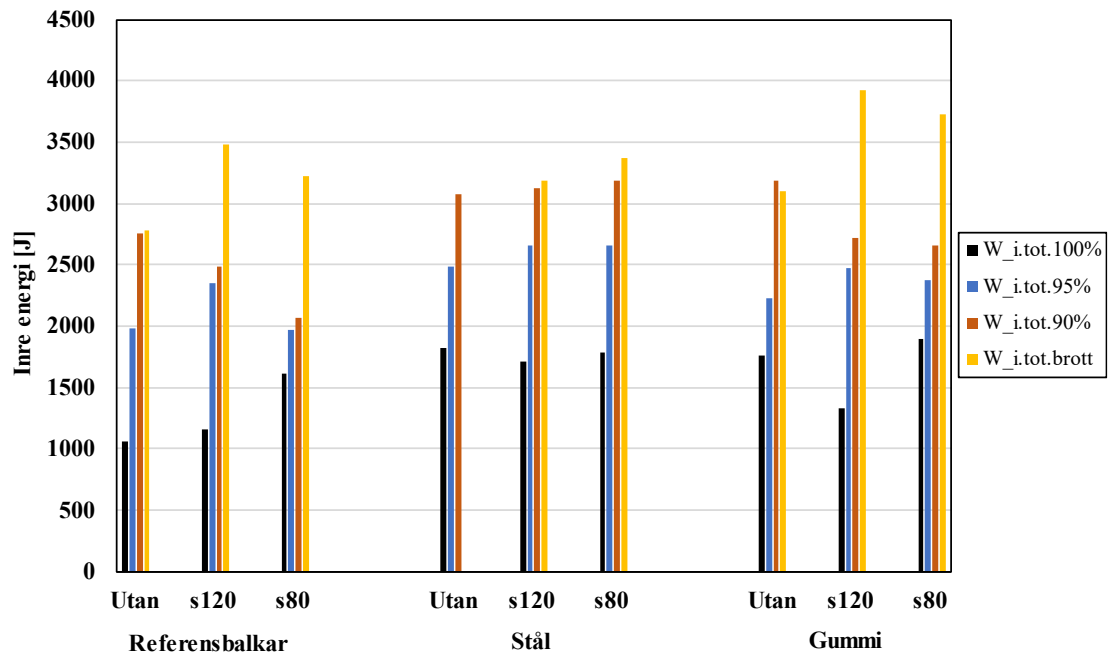


Figur 4.28 Samtliga balkars energiupptagningsförmåga redovisat i stapeldiagram.

Medelvärden för den totala inre energin visas i Figur 4.29 och Figur 4.30. Dessa medelvärden är uppdelade utifrån serie och  $c'$  samt serie och antal byglar.



Figur 4.29 Medelvärden för den totala inre energin utifrån serie och  $c'$ .



Figur 4.30 Medelvärden för den totala inre energin utifrån serie och antal byglar. Serien med stål och utan byglar har ingen gul stapel på grund av förklaring i Tabell 4.7.

## 5 Diskussion

### 5.1 Material

Betongens egenskaper visade på en hållfasthetsklass C40/50, vilket stämmer överens med den hållfasthetsklass som önskades inför testerna.

Egenskaperna hos armeringen stämde även de överens med de klassificeringar som angivits inför testerna. Stänger med en diameter på 10 mm, oavsett med eller utan rostbeläggning, hamnade i klass C medan stänger med diameter 6 mm, som användes till byglar, hamnade i klass A. En annan skillnad för resultatet av de stänger med  $\phi 10$  mm och de med  $\phi 6$  mm var att de förstnämndas arbetskurvor liknade stål som varmvalsats, vilket är det vanliga hos armering. Stänger med  $\phi 6$  mm hade däremot hade en arbetskurva som mer liknade ett kallbearbetat armeringsstål.

### 5.2 Dynamiska tester

Resultaten för de dynamiska testerna visade på att balkar med stålplatta som mellanlägg generellt fick både en högre maximal deformation och högre slutlig plastisk deformation. Utifrån denna iakttagelse verkar det som att gummit gav en mer dämpande effekt på kraften från fallvikten som träffade balken. Utifrån de töjningsbilder som observerades i resultatet ser det även på dessa ut som att gummit ger en mer dämpande effekt och att kraften sprids ut mer jämnt över balken. Generellt erhöll balkar med gummi som mellanlägg fler böjsprickor utplacerade längs med balken medan balkar med stålplatta erhöll stora skjvsprickor precis i mitten av balken men färre böjsprickor längs med. Detta kan bero på att stålplattan gör så att kraften från impulsen för fallvikten blir högre och kortvarigare medan gummiplattan dämpar och får kraften att istället bli lägre och långvarigare.

Vid jämförelser, med hjälp av diagrammen för mittpunktens relativa deformation över tid, mellan balkar med och utan byglar kunde observationerna sammanfattas som att ju färre byglar balkarna hade desto högre deformation får de vid den dynamiska belastningen. Detta syntes mer tydligt för balkar testade med gummiplatta än för de med stålplatta som mellanlägg. Att det syntes tydligare för olika typer av mellanlägg kan dock vara av en slump i här utförda test, för att kunna bekräfta detta mer säkert kan fler balkar av samma konfiguration behöva testas. För balkar med stål som mellanlägg erhöles störst skillnad beroende på om balken innehöll byglar eller inte, huruvida det var byglar s120 eller s80 spelade mindre roll. Detta skulle kunna bero på att kraften från fallvikten troligtvis upplevs större för de balkar som testades med stålplatta och byglarnas verkan antagligen syns mer tydligt ju högre kraft balken utsattes för. Vid analys av töjningsbilderna som jämför balkar med olika mängd byglar syns det även att balken får kraftigare skador ju färre byglar den har. Detta skulle kunna förklaras genom att byglarna hjälper balken att hålla ihop betongen bättre och dessutom gör balken styvare vilket också leder till att ju fler byglar desto mindre bör deformationerna och skadorna på balken bli.

Utifrån observationer på balkar med olika  $c'$  syntes inte många tydliga skillnader i de dynamiska testerna. De enda skillnader som syntes var på töjningsfälten på balkarna, där fick balkar med  $c' 40$  mm fler böjsprickor än de med  $c' 20$  mm.

### 5.3 Statiska tester

Den tydligaste skillnaden som syntes hos de statiska testerna var att alla balkar helt utan byglar fick flera svackor i last-deformationskurvan och var svåra att avgöra huruvida balken verkligen gick mot brott i de scenarier som de stoppats vid. För resterande balkar, samtliga med byglar, uppkom inte denna typ av svackor utan alla dessa balkar erhöill istället en avslutande form på last-deformationskurvan i slutet av testet som indikerade att balken var nära ett brott i forma av avsliten armering. Förmodligen hade således byglarna en stor inverkan på hur brottet på balkarna såg ut. För balkar med byglar skulle sannolikt alla nå brott via avsliten armering som slets av i samband med brott medan de utan byglar erhöill en annan, sprödare, typ av brottmod.

Balkar som testats dynamiskt med gummiplatta som mellanlägg fick generellt större  $F_{max}$  jämfört med både referensbalkarna och balkarna som testades dynamiskt med stålplatta som mellanlägg. Detta är intressant då första tanken inför detta resultat var att referensbalkarna skulle vara de som fick högst  $F_{max}$ , eftersom de var oskadade inför de statiska testerna. Observationer gjordes även baserat på om balkarna innehöll byglar och hur detta i så fall påverkade  $F_{max}$ . Det visade sig att ju fler byglar balkarna innehöll desto högre maximal lastkapacitet kunde uppnås. Detta skulle kunna bero på att byglarna hjälper betongen att hålla ihop bättre och därmed skapar bättre förutsättningar för att balken får högre lastkapacitet.

Enligt utförda handberäkningar, se Bilaga I, bör balkar med  $c' 40$  mm klara av något högre maxlast än de med  $c' 20$  mm, dock är denna skillnad i lastkapacitet väldigt liten. Vid analys av Tabell 4.5 syns det också att det är marginell skillnad i lastkapacitet mellan de olika  $c'$ , så som handberäkningarna visar.

### 5.4 Balkarnas energiupptagningsförmåga

Ett tydligt mönster syns för energiupptagningsförmågan hos balkarna, balkar med  $c' 20$  mm hade en högre energiupptagningsförmåga vid  $F_{max.100\%}$ ,  $F_{max95\%}$  och  $F_{max90\%}$  än de med  $c' 40$  mm. Vid analys av last-deformationskurvorna syns det att de med  $c' 20$  mm uppnår sin maximala last,  $F_{max100\%}$  vid en större deformation än balkarna med  $c' 40$  mm, vilket medför att arean under kurvan för last-deformation vid  $W_{i,tot.100\%}$  blir större och därmed har högre inre energi vid denna last. Däremot får balkar med  $c' 40$  mm en högre energiupptagningsförmåga vid beräkning av  $W_{i,tot.brott}$ . Detta kan förklaras genom att dessa balkar också får högre deformationer och därmed totalt sett större areor under kurvorna. Värt att nämna här är dock att alla  $W_{i,tot.brott}$  inte kunde beräknas, eftersom några av balkarna stoppades för tidigt i de statiska belastningarna.

## 6 Slutsats

### 6.1 Allmänt

Målet med detta examensarbete var att öka kunskapen om strukturrensen hos armerade betongbalkar utsatta för impulsbelastning vid stötlast. Syftet var därmed att undersöka hur energiupptagningsförmågan i en stötblastad konstruktion är i förhållande till den för en statisk belastad balk. För att uppnå mål och syfte genomfördes fallviktsförsök på 12 stycken armerade betongbalkar med olika konfigurationer för att sedan testa dessa samt sex stycken referensbalkar i en statisk trepunktsbelastning. Balkarnas respons utvärderades med hjälp av DIC vilket gav resultat i form av tid-deformation- och last-deformationskurvor samt töjningsfält. Till sist kunde även balkarnas energiupptagningsförmåga beräknas.

Resultaten från de dynamiska testerna visar att det blev en stor skillnad på responsen för balkarna med de två olika mellanlägggen stål och gummi. Balkarna med stålplatta som mellanlägg fick större maximala samt plastiska deformationer jämfört med balkar där gummiplatta användes som mellanlägg. Töjningsfälten visar även på att balkarna med gummiplatta fick fler böjsprickor längs med hela balken medan balkar testade med stålplatta fick färre böjsprickor men istället större lokala skjavsprickor i balkmitt där fallvikten träffade. Hur mycket byglar balkarna innehöll visar också på skillnader i respons där ökad mängd byglar medförde en minskad inverkan av fallvikten, både i form av deformationer och sprickor.

De statiska testerna visade att balkar med fler byglar också klarade av högre belastning. I jämförelse dock mellan referensbalkar och balkar testade dynamiskt med stål- eller gummiplatta var det de balkar med gummi som mellanlägg som överlag klarade av högst belastning.

Balkarna B-04, B-05, B-09, B-10 och B-11 fick under gjutning en indragen armering, vilket antagligen orsakade att armeringen inte hamnade där den skulle i alla fallen. Två olika typer av armeringsbatcher användes dessutom för armering med  $\phi 10$ , dock företrädesvis batchen med de rostiga stängerna. Detta har beaktats då det förmodligen påverkat resultaten.

För att underlätta arbetsgången under de statiska testerna stoppades balkarna precis innan de gick till brott. För majoriteten av balkarna var det tydligt att testerna avslutats i rätt tid. Dock fanns det några balkar utan byglar som var svåra att avgöra om de verkligen hade stoppats vid rätt tillfälle, vilket resulterade i att en del resultat för dessa inte kunde användas fullt ut.

Den största skillnaden i energiupptagningsförmåga visade sig för de balkar med olika  $c'$ . Balkar med  $c' 20$  mm hade en högre energiupptagningsförmåga vid  $F_{max.100\%}$ ,  $F_{max.95\%}$  och  $F_{max.90\%}$  än de med  $c' 40$  mm. Dock fick balkar med  $c' 40$  mm en högre total energiabsorption,  $W_{i.tot.brott}$ , vilket berodde på att dessa balkar också fick en högre total deformation.

För både de dynamiska och statiska försöken användes DIC, vilket visade sig vara ett kraftfullt verktyg för att noggrannare kunna utvärdera den strukturella responsen hos balkarna och därmed få en mer intressant diskussion kring resultaten.

## 6.2 Framtida studier

I detta arbete stoppades fyra balkar för tidigt i de statiska försöken för att kunna veta hur last-deformationsresponsen hos dessa balkar verkligen hade sett ut innan brott inträffade. För att vid framtida studier av liknande försök undvika att få resultat som är svåra att tolka och att behöva utesluta resultat bör balkar i statiska försök därför alltid testas helt till brott.

På grund av kamerautrustningens begränsning målades och fotades endast drygt halva delen av balkarna. I flera fall erhöles dock sprickor som sträckte sig horisontellt åt höger, in i ett område där det inte gjordes någon fotodokumentation. Utifrån detta skulle det om möjlighet finns vara fördelaktigt att måla hela balken och samtidigt få med hela balken på DIC-bilderna.

Fem av balkarna upptäcktes efter gjutningen ha armering som förskjutits i förhållande till betongen som därför stack ut/in mer i balken i förhållande till resterande armeringsjärn. Detta skulle kunna ha en betydande effekt för responsen hos balken eftersom armeringen förmodligen har förflyttats vilket i sig har en betydande effekt för  $c'$ . Detta bör undvikas att ske i framtida studier men om det motförmodan skulle ske så kan information om hur armeringen är placerad förslagsvis kunna fås fram genom att scanna balkarna.

För att undvika onödiga osäkerheter bör olika armeringsbatcher undvikas. Om armering med olika egenskaper används är det dock väsentligt att det dokumenteras noggrant var dessa är placerade för att kunna tolka resultaten så bra så möjligt.

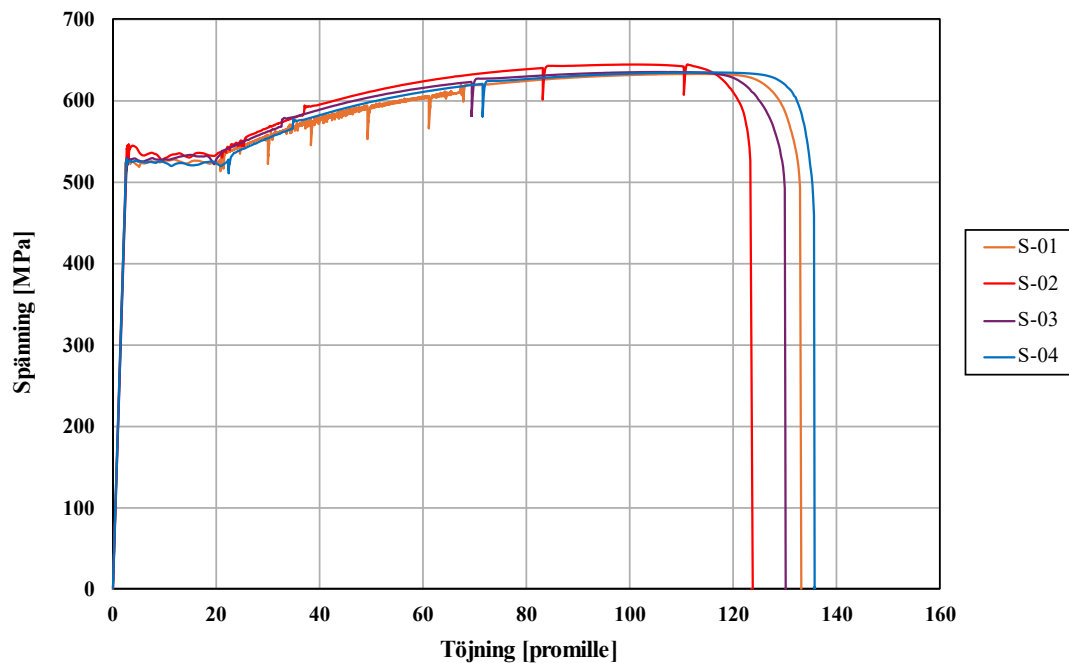
Eftersom varje balk i detta arbete var unikt med sin egen konfiguration skulle det vara intressant att i framtida studier vidare undersöka dessa typer för att få in mer data och därmed se om motsvarande observationer som gjorts i detta arbete fortsatt fås.

