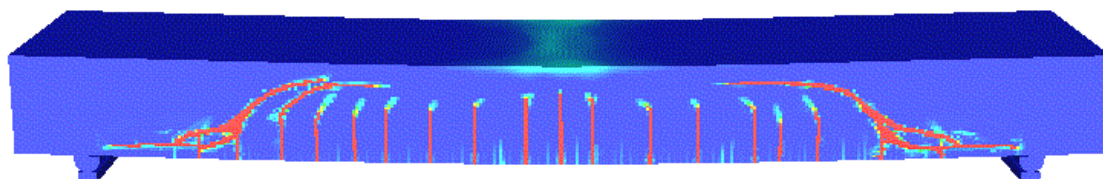


Simuleringar av explosionsbelastade betongbalkar – en principstudie



FOI är en huvudsakligen uppdragsfinansierad myndighet under Försvarsdepartementet. Kärnverksamheten är forskning, metod- och teknikutveckling till nytta för försvar och säkerhet. Organisationen har cirka 1350 anställda varav ungefär 950 är forskare. Detta gör organisationen till Sveriges största forskningsinstitut. FOI ger kunderna tillgång till ledande expertis inom ett stort antal tillämpningsområden såsom säkerhetspolitiska studier och analyser inom försvar och säkerhet, bedömningen av olika typer av hot, system för ledning och hantering av kriser, skydd mot hantering av farliga ämnen, IT-säkerhet och nya sensorers möjligheter.



FOI
Totalförsvarets forskningsinstitut
Vapen och skydd
147 25 Tumba

Tel: 08-555 030 00

www.foi.se

Simuleringar av explosionsbelastade betongbalkar – en principstudie

Utgivare FOI - Totalförsvarets forskningsinstitut Vapen och skydd 147 25 Tumba	Rapportnummer, ISRN FOI-R--1686--SE	Klassificering Teknisk rapport
	Forskningsområde 5. Bekämpning och skydd	
	Månad, år Augusti 2005	Projektnummer E2357
	Delområde 53 Skydd och anläggningsteknik	
	Delområde 2	
Författare/redaktör Johan Magnusson Håkan Hansson	Projektledare Johan Magnusson	
	Godkänd av	
	Uppdragsgivare/kundbeteckning	
	Tekniskt och/eller vetenskapligt ansvarig	
Rapportens titel Simuleringar av explosionsbelastade betongbalkar – en principstudie.		
Sammanfattning (högst 200 ord) En teoretisk studie har genomförts på armerade betongbalkar utsatta för explosionslast. Studien omfattade numeriska simuleringar med Autodyn 3D med syftet att främst studera utböjningsförlopp, brottmoder, upplagsreaktioner och uppsprickning. Det långsiktiga målet är att kunna bedöma en konstruktions skyddsförmåga vid stora dynamiska belastningar. Främst användes RHT-modellen för att beskriva betongen men även Drucker-Prager modellen användes för jämförelse. De parametrar som studerades var olika brottvillkor och flytlagar för betong, inverkan av elementstorlek, töjningshastighetsberoende och modellering av armeringen. Resultaten visar på möjligheterna att simulera den dynamiska responsen för armerade betongbalkar. Skjuvbrottet som uppstod i balkarna var elementberoende vid övergången från ett grovt elementnät till ett finare med de aktuella materialmodellerna. Det fortsatta arbetet bör fokusera på att i Autodyn implementera en förbättrad modell för att beskriva dragbrottet i betong vilken kan användas tillsammans med RHT-modellen. I denna undersökning modellerades all armering med total förankring i betongen utan möjligheter till glidning. Studier om armeringens förankring i betongen bör i ett fortsatt arbete innehålla ett gränssnitt för att tillåta viss glidning mellan dragarmering och betong. Det är även intressant att studera balkar med höghållfast betong och olika armeringsmängder.		
Nyckelord Simuleringar, betongbalkar, luftstötstångsbelastning, materialmodeller, brottmodeller		
Övriga bibliografiska uppgifter	Språk Svenska	
ISSN 1650-1942	Antal sidor: 55 s.	
Distribution enligt missiv	Pris: Enligt prislista	

Issuing organization FOI – Swedish Defence Research Agency Weapons and Protection SE-147 25 Tumba	Report number, ISRN FOI-R--1686--SE	Report type Technical report
	Programme Areas 5. Strike and protection	
	Month year August 2005	Project no. E2357
	Subcategories 53 Protection and Fortification	
	Subcategories 2	
Author/s (editor/s) Johan Magnusson Håkan Hansson	Project manager Johan Magnusson	
	Approved by	
	Sponsoring agency	
	Scientifically and technically responsible	
Report title (In translation) Numerical simulations of concrete beams – a principal study		
Abstract (not more than 200 words) A theoretical investigation has been performed on reinforced concrete beams subjected to air blast loading. The investigation involved numerical simulations with the use of Autodyn 3D and the purpose was among others to study deformations, failure modes, support reactions and cracking. A future goal is to have the ability to make predictions of the protective level of a structure subjected to large dynamic loads. The RHT material model was primarily used for the concrete but also the Drucker-Prager model was used as a comparison. Parameters such as flow rules for the concrete, the influence of meshing, strain rate dependence and modelling of the reinforcement were considered. The results from this investigation show the abilities to simulate the dynamic response of dynamically loaded concrete beams. Furthermore, the results show that the mesh influenced the shear failure of the beams for the used element sizes and material models. A continuation of this investigation should focus on implementation of a modified model for the tensile fracture of concrete, which can be used in combination with the RHT model. In this investigation, the reinforcement was not allowed any slip relative to the concrete elements. This, future work should involve theoretical studies on the bond slip relationships between rebars and the concrete. It is also of interest to study the dynamic behaviour of beams consisting of high strength concrete and with different amounts of tensile reinforcement.		
Keywords Numerical simulations, concrete beams, air blast loading, material models, failure models		
Further bibliographic information	Language Swedish	
ISSN 1650-1942	Pages 55 p.	
	Price acc. to pricelist	

FOI-R--1686--SE

Innehållsförteckning

Sammanfattning	ii
Abstract	iii
Innehållsförteckning	v
1 Inledning och syfte	1
2 Betongbalkar belastade med luftstötstång	3
2.1 Allmänt	3
2.2 Genomförda experiment	3
3 Materialmodellering	7
3.1 Tillståndsekvationen för betong	7
3.2 Konstitutiva modeller	8
3.3 Elementindelning och randvillkor	12
4 Utvärdering av simuleringsresultat	17
4.1 Allmänt	17
4.2 Jämförelser mellan olika brottvillkor	17
4.3 Jämförelser mellan materialmodeller	21
4.4 Modellering av stöd	24
4.5 Modellering av armering och inverkan av elementstorlek	27
4.6 Beroende av töjningshastighet	32
4.7 Simuleringar med B40-D3 och B40-D4 som referens	35
4.8 Upplagsreaktioner	38
4.9 Spänningstillståndet i balkens tryckzon	39
5 Diskussion och fortsatt arbete	41
5.1 Diskussion	41
5.2 Fortsatt arbete	44
Referenser	47
Appendix A	49

FOI-R--1686--SE

1 Inledning och syfte

I samhället existerar en stor mängd armerade betongkonstruktioner. Civila olyckor som resulterar i explosioner, explosioner från sprängladdningar eller vapenverkan resulterar i extrema laster på byggnader och skyddskonstruktioner. Effekten av explosioner på eller nära markytan är höga tryck, splitter och markstötvåg. Det är viktigt att en betongkonstruktion som belastas med explosionslast uppvisar ett segt beteende vilket möjliggör kraftomlagringar och stor energiupptagning i konstruktionen. På så sätt förhindras att lokala brott av konstruktionselement och knutpunkter i konstruktionen leder till total kollaps. Kombinationen av väl genomförda försök med teoretiska studier är en förutsättning för en ökad förståelse av problemställningen. Hallgren och Balazs (1999), Magnusson och Ågårdh (1999) och Magnusson och Hallgren (2000, 2003) har genomfört experimentella studier angående strukturens respons för explosionsbelastade armerade betongbalkar och plattor. Dessa studier har givit värdefull kunskap om balkarnas och plattornas verkliga respons vid stora dynamiska laster. För att teoretiskt studera strukturens respons är användningen av numeriska simuleringar ett kraftfullt verktyg där det är möjligt att i detalj studera exempelvis uppsprickningen av betongen samt töjningarna och spänningarna i olika delar av ett konstruktionselement under belastningen. Detta är ett hjälpmedel som tillför ytterligare kunskap och förståelse för beteendet som annars inte vore möjligt. Dessutom är användningen av numeriska simuleringar nödvändig för att beskriva den icke-linjära respons när ett konstruktionselement av armerad betong går till brott. Detta möjliggör således studier där inverkan av variationer av olika parametrar såsom betonghållfasthet, armeringsmängd, armeringsutförande, inspänningsförhållanden, olika tvärsnittsgeometrier, olika lastfall med mera kan analyseras. Detta kan då ligga till grund för bedömning av en konstruktions skyddsförmåga vid stora dynamiska belastningar.

Resultaten från de inledande numeriska simuleringarna på betongbalkar belastade med luftstötvåg som här redovisas är en fortsättning på de experimentella undersökningar som tidigare genomförts på FOI. En kortfattad sammanställning av resultaten redovisas dessutom av Magnusson och Hansson (2004). Det långsiktiga målet är att ha tillräcklig kunskap för att kunna bedöma responsen för komplicerade strukturer. För att detta skall vara möjligt behöver man emellertid ha full kännedom om responsen av enklare fall såsom enstaka konstruktionselement, till exempel en fritt upplagd balk eller platta av armerad betong. När resultat uppnåtts där det teoretiskt går att erhålla en korrekt respons är det möjligt att övergå till mer komplicerade fall med strukturer bestående av konstruktionselement som bildar delar av eller en hel byggnad. Syftet med föreliggande undersökning var att teoretiskt studera strukturens respons för dynamiskt belastade betongbalkar och i studien använda Autodyn 3D för att visa på möjligheterna att simulera dessa typer av belastningsfall. De parametrar som i

första hand studerades var uppkomna deformationer, hastigheter, upplagsreaktioner, sprickbilder och brottmoder.

Det detaljerade händelseförloppet vid explosionsbelastning av konstruktionselement sammansatta av flera grundmaterial som armerad betong är komplicerat. För en förståelse av de modeller och ansatser till val av parametrar som redovisas här krävs i viss mån djupare teoretiska kunskaper. Det sätt som studien är redovisad på har framförallt gjorts för att få en bakgrund och helhet i rapporten och skall även fungera som ett stöd för fortsatt arbete i ämnet. Föreliggande rapport är uppdelad så att en kortfattad översikt över uppställningen för försöken med explosionslast ges i kapitel 2. Därefter beskrivs de materialmodeller som användes för betong och armering översiktligt vid simuleringarna i kapitel 3.1 – 3.2 och i kapitel 3.3 ges den numeriska modellens uppbyggnad med elementnät och randvillkor. Kapitel 4 presenterar resultaten från simuleringarna med avseende på olika brottvillkor för betong, olika materialmodeller för betong, stödets modellering, modellering av armering och inverkan av elementstorlek, beroendet av töjningshastighet samt simuleringar med olika försök som referens. Dessutom ges de beräknade reaktionerna vid upplagen jämfört med försöksdata och det beräknade spänningstillståndet i balkens tryckzon i kapitel 4. I kapitel 5 återges en sammanfattning av simuleringsresultaten där även en diskussion kring dessa finns åtföljt av en fokusering på det fortsatta arbetet. Preliminära resultat från pågående studie återges dessutom i kapitel 5 men dessa, kompletterat med ytterligare simuleringar, kommer att avrapporteras i december 2005.

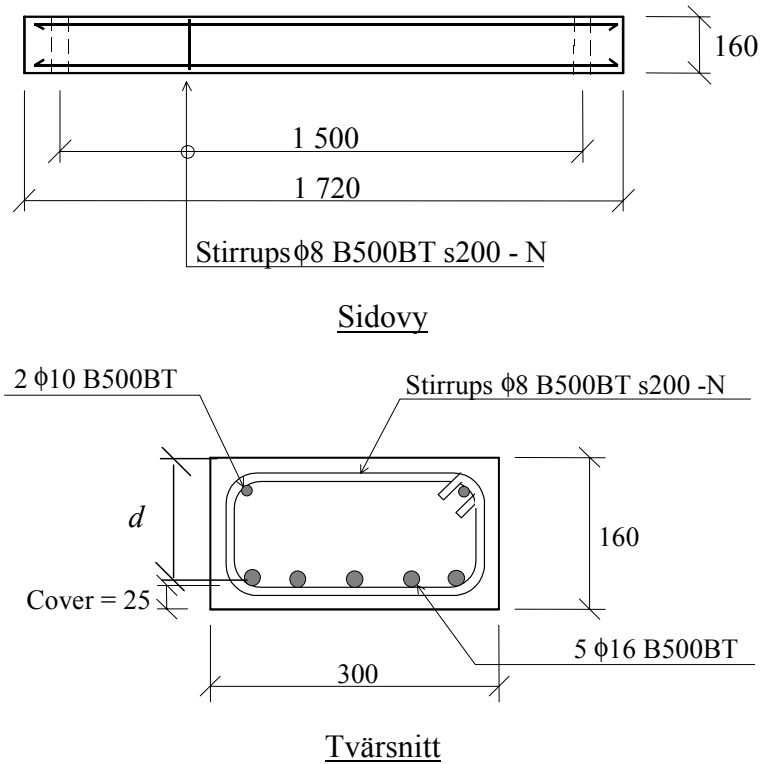
2 Betongbalkar belastade med luftstötståg

2.1 Allmänt

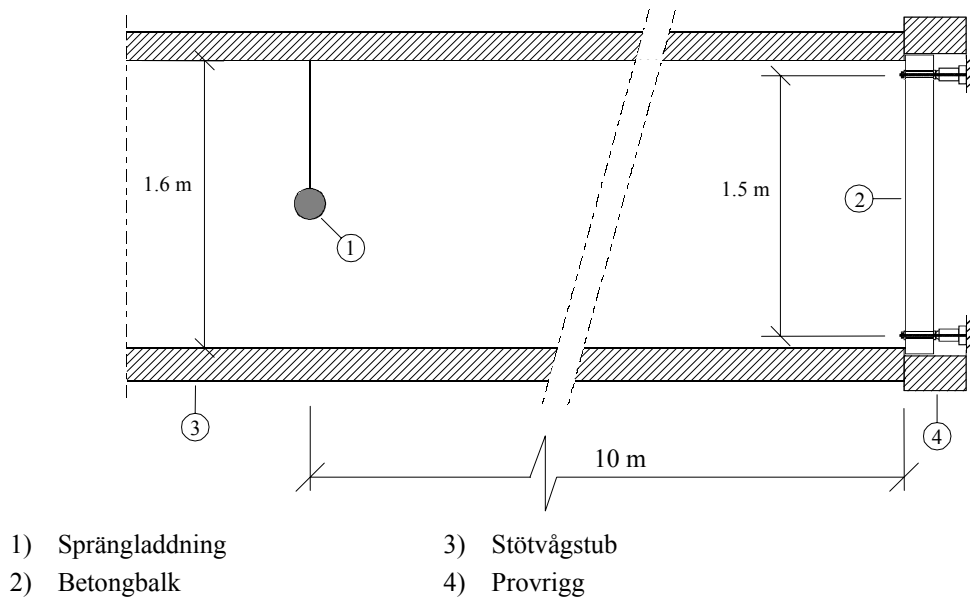
Hallgren och Balazs (1999) samt Magnusson och Hallgren (2000, 2003) har genomfört experimentella undersökningar om armerade betongbalkar med olika betongkvaliteter och belastade med luftstötståg på FOI. Syftet med dessa undersökningar var att studera balkarnas beteende under den dynamiska belastningen med avseende på last- och deformationsförmågan, töjningar samt uppkomna brottmoder. Sammanlagt testades 49 betongbalkar av vilka 38 stycken belastades med luftstötståg i en stötstågstub och 11 balkar belastades statistiskt som referens. Nedan följer en kortfattad beskrivning av försöksupställningen då resterande del av föreliggande rapport behandlar teoretiska beräkningar med numeriska simuleringar av dessa försök.

2.2 Genomförda experiment

Dimensionerna och armeringsutförandet för betongbalkarna presenteras i Figur 2.1. Balkarna tillverkades i olika betongkvaliteter och armeringen bestod av kamstänger av typ B500BT med karakteristisk övre sträckgräns på 500 MPa. Mängden dragarmering varierades för att balansera mot ändringar av betongkvaliteten. Stötstågsbelastningen genererades i en stötstågstub (FOI:s Tub 4 i Märsta) med innermått 1,2 m gånger 1,6 m i området där provobjektet placerades. Balken monterades i vertikalt läge i en provrigg vilken i sin tur monterades i tuben, se Figur 2.2. En distansring placerades mellan balk och tubgavel som gjorde det möjligt för balken att rotera kring stöden vid försöken. Notera att detta inte framgår av Figur 2.2. Explosivladdningen placerades i tubens centrumlinje och på ett avstånd av tio meter från balken. På detta avstånd kan det anses att balken belastades med en plan luftstötståg. Instrumenteringen bestod av tryckgivare för registrering av reflektionstrycket, lastceller som registrerade kraften vid upplagen, lägesgivare och en accelerometer på balkmitt. Dessutom monterades töjningsgivare på betongytan i balkens tryckzon samt på en armeringsstång vid ett fåtal av försöken. Spannet mellan upplagen var 1500 mm och två bultar användes vid varje upplag för att hålla balken på plats under monteringen och själva försöket. Alltså uppstod en viss grad av inspanning vid upplagen även om den använda konfigurationen tillät att balken roterade kring stöden under utböjningsförloppet, se Figur 2.3.



Figur 2.1 Dimensioner (mm) och ett exempel på armering av balkarna. Mängden dragarmering varierades vid de olika försöken.



- | | |
|-------------------|----------------|
| 1) Sprängladdning | 3) Stötvågstub |
| 2) Betongbalk | 4) Provrigg |

Figur 2.2 Försöksuppställningen vid försöken i stötvågstuben. Notera att en distansring monterades mellan balk och tubgavel vid försöken för att göra det möjligt för balken att rotera kring stöden.