## 7 Referenser

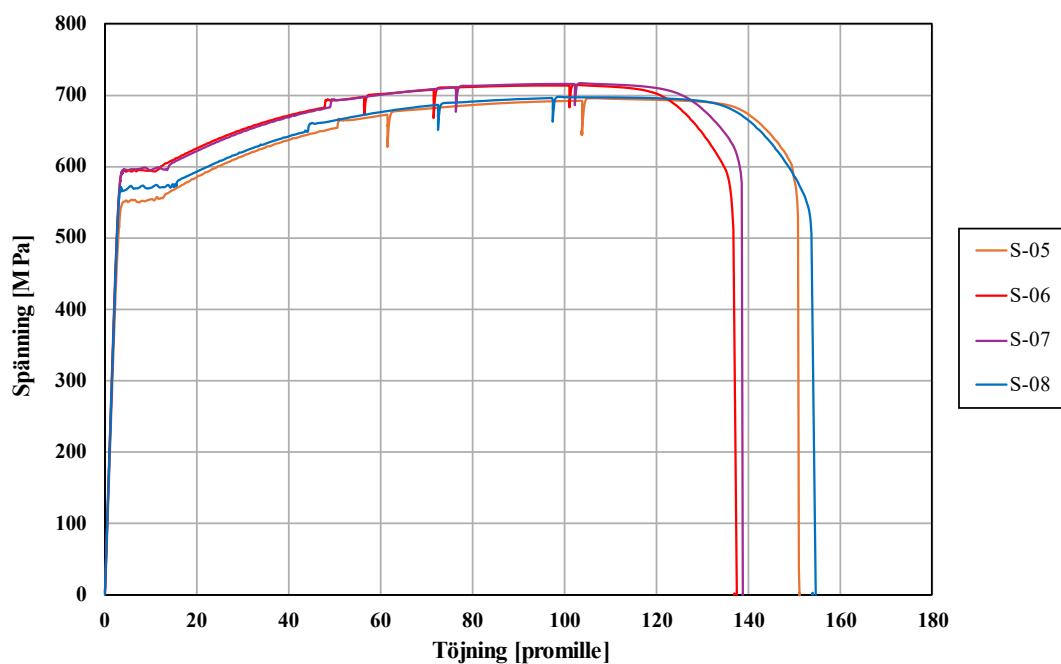
- Al-Emrani, M., Engström, B., Johansson, M., & Johansson, P. (2020). *Bärande konstruktioner Del 1*. (Rapport 2019:2). Chalmers Tekniska Högskola.
- Andersson, M., Pettersson, E. (2019). *Reinforced Concrete Beams Subjected to Drop-Weight Impact Experimental study of the influence of reinforcement properties on the structural response*. Masteruppsats, Chalmers tekniska högskola. Chalmers ODR.
- Aphram, J. M., Mendoza, F. L., (2017). *Concrete Beams Subjected to Drop-Weight Impact and Static Load Structural Behavior and Plastic Rotational Capacity from Experiments and Finite Element Analysis*. Masteruppsats, Chalmers tekniska högskola. Chalmers ODR.
- BE Group. (2022). *Handbok om armering*. Produktblad.
- Burström, P. G., & Nilvér, K. (2018). *Byggnadsmaterial: Tillverkning, egenskaper och användning* (3.1. uppl.). Studentlitteratur.
- GOM. (2018). *GOM Professional*. (Version 2018 hotfix 5). Mjukvara.
- Johansson, M., Ansell, A., Hallgren, M., & Leppänen, J. (2020). *Inventering av kunskapsbehov i byggbranschen men hänsyn till explosioner i en förtätad stadsmiljö*. Chalmers tekniska högskola.
- Johansson, M., & Laine, L. (2012). *Bebyggelsens motståndsförmåga mot extrem dynamisk belastning, Del 3-Kapacitet hos byggnader*. Myndigheten för samhällsskydd och beredskap.
- Johansson, M., Leppänen, J., Andersson, M., Pettersson, E. (2023). *Residual capacity of rc beams subjected to impact loading: influence of reinforcement ductility*. 6th International Conference on Protective Structures (ICPS6), 14 – 17 May 2023, Auburn University, USA.
- Löfgren, I., Olesen, J. F., Flansbjerg, M. (2004). *Application of WST-method for fracture testing of fibre-reinforced concrete*. Chalmers tekniska högskola.
- Svenska betongföreningens kommitté. (1994). *Sprickor i betongkonstruktioner – särskilt temperatursprickor*. (Rapportnr 3). Svenska betongföreningen.
- Svenska Institutet för Standarder. (2008). *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner*. (SS-EN 1992-1-1:2005).
- Svenska Institutet för Standarder. (2019). *Provning av hårdnad betong – Del 3: Tryckhållfasthet hos provkroppar*. (SS-EN 12390-3).
- Syversen, S., Trinh, C. (2023). *Reinforced Concrete Beams Subjected to Repeated Drop-Weight Impact and Static Load*. Masteruppsats, Chalmers tekniska högskola. Chalmers ODR.

## Bilaga A Materialtester för armering

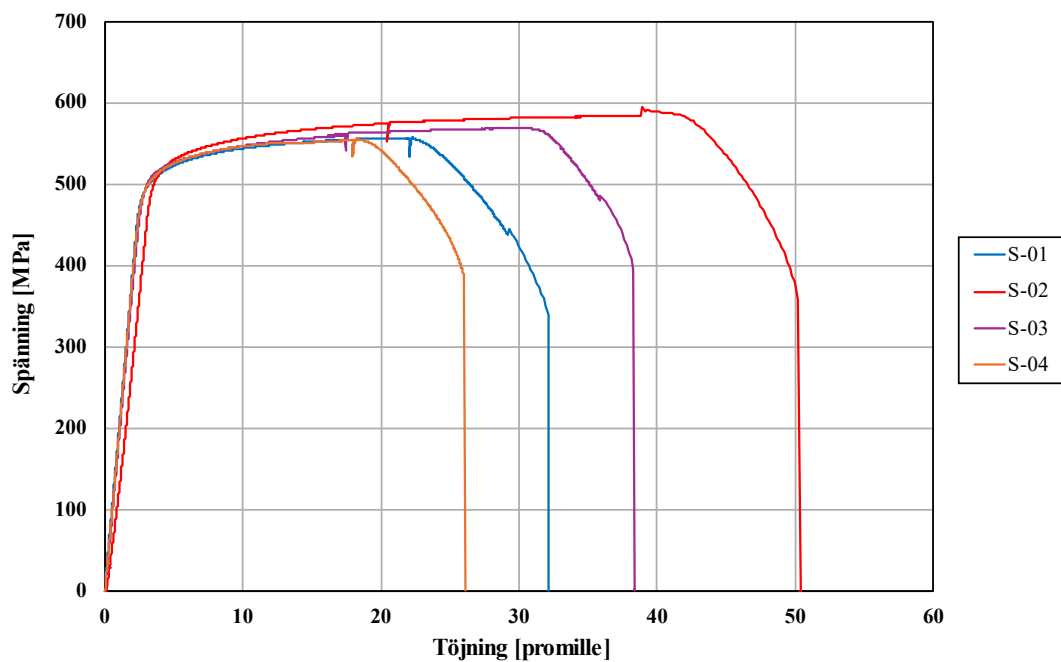
Armeringen som användes i balkarna testades i dragprovstest för att undersöka dess draghållfasthet samt vilken seghetsklass den bör klassificeras i. Resultatet från testerna i form av stängernas arbetskurvor kan ses i Figur A.1, Figur A.2 och Figur A.3. Sammanställda resultat över stängernas egenskaper kan ses i Tabell A.1 till Tabell A.4.



Figur A.1 Arbetskurva för stänger 01–04,  $\phi$  10mm.



Figur A.2 Arbetskurva för stänger 05–08,  $\phi$  10 mm rostiga.



Figur A.3 Arbetskurva för stänger 01–04,  $\phi$  6 mm.

Tabell A.1 Egenskaper för armering med 10 mm i diameter.

Prov [ $\phi$ 10 mm]	$\epsilon_{sy}$ [%]	$\epsilon_{su}$ [%]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_u/f_y$ [-]	$E_s$ [GPa]
1	0,26	11,46	527	633	1,20	203
2	0,26	11,12	540	645	1,19	204
3	0,27	10,71	531	636	1,20	200
4	0,25	11,51	526	635	1,21	206
Medelvärde	0,26	11,20	531	637	1,20	203

Tabell A.2 Egenskaper för rostig armering med 10 mm i diameter.

Prov [ $\phi$ 10 mm] rostiga	$\epsilon_{sy}$ [%]	$\epsilon_{su}$ [%]	$f_y$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_u/f_y$ [-]	$E_s$ [GPa]
5	0,31	10,64	555	696	1,26	177
6	0,30	10,21	597	715	1,20	198
7	0,31	10,35	600	717	1,20	195
8	0,30	9,87	574	698	1,22	193
Medelvärde	0,30	10,27	581	707	1,22	191

Tabell A.3 Egenskaper för armering med 6 mm i diameter. \* betyder att detta värde ej räknades med i medelvärdet för E-modulen då det är ett för avvikande värde.

Prov [ $\phi$ 6 mm]	$\epsilon_{s0.2}$ [%]	$\epsilon_{su}$ [%]	$f_{0.2}$ [MPa]	$f_u$ [MPa]	$f_u/f_y$ [-]	$E_S$ [GPa]
1	0,27	2,23	512	558	1,09	193
2	0,33	3,90	519	596	1,15	158*
3	0,28	2,77	517	570	1,10	185
4	0,27	1,83	514	557	1,08	192
Medelvärde	0,29	2,68	515	570	1,11	190

Tabell A.4 Sammanfattning över medelvärdena för armeringen.

Egenskaper	Medelvärden [ $\phi$ 10 mm]	Medelvärden [ $\phi$ 10 mm] rostiga	Medelvärden [ $\phi$ 6]	K500A	K500B	K500C
$f_{0.2}$ eller $f_y$ [MPa]	531	581	515	500	500	500
$f_u$ [MPa]	637	707	570	525	540	575
$f_u/f_y$ [-]	1,20	1,22	1,11	1,05	1,08	1,15
$\epsilon_{su}$ [%]	11,20	10,27	2,68	2,5	5	7,5
$E_S$ [GPa]	203	191	182	200	200	200

## Bilaga B Materialtest för betong

Betongens tryckhållfasthet testades på tre kuber vardera 28 och 36 dagar efter gjutning. Resultatet av tryckhållfasthetstesterna kan ses i Tabell B.1, Tabell B.2 och Tabell B.3. WST utfördes 36 dagar efter gjutning och resultat av dessa kan ses i Tabell B.4 och Figur B.1.

Tabell B.1 Sammanställning av densitet och kub-tryckhållfasthet för kuber testade 28 dagar efter gjutning.

Test	Ålder [dagar]	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	Kub-tryckhållfasthet $f_{cm.kub}$ [MPa]
1	28	2455	58,8
2	28	2476	60,2
3	28	2434	60,1
Medelvärde	28	2455	59,7

Tabell B.2 Sammanställning av densitet och kub-tryckhållfasthet för kuber testade 36 dagar efter gjutning.

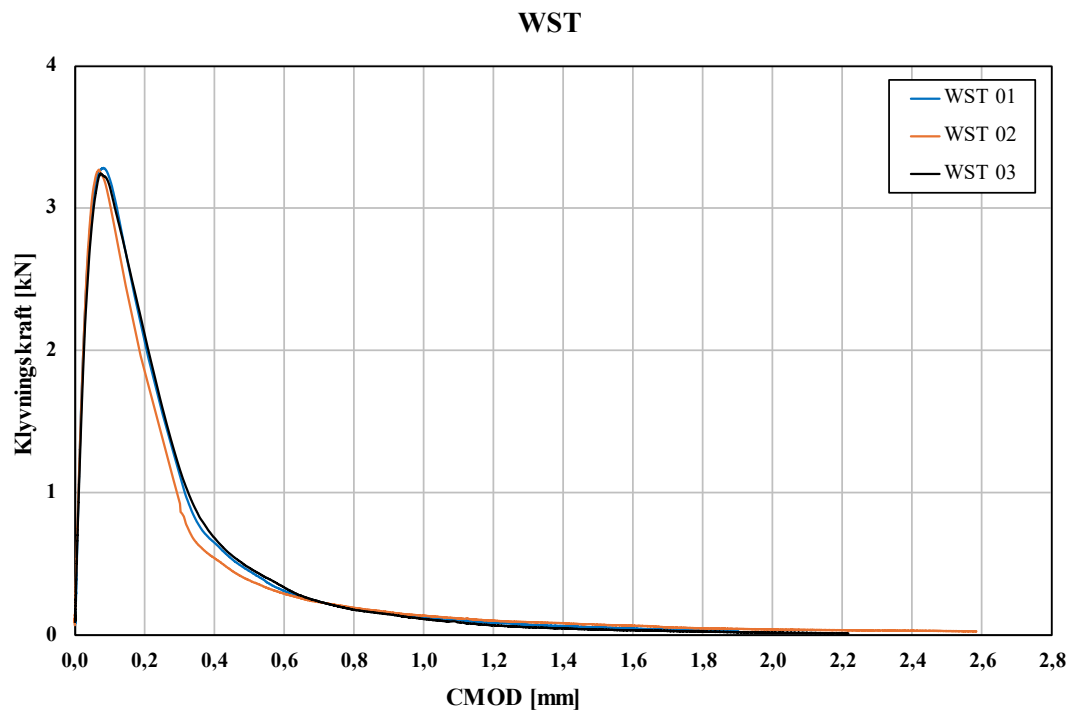
Test	Ålder [dagar]	Densitet [kg/m <sup>3</sup> ]	Kub-tryckhållfasthet $f_{cm.kub}$ [MPa]
4	36	2471	61,7
5	36	2456	60,1
6	36	2461	61,2
Medelvärde	36	2453	61,0

Tabell B.3 Sammanställning av medelvärden av hållfasthetsegenskaper för kuber testade 28 och 36 dagar efter gjutning.

Ålder [dagar]	Medeltryckhållfasthet $f_{cm}$ [MPa]	Medeldraghållfasthet $f_{ctm}$ [MPa]	Elasticitetsmodul $E_{cm}$ [GPa]
28	49,7	3,6	35,6
36	50,8	3,7	35,8
Medelvärde	50,25	3,65	35,7

Tabell B.4 Sammanställning av brottenergi och maximal klyvningskraft för prov testade 36 dagar efter gjutning.

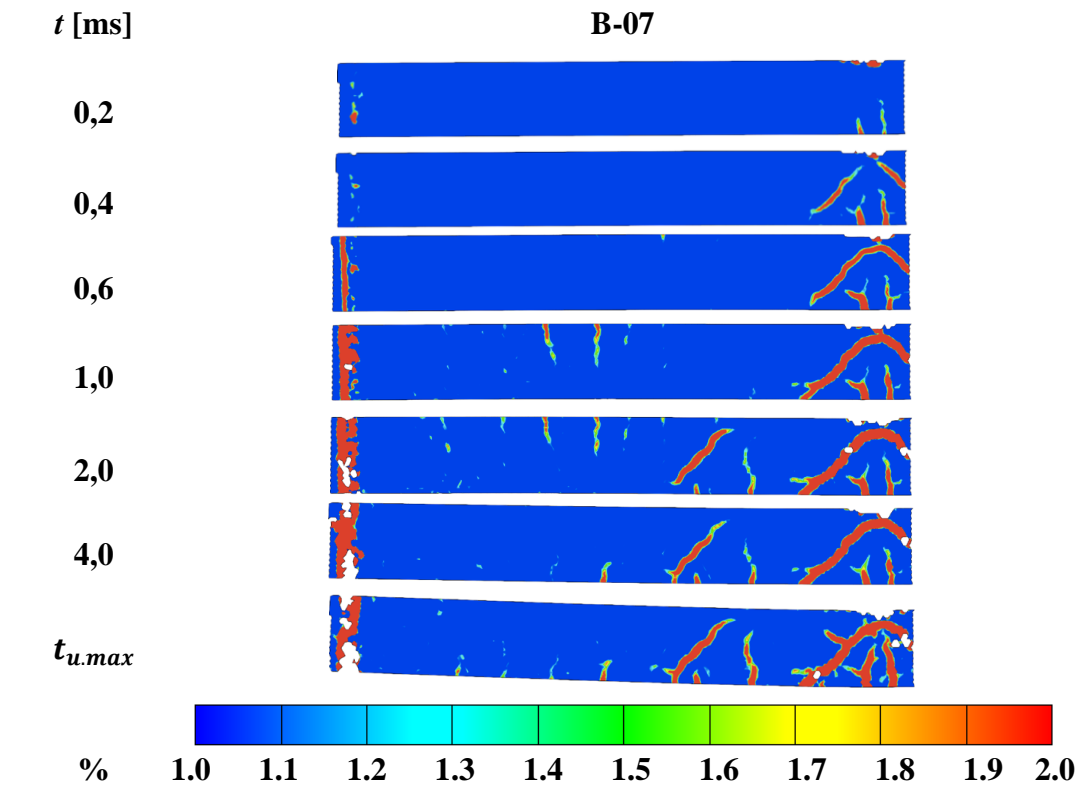
Test	Brottenergi $G_f$ [Nm/m <sup>2</sup> ]	$F_{klyv.max}$ [kN]
WST 01	157	6,10
WST 02	147	6,09
WST 03	153	6,02
Medelvärde	152	6,07



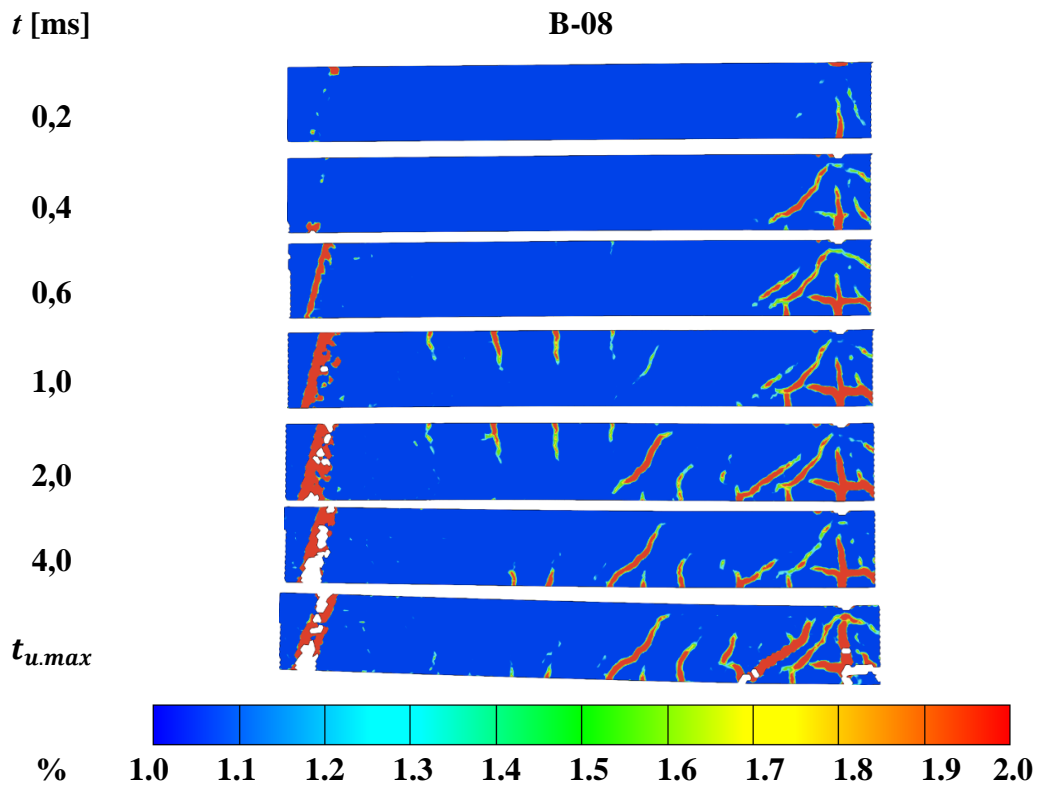
Figur B.1 Graf för de tre olika WST.

## Bilaga C Töjningsfält

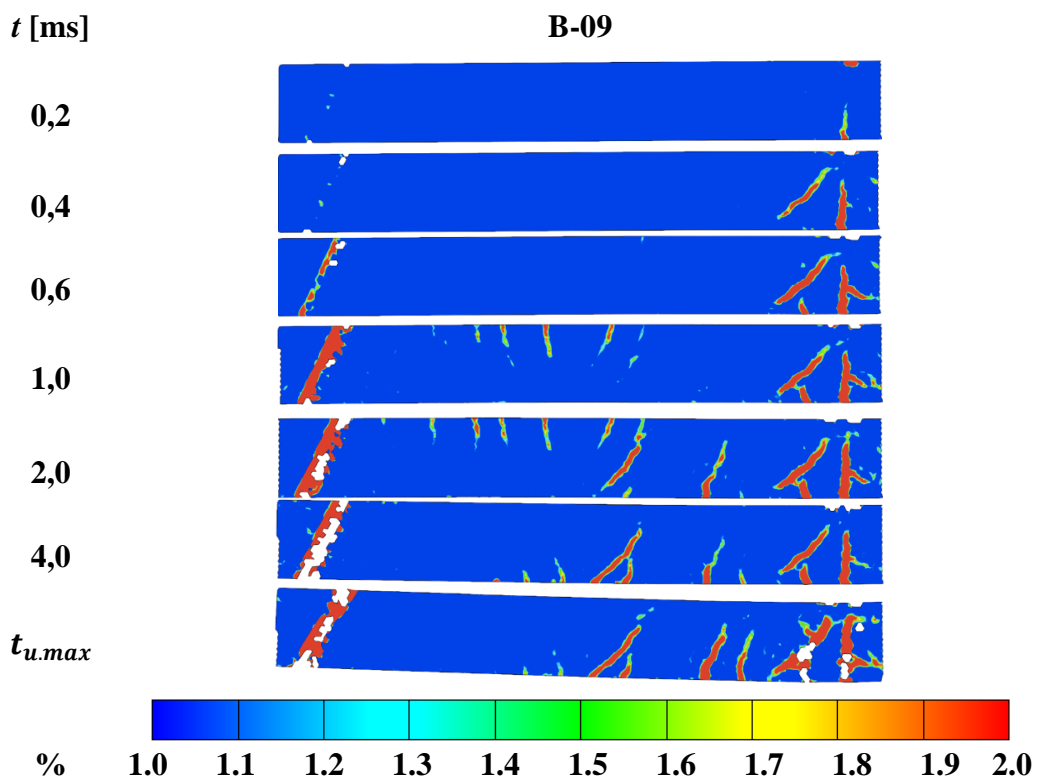
Här redovisas töjningsfält från DIC för de dynamiska försöken för balkar B-07–B-18. Färger som visar på nära 2 % är sprickbildning, förutom det längst bort på den vänstra delen då detta visar ett slags vertikalt stöd som användes för att balkarna inte skulle falla fram eller bak efter att de utsatts av fallvikten.



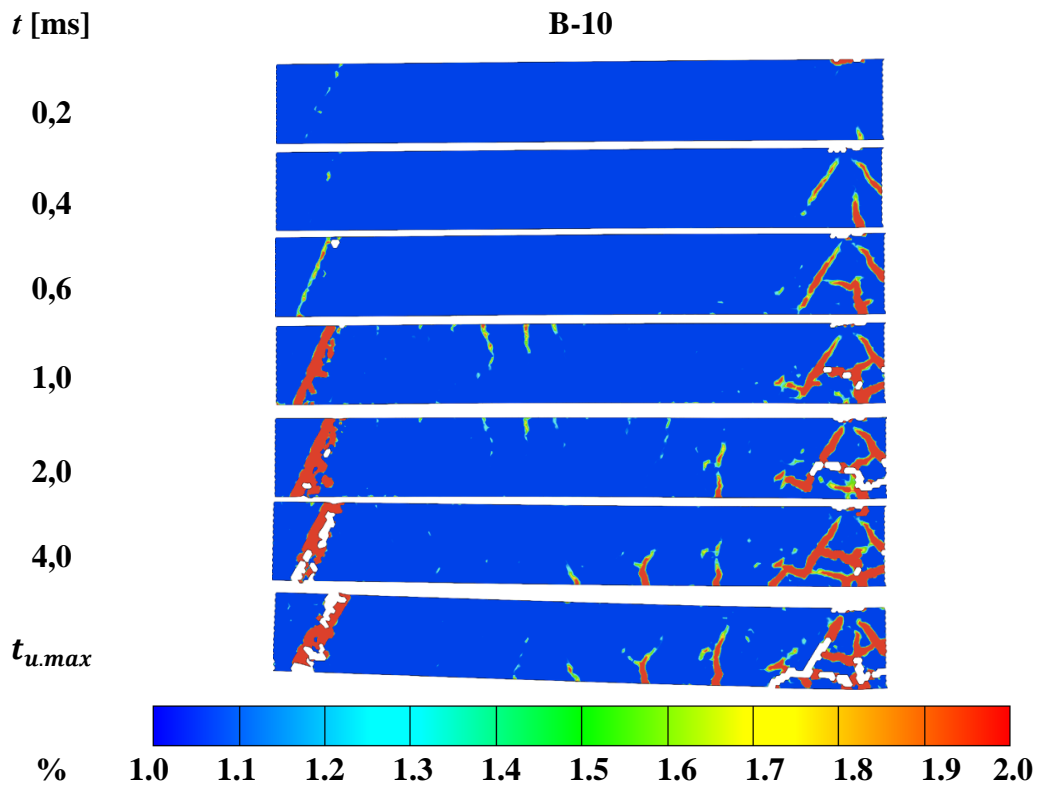
Figur C.1 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-07.



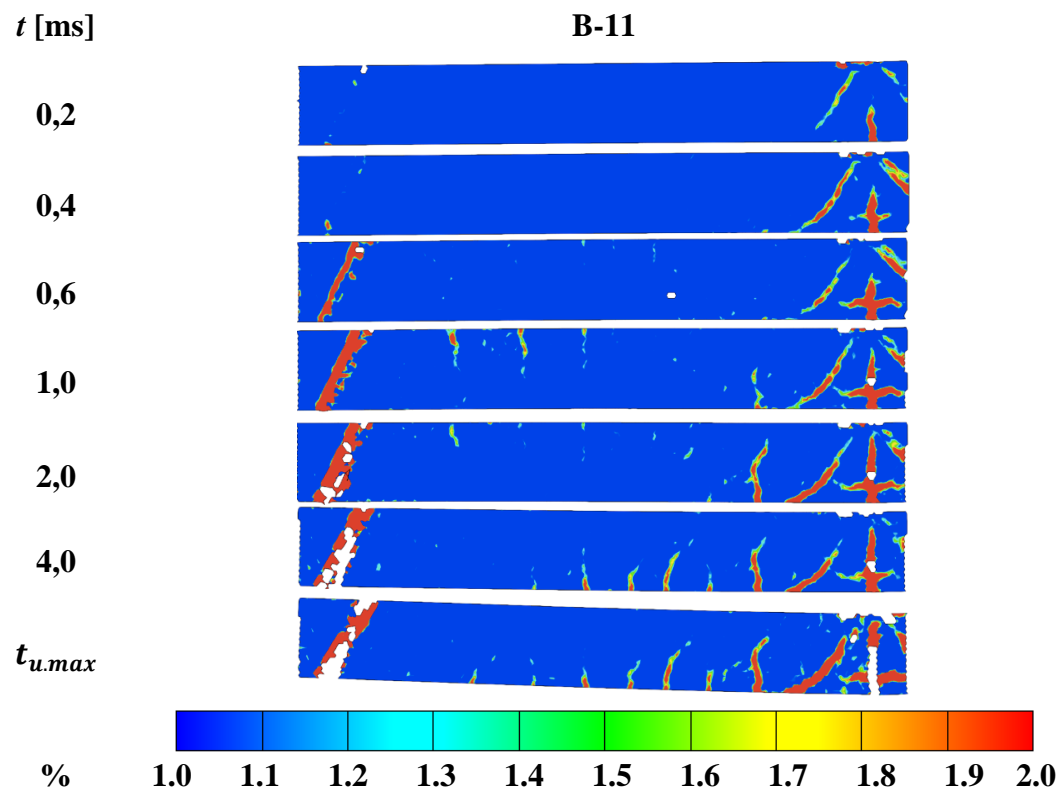
Figur C.2 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-08.



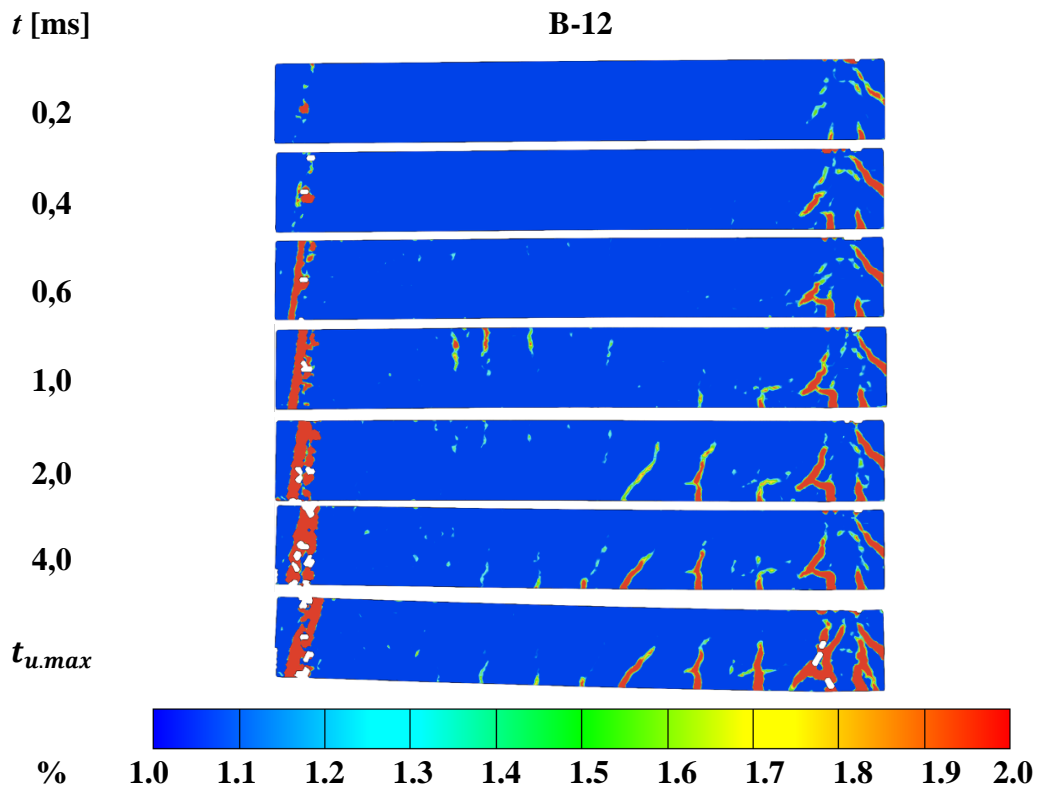
Figur C.3 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-09.



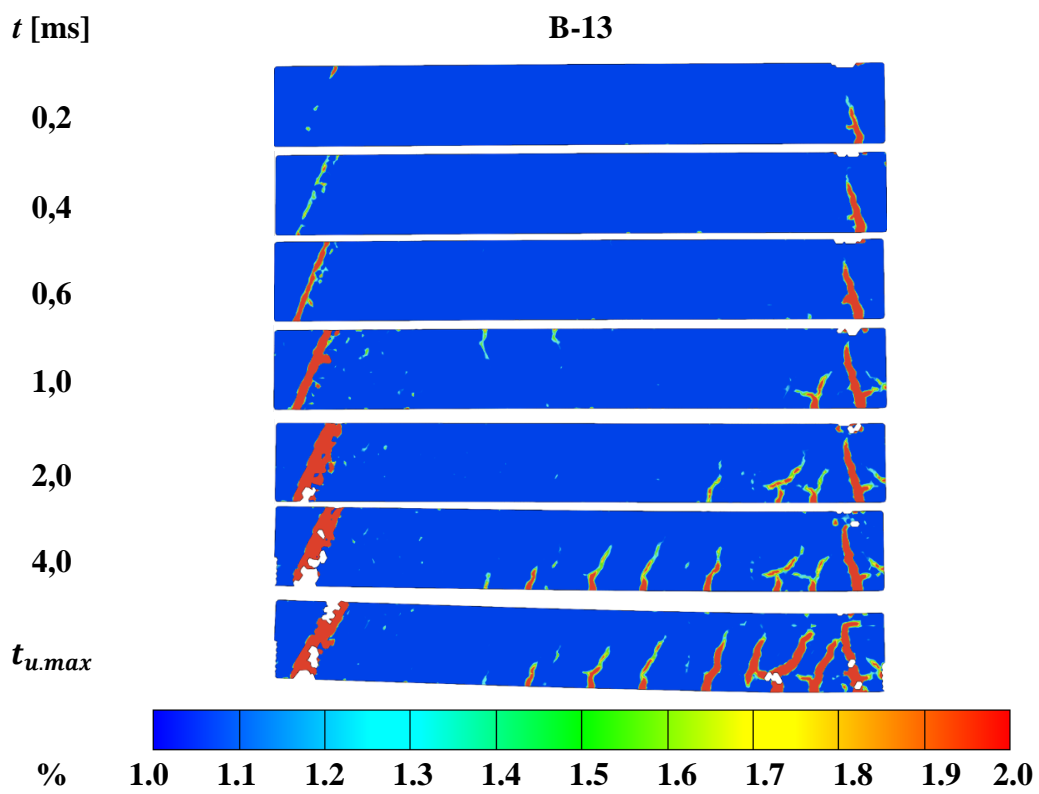
Figur C.4 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-10.



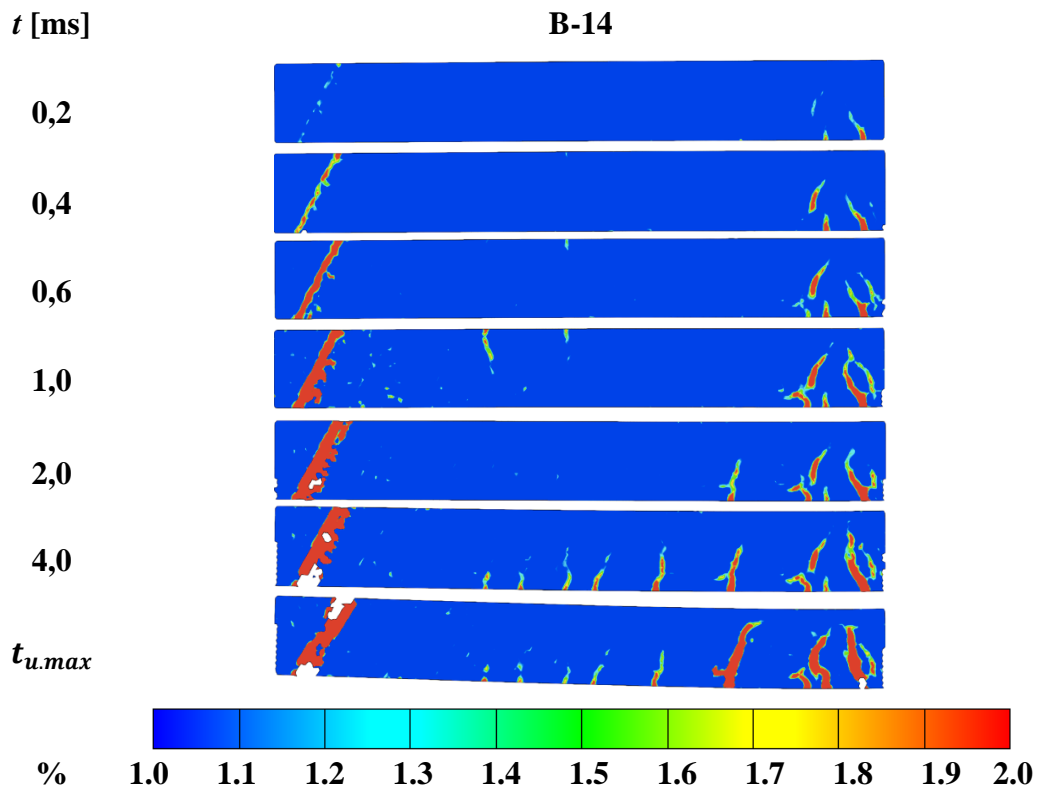
Figur C.5 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-11.