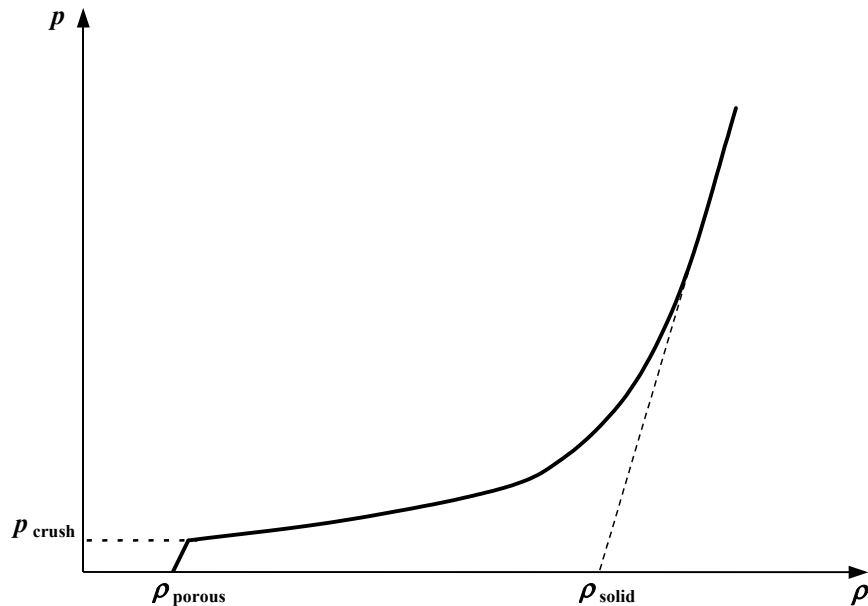
Figur 2.3 Balkens rotation vid ena upplaget efter ett försök. I figuren har testrigg med balk monterats ur stötvågstuben och placerats horisontellt på golvet.

3 Materialmodellering

Numeriska simuleringar för att studera icke-linjära dynamiska förlopp genomfördes med programmet Autodyn 3D version 5.0.02c. Autodyn används vid FOI exempelvis för beräkning av penetrationsförlopp i olika material samt vid utbredning av luftstöt vågor i olika geometrier. Denna typ av program med explicit lösare använder ekvationerna som beskriver bevarande av massa, rörelsemängd och energi som grundekvationer. Dessa ekvationer tillsammans med en materialmodell och de aktuella initial- och randvillkoren ger lösningen på ekvationssystemet. Materialmodellen består av en tillståndsekvation (EOS från eng. "Equation of State") och en konstitutiv modell. Tillståndsekvationen beskriver förhållandet mellan det hydrostatiska trycket, densiteten och den inre energin. Således beskriver tillståndsekvationen de volumetriska sambanden då materialet utsätts för en volymförändring. Den konstitutiva modellen beskriver materialets motstånd mot formförändring, det vill säga den deviatoriska deformationen. För att beskriva brottutvecklingen kan sedan olika brottkriterier användas.

3.1 Tillståndsekvationen för betong

I en vätska råder ett hydrostatiskt tryck vilket utmärks av att spänningarna i en punkt är lika i alla riktningar och det hydrostatiska trycket för ett belastat material är definierat som medelspänningen som erhålls av huvudspänningarna. När ett poröst material som betong är belastat med ett hydrostatiskt tryck kan förhållandet mellan tryck och densitet beskrivas enligt Figur 3.1. Som figuren visar så sker en elastisk pålastning linjärt upp tills dess att mikrosprickor uppstår och tillståndsekvationen övergår där till att bli icke-linjär. Det är här som kompakteringen av materialet påbörjas och fortsätter tills full kompaktering erhållits. Under kompakteringsfasen krossas materialet och porerna kollapsar under ökande densitet. Slutligen är materialet fullständigt kompakterat och tillståndsekvationen övergår till att beskriva ett solitt material. För att beskriva den volumetriska responsen av betong är det vanligt att en P - α EOS i kombination med tillståndsekvationen för ett solitt material används (Herrmann, 1969). Det bör även nämnas i sammanhanget att för konstruktioner som utsätts för normal belastning inte kommer upp i så höga hydrostatiska tryck att en hydrostatisk kompaktering behöver beaktas (Leppänen, 2003). För dessa fall används en linjär tillståndsekvation. Däremot utsätts materialet för stora hydrostatiska tryck vid beräkning av exempelvis projektilinträngning i betong. Indata för tillståndsekvationen presenteras i Tabell A1 i Appendix A.



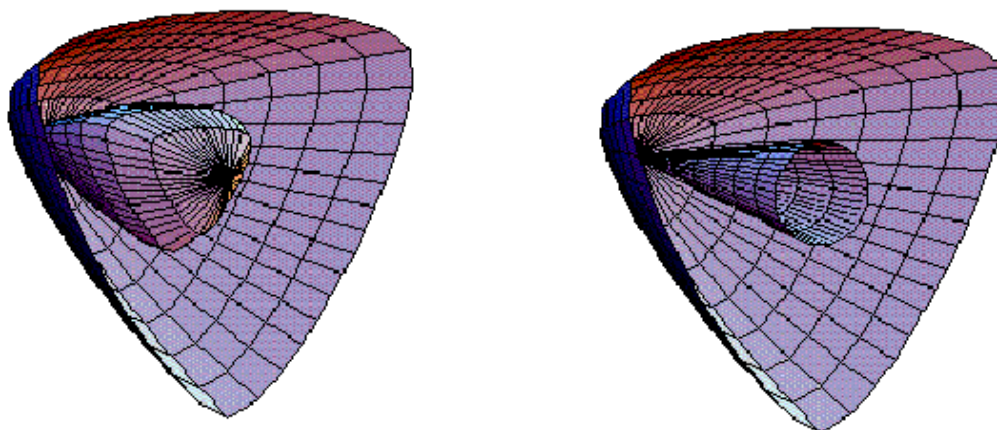
Figur 3.1 Principbild av tillståndsekvationen för betong med kombinerad P - α modell och polynomanpassning.

3.2 Konstitutiva modeller

Här ges en kortfattad beskrivning av de materialmodeller som använts vid simuleringarna. RHT-modellen och Drucker-Prager modellen beskriver betongens hållfasthet samt Johnson & Cook modellen användes för beskrivning av armeringens hållfasthet. Dessa materialmodeller finns implementerade i Autodyn version 5.0.02c. För utförligare beskrivningar av de olika modellerna hänvisas till Chen (1982), Riedel (2000) samt Johnson och Cook (1983).

Enligt Chen (1982) har flytytan för betong en nästan triangulär geometri i det deviatoriska planet vid små hydrostatiska tryck men övergår till att bli mer cirkulär vid högre hydrostatiska tryck. Det deviatoriska planet är flytytans geometri vid ett snitt vinkelrät mot den hydrostatiska axeln. Beteendet vid brott vid små respektive högre hydrostatiska tryck skiljer sig genom att ett sprött brott uppstår vid dragbelastning och för tryckspänningar vid låga tryck. Enaxiell tryckspänning ger till exempel ett sprött brott och kommer då upp i relativt låga hydrostatiska tryck. Under höga hydrostatiska tryck kan däremot betong deformeras plastiskt likt ett segt material på flytytan innan brottöjningarna uppnås vilket har observerats vid provning med triaxiellt spänningstillstånd av betong (Chen, 1982). RHT-modellen är en generell konstitutiv modell för spröda material och har använts på FOA/FOI sedan 1999 för simuleringar av penetrationsförlopp i betong. Denna materialmodell är utvecklad vid EMI (Ernst Mach Institute), (Riedel, 2000). Modellen består av tre tryckberoende flytytor nämligen en elastisk yta, en brottyta och en resthållfasthetsyta, se Figur 3.2. Vid belastning nås först

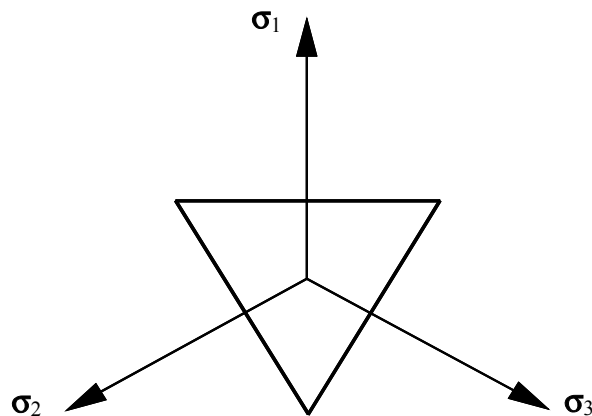
den elastiska ytan varefter skjuvmodulen reduceras och spänningarna ökar under töjningshårdnandet upp till brottytan. Brottytan är töjningshastighetsberoende med olika beroende för tryck- och dragbelastning. Ökande plastiska töjningar efter att brottytan uppnåtts leder till skadeutveckling och hållfasthetsreduktion. Denna reduktion av hållfastheten beskrivs av en skademodell där återgången från brottytan till resthållfasthetsytan sker.



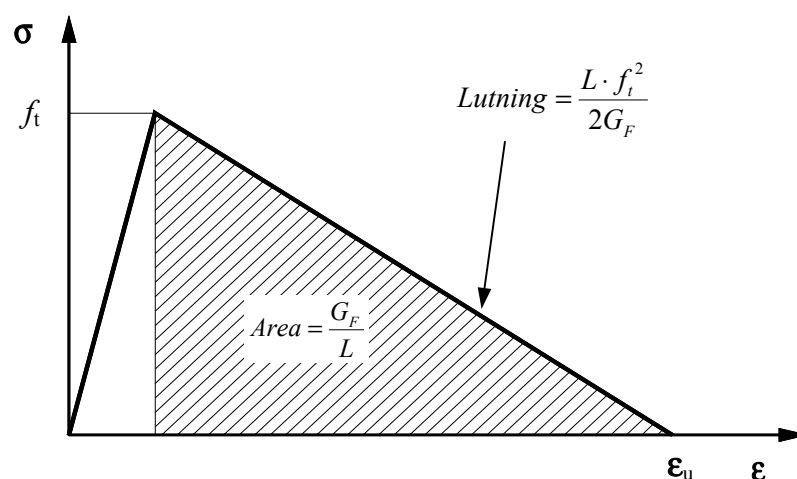
Figur 3.2 De tre tryckberoende flytytorna enligt RHT-modellen som tredimensionell projektion (Riedel, 2000). Den vänstra figuren visar brottytan (yttre) och den elastiska ytan (inre), medan den högra figuren visar brottytan och resthållfasthetsytan (inre).

För att beskriva initiering av dragbrott i betongen användes Rankines kriterium vid simuleringarna. Detta kriterium säger att brott inträffar i den punkt där någon av huvudspänningarna uppnår betongens enaxiella draghållfasthet. Brottytans utseende är triangulär i det deviatoriska planet enligt Figur 3.3. Det är väl känt att då betong går till brott vid dragbelastning reduceras inte spänningen momentant till noll utan brottområdet kommer få en tillskottsdeformation under kontinuerligt sjunkande spänning samtidigt som materialet utanför brottområdet avlastas (Hillerborg, 1978). Modellering av betongen efter att dragbrott har initierats är i Autodyns standardmodeller approximerad med ett linjärt deformationsmjuknande där bland annat värdena på brottenergin (G_F) och den aktuella elementlängden (L) ger lutningen på deformationsmjuknandet (Autodyn, 2003), se Figur 3.4. Den verkliga spricköppningen beskrivs i Autodyn som en töjning fördelat över elementlängden. I litteraturen refereras detta angreppssätt ofta till som en ”smeared crack model”. Vidare tas ingen hänsyn till inverkan av betongens töjningshastighetsberoende vid dragbelastning i Autodyn's modell för deformationsmjuknande. Värdet för brottenergin sattes i simuleringarna till 180 Nm/m^2 vilket valdes med utgångspunkt från försök enligt Balazs och Hallgren (1996). Emellertid valdes vid en senare del av simuleringarna ett lägre värde på 122 Nm/m^2 från en ekvation baserat på medelvärde av tryckhållfastheten och maximal stenstorlek i betongen enligt CEB (1993). Detta värde är sannolikt ett bättre mått på brottenergin för den aktuella betonghållfastheten, se vidare kapitel 4.7.

Skadeutvecklingen i dragbelastat material är i Autodyn ett mått på töjningen från det att initiering av sprickan sker till dess att en fullt utvecklad spricka uppstått relativt brotttöjningen i varje element. Storleken på brotttöjningen definieras av lutningen på den linjära deformationsmjuknande delen. Skadeutvecklingen definieras således som 0 (noll) för ett fullt intakt element upp till töjningen där initiering av dragbrott inträffar. Därefter sker en successiv skadeutveckling med avtagande spänning tills brotttöjningen uppnåtts och ingen spänning kan längre överföras av materialet, det vill säga en fullt utvecklad spricka har uppstått. Ett element som uppnått brotttöjningen erhåller således värdet 1,0. Skadeutvecklingen för tryckbelastat material sker på liknande sätt som här beskrivits för dragbelastat material med den skillnaden att resthållfasthetsytan nås vid en skadegrad av 1,0 i RHT-modellen. Indata för RHT-modellen presenteras i Tabell A2 i Appendix A.



Figur 3.3 Rankineytan i det deviatoriska planet.



Figur 3.4 Standardmodellen för deformationsmjuknande i Autodyn.

Mohr-Coulomb modellen karakteriseras av raka linjer i meridianplanet och har formen av en hexagon i det deviatoriska planet, vilket i vissa fall kan vara matematiskt olämpligt. Drucker och Prager presenterade således år 1952 en approximation till Mohr-Coulombs flytyta där dess form istället är cirkulär i det deviatoriska planet. Drucker-Prager modellen ger alltså en flytyta med formen av en cirkulär kon i huvudspänningsrymden. Chen (1982) nämner att denna konform med raka linjer i meridianplanet samt den cirkulära formen i det deviatoriska planet avviker från experimentella resultat. I Autodyn version 5.0.02c kan dock Drucker-Prager modellen även beskrivas med stegvis linjär anpassning av en krökt linje i meridianplanet eller med en kontinuerligt krökt linje vilket benämns ”stassi hardening” i Autodyn. Den sistnämnda valdes i de simuleringar där Drucker-Prager modellen användes. Vidare beskriver Drucker-Prager modellen ett elastiskt-idealplastiskt materialbeteende utan skadeutveckling för tryckbelastat material.

Johnson & Cook modellen är en konstitutiv modell för metaller (Johnson och Cook, 1983) som tar hänsyn till förhållandet mellan flytspänningen (σ) och den plastiska töjningen (ϵ), den plastiska töjningshastigheten ($\dot{\epsilon}$) samt temperaturen (T), se ekvation (1) nedan.

$$\sigma = (A + B\epsilon^n) \left[1 + C \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right] \left[1 - \left[\frac{T - T_r}{T_m - T_r} \right]^m \right] \quad (1)$$

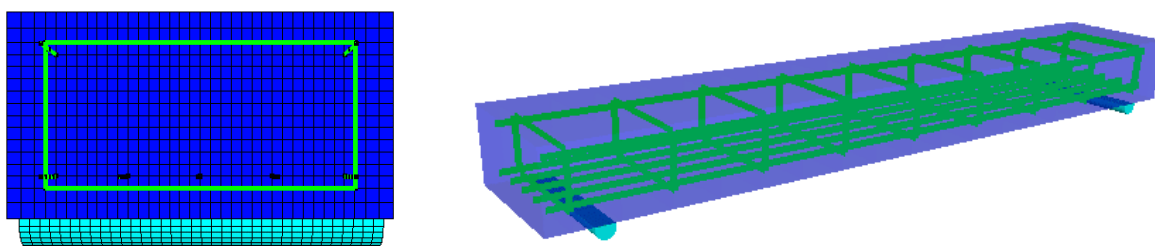
Referenstöjningshastigheten ($\dot{\epsilon}_0$) är satt till $1,0 \text{ s}^{-1}$. Uttrycket i den mellersta parentesen som beaktar töjningshastighetsberoendet används endast för värden på $\dot{\epsilon}$ som överstiger 1,0 i Autodyn. Temperaturerna T_r och T_m är referenstemperaturen (vanligtvis rumstemperatur 293 K) respektive smälttemperaturen. Materialparametrarna A , B och n beskriver materialets flytspänning och deformationshårdnande. Slutligen är C en konstant som tar töjningshastighetsberoendet i beaktande och m är en parameter som inkluderar effekten av temperaturhöjningar. I denna undersökning sattes värdet på konstanten C till 0 vid samtliga simuleringar vilket kopplar bort töjningshastighetsberoendet. För armeringen användes Johnson & Cook modellen tillsammans med en linjär EOS. Här användes ett stegvist linjärt anpassat töjningshårdnande som ersatte uttrycket i den första parentesen i ekvation (1) ovan, se vidare kapitel 3.3 nedan. I detta sammanhang är det intressant att även kommentera att Malvar och Crawford (1998) har genomfört en litteraturstudie och sammanställt data från dragförsök vid olika töjningshastigheter för olika armeringskvaliteter. Dessutom föreslår de en modell som ger flytspänningen vid olika töjningshastigheter. Från denna sammanställning framgår att en förhöjning på 15-20 % av värdet för den statiska flytspänningen för en armeringskvalitet motsvarande B500BT är rimligt vid en töjningshastighet på omkring 1 s^{-1} . Referenstöjningshastigheten valdes i detta fall till 10^{-4} s^{-1} .

3.3 Elementindelning och randvillkor

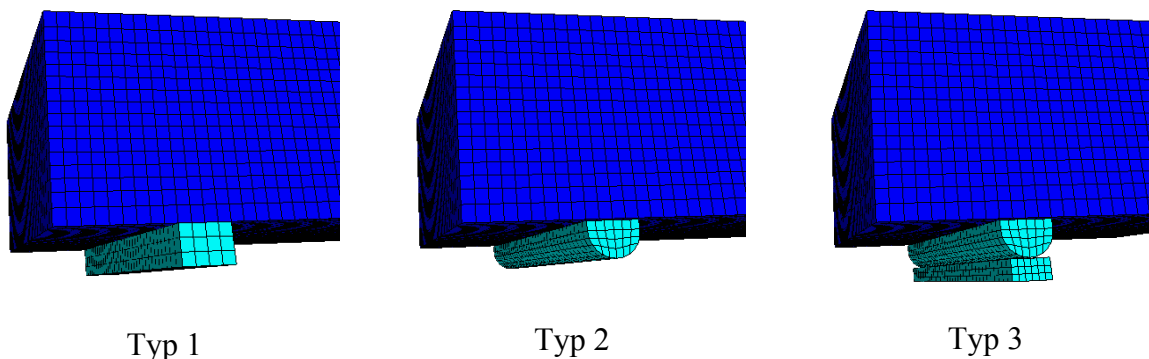
I denna studie användes Autodyn-3D version 5.0.02c med "double precision" för simuleringar med Lagrangeformulering. Vid simuleringarna modellerades betongen i balken med i huvudsak ett grövre och ett finare elementnät. Elementstorleken för betongen i det grövre elementnätet var 10 mm i balkens längdled och 8 mm i bredd samt 9,4 mm i höjdled innanför byglarna, se Figur 3.5. Elementens höjd och bredd i tvärsnittet var sedan graderad med ökande storlek ut mot kanterna. I det finare elementnätet var elementen 5 mm i balkens längdled och 4 mm i de två andra riktningarna innanför bygelarmeringen. Elementens bredd i tvärsnittet var sedan graderad med ökande storlek ut mot kanterna. De två olika elementnäten benämns härafter som "grovt" respektive "fint". Dragarmeringen och tryckarmeringen modellerades först med balkelement med längden 20 mm men vid senare simuleringar användes även längderna 10 mm och 5 mm för dragarmeringen. För den senare delen av simuleringarna modellerades även dragarmeringen med solidelement. För byglarna användes balkelement med längden 16 mm i balkens breddled och 18,8 mm i balkens höjdled. Byglarna modellerades alltså som fyra enskilda stänger i varje tvärsnitt. Avståndet från balkens undersida upp till dragarmeringens mitt var 33 mm vilket är det nominella måttet för balkarna som användes vid försöken, se även Magnusson och Hallgren (2000). Vid en senare experimentell undersökning visade det sig att armeringens verkliga läge faktiskt var i genomsnitt 33 mm från undersidan av balken (Magnusson och Hallgren, 2003).