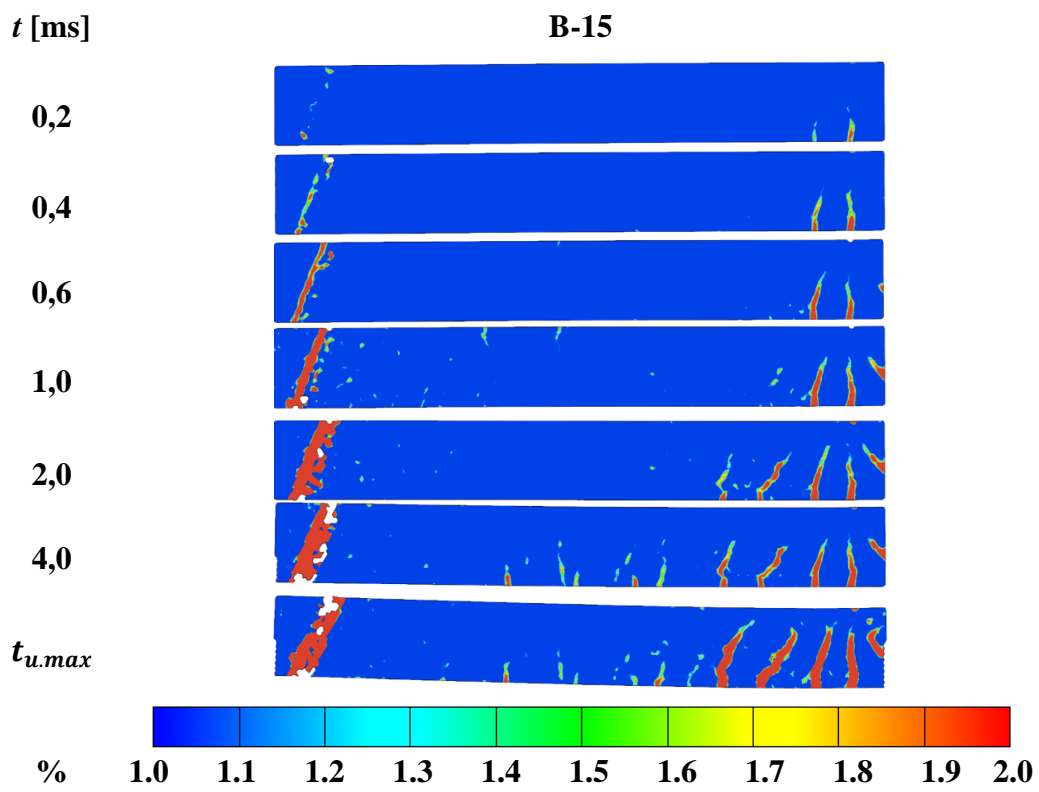
Figur C.6 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-12.



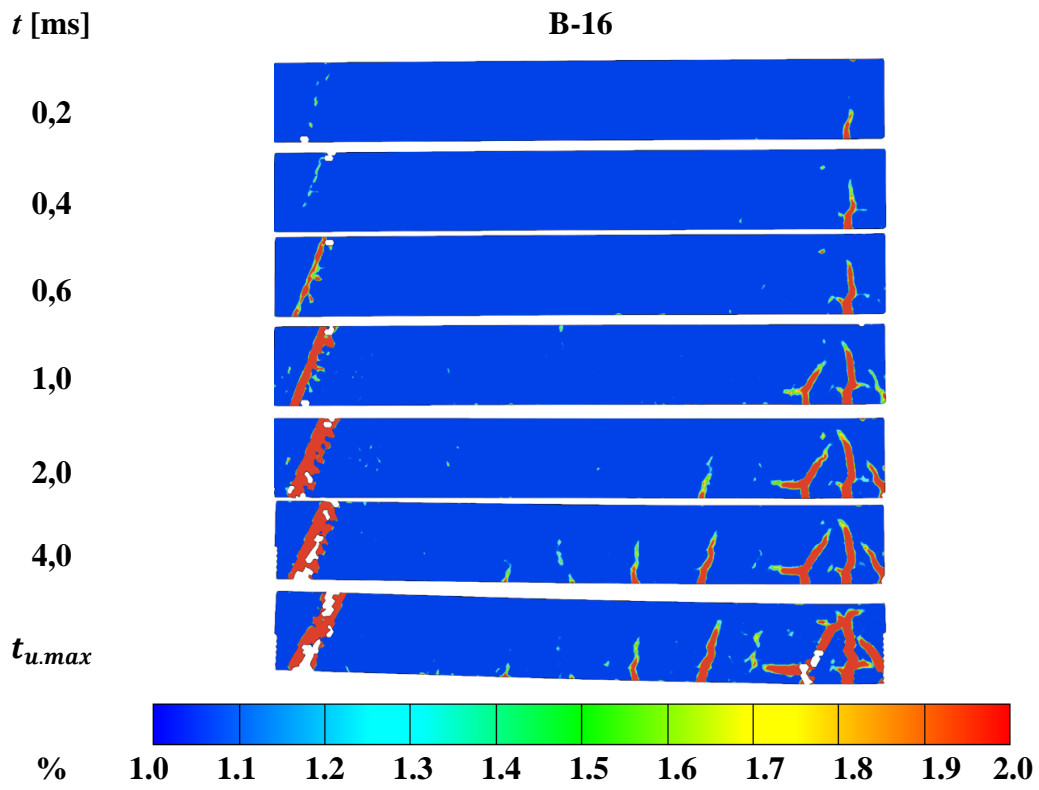
Figur C.7 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-13.



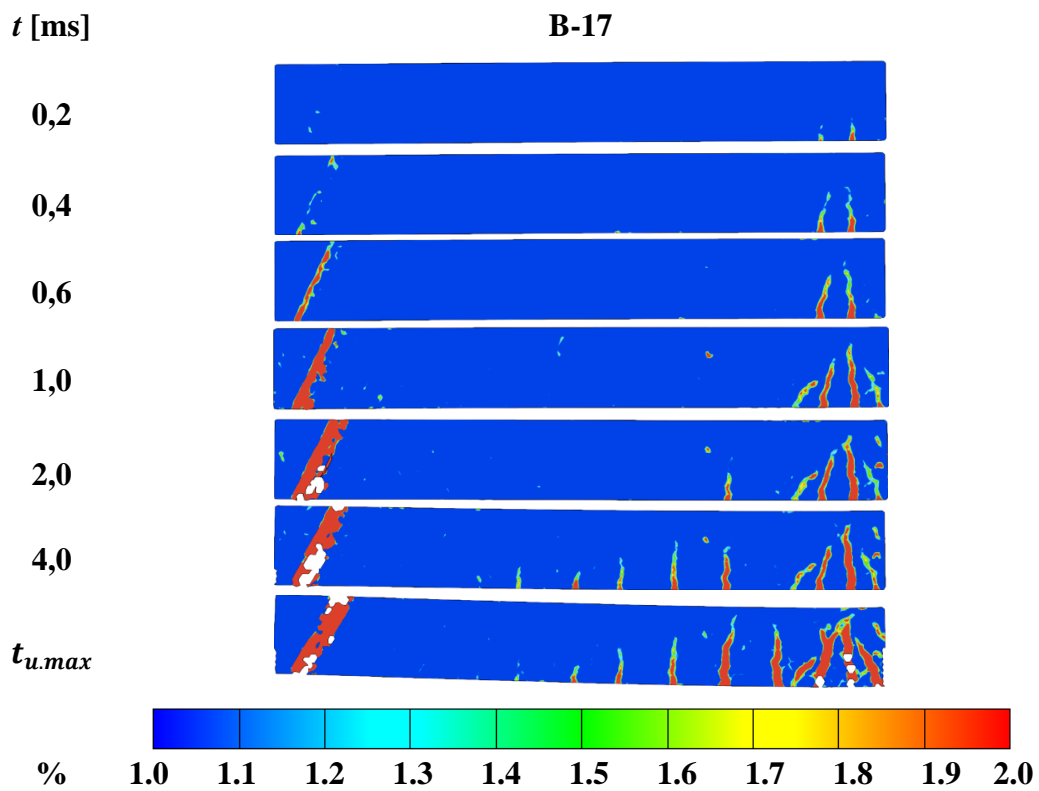
Figur C.8 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-14.



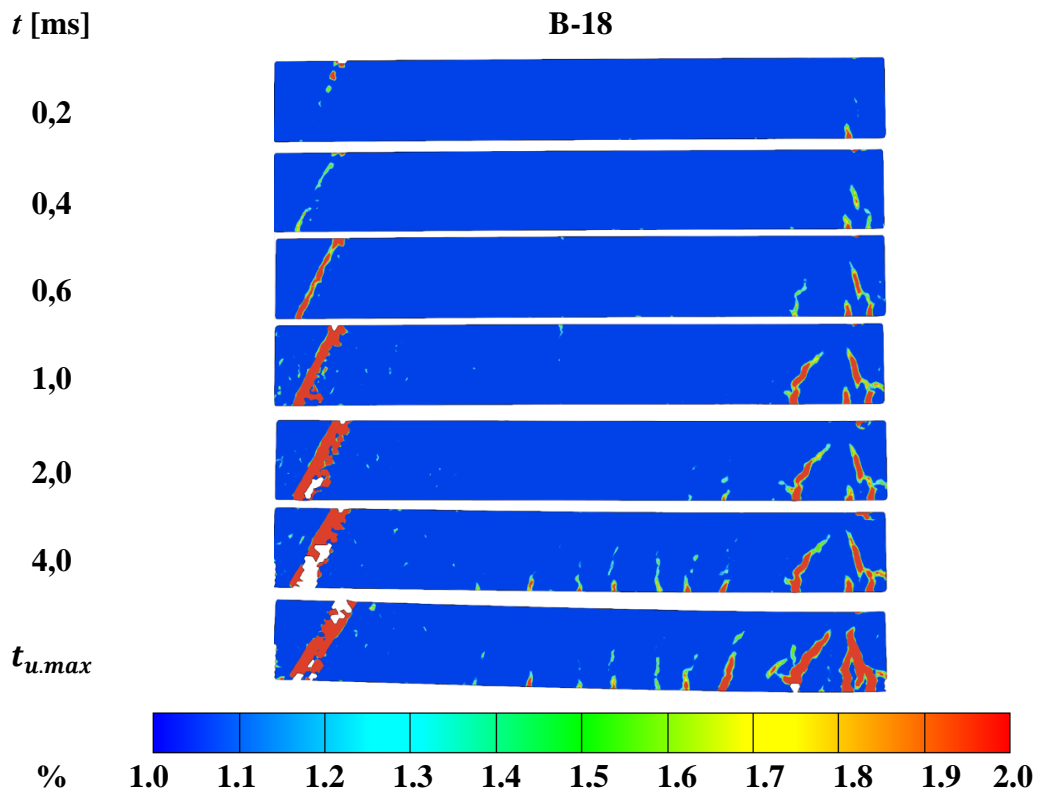
Figur C.9 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-15.



Figur C.10 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-16.



Figur C.11 Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-17.



Figur C.12    *Töjningsfält vid olika tidpunkter för balk B-18.*

## Bilaga D Indragning av armering

Här redovisas den armering för de balkar där den stack ut, med längder och bilder.

Tabell D.1 Beskrivning av vilken armering som sticker ut och hur mycket för varje balk.

Balk	Kommentar
B-04	Höger underkantsarmering sticker ut 5,4 cm.
B-05	Vänster underkantsarmering sticker ut 5,7 cm.
B-09	Vänster underkantsarmering sticker ut 4,5 cm. Höger överkantsarmering sticker ut 4,0 cm.
B-10	Vänster underkantsarmering sticker ut 8 cm. Höger underkantsarmering sticker ut 8,3 cm.
B-11	Vänster underkantsarmering sticker ut 6,3 cm. Höger underkantsarmering sticker ut 7,4 cm.



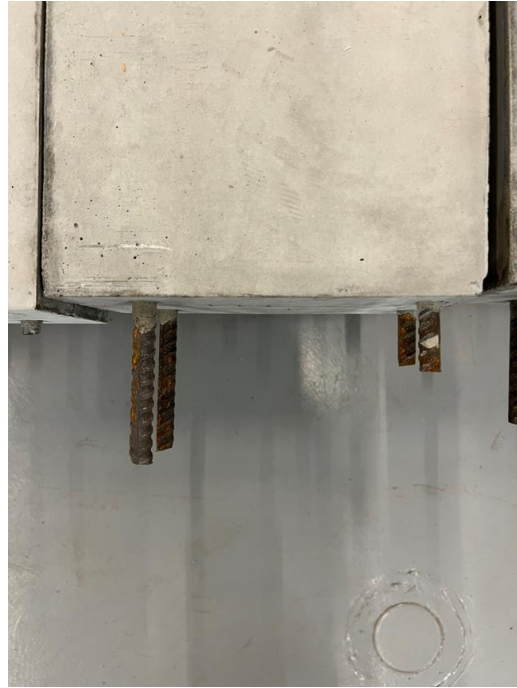
Figur D.1 Utstickande armering för balk B-04.



*Figur D.2 Utstickande armering för balk B-05.*



*Figur D.3 Utstickande armering för balk B-09.*



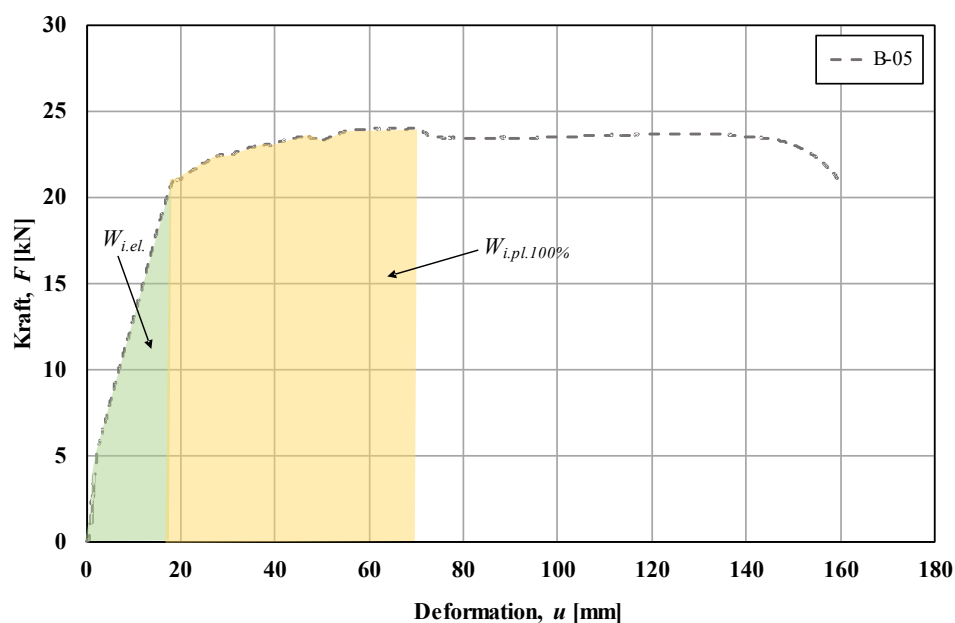
*Figur D.4 Utstickande armering för balk B-10.*



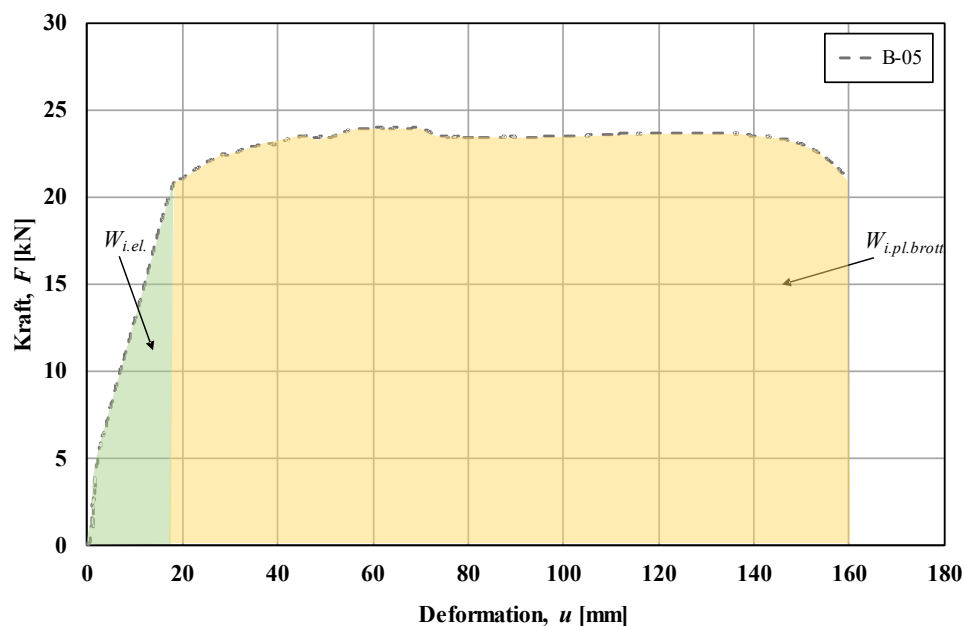
*Figur D.5 Utstickande armering för balk B-11.*

## Bilaga E Beräkning av inre energi

Den interna energin beräknades som arean under last-deformationskurvan för de statiska testerna, se Figur E.1 och Figur E.2. För att kunna använda den grafiska metoden för att beräkna den interna energin behövdes den maximala kraften,  $F_{max.100\%}$ , som varje balk klarade av bestämmas. Detta gjorde med hjälp av både en funktion i Excel och graf för att få ett tillförlitligt svar. Efter att den maximala kraften hittats kunde resterande  $F_{max.95\%}$ ,  $F_{max.90\%}$  och  $F_{max.80\%}$  bestämmas och de olika interna energierna för varje last beräknas. Slutligen beräknades även den totala interna energin för de balkar som stoppats vid rätt tillfälle, vilket var arean under hela kurvan. Den interna energin delades in i en elastisk del och i en plastisk del.



Figur E.1 Illustration av beräkning av den interna energin vid  $F_{max.100\%}$ .

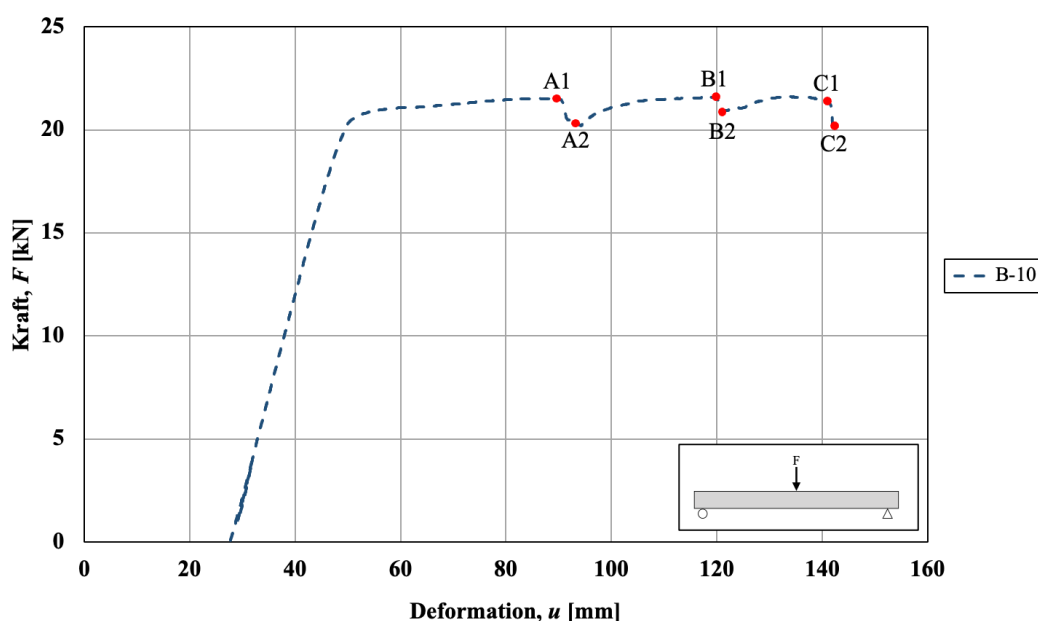


Figur E.2 Illustration av beräkning av den totala interna energin vid brott.

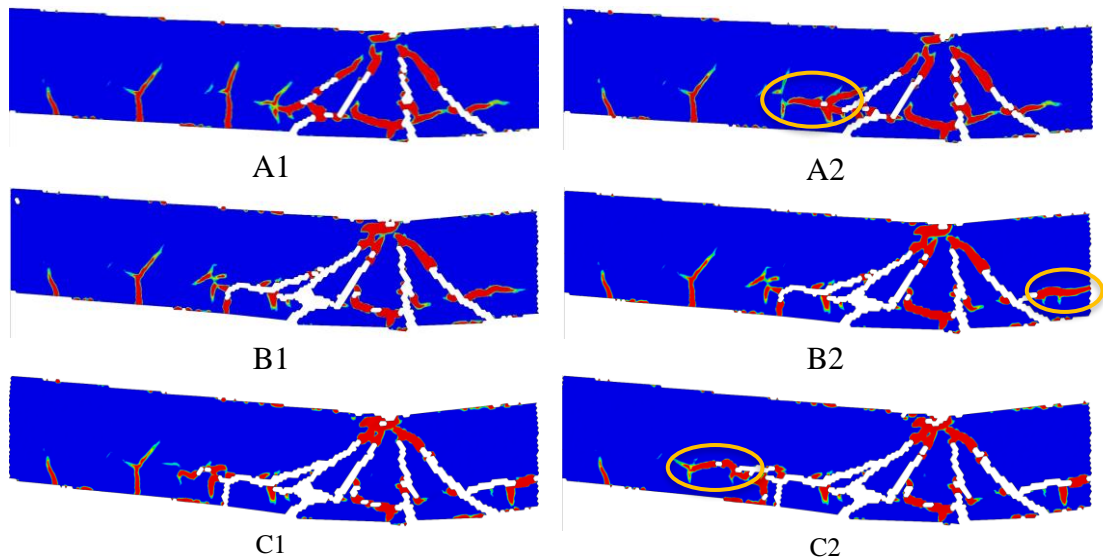
## Bilaga F Svackor i last-deformationskurvan

Svackorna som uppkom i last-deformationskurvan hos balkarna B-10 och B-13 kan ses i Figur F.1 och Figur F.3. Orangea markeringen visar tecken på förändring hos balken vid dessa svackor. Vid varje svacka har balkarnas töjningsfält observerats för att se vad som orsakar dem.

För B-10 har tre svackor analyserats, se Figur F.1 och Figur F.2. Den första svackan, A, uppkom vid en deformation på cirka 90 mm. Här har en skjvspricka vuxit horisontellt och vidare ner i en böjspricka. Den andra svackan, B, uppkom vid en deformation på cirka 120 mm. Förändringen här motsvarar en horisontell spricka till höger som ökar i sidled, bortsett från den är skadebild relativt samma före som efter svackan. Den tredje svackan, C, uppkom vid en deformation på cirka 140 mm. Här fortsatte skjvsprickan och växa horisontellt åt vänster.

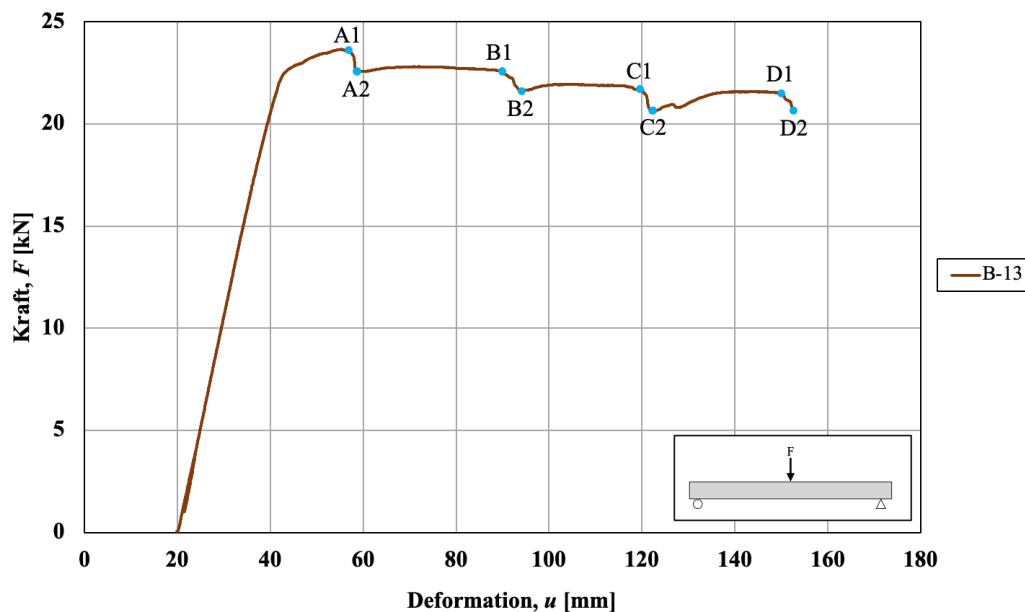


Figur F.1 Last-deformationssamband för balk B-10 där svackorna i kurvan har markerats med A, B och C. A1, B1 och C1 motsvarar precis innan svackan sker och A2, B2 och C2 motsvarar precis efter svackan har skett.

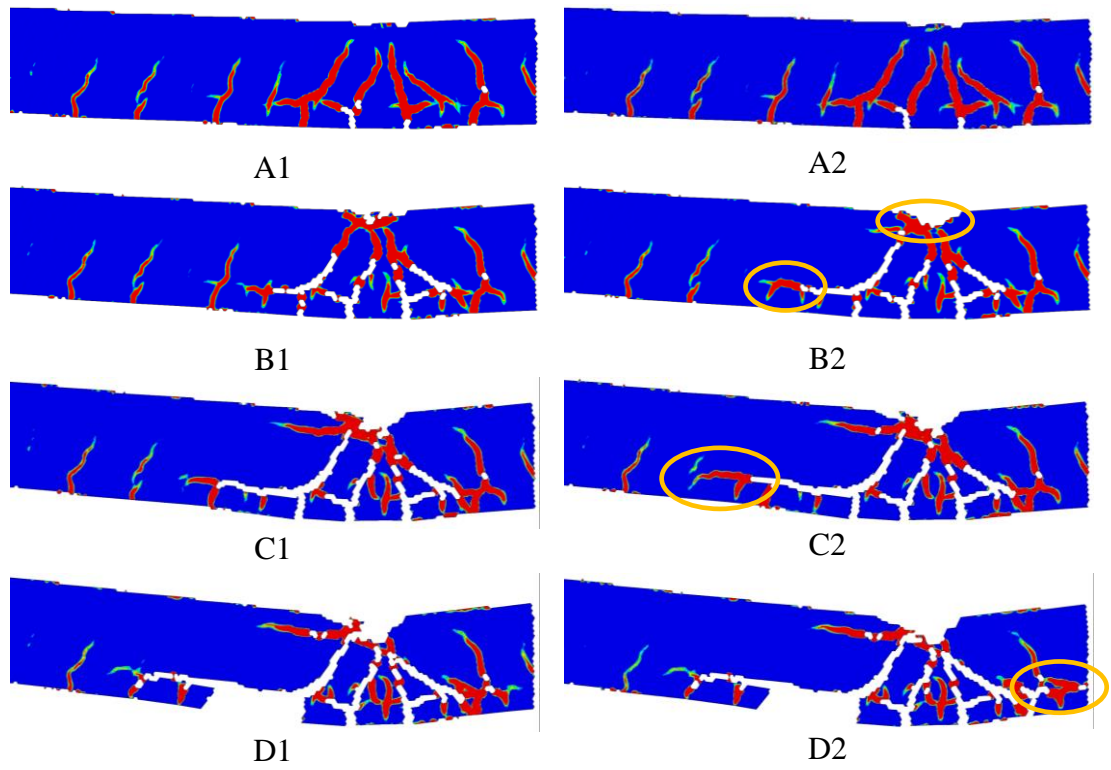


Figur F.2. Töjningsfält för balk B-10 där A, B och C motsvarar 3 olika svackor som kan ses i Figur F.1.

För balk B-13 har fyra svackor analyserats, se Figur F.3 och Figur F.4. Vid den första svackan, A, som uppkom strax innan balken nådde en deformation på cirka 60 mm, så skedde ingen märkbar förändring. Vid en deformation på cirka 90 mm uppkom den andra svackan, B, där en skjvspricka till vänster växte horisontellt. Dessutom fanns det indikationer på att betongen krossades i ovankant där ytterligare en horisontell spricka växte horisontellt. För den tredje svackan, C, som uppkom vid en deformation på cirka 120 mm så fortsatte den horisontella sprickan till vänster att öka. Vid den sista svackan, D, så är bedömningen att vidhäftningen släppte mellan betong och armering i underkant. Här växte ytterligare en spricka horisontellt men istället till höger. Detta uppkom vid en deformation på cirka 150 mm.



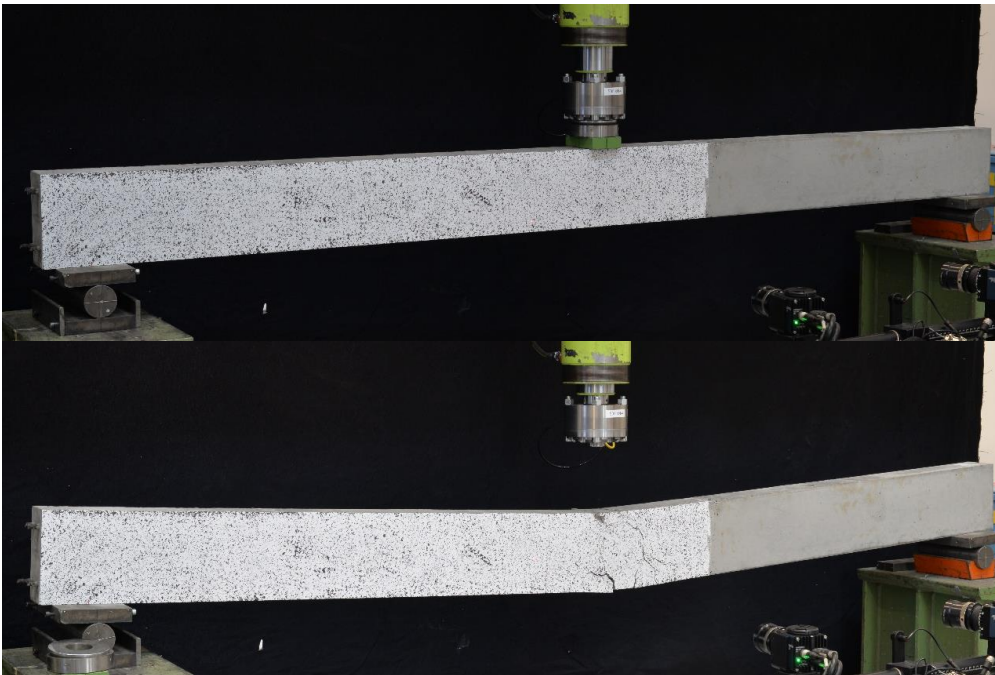
Figur F.3 Last-deformationssamband för balk B-13 där svackorna i kurvan har markerats med A, B, C och D. A1, B1, C1 och D1 motsvarar precis innan svackan sker och A2, B2, C2 och D2 motsvarar precis efter svackan har skett.



Figur F.4 Töjningsfält för balk B-13 där A, B, C och D motsvarar 3 olika svackor som kan ses i Figur F.3.

## Bilaga G Foton före och efter statiskt test

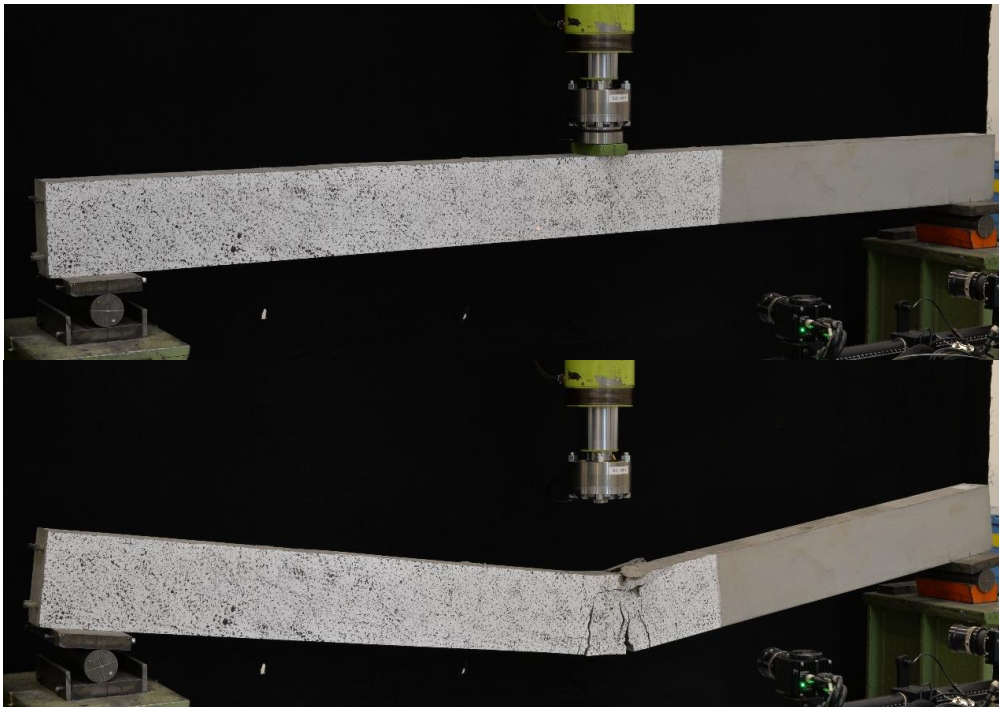
I denna bilaga visas bilder på alla balkar före och efter statiskt test.