Vid modelleringen av upplagen togs här ingen hänsyn till att betongbalken i viss mån var fastlåst mot upplagen med två bultar per stöd vid själva försöken, utan balken modellerades som fritt upplagd. Upplagen modellerades i huvudsak med tre olika modeller vilka här benämns Typ 1, 2 respektive 3, se Figur 3.6. Alla tre typerna modellerades som en elastisk metall med en linjär EOS och elastisk konstitutiv modell. Typ 1 bestod av ett stöd med rektangulärt tvärsnitt, typ 2 bestod av ett stöd med halvcirkulärt tvärsnitt och typ 3 var en kombination av de två första typerna. Mellan balkens undersida och stödets ovansida lades ett kontaktvillkor med friktion. För typ 1 och 2 utgjordes rotationen vid stöden av att stöd med balk roterade kring mittnoderna på stödets undersida vilka var låsta i vertikalled. För att undvika problem med lokala deformationer för elementen kring de låsta noderna (se vidare kapitel 4.4) modellerades även ett stöd av typ 3 med ett stöd format som en halv cylinder som i sin tur vilade på ett rektangulärt stöd, se Figur 3.6. Det rektangulära stödet var "skålat" för passning av den cirkulära överytan. Mellan betongbalkens underyta och halvcylinderns överyta sattes ett kontaktvillkor med friktion. För simuleringar fram till och med Beam-test30 modellerades stöden i princip som Typ 1 men med endast två elementrader i kontakt med betongbalkens undersida och med en tjocklek av en elementrad utan friktion som kontaktvillkor. Dessutom skall noteras att denna ursprungliga modelleringen av stöden gav ett spann som var 20 mm för litet jämfört med avståndet mellan stöden vid försöken. Inverkan av detta bedöms dock som försumbart vid simuleringarna.

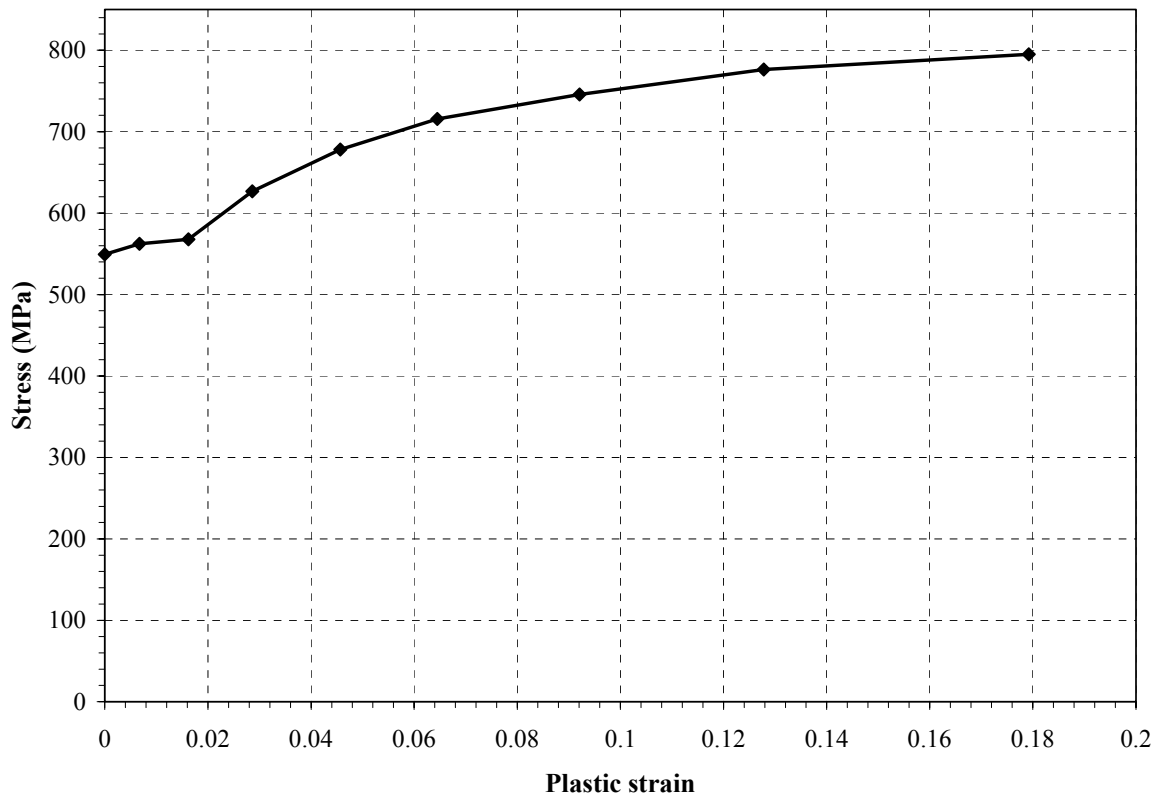
För betongen valdes normalhållfast betong (tryckhållfasthet 35 MPa) från Autodynns referensbibliotek över olika material. För att anpassa den valda betongen till den aktuella betonghållfastheten i balkarna justerades hållfasthetsvärdena som baserades på materialdata från Hallgren och Balazs (1999). Parametrarna för betonghållfastheten presenteras i Tabell A2 i Appendix A. För armeringen användes en linjär EOS och den konstitutiva modellen Johnson & Cook med stegvis linjärt anpassat töjningshårdnande. Materialdata för armeringen baserades på dragförsök som tidigare genomförts i samband med experimenten. Den kurva som användes vid simuleringarna visas i Figur 3.7 och värdena återges i Tabell A.3 i Appendix A.



Figur 3.5 Balk med inlagd armering som balkelement. Notera att modelleringen av stöden ändrades och även i viss mån balkens elementindelningen vid de olika simuleringarna.

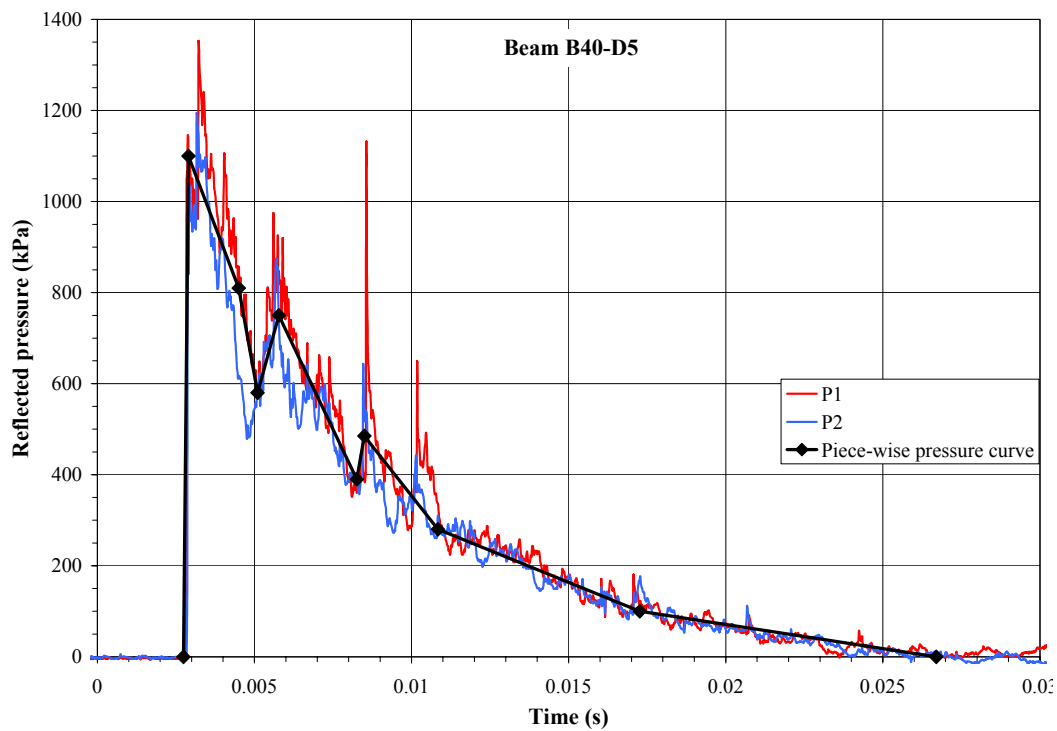


Figur 3.6 Modellering av stöden med tre olika typer.

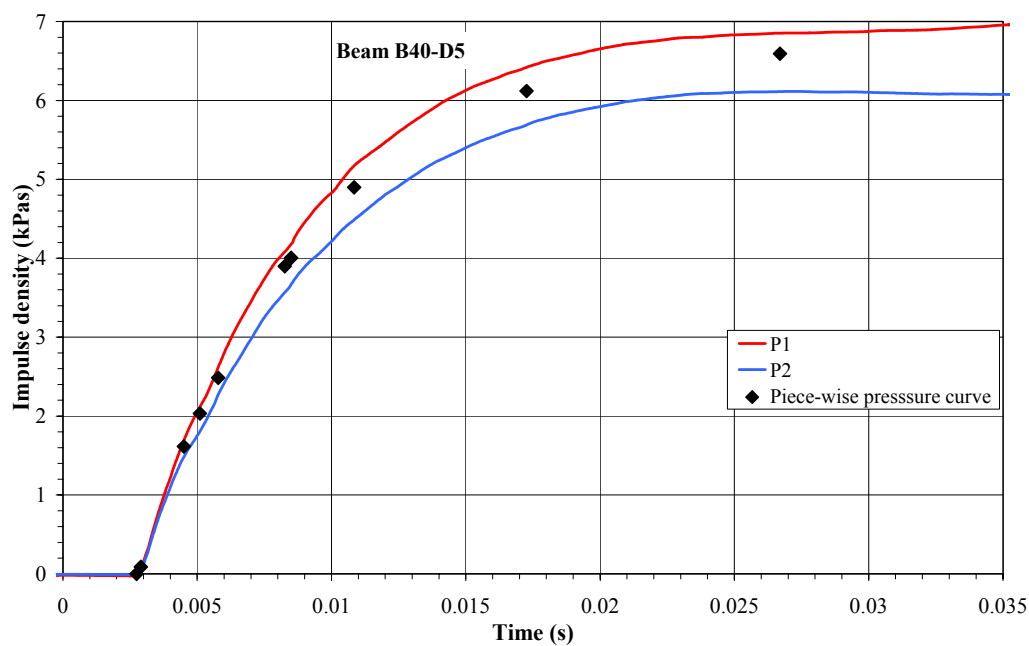


Figur 3.7 Den stegvis linjärt anpassade arbetskurvan för armering B500BT.

Tryckbelastningen på balken i simuleringarna utgjordes av en stegvis linjär anpassning till registreringarna av reflektionstrycket främst vid försöket med balk B40-D5, se Figur 3.8. Den anpassade kurvan bestod således av tio punkter med sammanbindande räta linjer mellan punkterna. En kontroll av impulstäthetens variation över tiden genomfördes dessutom med de från registreringarna. Belastningskurvor vid simuleringar med balkar B40-D3 och B40-D4 som referens visas i Figurer A1-A2 i Appendix A. Det finns även den möjligheten i Autodyn att läsa in den registrerade tryckkurvan från en separat fil och användas som tryckbelastning under simuleringen. Vid simuleringarna anbringades sedan tryckbelastningen på den del av balken som var exponerad vid försöken vilken avgränsades av stötvågstubens invändiga geometri, se Figur 2.2. Belastningen verkade alltså inte över hela balkens längd utan slutade på ett avstånd av 60 mm från respektive balkände, vilket åskådliggörs i Figur 3.9. Här är tryckbelastningen inlagd som ett randvillkor enligt den rödfärgade ytan på balkens överyta.

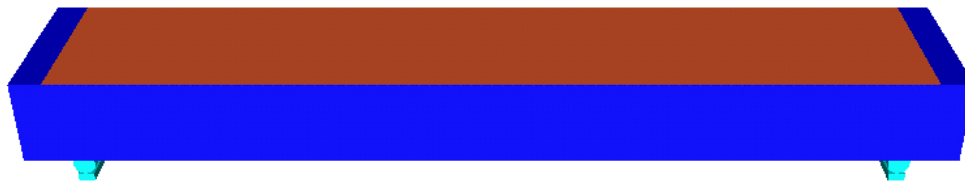


(a)



(b)

Figur 3.8 Tryckkurva stegvist linjärt anpassad till registreringarna av reflektionstrycket från försöket med balk B40-D5 samt impulstäthetens variation.

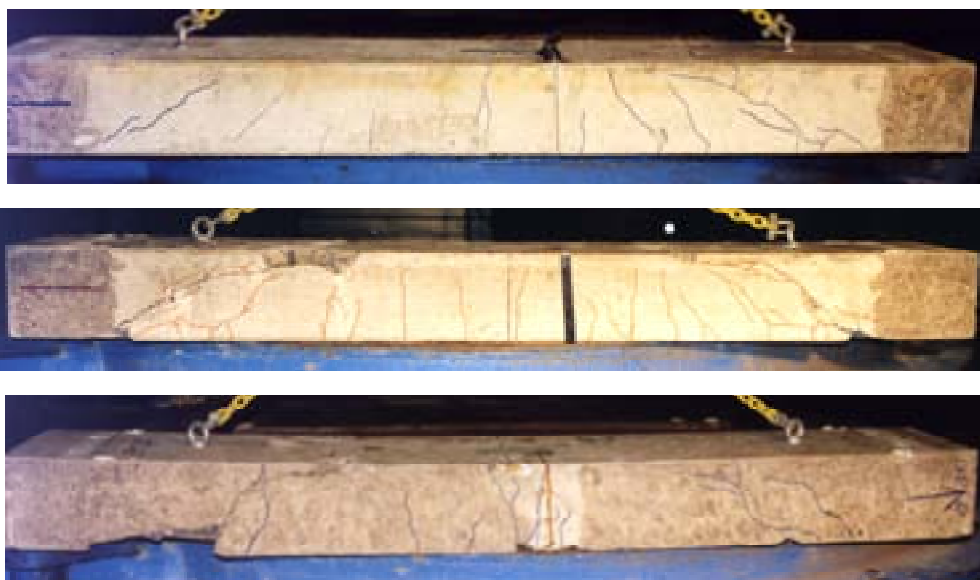


Figur 3.9 Balk med pålagd tryckbelastning som randvillkor på ovansidan.

4 Utvärdering av simuleringsresultat

4.1 Allmänt

Vid utvärderingen studerades i första hand balkens respons i form av nedböjning, hastighet, spänningar i balkens tvärsnitt samt sprickbild och brottmod. För att underlätta redovisningen och överblicken över simuleringsresultaten delas utvärderingen upp i olika kategorier vilka redovisas separat enligt nedan. Eftersom inverkan av ett antal olika parametrar studerades kan i vissa fall samma simuleringsbild återkomma under fler än en underrubrik. Färgkodningen för de olika balkarna anger graden av utvecklad skada enligt kapitel 3.2 ovan. Som referens användes till stor del mätresultaten från försöket med balk B40-D5, men även balkar B40-D3 och B40-D4 användes som referens. Dessa balktyper valdes eftersom de var gjutna i normalhållfast betong för vilket det finns väl dokumenterade materialparametrar för RHT-modellen, se kapitel 3.3 ovan samt Appendix A.



Figur 4.1 Bild av balk B40-D3 (överst), B40-D4 (mitten) och B40-D5 (nederst) efter belastning med luftstötstång, se Hallgren och Balazs (1999) samt Magnusson och Hallgren (2000).