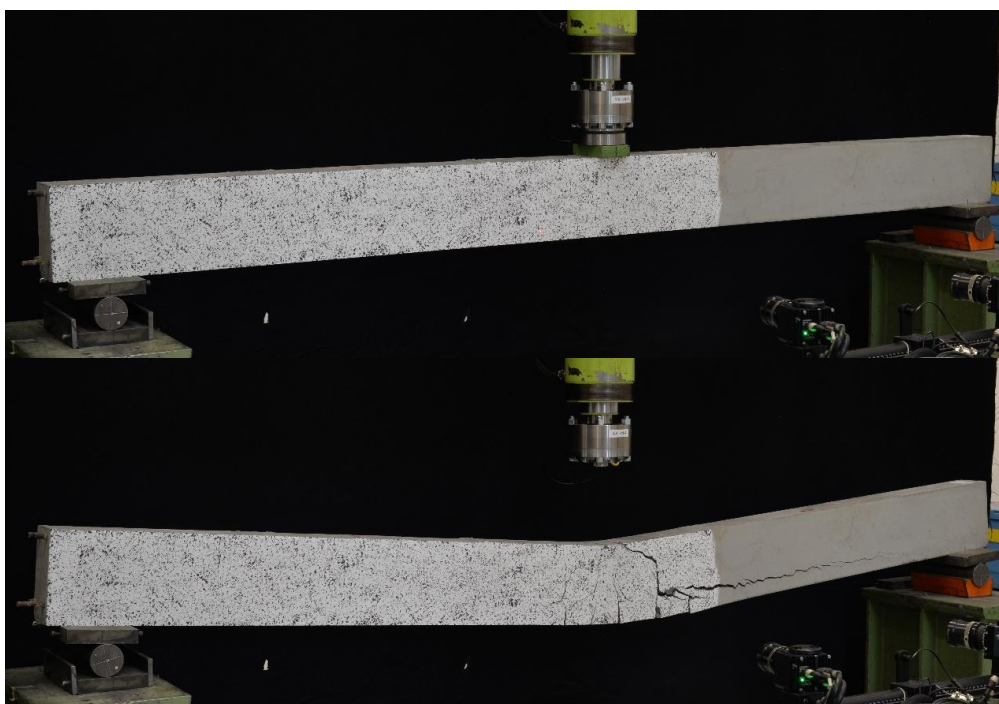
*Figur G.1 Balk B-01 före och efter statiskt test.*



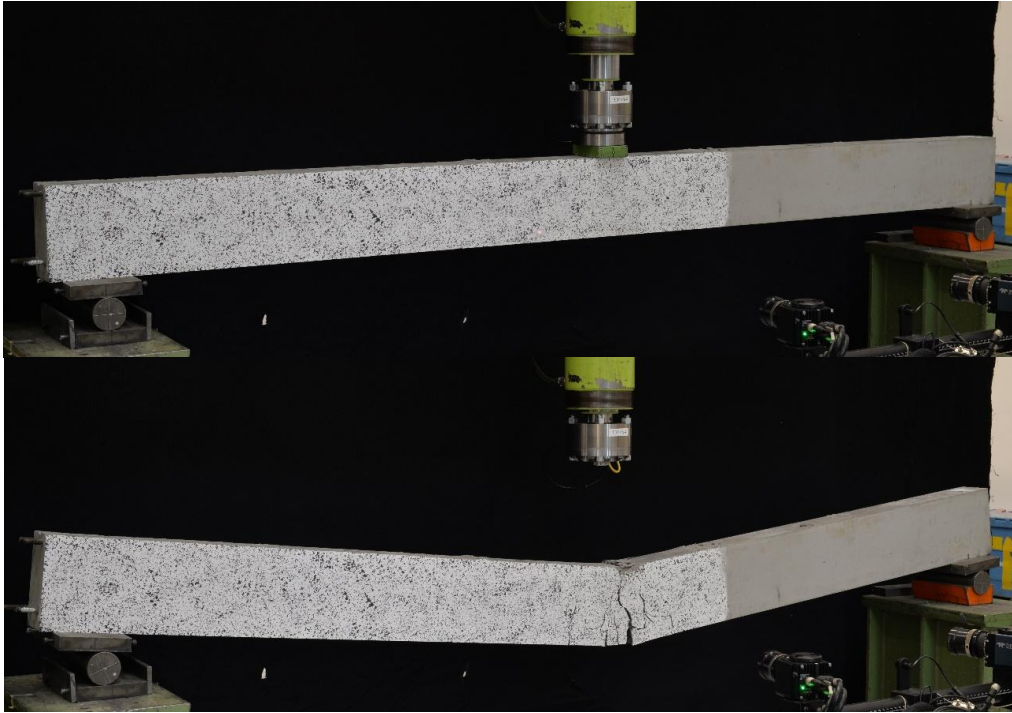
*Figur G.2 Balk B-02 före och efter statiskt test.*



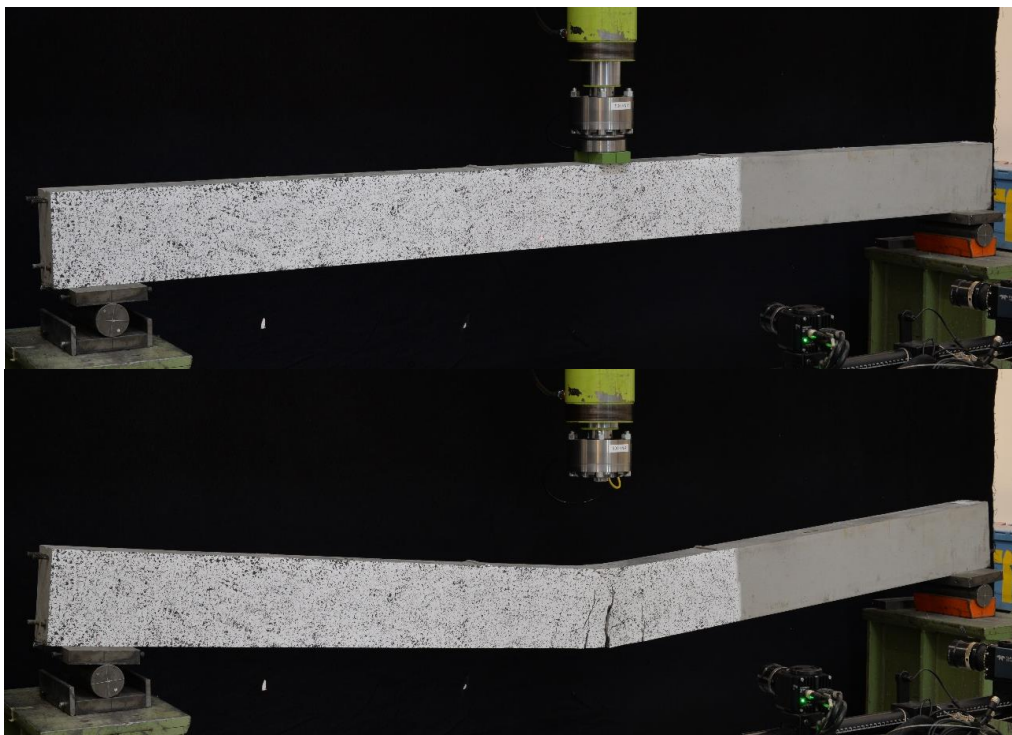
*Figur G.3 Balk B-03 före och efter statiskt test.*



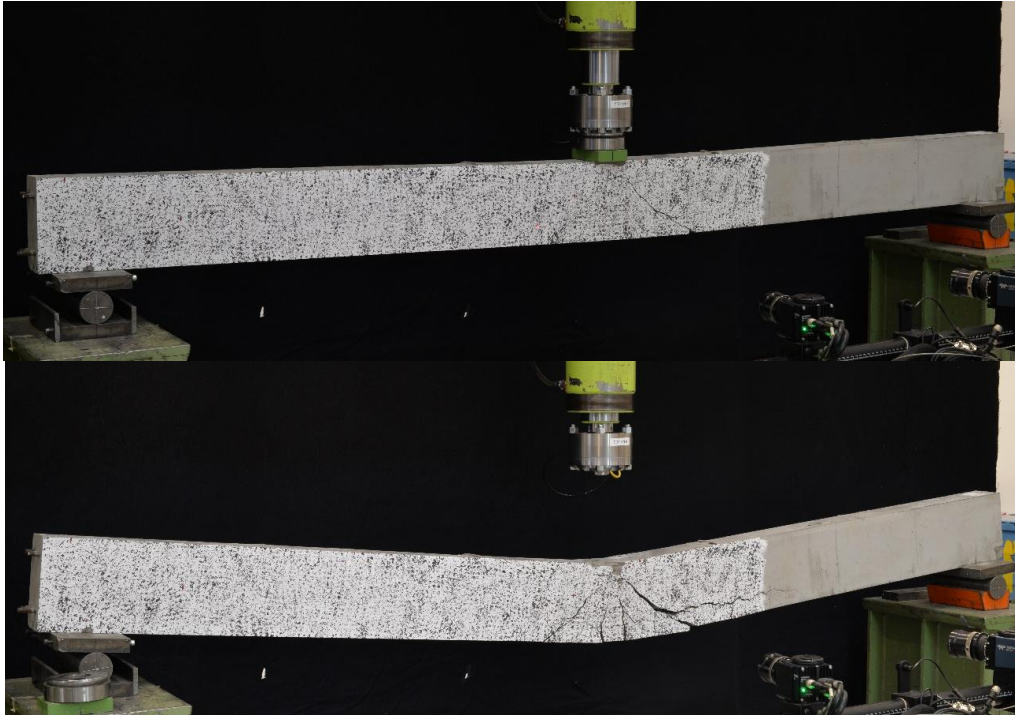
*Figur G.4 Balk B-04 före och efter statiskt test.*



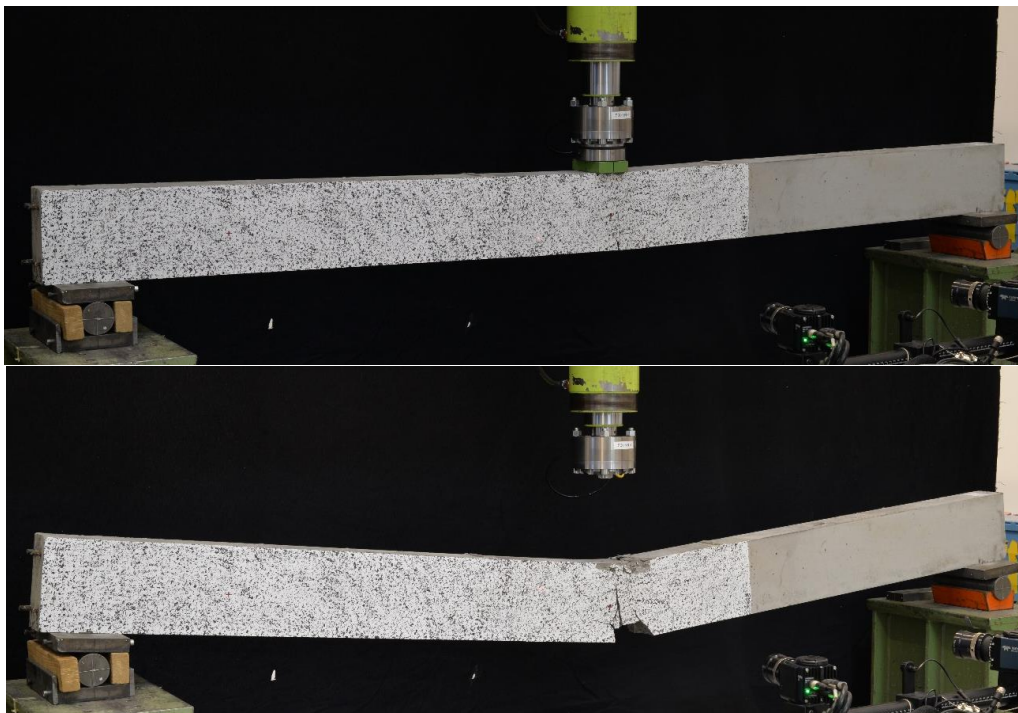
*Figur G.5 Balk B-05 före och efter statiskt test.*



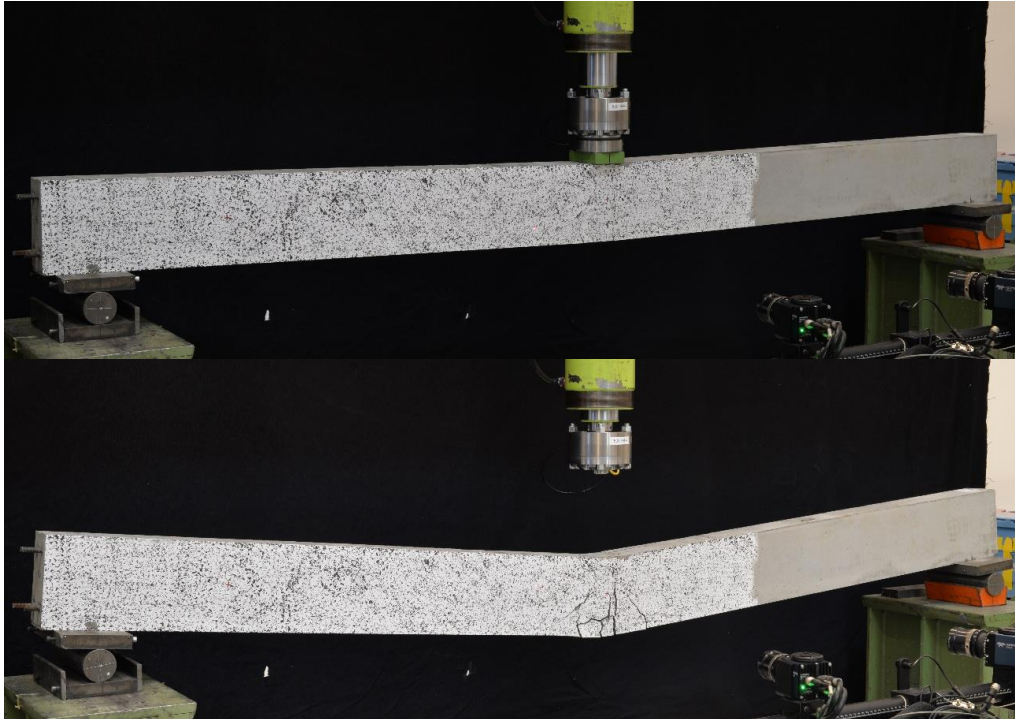
*Figur G.6 Balk B-06 före och efter statiskt test.*



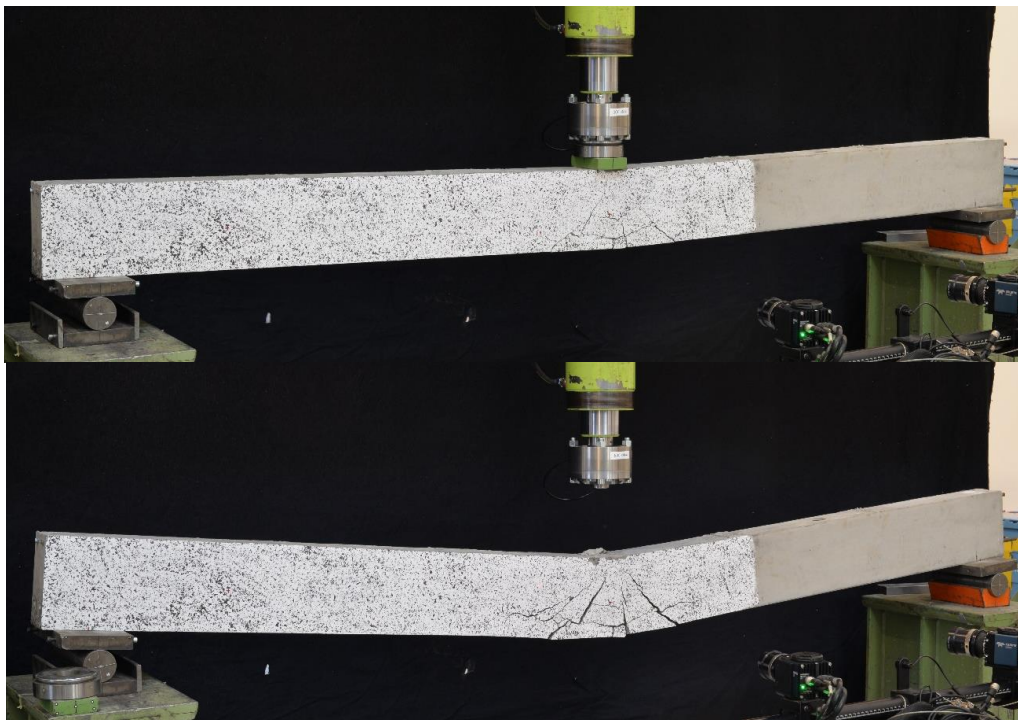
*Figur G.7 Balk B-07 före och efter statiskt test.*



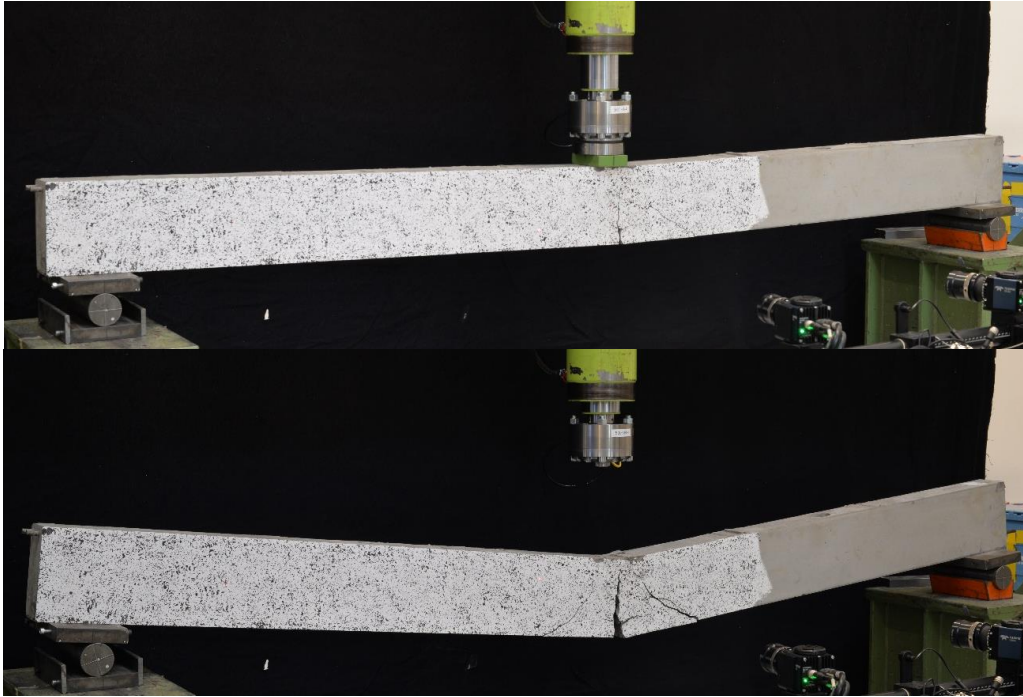
*Figur G.8 Balk B-08 före och efter statiskt test.*



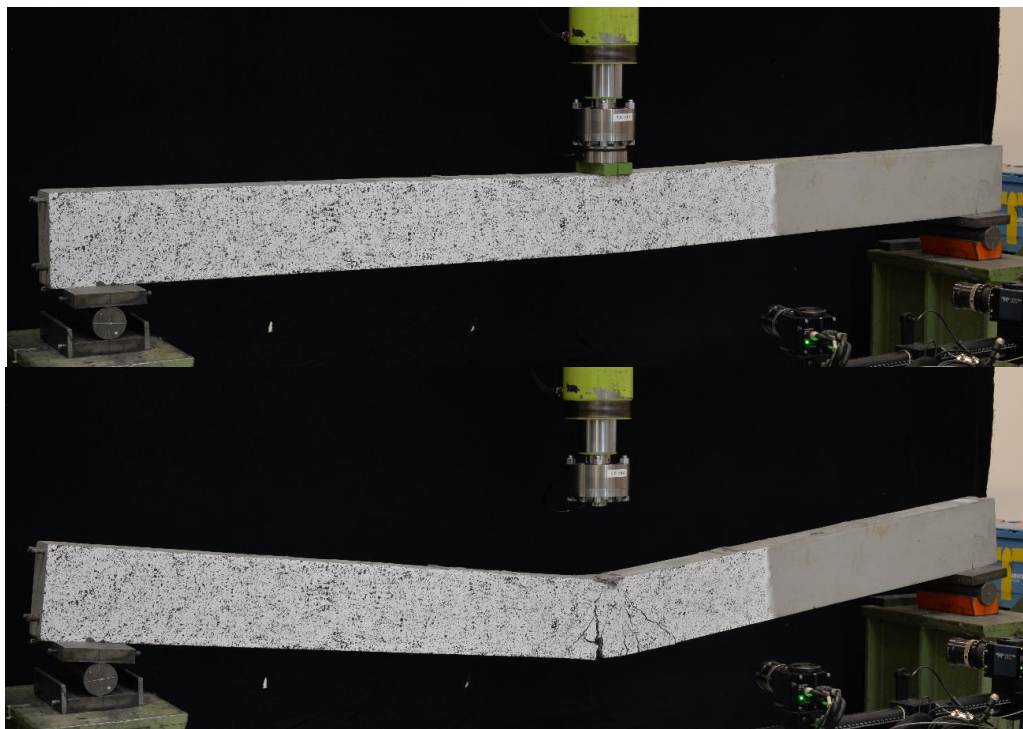
*Figur G.9 Balk B-09 före och efter statistiskt test.*



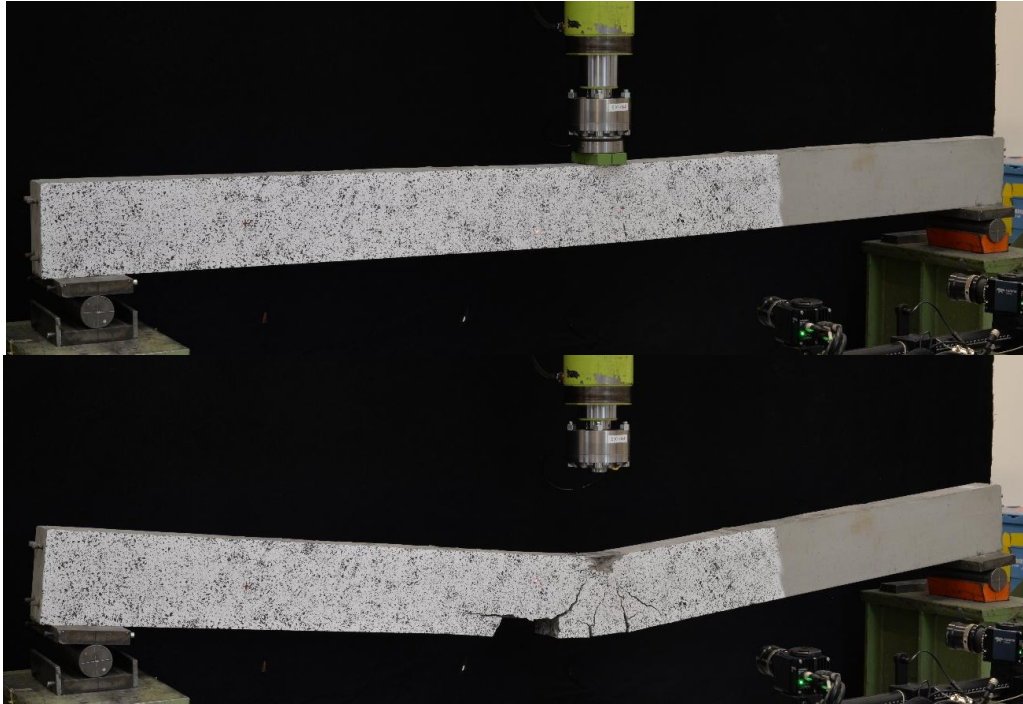
*Figur G.10 Balk B-10 före och efter statistiskt test.*



*Figur G.11 Balk B-11 före och efter statiskt test.*



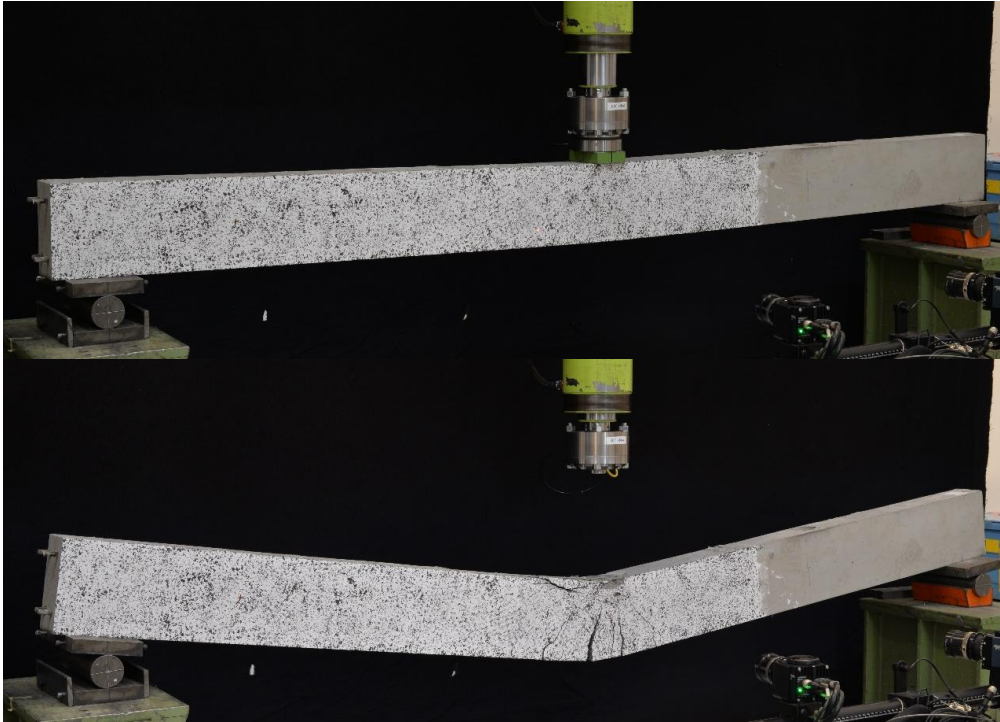
*Figur G.12 Balk B-12 före och efter statiskt test.*



*Figur G.13 Balk B-13 före och efter statistiskt test.*



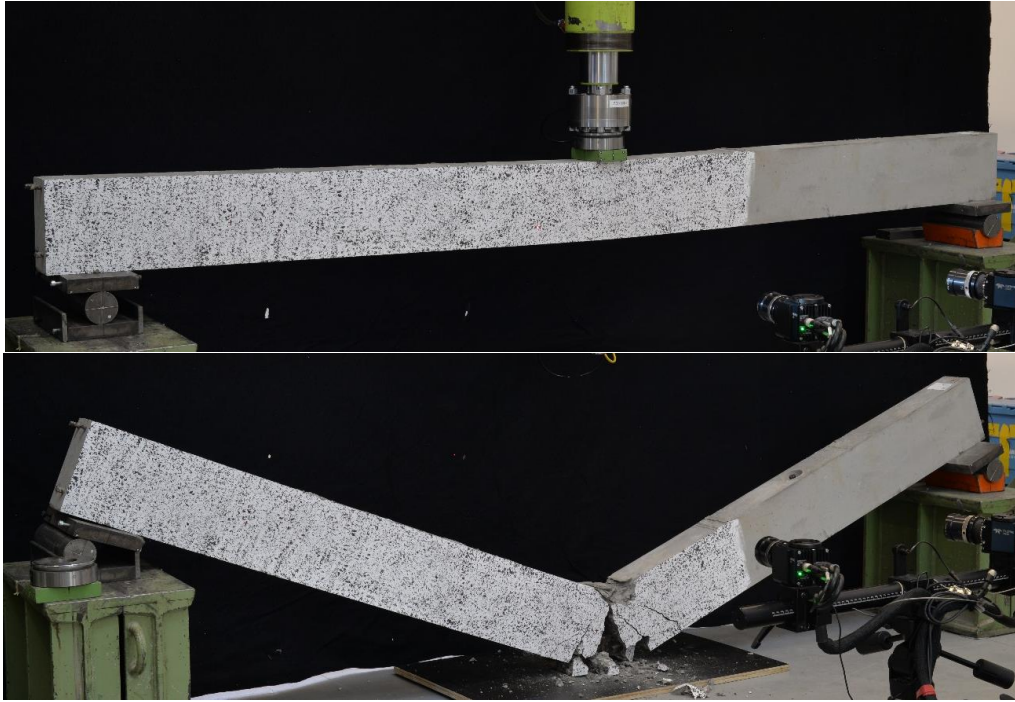
*Figur G.14 Balk B-14 före och efter statistiskt test.*



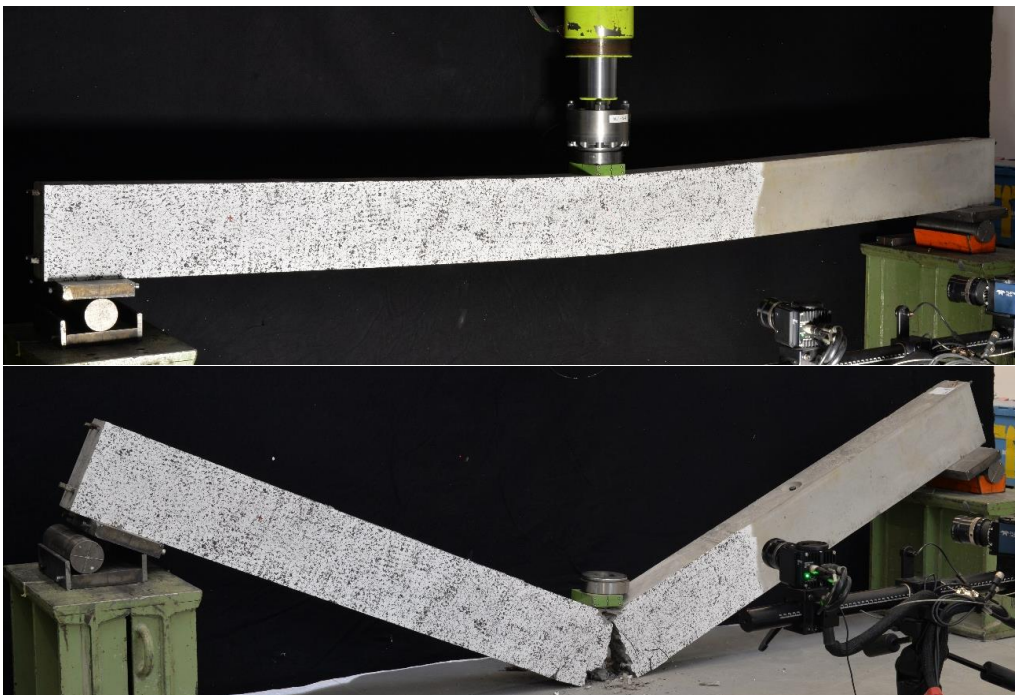
*Figur G.15 Balk B-15 före och efter statiskt test.*



*Figur G.16 Balk B-16 före och efter statiskt test.*



*Figur G.17 Balk B-17 före och efter statiskt test.*



*Figur G.18 Balk B-18 före och efter statiskt test.*

## Bilaga H Lathund vid genomförande av tester

### Dynamiskt test

För att genomföra de dynamiska testerna har teststationen riggats upp med testkropp och kameror. Nedanstående punkter antecknades under de första testerna och användes sedan för att checka av innan testerna utfördes.

Förberedelser av test:

1. Börja med att markera ut riktmärken på balken som kommer vara av användning för både dynamiska och statiska testerna
  - a. Markera vart stöden ska ligga på underkant vid sidan av balken, dvs mellan markeringarna så kommer måttet att motsvara spännvidden.
  - b. Markera centriskt med ett kors på ovankant balk vart mitten är.
  - c. Om kamerorna kommer behöva flyttas på under testerna så är det viktigt att markera ut på balken så att man med en laserpekaren kan kontrollera så att markeringen och kamerorna ligger i linje med varandra.
2. Förflytta sedan balken och placera den på teststationen utifrån markeringarna som har gjorts på balken. Kontrollera sedan så att allt ligger på plats och att rätt område fångas av kamerorna.
3. Dra upp 2 stycken vertikala stöd så att balken inte kan förflyttas så mycket i fram och bak.
4. Placera sedan skyddet för fallvikten på rätt ställe och OM ett mellanlägg används så placera detta centrerat på ovankant balk i förhållande till fallviktens träffyta.
5. Ta en bild med systemkameran när allt är på plats och innan det är dags för start.
6. Tänd lamporna.
7. Starta testet genom att person 1 höjer upp fallvikten till noll läget och släpper den inte förens person 2 har startat accelerometern och programmet för höghastigetskamerorna. VIKTIGT att se till så att värdet för accelerometern rör på sig och pendlar mellan normala värden.
8. Släpp fallvikten när alla är redo.

Efter genomfört test:

1. Släck lamporna.
2. Ta en bild med system kameran innan något har rörts.
3. Börja med att höja upp fallvikten genom att sänka ner den stora magneten!
4. För att kunna fästa magneten på fallvikten så behöver man justera fallvikten manuellt, därför behöver skyddet som omfamnar fallvikten att öppnas så att man kan komma åt och hålla/stöta fallvikten.
  - a. Tänk här på att när magneten sedan når fallvikten och ska fästas igen så se till så att sladden för accelerometern ligger i skåran och inte kläms.
  - b. När magneten är centiskt placerad på fallvikten så behöver man vrida på magneten på "ON", vilket görs med en nyckel på själva fjärrkontrollen.
  - c. Nu kan magneten höjas upp försiktigt, var uppmärksam så att den inte fastnar!

5. När fallvikten höjts upp en bit i ställningen så läggs en träbit emellan så att fallvikten kan sänkas ner mot den och villa på. Detta för att undvika olyckor ifall magneten råkas sättas på "OFF".
6. Ta sedan bort den gamla balken och förbered för ett nytt test!
7. Glöm inte att klippa ner och spara ner alla bilder som tagits under testet som senare ska användas vid utvärdering.
8. Upprepa sedan steg 1-8 under "Förberedelser av test"

Vid osäkerheter eller oklarheter i beskrivningen så fråga labbpersonal, handledare eller examinator så att allt blir rätt.

## Statiskt test

För att genomföra det statiska testerna så har teststationen riggats upp med testkropp och kameror. Innan testerna startades checkades nedanstående ordning av.

Kamerainställning:

- Se till så att laserpricken som lyser på balken stämmer överens med laser korset i programmet *GOM correlation*.
- Vid beskärning av bilden i *GOM* så se till att överkanten på kameran ligger i överkant på balken. (Partial image: ½ height, eller hela (1/1) om det behövs) OBS: hela balken (på höjden) bör vara med på bilden.
- Lås sedan hjulen på kamerorna när allt är inställt rätt.
- Kom ihåg att kolla med exponeringen på bilden (längst ner i mitten på *GOM*), vill ej ha över exponerat.

Förberedelse av test:

1. Börja med att sätta prov kroppen på plats genom att lyft balken centriskt så att den ligger i mitten på den blåa vagnen för att sedan förflytta balken så att den står under testmaskinen/stationen (se bild nedan).
2. Under testmaskinen så hängs ett lod för att kontrollera så att balken är placerad centriskt. OBS: tänk på att placera lodet i mitten och inte magneten till lodet.
3. Placera stöden på rätt plats genom att se till så att ut markerade streck på balken ligger centrerat över linjen på stöden.
4. Sänk sedan försiktigt ner balken och kontrollera så att allt är på rätt ställe om inte så höj upp balken och upprepa steg c.
5. Se till så att det svarta skynket är upphängt bakom för att få en svart bakgrund.
6. Ta bort träbitarna som håller rullstödet (vänstra stödet) på plats.
7. Lägg sedan tryckelementet på plats, en grön rektangulär platta med en cylinder formad platta som ska passas ihop med tryckmaskinen ovan. I detta steg krävs 2 personer då ena personen får justera tryckelementet rätt samtidigt som den andra personen manövrerar programmet: *MTS MultiPurpose TestWare*.
  - a) *MTS MultiPurpose TestWare* → välj "manuell command" och för sedan ner tryckmaskinen mot tryckelementet genom att justera "displacement".
  - b) När kraften är ungefär 0 (då tryckmaskinen precis touchar tryckelementet) så ska "displacement" nollställas genom att klicka på "offset".
8. Kolla sedan så att allt är på plats igen. OBS: träbitarna!!
9. Ta en bild med digitalkameran.