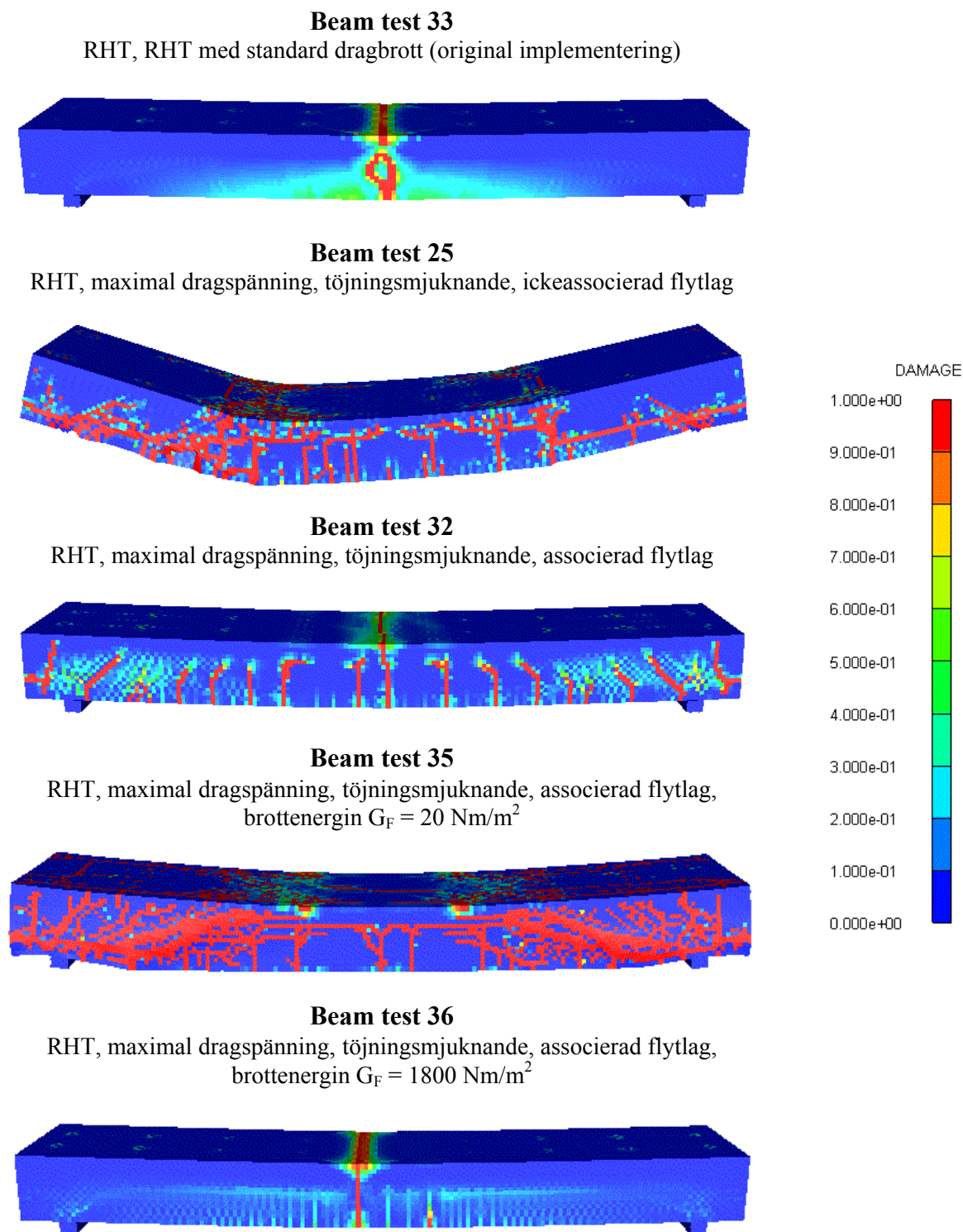
4.2 Jämförelser mellan olika brottvillkor

Resultaten från simuleringarna visar på väsentliga skillnader vad det gäller nedböjningar, sprickbilder och brottmoder, se Figur 4.2. Vid simuleringarna studerades inverkan av olika brottvillkor och flytlagar för betong samt variationer av betongens brottenergi. Här studerades två olika sätt att återföra plastiska spänningar till flytytan (eller riktningar för det plastiska töjningsinkrementet). Det ena sättet tar hänsyn till den plastiska volymökning som sker nära brott för betongen under dragbelastning och då återförs spänningarna vinkelrätt in mot

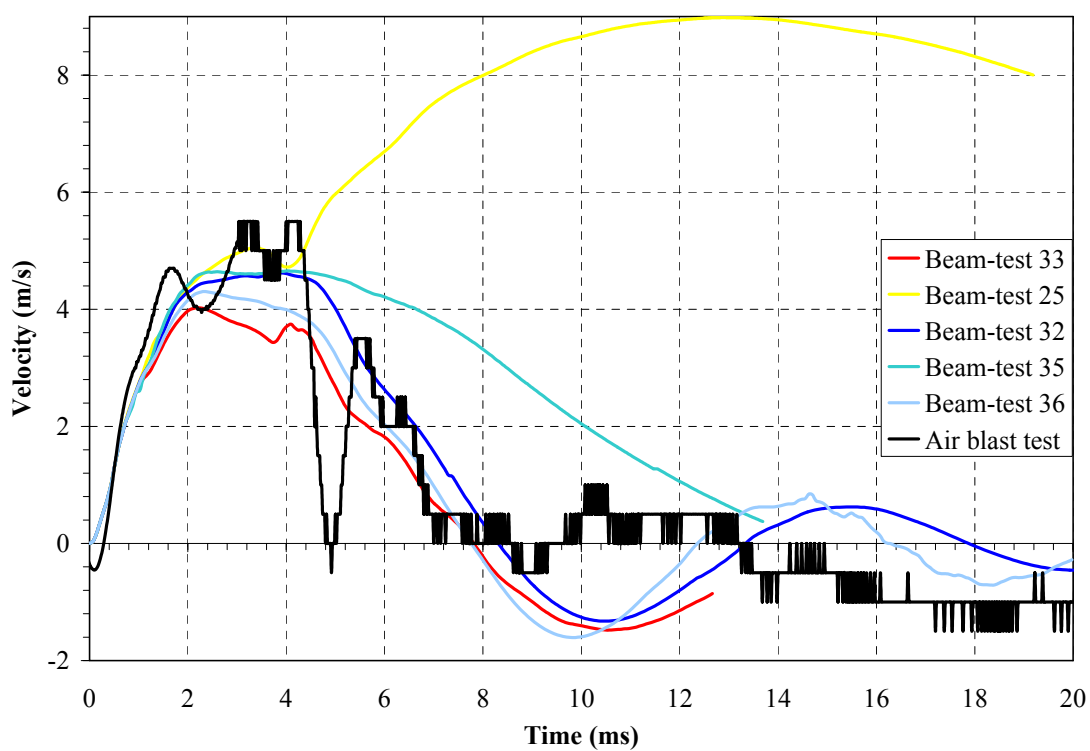
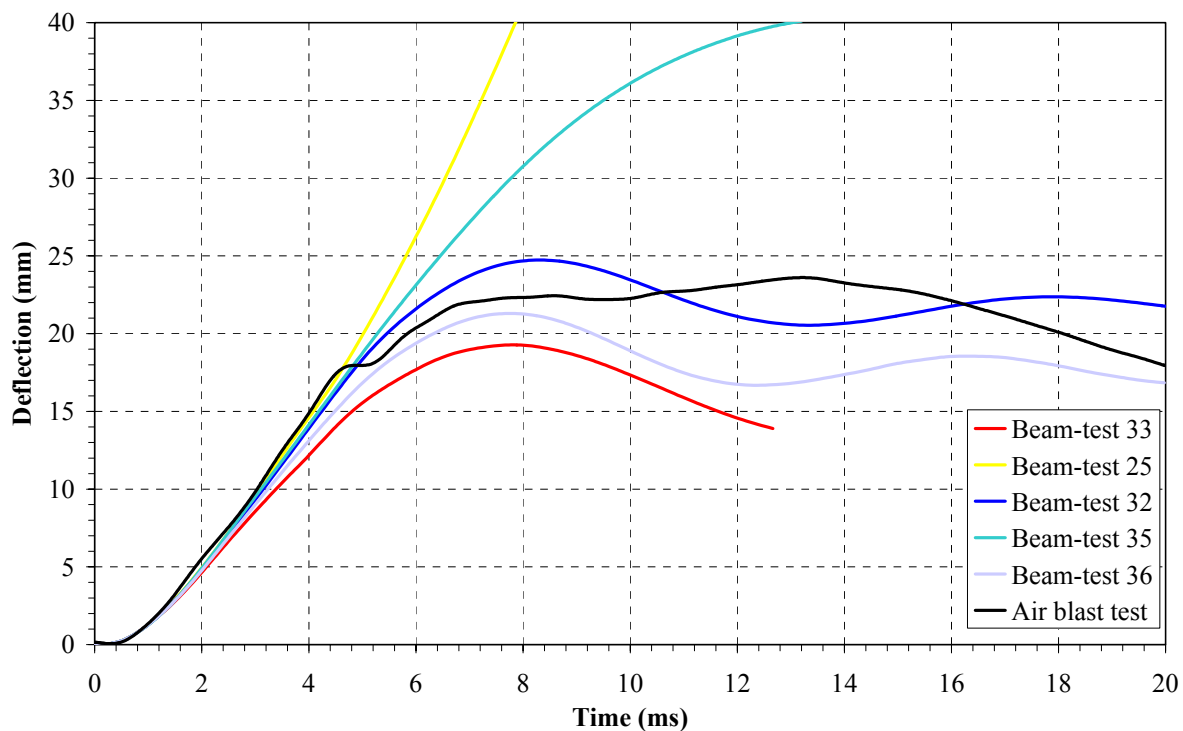
brottytan (Rankine) i meridianplanet. Denna metod svarar mot en associerad flyttag och benämns "associative bulking" enligt Autodyn (2003) och gav rimliga resultat vid simuleringarna. För en ickeassocierad flyttag återförs de plastiska spänningarna ned till brottytan i riktning vinkelrätt mot den hydrostatiska tryckaxeln i meridianplanet. Ingen hänsyn tas därmed till den plastiska volymökningen. En ickeassocierad flyttag benämns "no bulking" i Autodyn och vid dessa simuleringar erhöles en mycket mjuk balkrespons med alldeles för stora nedböjningar och stora sprickzoner jämfört med försöksresultatet, se Beam test 25 i Figur 4.2 och Figur 4.3. Balken deformerades även något runt anliggningsytan mot stöden så att dessa trycktes in något i balken. I Autodyns teorimanual nämns att metoden med "no bulking" är satt som ett standardvärde därför att det anses att användandet av en associerad flyttag kan ge en överdriven volymutvidgning av materialet. Trots det indikerar dessa simuleringar att det är nödvändigt att ta hänsyn till den volymökning som sker nära brott vid denna typ av belastning. Dessutom nämner Chen (1982) att en associerad flyttag är den metod som övervägande används för betong vid strukturrepons. Vidare noterades att vid en närmare betraktelse av balkens utböjningshastighet uppstod en avvikande form på hastighetskurvan då en ickeassocierad flyttag användes, se Beam test 25 i Figur 4.3. Där följer hastighetskurvorna övriga simuleringars hastighetskurvor och försöksdata fram till tiden omkring 4 ms. Omkring denna tidpunkt då hastighetskurvan börjar peka nedåt och balken retarderar händer något i simuleringen och balken får återigen en acceleration och hastigheten ökar till värden som vida överskrider försöksresultaten. Simuleringen Beam test 29 där Drucker-Prager modellen används uppvisar liknande tendens, se kapitel 4.3 nedan.

Inverkan på förändrade värden för brottenergin (G_F) studerades vilket i simuleringarna ger olika lutning på den deformationsmjuknande delen för betong vid dragbelastning, se även kapitel 3.2. Vid simuleringarna med Beam test 35 och 36 studerades inverkan av två olika värden för G_F , nämligen 20 Nm/m^2 respektive 1800 Nm/m^2 . Det lägre värdet valdes för att spegla en balk med ett väldigt sprött betongbrott vid dragbelastning och det högre värdet återspeglar ett rimligt värde för en fiberarmerad betong se Balazs och Hallgren (1996). I de övriga simuleringarna användes ett värde på 180 Nm/m^2 för brottenergin vilket var ett resultat från utvärdering av brottenergin för standardbetong enligt Balazs och Hallgren (1996). Emellertid gjordes vid en senare del av simuleringarna ytterligare en modifiering av värdet för brottenergin, se vidare kapitel 4.7. Beam test 35 uppvisade ett mjukare beteende med större utböjning och större sprickzoner jämfört med Beam test 36 och 32 vilket var att förvänta, se Figur 4.2 och Figur 4.3. Beam test 36 uppvisade i stort sett endast en smal skadezon i mitten på balken och dessutom ändrades brottmoden från skjuvbrott till böjbrott med krossning av betongen. Skjuvbrott förhindrades alltså att utvecklas vilket även observerades vid försök med balkar av fiberarmerad höghållfast betong, se Magnusson och Hallgren (2000). Vidare användes även standardmodellen för dragbrott i RHT-modellen där brottet sker momentant efter det draghållfastheten uppnåtts och utan deformationsmjuknande för Beam test 33. Här

erhölls inga separata sprickor i balkens dragzon utan det bildas sammanhängande skadezoner, se Figur 4.2. Utböjningskurvan visar dock rimliga resultat, se Figur 4.3.



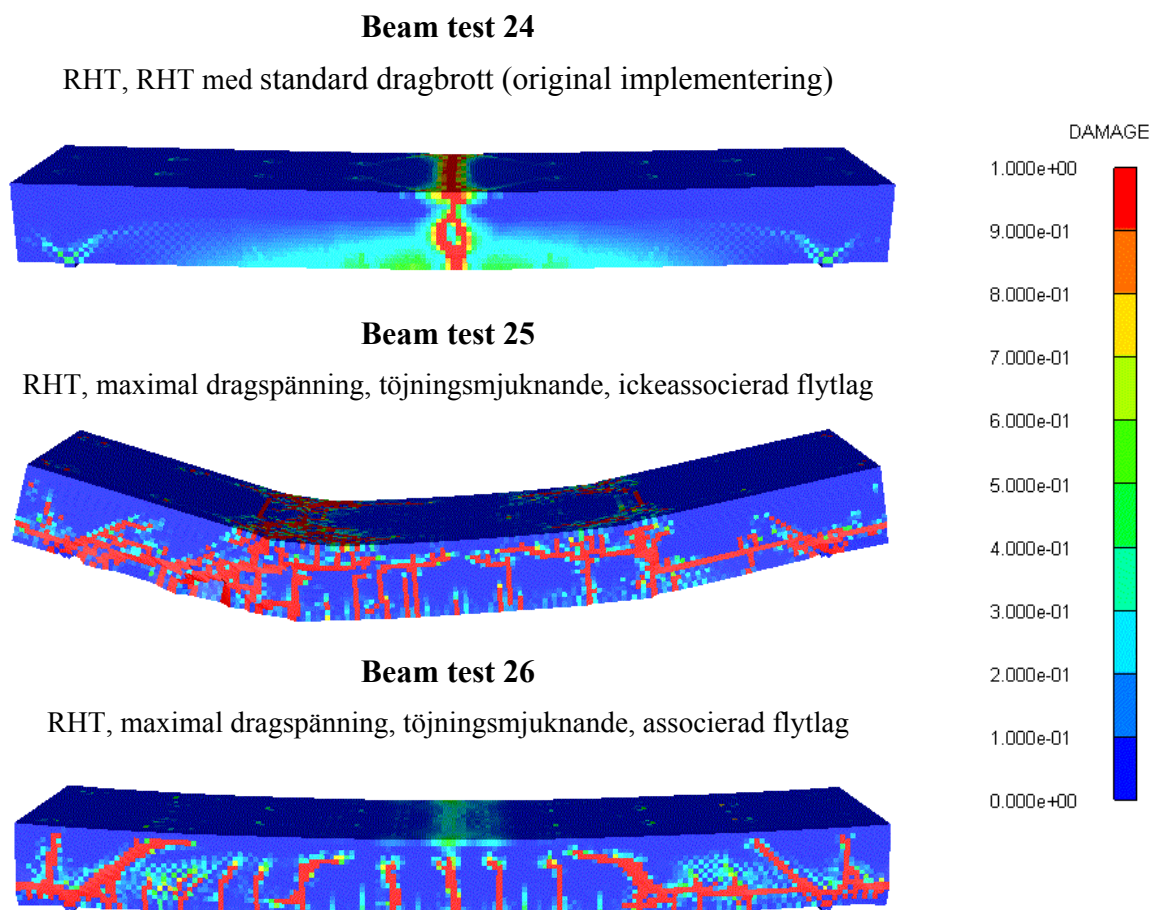
Figur 4.2 Simuleringsresultat vid olika brotvillkor och flytlagar för RHT-modellen.



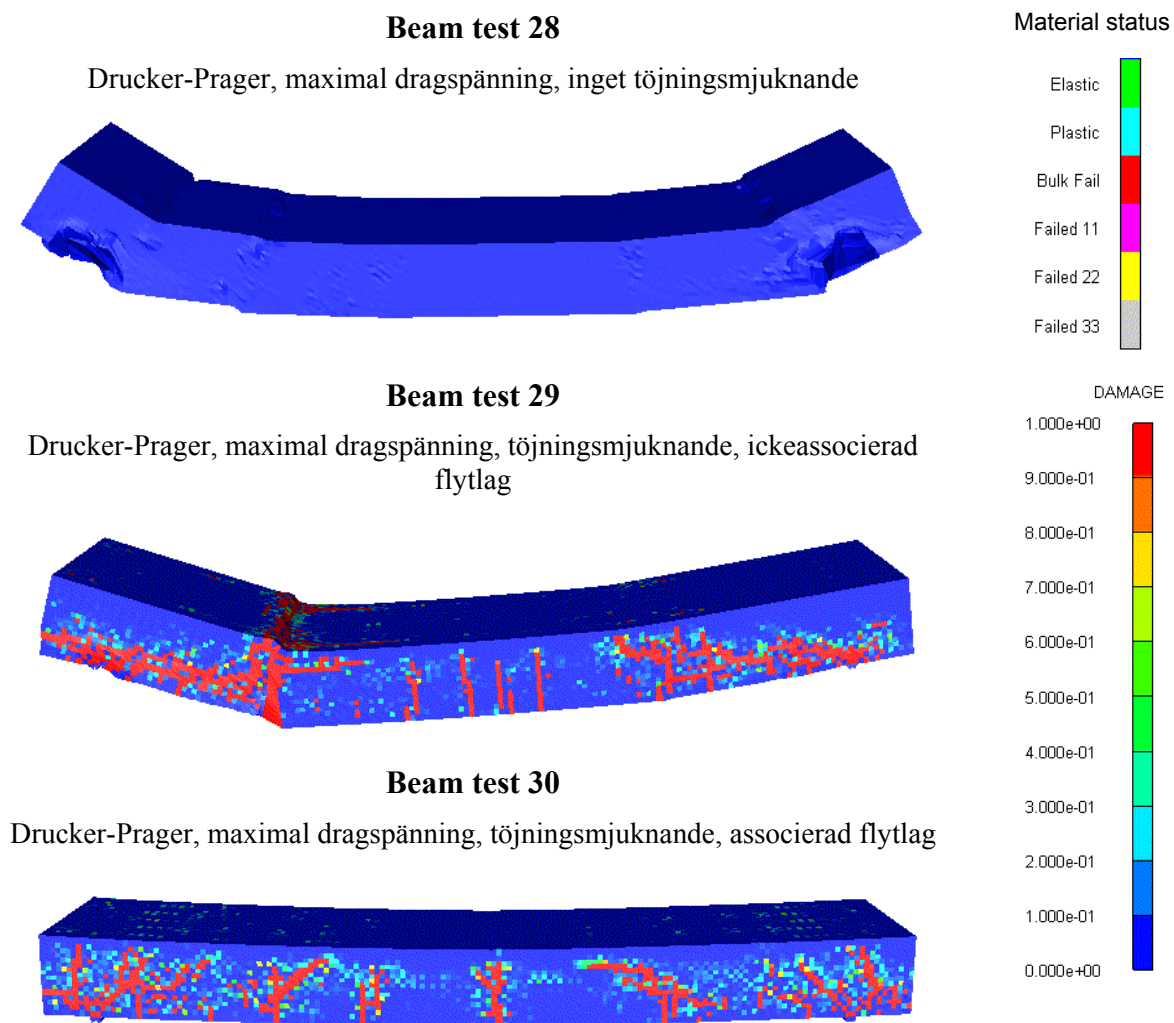
Figur 4.3 Deformations- och hastighetskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.