10. Innan testet ska startas så behöver balken som ligger placerad för provning att namnges vilket vi behöver göra i programvarorna, *GOM* och *MTS MultiPurpose TestWare* samt att kamerainställningarna behöver vara rätt inställda.
  - a) Ställ in kameran, Se instruktioner under "kamera inställning".
  - b) I *GOM* så görs detta genom att klicka på symbolen med 3 parallella streck, klicka sedan på "start" och välj "project templates" och välj den templates som balkarna ska sparas under ex. "fallvikt 2024". Gå sedan till "file" och tryck på "save" och namnge balken, förslagsvis "B-XX".
  - c) I *MTS MultiPurpose TestWare* så välj "New specimen" och namnge testet, förslagsvis "fallviktsförsök 20XX\_B-XX".
11. Ställa sedan in alla inställningar i *GOM*.
  - a) Börja med att gå till "Acquisition" och välj "measurment" och sedan "user-defined referense measurment" och klicka sedan OK
  - b) Gå till "Inspection" och höger klicka på "surface component" och välj "edit creation parameters" och kontrollera "pattern quality" och klicka sedan på "OK" eller "cancel" om det ser korrekt ut.
12. Ta en referens bild i *GOM*.
13. Starta programmen.
  - a) Starta *GOM-programmet* genom att klicka på symbol med 3 lodrätta parallella streck som är förskjutna upp och ner, kontrollera samlingen (bilder), klicka på "starta measuring"... ½ Hz, klicka sedan på "start".
  - b) Starta sedan *MTS MultiPurpose TestWare* när man ser att *GOM* börjar "sampla" bilder i nedre vänstra hörnet.

Efter utfört test:

1. Stoppa programmet *MTS MultiPurpose TestWare* genom att klicka på stoppknappen och stoppa sedan *GOM-programmet* genom att klicka på "escape" på tagentbordet eller en "röd fyrkantig stopp knapp" för att avsluta.
2. OM testet behövs stoppas innan balken helt gått av så se till att lossa på tryckkraften, alltså minska på "displacement" så snabbt så möjligt MEN för att kunna göra detta behöver man klicka på "new specimen" först, annars går inget att ändra på.
3. Ta sedan en bild med digitalkameran innan något material har rörts.
4. Avlasta sedan allt och förbered för nytt test, upprepa "Förberedelser av test".

## **Bilaga I Mathcad-beräkningar**

# Beräkningar av hypotetiskt resultat

## Lastkapacitet av armerad betongbalk

Baserat av beräkningar från FABIO MENDOZA och JOSEF APHRAM (2017)

### **ALTERNATIV 1: 40 mm TILL ÖVERKANT**

#### Geometri

Balk-höjd:  $h := 0.2 \text{ m}$

Balk-bredd:  $b := 0.1 \text{ m}$

Tvärsnittsarea:  $A_c := b \cdot h = 0.02 \text{ m}^2$

Avstånd för tillsatt last för 3-punkts böjning:  $l_0 := 1.3 \text{ m}$

Effektiv spännvidd:  $L := 2.6 \text{ m}$

Armeringsdiameter:  $\phi := 10 \text{ mm}$

Densitet, betong:  $\rho := 2500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Egenvikt per meter:  $g_1 := g \cdot \rho \cdot A_c = 0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Armeringsarea av en stång:  $A_{bar} := \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 78.54 \text{ mm}^2$

Antal stänger uppe:  $n' := 2$

Antal stänger nere:  $n := 2$

Area av armering uppe:  $A'_s := n' \cdot A_{bar} = 157.08 \text{ mm}^2$

Area av armering nere:  $A_s := n \cdot A_{bar} = 157.08 \text{ mm}^2$

Betongtäcksikt:  $c := 0.040 \text{ m} - \frac{\phi}{2} = 35 \text{ mm}$

Avstånd från överkant balk till centrum överkantsarmering:  $d' := \left( \frac{\phi}{2} + c \right) = 40 \text{ mm}$

Avstånd från överkant balk till centrum armering nere:  $d := h - \left( \frac{\phi}{2} + c \right) = 160 \text{ mm}$

## **Materialegenskaper**

### **Betong vid 36 dagar:**

Medeltryckhållfasthet:  $f_{cm} := 50.8 \text{ MPa}$

Medeldraghållfasthet:  $f_{ctm} := 3.7 \text{ MPa}$

Medelvärde av elasticitetsmodul:  $E_{cm} := 35.8 \text{ GPa}$

### **Armering:**

Medelvärde för flytgräns:  $f_{ym} := 581 \text{ MPa}$

Brottgräns:  $f_t := 707 \text{ MPa}$

Medelvärde av elasticitetsmodul:  $E_{sm} := 191 \text{ GPa}$

## **Spänning-töjning samband för betong**

Parametrar för betongklasser

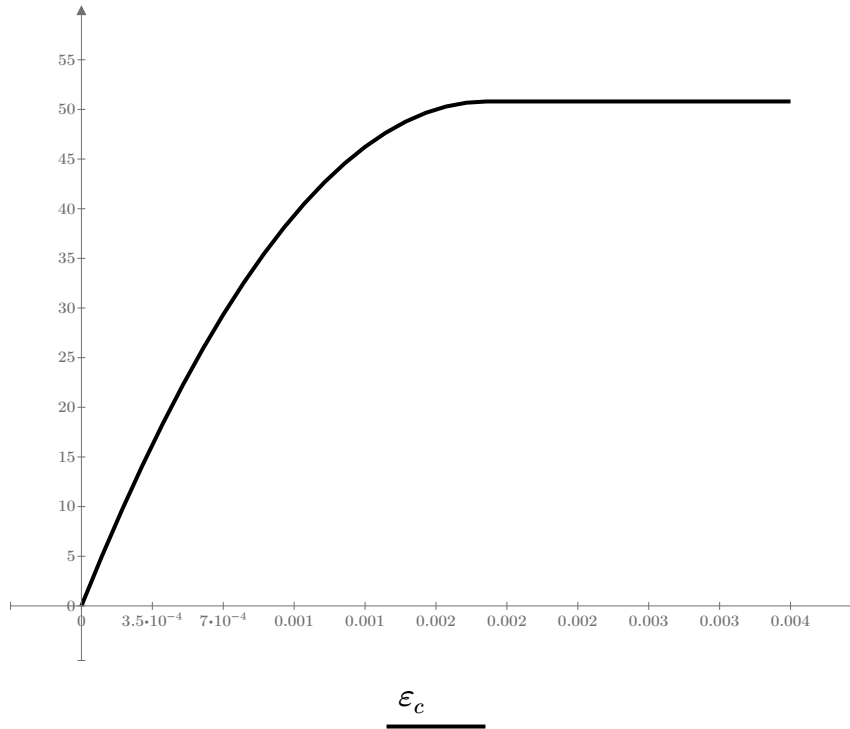
Maximal betongtöjning:  $\varepsilon_{c2} := 2 \cdot 10^{-3}$   
 $\varepsilon_{cu2} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

Exponent vid betong spännings-  
funktion:  $n_{\alpha} := 2$

Töjnings-vektor i betong spännings-funktion:  $\varepsilon_c := 0, 0.0001 \dots \varepsilon_{cu2}$

Spänning-töjningssamband:

## Spänning-töjnings samband för betong



$$\sigma_c(\epsilon_c) := \begin{cases} \text{if } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ \left( 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^{n_a} \right) \cdot f_{cm} \\ \text{else if } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \\ f_{cm} \end{cases}$$

$\sigma_c(\epsilon_c)$  (MPa)

## Beräkning av tryckblocks faktorer

Area under kurvan för givet värde av töjning:

$$Area(\epsilon_c) := \int_0^{\epsilon_c} \sigma_c(\epsilon_c) d\epsilon_c$$

Area under kurvan multiplicerad med avståndet från start till gravitationscentrum:

$$A_\epsilon(\epsilon_c) := \int_0^{\epsilon_c} \sigma_c(\epsilon_c) \cdot \epsilon_c d\epsilon_c$$

Beräkning av faktorer  $\alpha_{R.S}$  och  $\beta_{R.S}$

$$\alpha_{R.S}(\epsilon_c) := \frac{Area(\epsilon_c)}{f_{cm} \cdot \epsilon_c} \qquad \beta_{R.S}(\epsilon_c) := \frac{\epsilon_c - \frac{A_\epsilon(\epsilon_c)}{Area(\epsilon_c)}}{\epsilon_c}$$

$$\alpha_{R.S}(\epsilon_{cu2}) = 0.81$$

$$\beta_{R.S}(\epsilon_{cu2}) = 0.416$$

## Spännings-töjningssamband för armering

Maximal ståltöjning:  $\varepsilon_{su} := 0.116$

Flyttöjning:  $\varepsilon_{sy} := \frac{f_{ym}}{E_{sm}} = 0.003$

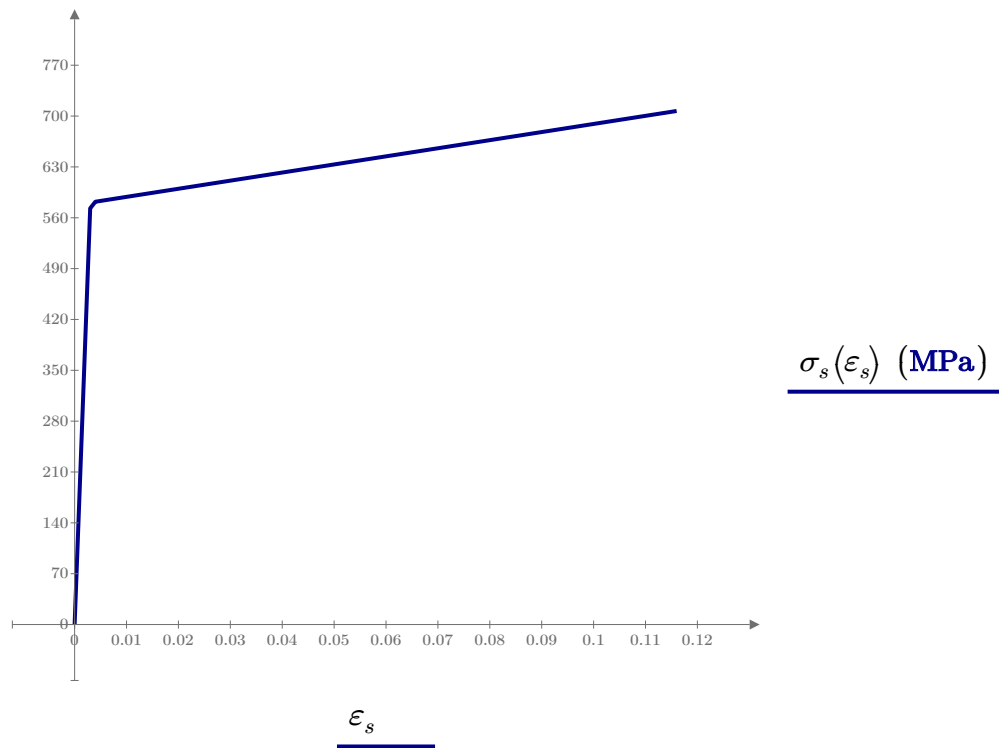
Parametrar:  $\rho_1(\varepsilon_s) := \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}$

Ståltöjnings vektor:  $\varepsilon_s := 0, 0.001 \dots \varepsilon_{su}$

Spänning-töjningssamband:

$$\sigma_s(\varepsilon_s) := \begin{cases} \text{if } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ \quad \left\| E_{sm} \cdot \varepsilon_s \right. \\ \text{else if } \varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \\ \quad \left\| f_{ym} + \rho_1(\varepsilon_s) \cdot (f_t - f_{ym}) \right. \end{cases}$$

## Grafisk representation av spännings-töjningssambandet för armering:



## Dimensionerande hållfasthetsvärden

### Betong

Partialkoefficient:  $\gamma_c := 1.0$  Dimensionerande tryckhållfasthet:  $f_{cd} := \frac{f_{cm}}{\gamma_c} = 50.8$  MPa

Betongens brottstukning:  $\varepsilon_{cu} := 0.0035$

Tryckblocksfaktorer:  $\alpha_R := \alpha_{R,S}(\varepsilon_{cu2}) = 0.81$   $\beta_R := \beta_{R,S}(\varepsilon_{cu2}) = 0.42$

5%-fraktill draghållfasthet:

$$f_{ctk0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.59 \text{ MPa}$$

Böjdraghållfasthet:

$$f_{ct,fl} := \kappa \cdot f_{ctm} = 4.433 \text{ MPa}$$

$$\kappa := 0.6 + \frac{0.4}{\sqrt[4]{\frac{h}{m}}} = 1.198$$

### Armering:

Partialkoefficient:  $\gamma_s := 1.0$

Dimensionerande sträckgräns:  $f_{yd} := \frac{f_{ym}}{\gamma_s} = 581 \text{ MPa}$

### Analys av fältsektion även med övre armering

Antal stänger uppe:  $n'_2 := 2$

Antal stänger nere:  $n_2 := 2$

Töjning armering uppe:

$$\varepsilon'_{s,2} := \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu}$$

Töjning armering nere:

$$\varepsilon_{s,2} := \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu}$$

### Position av neutrala lagret

Första antagandet:  $x_2 := 0.015 \cdot m$

Beräknat värde:

$$x_2 := \text{root} \left( \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_2 - \sigma_s \left( \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot n'_2 \cdot A_{bar} - \sigma_s \left( \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot n_2 \cdot A_{bar}, x_2 \right)$$

$x_2 = 30.57 \text{ mm}$

Neutrala lagret ligger ovanför övre armeringen.  
Armeringen uppe är utsatt för dragspänning.

Kontrollerar töjning i armeringsstänger:

$$\varepsilon'_{s,2} := \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.08 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{sy} = 3.042 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s,2} := \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.48 \cdot 10^{-2} < \varepsilon_{sy} = 3.042 \cdot 10^{-3}$$

Beräkning av moment och lastkapacitet:

$$M_{u,2} := \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_2 \cdot (d - \beta_R \cdot x_2) - \sigma_s \left( \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_s \cdot (d - d') = 14.629 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = 0.414 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{u.2.red} := M_{u.2} - M_g = 14.215 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$F_{u.3.with} := \frac{4 \cdot M_{u.2.red}}{L} = 21.869 \text{ kN}$$

**Lastkapacitet för trepunktsböjning med c' 40 mm**

## **ALTERNATIV 2: 20 mm TILL ÖVERKANT**

Betongtäcksskikt:

$$c := 0.020 \text{ m} - \frac{\phi}{2} = 15 \text{ mm}$$

Avstånd från överkant balk till centrum överkantsarmering:

$$d' := \left( \frac{\phi}{2} + c \right) = 20 \text{ mm}$$

Avstånd från överkant balk till centrum armering nere:

$$d := h - 40 \text{ mm} = 160 \text{ mm}$$

### **Analys av fältsektion även med övre armering**

Antal stänger uppe:

$$n'_2 := 2$$

Antal stänger nere:

$$n_2 := 2$$

Töjning armering uppe:

$$\varepsilon'_{s.2} := \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu}$$

Töjning armering nere:

$$\varepsilon_{s.2} := \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu}$$

### **Position av neutrala lagret**

Första antagandet:

$$x_2 := 0.02 \cdot \text{m}$$

Beräknat värde:

$$x_2 := \text{root} \left( \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_2 - \sigma_s \left( \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot n'_2 \cdot A_{bar} - \sigma_s \left( \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot n_2 \cdot A_{bar}, x_2 \right)$$

$$x_2 = 21.38 \text{ mm}$$

Neutrala lagret ligger i övre armeringen.

Kontrollerar töjning i armeringsstänger:

$$\varepsilon'_{s.2} := \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} = -2.26 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_{sy} = 3.042 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{s.2} := \frac{d - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.269 \cdot 10^{-2} > \varepsilon_{sy} = 3.042 \cdot 10^{-3}$$

Beräkning av moment och lastkapacitet:

$$M_{u.2} := \alpha_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_2 \cdot (d - \beta_R \cdot x_2) - \sigma_s \left( \frac{d' - x_2}{x_2} \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot A'_s \cdot (d - d') = 14.235 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_g := \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = 0.414 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{u.2.red} := M_{u.2} - M_g = 13.821 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{u.3.with} := \frac{4 \cdot M_{u.2.red}}{L} = 21.263 \text{ kN}$$

**Lastkapacitet för trepunktsböjning  
med c' 20 mm**

## Tvärkraftskapacitet för betongen

### Indata

Draghållfasthet:  $f_{ctm} = 3.7$  MPa      5%-fraktil draghållfasthet:  $f_{ctk0.05} = 2.59$  MPa

Faktor:  $\kappa_V := 1$       Partialkoefficient:  $\gamma_c := 1$

$$\tau_{Rd} := 0.25 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 0.648 \text{ MPa}$$

Area av dragen armering:  $A_s = 157.08$  mm<sup>2</sup>

Andel dragarmering:  $\rho_1 := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01$

### Beräkning

Tvärkraftsstyrka:  $f_v := \tau_{Rd} \cdot \kappa_V \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) = 1.031$  MPa

Tvärkraftskapacitet:  $V_c := b \cdot d \cdot f_v = 16.5$  kN

Maximal extern last:  $F_{V.c} := 2 \cdot V_c = 33.001$  kN



**INSTITUTIONEN FÖR ARKITEKTUR OCH  
SAMHÄLLSBYGGNADSTEKNIK  
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA**

Göteborg, Sverige 2024  
[www.chalmers.se](http://www.chalmers.se)



**CHALMERS**