4.3 Jämförelser mellan materialmodeller

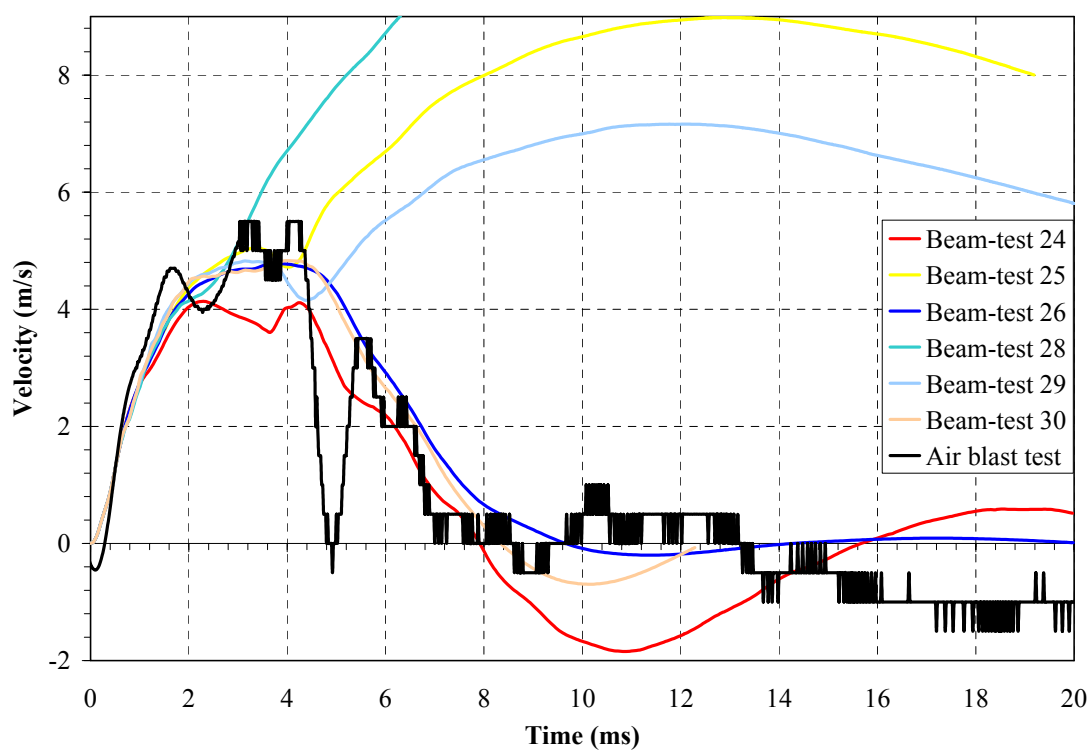
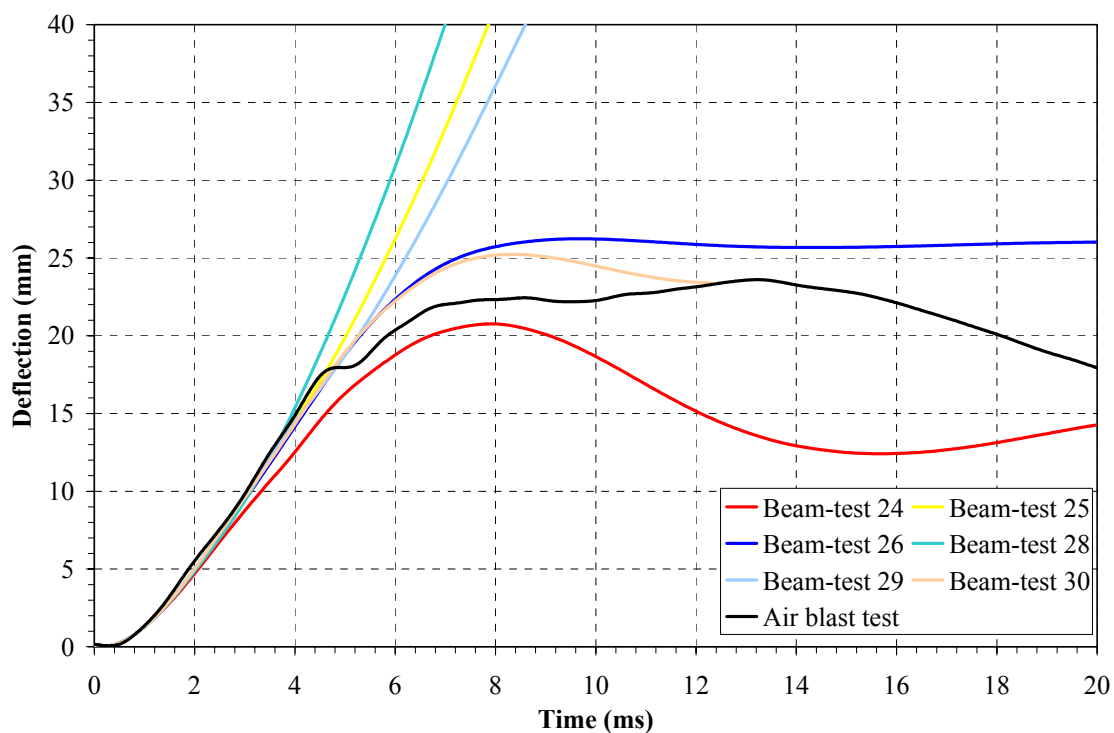
Vid en jämförelse mellan de två materialmodellerna RHT och Drucker-Prager noterades en likvärdig respons då associerad flyttag användes, se även kapitel 4.2 ovan. Simuleringarna med Beam test 26 och 30 gav alltså likvärdiga utböjnings- och hastighetskurvor samt sprickbilder, se Figur 4.4 – 4.5. Simuleringarna med Drucker-Prager modellen uppvisar ingen skadeutveckling i tryckzonen på grund av att detta är en elastisk-idealplastisk modell utan någon modell för skadeutveckling i tryck.



Figur 4.4(a) Simuleringsresultat vid användandet av RHT modellen Drucker-Prager.



Figur 4.4(b) Simuleringsresultat vid användandet av Drucker-Prager modellen.

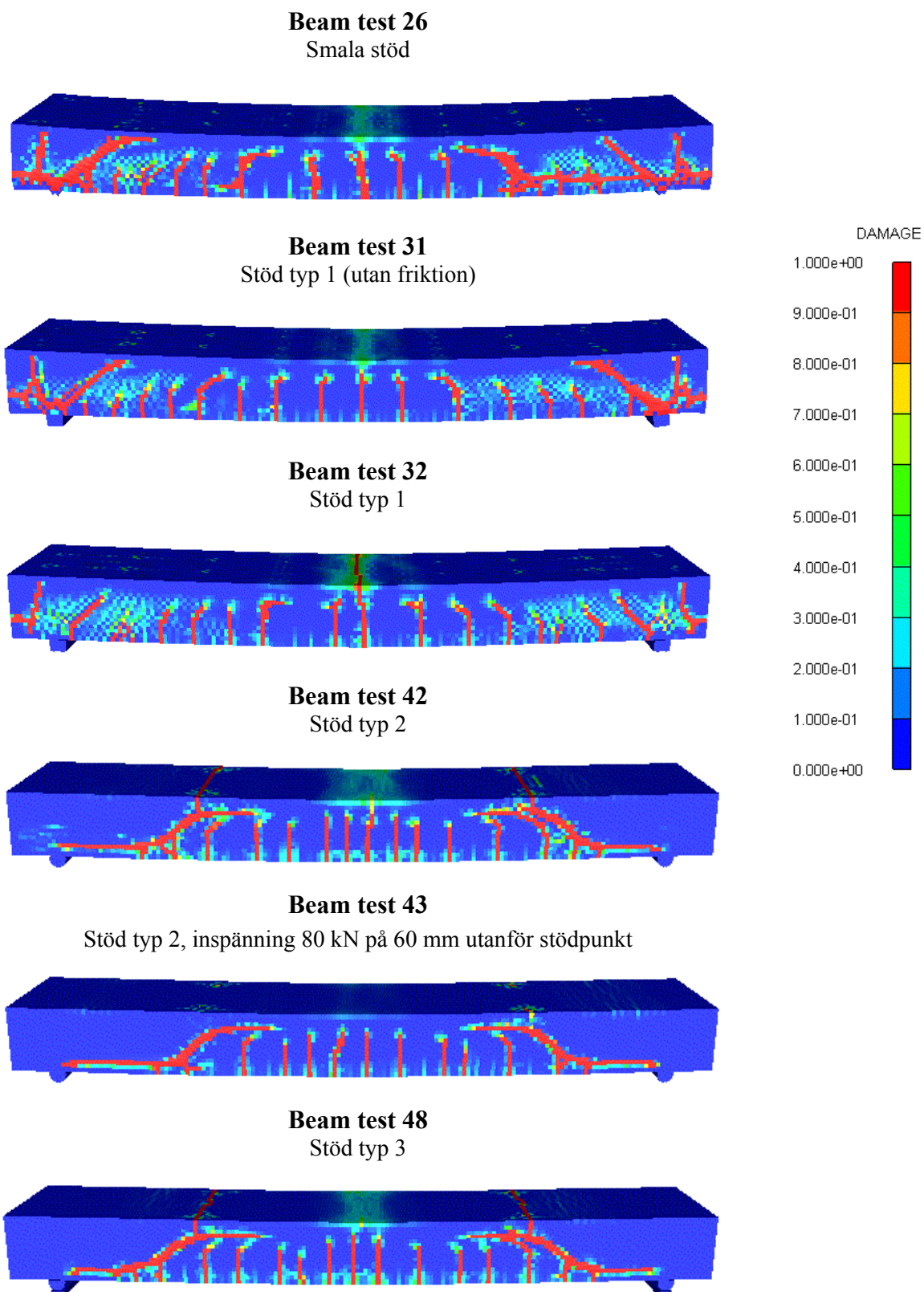


Figur 4.5 Deformations- och hastighetskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.

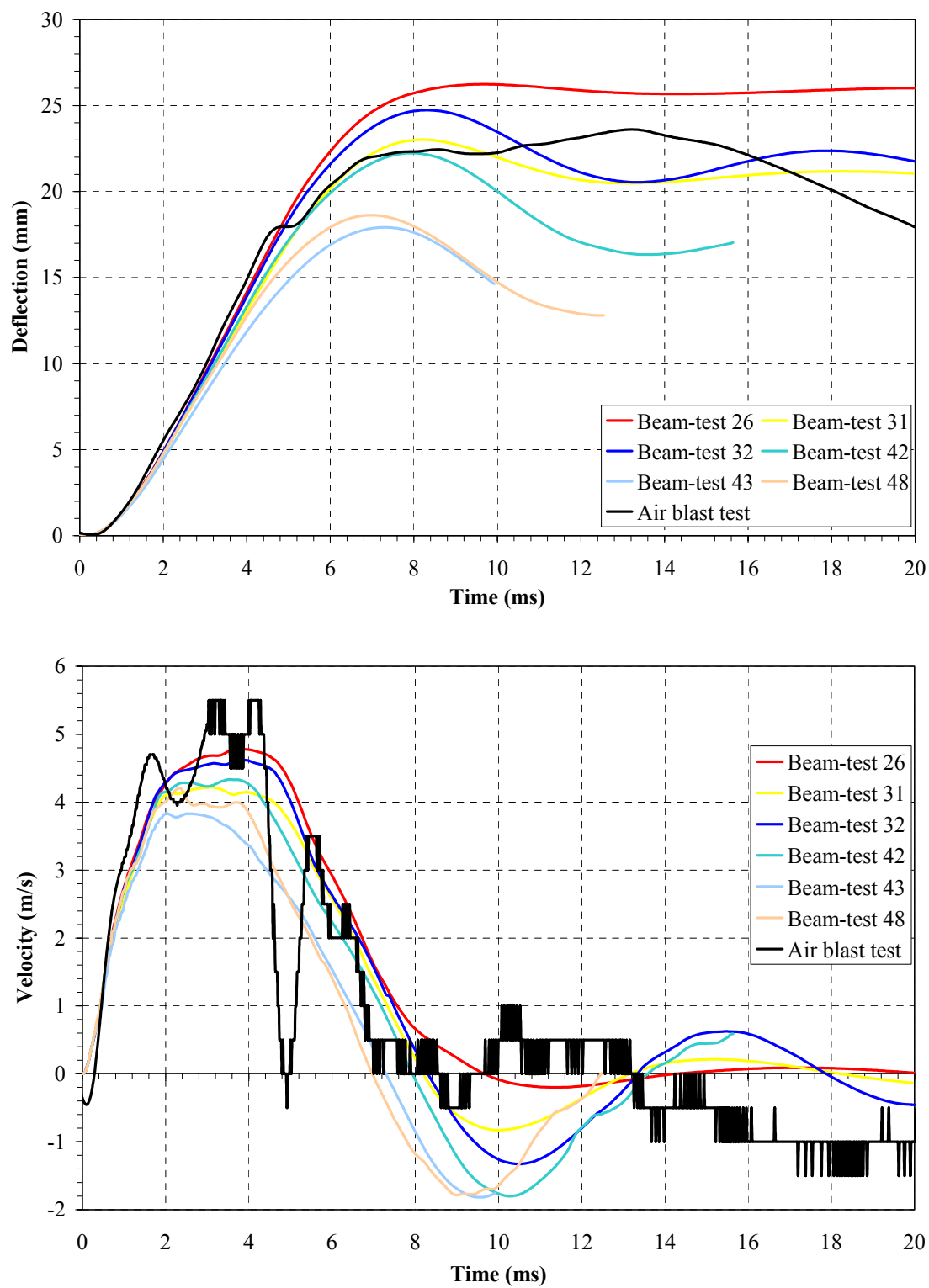
4.4 Modellering av stöd

Det var intressant att studera inverkan på balkresponsen beroende på hur stöden modellerades. Övergången från smalt stöd (Beam test 26) till stöd typ 1 utan friktion mellan balk och stöd (Beam test 31) reducerade skadezonerna på balkens dragsida, Figur 4.6. När stöd typ 1 (med friktion inlagd som kontaktvillkor mellan stöd och balk) erhöles reduktion av skadezonerna kring stöden för Beam test 32. Vid användandet av stöd typ 2 (Beam test 42) respektive typ 3 (Beam test 48) erhöles ytterligare reduktion av skadezonen kring stöden och ut mot balkändarna. En måttlig spridning av balkens deformationer och hastigheter noterades för de olika stödmodellerna, se Figur 4.7.

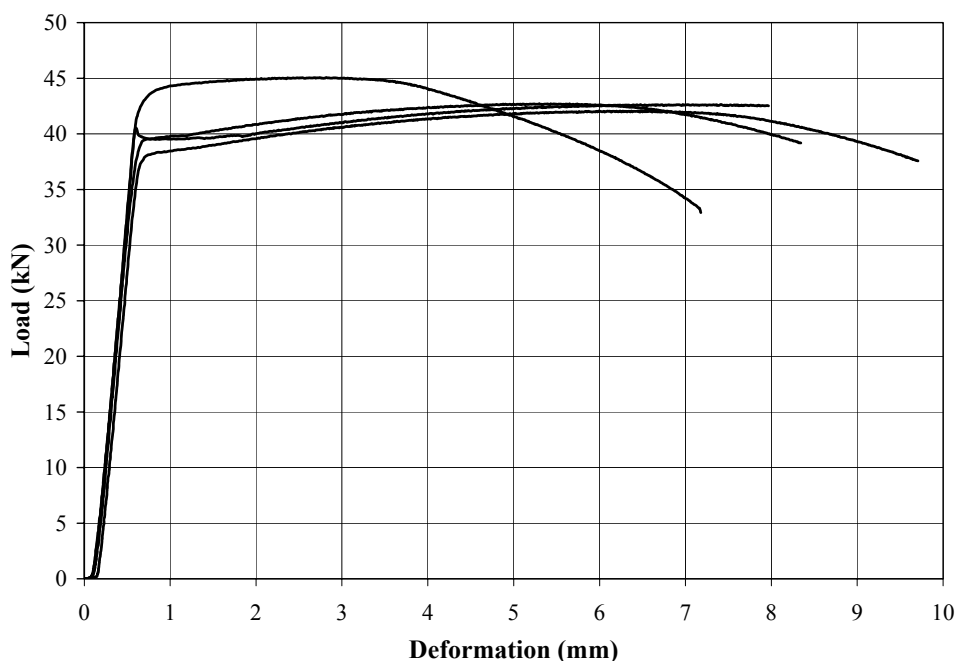
Eftersom balkarna var fixerade mot stöden med bultar under de dynamiska försöken genomfördes en simulering för att kontrollera inverkan av denna inspanning. För fixeringen användes två bultar med diametern 10 mm vid respektive upplag enligt Figur 2.3. Efter försöken noterades att bultarna undergått viss plasticering eftersom dessa var böjda, speciellt då betongbalken erhållit relativt stora deformationer. Förutom böjning utsattes bultarna dessutom för en dragkraft på grund av betongbalkens vinkeländring vid stöden och denna dragkraft bidrar till största delen till balkens inspanning. Det krävs relativt små moment för att böja en av bultarna. Eftersom bultarnas hållfasthet var okänd genomfördes enaxiella dragförsök och Figur 4.8 visar resultaten. Det noterades att arbetskurvan för en av bultarna avvek från kurvorna för de övriga tre bultarna, vilket troligen beror på att den första bulten uppnått större plastiska deformationer från tidigare försök än de övriga tre. Detta speglas i en lägre brottdeformation och högre flytspänning för den avvikande bulten. Ett rimligt antagande är att den inspanningskraft som en betongbalk utsätts för ligger på ca 40 kN per bult vilket också antogs vid simuleringen Beam test 43. I denna simulering lades en vertikal last på balkens ovansida som randvillkor motsvarande 80 kN utspridd över två elementrader och över hela balkens bredd samt på 60 mm avstånd utanför stödpunkten mot respektive balkände. Detta resulterade i en reducerad utböjning jämfört med övriga modeller. Villkoren som användes vid simuleringarna i Figur 4.6 var enligt: RHT, maximal dragspänning, töjningsmjuknande, associerad flyttag.



Figur 4.6 Simuleringsresultat vid olika modellering av stöden.



Figur 4.7 Deformations- och hastighetskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.

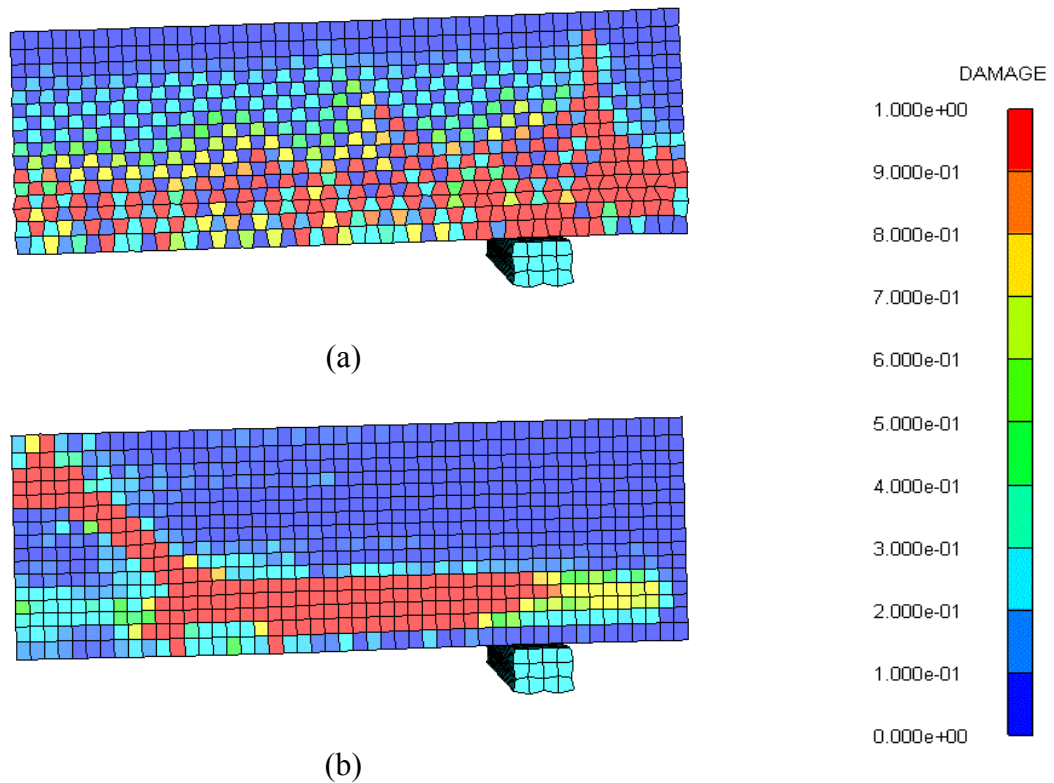


Figur 4.8 Resultat från enaxiella dragförsök på bultarna som användes vid de dynamiska försöken för att fixera betongbalkarna vid stöden.

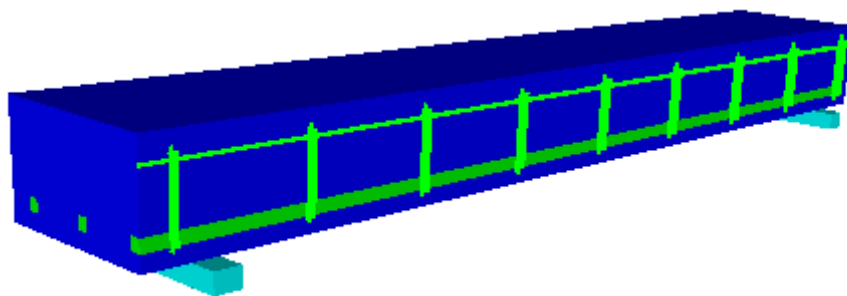
4.5 Modellering av armering och inverkan av elementstorlek

Vid de inledande simuleringarna med grov elementindelning uppstod det så kallad "hourglass distorsion" av solidelementen i balken, se Figur 4.9. Detta är en form av numerisk instabilitet vilket ger upphov till felaktiga simuleringsresultat. Därför undersöktes om olika längder för dragarmeringens balkelement påverkade uppträdandet av denna instabilitet. I den ursprungliga modellen användes en elementlängd på 20 mm för armeringen. Således sker här kopplingen med betongens solidelement i varannan nod i balkens längdriktning. Vid dragbelastning av armeringen kommer dragspänningarna att överföras till betongen vid dessa noder. Vid en simulering halverades elementlängden till 10 mm (Beam test 34) och här erhöles ingen distorsion av elementen, se Figur 4.9. I de därefter följande simuleringarna modellerades således dragarmeringen med 10 mm långa balkelement. Det noterades att det även uppkom en lokal deformation av elementnätet för stöden och detta beror sannolikt på att dessa var låsta i z-led för alla mittnoder på undersidan. I en senare del av simuleringsserien modellerades dragarmeringen dessutom med solidelement vilket kan vara att föredra för att bättre beskriva kraftöverföringen från armering till betong. Modellering av dragarmeringen med solidelement studerades först i Beam test 37c, se Figur 4.10, och därefter i Beam test 48 och 54 samt Beam fine 110. För Beam test 37c modellerades dragarmeringen med fyra element i tvärsnittet och med mittnoden liggande på samma avstånd från balkens undersida som den ursprungliga modelleringen med balkelement. Emellertid erhöles inte samma totala tvärsnittsarea jämfört med det verkliga fallet. För att kompensera för detta ökades istället

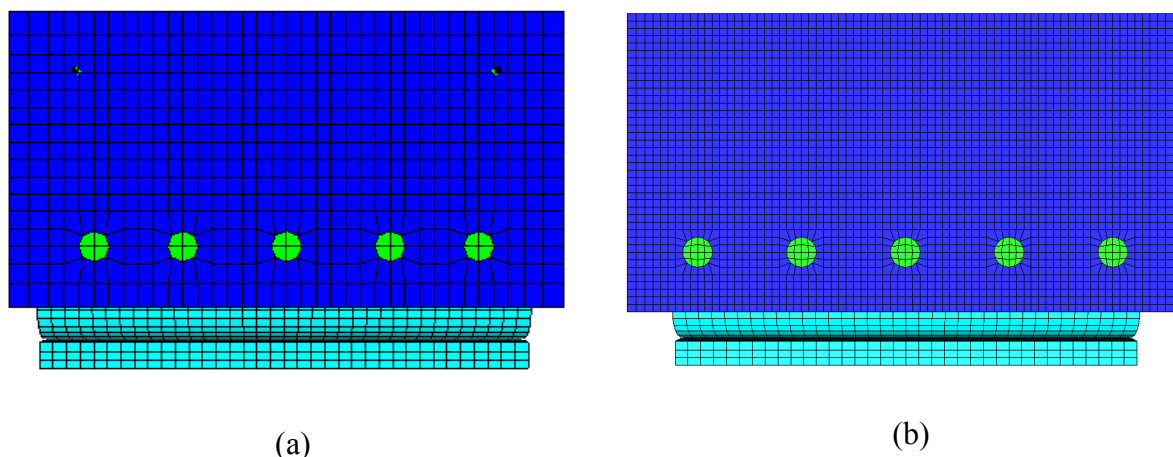
flytspänningen för armeringen i motsvarande grad med en faktor 1,114 vilket gav samma mekaniska armeringsinnehåll som i det verkliga fallet. Modelleringen av armeringen modifierades senare till att bättre motsvara den verkliga armeringsgeometrin och dessutom introducerades ett finare elementnät, se Figur 4.11.



Figur 4.9 Uppförstoring av elementnätet runt ena stödet för Beam test 32 (a) och Beam test 34 (b) vid ett snitt längs balkens mitt och med armeringen bortplockad i figurerna.



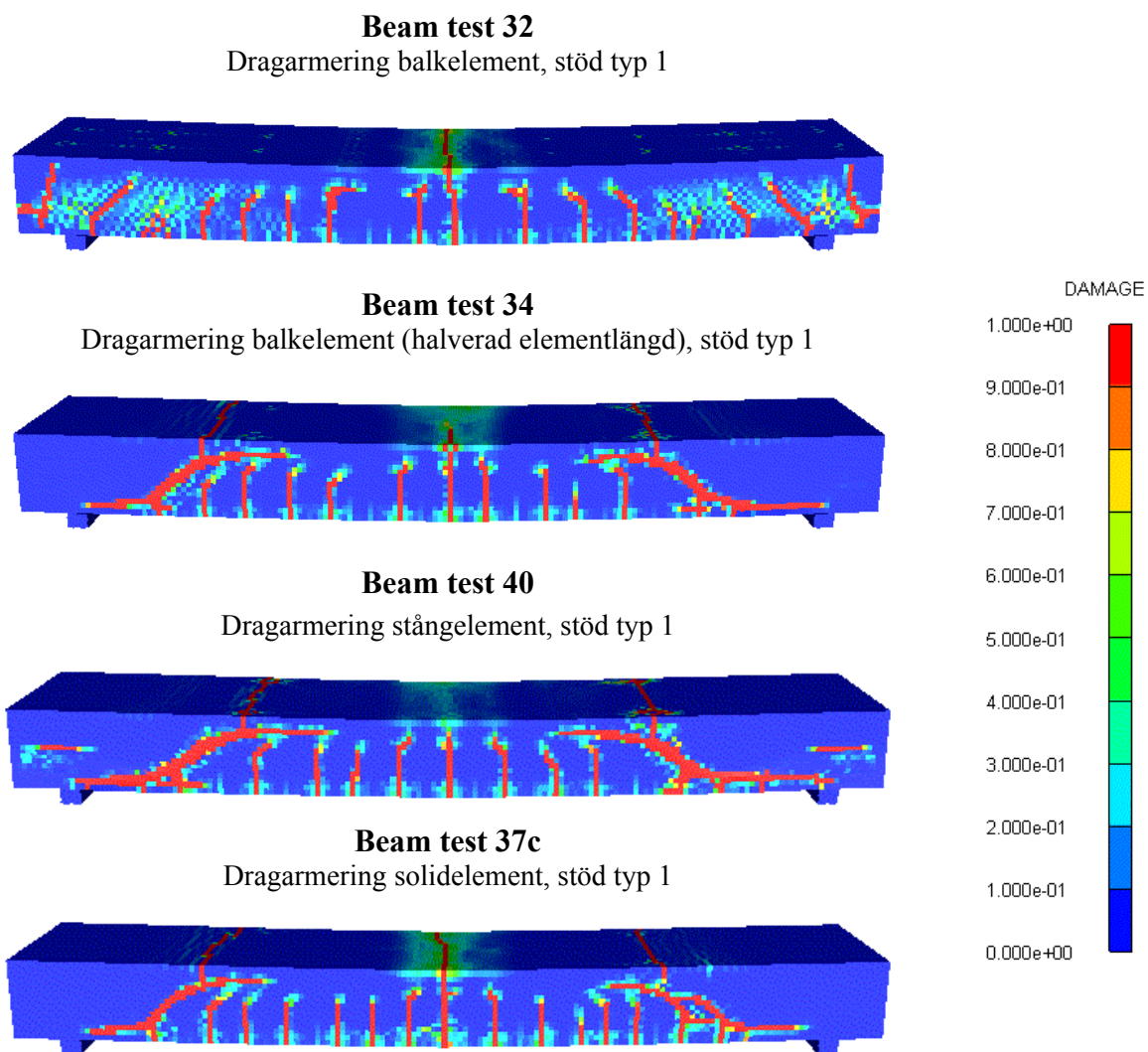
Figur 4.10 Simulering av Beam test 37c med inlagd dragarmering modellerad med solidelement och övrig armering modellerad med balkelement. I figuren är balken snittad både i längdled och i tvärlängd för att visualisera modelleringen av armeringen.



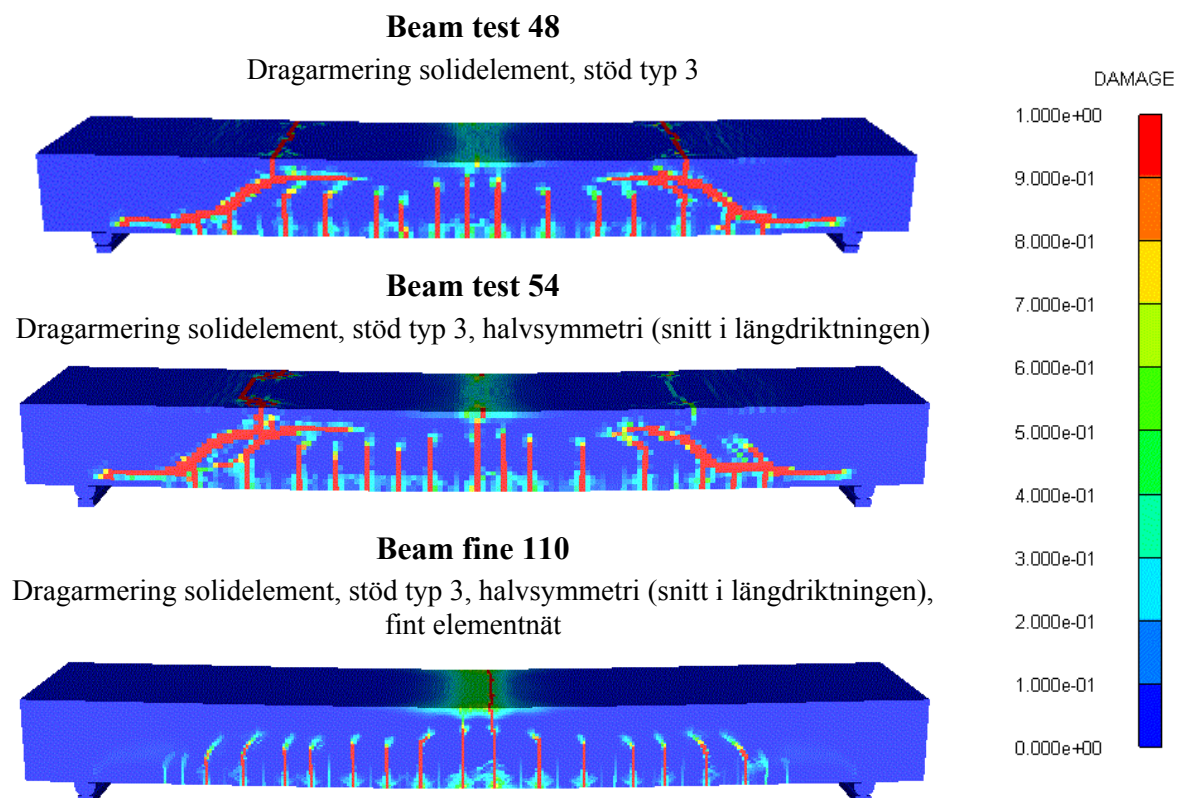
Figur 4.11 Modellering av armeringen med solidelement för Beam test 48 (a) och Beam fine 110 (b) med två olika storlekar på elementnäten.

Förutom effekten av att elementdistorsionen eliminerades genom att halvera armeringens balkelement för Beam test 34, så uppvisade balken en något styvare respons med något mindre deformationer jämfört med Beam test 32, se Figur 4.13. Detta beteende var förväntat eftersom töjningarna i betongen som överförs till armeringen fördelas över en kortare sträcka för varje balkelement. Vidare noterades att skadeutvecklingen mot balkändarna begränsades även vid stöden, se Figur 4.12.

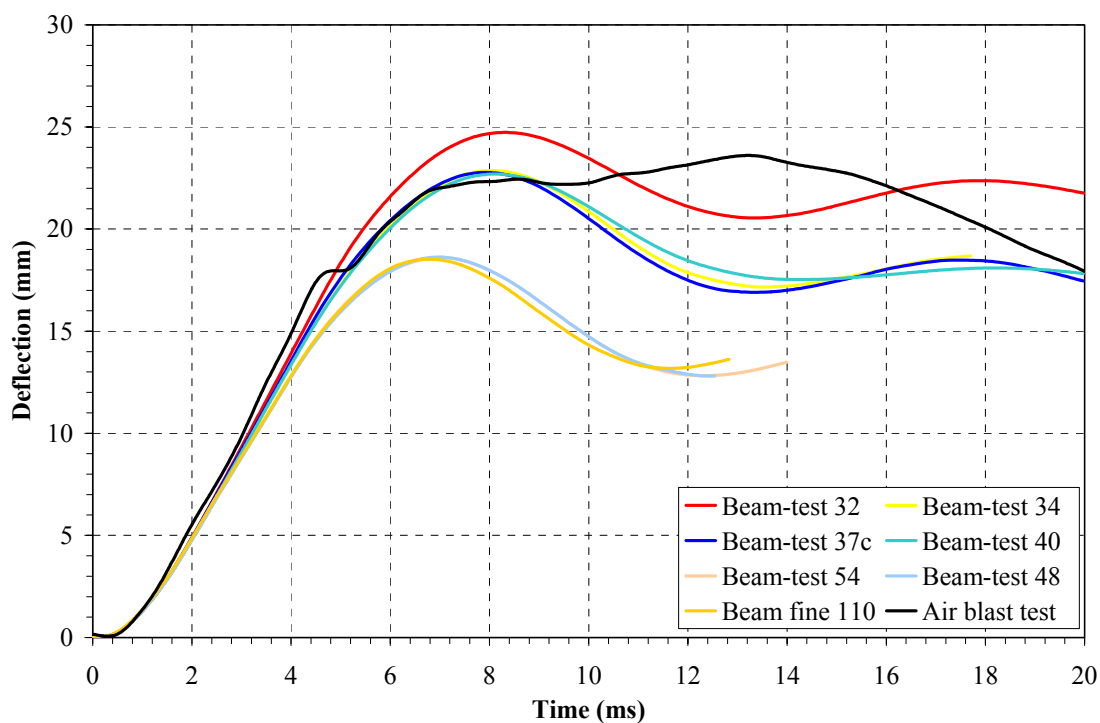
Inverkan av att använda symmetri studerades med symmetrisnitt i längdled för Beam test 54 vilket resulterade i sprickbilder med god överensstämmelse med modellen utan symmetri (Beam test 48) och med deformationer och hastigheter som sammanfaller. Då ett finare elementnät introducerades för betong och dragarmering erhöles utböjningar och hastigheter som i stort sett sammanföll med de med grövre elementnät. Däremot uppvisar simuleringarna ett elementberoende då olika brottmoder uppstod. Då ett grovt elementnät användes erhöles skjuvbrott (Beam test 54) vilket liknade det som uppstod vid försöken för denna balktyp. Då ett finare elementnät användes (Beam fine 110) erhöles däremot böjbrott. En förklaring till elementberoendet kan vara att den använda modell som beskriver dragbrott i betongen är en för enkel approximation för att ge korrekta resultat, se även kapitel 3.2. En förbättrad modell för att beskriva dragbrott i betong är av intresse för vidare studier. Leppänen (2004) studerade inverkan av en modifierad modell med bilinjärt deformationsmjuknande för betong under dragbelastning enligt Gylltoft (1983). Elementberoendet är dock svårt att helt eliminera för brottbeteenden på grund av lokaliseringen av skadan. Vid reducering av värdet för brottenergin G_F från 180 Nm/m^2 till 122 Nm/m^2 så gick emellertid balken till skjuvbrott även för det fina elementnätet, se vidare kapitel 4.7 nedan. Villkoren som användes vid simuleringarna i Figur 4.12 var: RHT, maximal dragspänning, töjningsmjuknande, associerad flyttag.



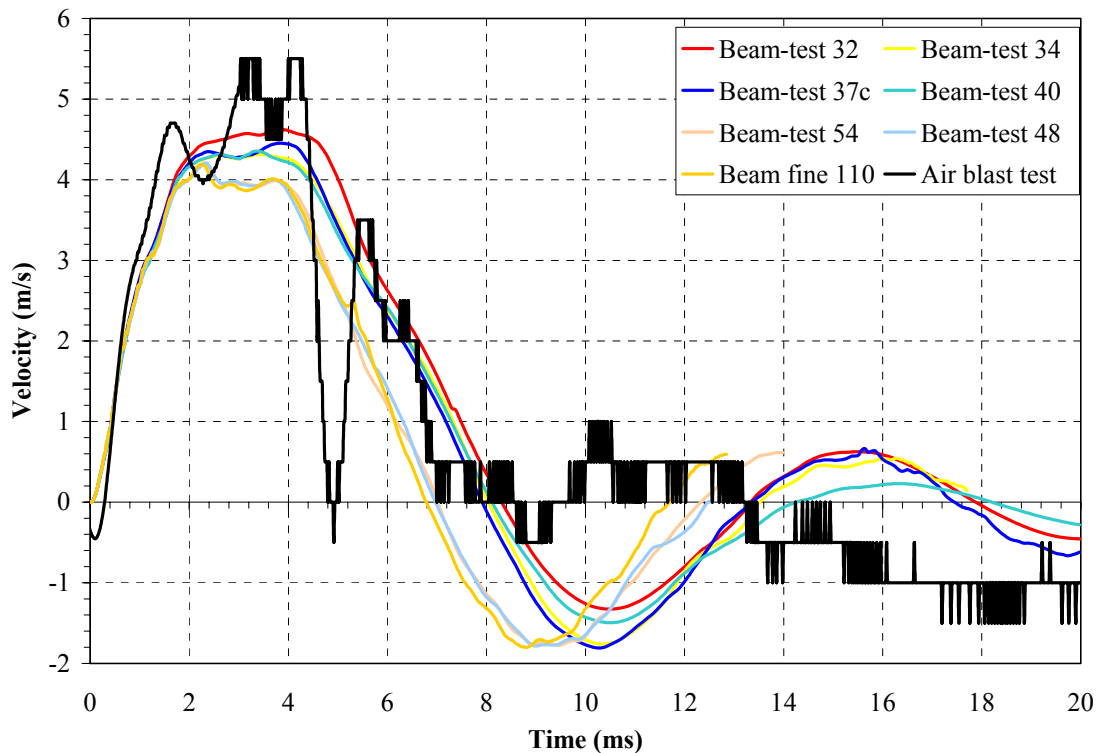
Figur 4.12(a) Simuleringsresultat vid olika modellering av dragarmeringen.



Figur 4.12(b) Simuleringsresultat vid olika modellering av dragarmeringen.



Figur 4.13(a) Deformationskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.



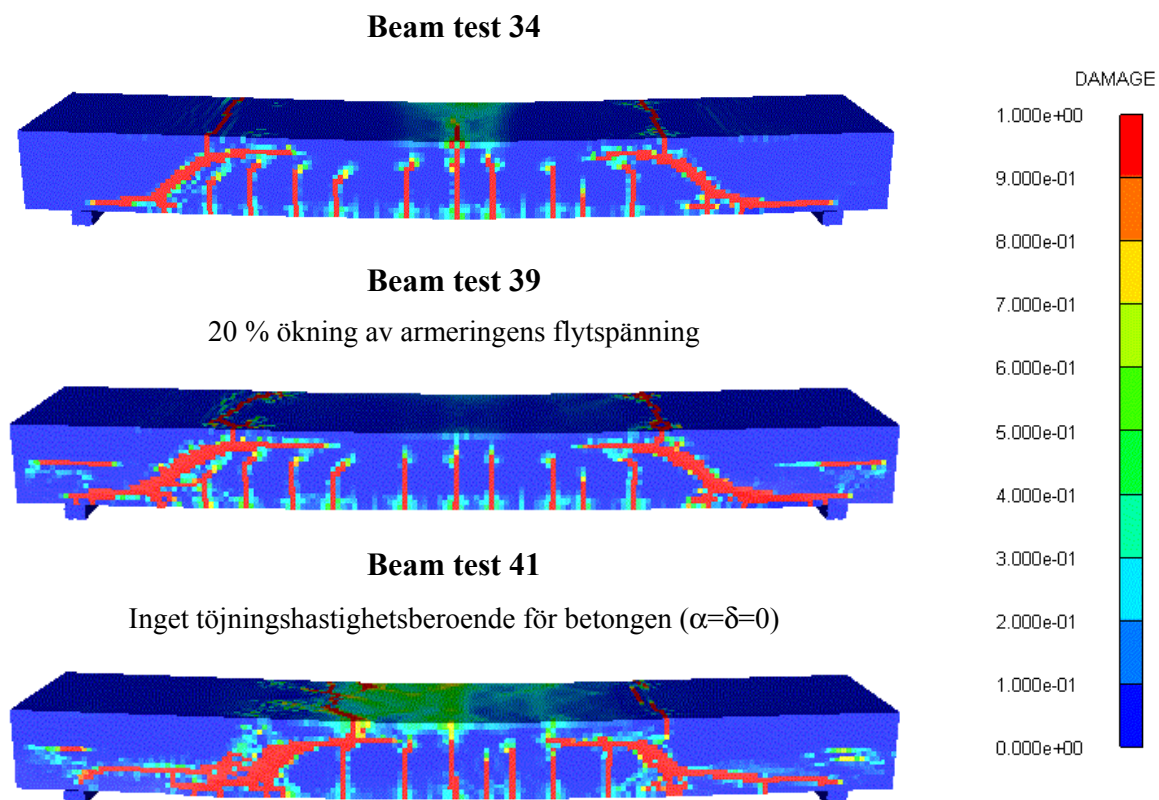
Figur 4.13(b) Hastighetskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.

4.6 Beroende av töjningshastighet

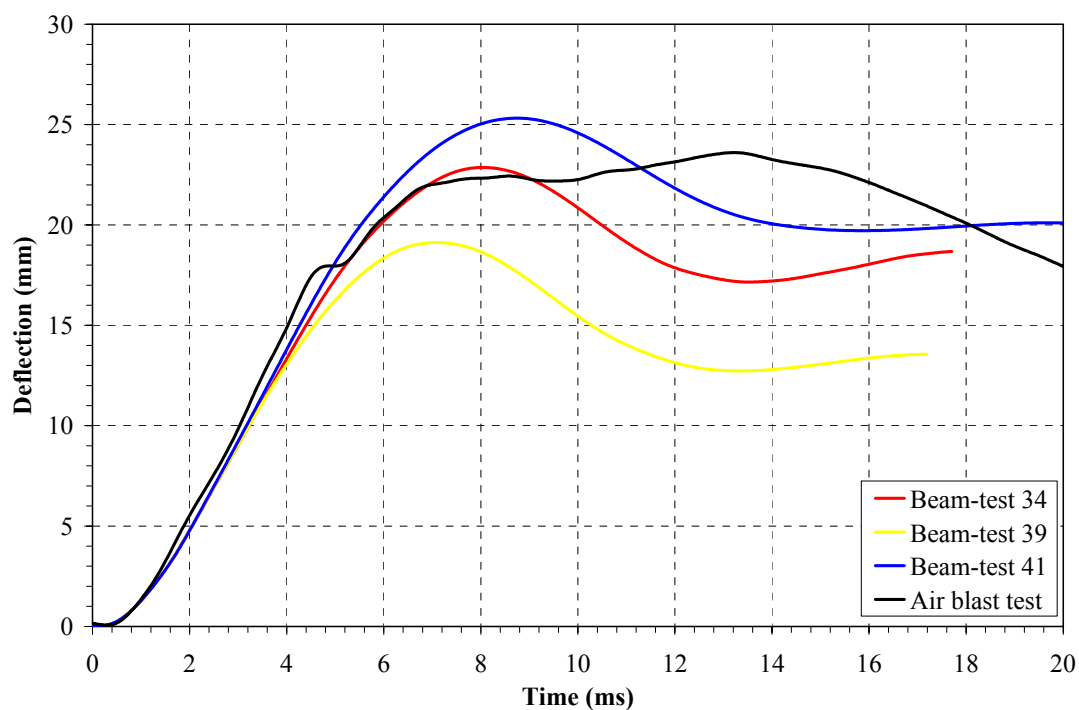
Vidare analys av mätdata från försöken med balkar av typ B40 från Magnusson och Hallgren (2000) visade att den maximalt uppmätta töjningshastigheten ($\dot{\epsilon}$) i dragarmeringen vid balkmitt var $1,9 \text{ s}^{-1}$, vilket kan jämföras med uppkomna $\dot{\epsilon}$ vid simuleringarna på $0,5\text{--}1,5 \text{ s}^{-1}$ i osprucken zon. Detta motsvarar väl uppmätta värden på $\dot{\epsilon}$ från försöken då det noterades att ingen dragspricka förekom i balkmitt där töjningsgivarna var placerade på armeringen. Palm (1989) redovisar en sammanställning av uppmätta resultat från tidigare undersökningar vilket tyder på liknande uppkomna värden på töjningshastigheten i dragarmeringen vid belastning av luftstötstång. I simuleringarna uppkom emellertid lokalt värden för armeringen på 10 s^{-1} vilket skedde efter att en dragspricka i betongen utvecklats. Vidare låg värdet för $\dot{\epsilon}$ i balkens tryckzon (på balkens ovanyta) på omkring 1 s^{-1} vid försöken och resultaten från simuleringarna med det fina elementnätet visar på $1\text{--}2 \text{ s}^{-1}$ i det element som ligger längst upp i balkens tryckzon.

Som nämndes ovan i kapitel 3.2 framgår från studien som Malvar och Crawford (1998) genomförde att vid en töjningshastighet på omkring 1 s^{-1} och för en armeringskvalitet motsvarande B500BT är en förhöjning på 15-20 % av värdet för den statiska flytspänningen rimlig. För att preliminärt studera effekterna av flytspänningens beroende av $\dot{\epsilon}$ för dragarmeringen valdes att höja samtliga värden på arbetskurvan med 20 %. Således infördes

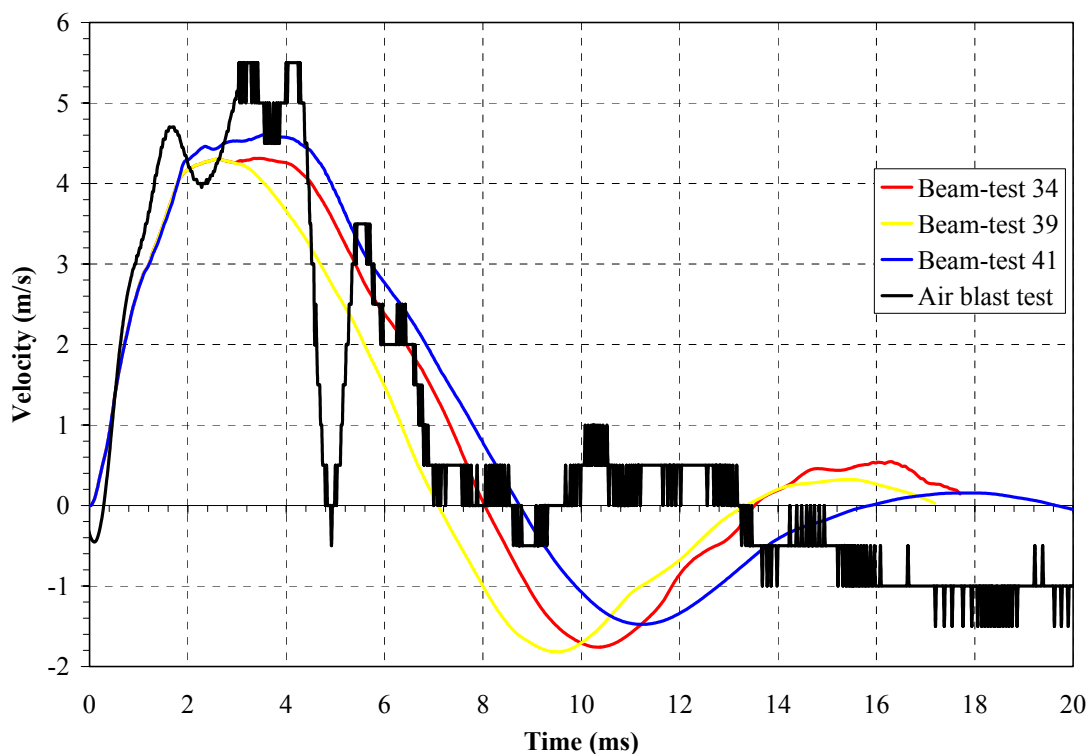
en ren vertikal translation av hela arbetskurvan med en faktor 1,2 för Beam test 39. Detta förfaringssätt är emellertid grovt då brottspänningen i allmänhet inte erhåller lika stor förhöjning som flytspänningen vid en och samma töjningshastighet, men å andra sidan erhöles heller inga stora plastiska töjningar i dragarmeringen under utböjningen vid de dynamiska försöken. Maximala töjningar som ger ett begynnande deformationshårdnande erhöles och således bedömdes antagandet att även brottspänningen ökar i samma grad som flytspänningen inte ge några effekter i dessa simuleringar. Det noterades en något reducerad skadeutveckling i betongens tryckzon för Beam test 39 jämfört med den för Beam test 34, se Figur 4.14. Eftersom det uppstod en stor skadezon runt armeringsjärnen gick det inte att dra några långtgående slutsatser av skillnaden i utböjning som uppstod på grund av förhöjningen av flytspänningen, se Figur 4.15. Det går emellertid att se inverkan av en förhöjd flytspänning för armeringen i ett konstruktionselement. Då töjningshastighetsberoendet för betong under tryck- och dragbelastning kopplades bort (koefficienterna α och δ i RHT-modellen sattes till noll) erhöles en större skadezon på balkens ovansida och något större utböjning vilket är rimliga resultat. Det bör dock noteras att töjningshastighetsberoendet för dragen betong enligt RHT-modellen automatiskt blir ”frånkopplat” eftersom Rankines brottkriterium användes vid simuleringarna som begränsar maximala dragspänningar. Således är det enbart inverkan av att töjningshastighetsberoendet för tryckt betong är frånkopplat som ger ovan nämnda resultat. Villkoren som användes vid simuleringarna i Figur 4.14 var: RHT, maximal dragspänning, töjningsmjuknande, associerad flyttag, stöd typ 1, dragarmeringen balkelement med halverad elementlängd.



Figur 4.14 Simuleringsresultat vid olika beroende av töjningshastigheten.



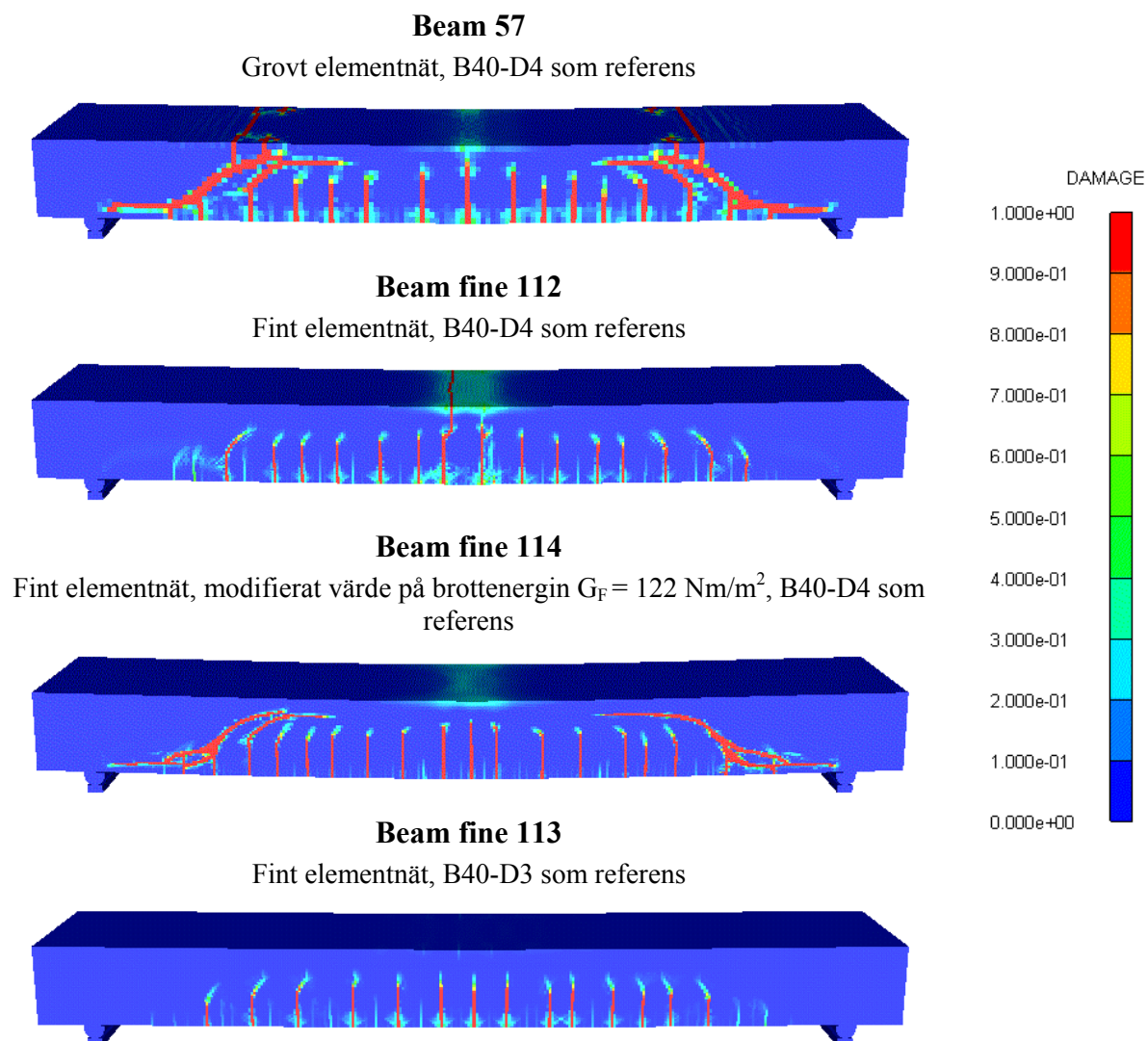
Figur 4.15(a) Deformationskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.



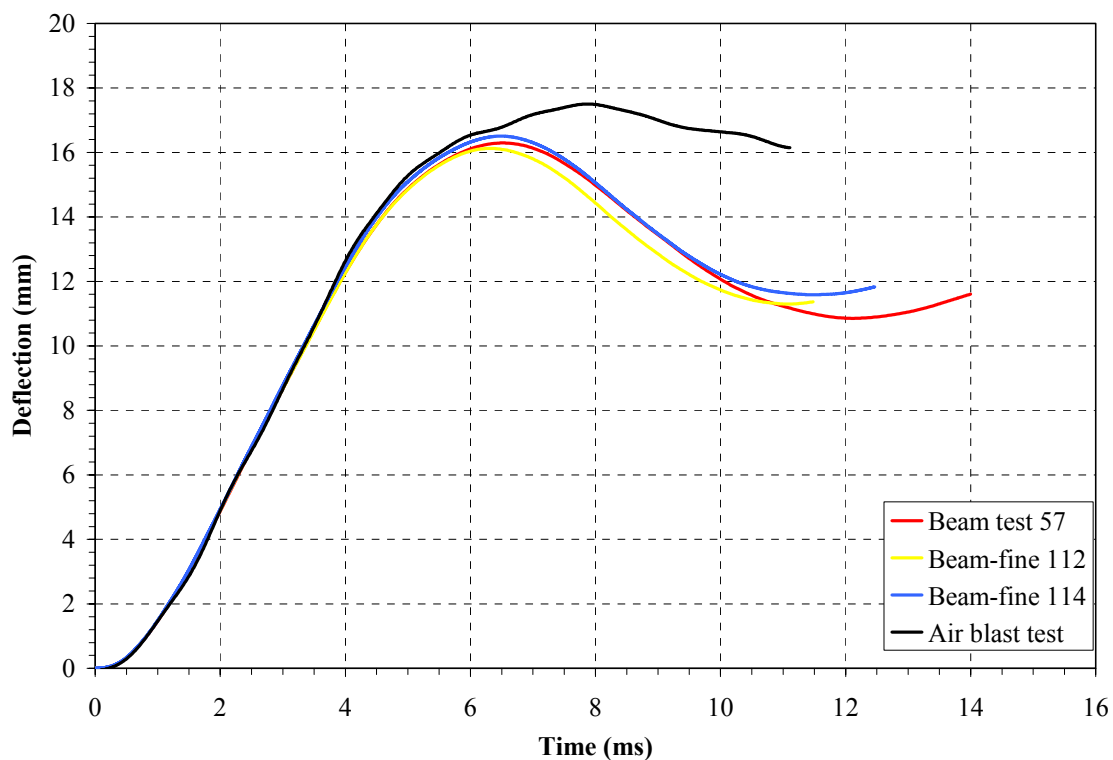
Figur 4.15(b) Hastighetskurvor från simuleringarna med försöksresultatet från B40-D5 som referens.

4.7 Simuleringar med B40-D3 och B40-D4 som referens

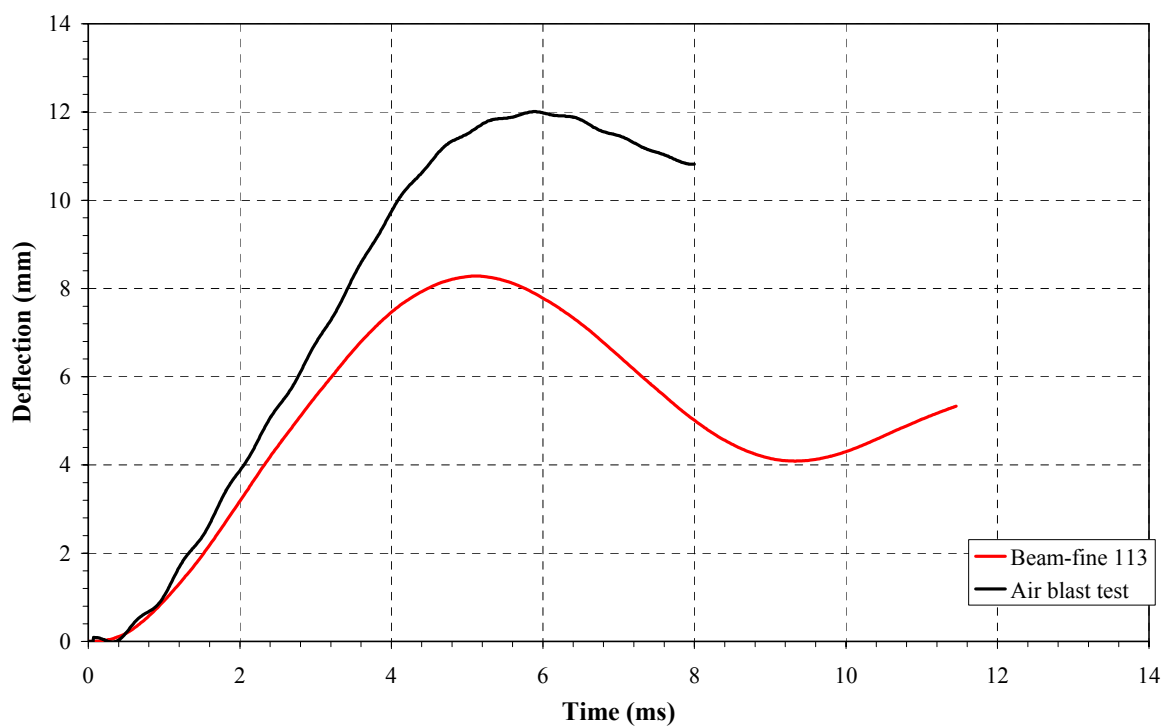
Några simuleringar genomfördes med andra belastningar och därmed andra försöksresultat som referens. Simuleringar Beam test 57 och Beam fine 112 respektive 114 genomfördes med belastningsdata från försöket med B40-D4 som gav resultat enligt Figur 4.16 – 4.18. Vid en reduktion av brottenergin från 180 Nm/m^2 till 122 Nm/m^2 för Beam fine 114 erhöles skjubbrott. Detta värde på brottenergin insattes med utgångspunkt från en ekvation baserad på medelvärdet av tryckhållfastheten och maximal stenstorlek i betongen enligt CEB (1993). Det är sannolikt att värdet för brottenergin i övriga tidigare simuleringar var satt med ett för högt värde, se även kapitel 3.2 och 4.2. Liksom vid tidigare simuleringar med olika elementnät erhöles även här marginella skillnader i balkens utböjning, se även kapitel 4.5. Även simulering med balk B40-D3 som referens genomfördes, se Figur 4.16 och Figur 4.18. Villkoren som användes vid simuleringarna i Figur 4.16 var: RHT, maximal dragspänning, töjningsmjuknande, associerad flytlag, stöd typ 3, dragarmeringen solidelement, halvsymmetri.



Figur 4.16 Simuleringsresultat med B40-D4 och B40-D3 som referens.



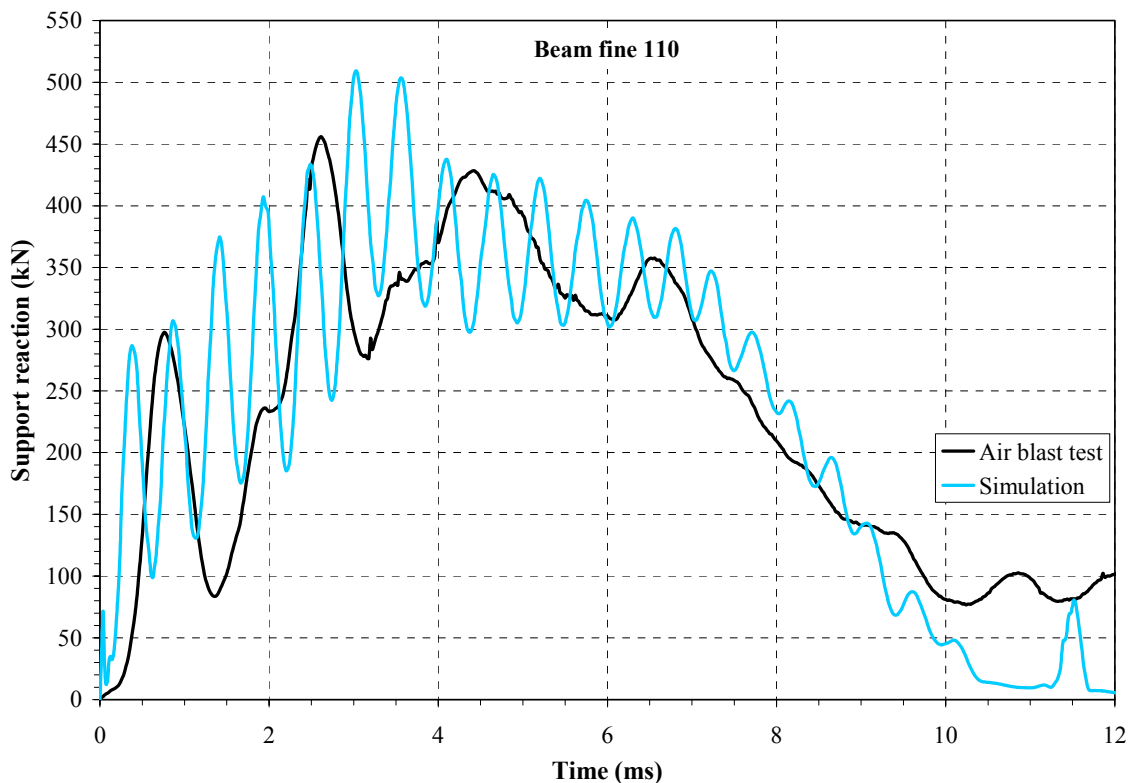
Figur 4.17 Deformationskurvor från simuleringarna med försöksresultat från B40-D4 som referens.



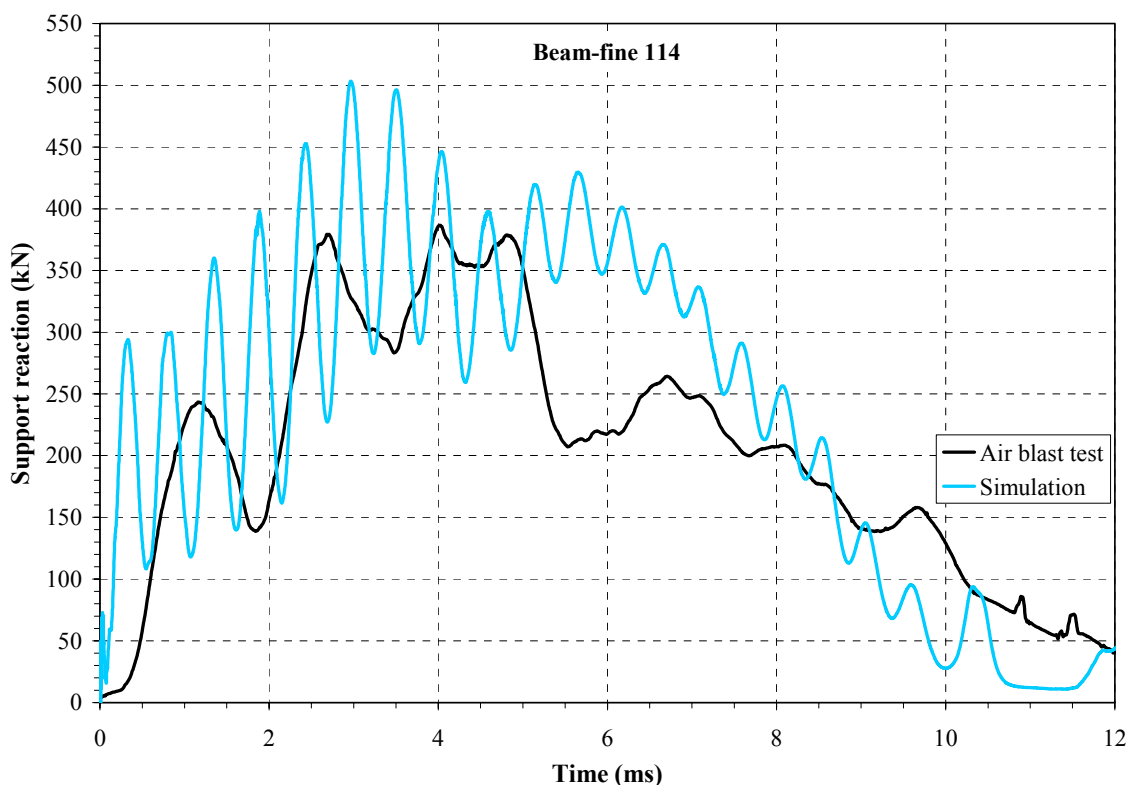
Figur 4.18 Deformationskurvor från simuleringar med försöksresultat från B40-D3 som referens.

4.8 Upplagsreaktioner

En jämförelse av den beräknade och uppmätta upplagsreaktionen från försöken är intressant då dessa kan relateras till de skjuvspänningar som uppkommer i balken vid stöden under utböjningsförloppet. Dessutom är upplagsreaktionerna av intresse eftersom dessa utgör belastningen på bakomliggande konstruktionselement i en verklig konstruktion. Figur 4.19 – 4.20 presenterar resultaten från simuleringar med det fina elementnätet och visar på relativt god överensstämmelse med upplagsreaktionerna från försöken med balkar B40-D5 respektive B40-D4. Det bör dock noteras att modelleringen av stöden var förenklade jämfört med den verkliga stödkonfigurationen vid försöken. Vid försöken var balken delvis inspänd med bultar och dessutom var lastcellerna placerade under ett stålämne med massan 25 kg vid respektive stöd.



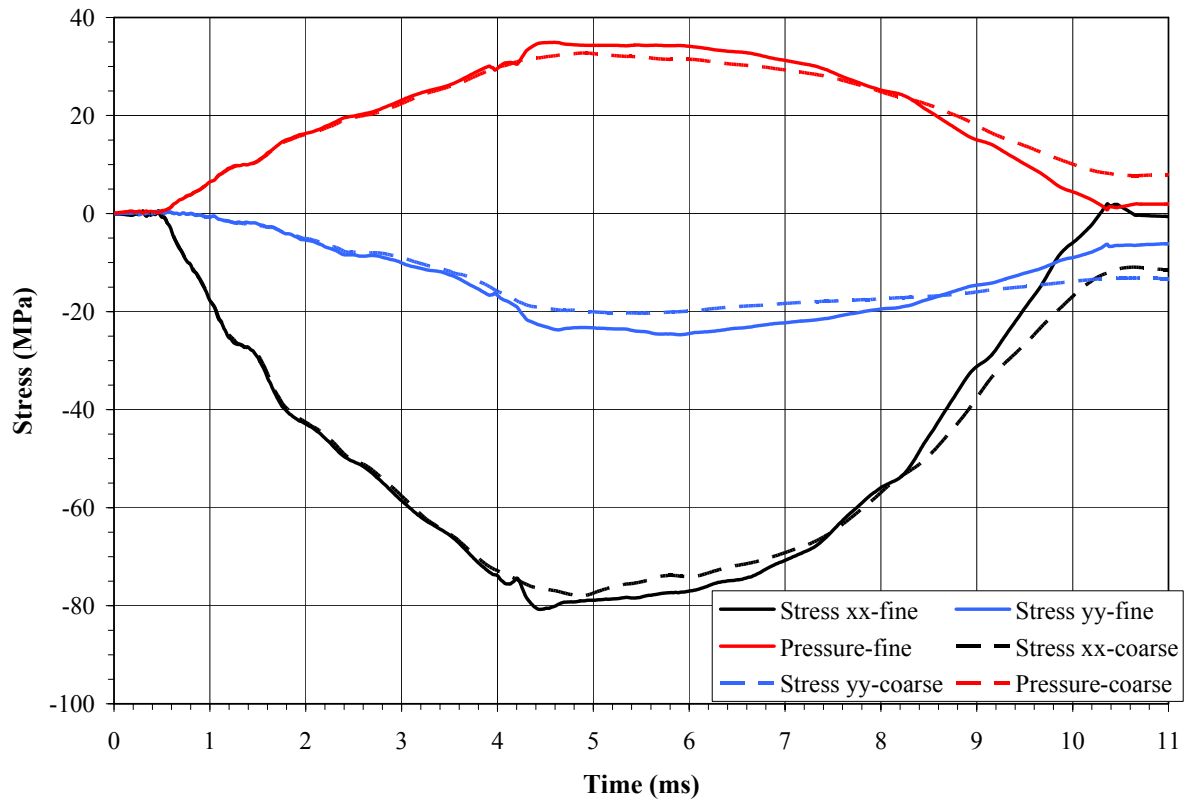
Figur 4.19 Den totala upplagsreaktionen för simuleringen Beam-fine 110 jämfört med försöksresultat från B40-D5 som referens.



Figur 4.20 Den totala upplagsreaktionen för simuleringen Beam-fine 114 jämfört med försöksresultat från B40-D4 som referens.

4.9 Spänningstillståndet i balkens tryckzon

Vid närmare studier av spänningstillståndet i balkens tryckzon noterades att spänningarna i balkens längdriktning (betecknat "xx" i Figur 4.21) var större jämfört med betongens enaxiella tryckhållfasthet vilken sattes till 50 MPa i simuleringarna. Den maximala spänningen i längdriktningen uppgick till omkring 80 MPa i det element som låg överst i balktvärsnittet då både det fina och det grova elementnätet användes. Detta kan dels förklaras med att tryckhållfastheten ökar med en faktor 1,35 vid den aktuella töjningshastigheten på 1 s^{-1} enligt RHT-modellen och dessutom tillkommer den tryckberoende hållfasthetsökningen. Spänningarna i balkens tvärriktning (betecknat "yy" i Figur 4.21) uppgick till omkring 20 MPa för simuleringar med bägge typerna av elementnät, vilket bidrar till att det hydrostatiska trycket ökar. Orsaken till spänningarna i tvärriktningen beror sannolikt på effekter av masströghet vid den aktuella töjningshastigheten. Effekten av närvaron av byglarna kan i detta fall anses vara minimal.



Figur 4.21 Spänningstillståndet i balkens tryckzon under utböjningsförloppet för fint och grovt elementnät (Beam fine 110 respektive Beam test 49). Här betecknas spänningarna i balkens längdriktning med "xx" och spänningarna i balkens tvärriktning med "yy", samt det hydrostatiska trycket betecknas "pressure".

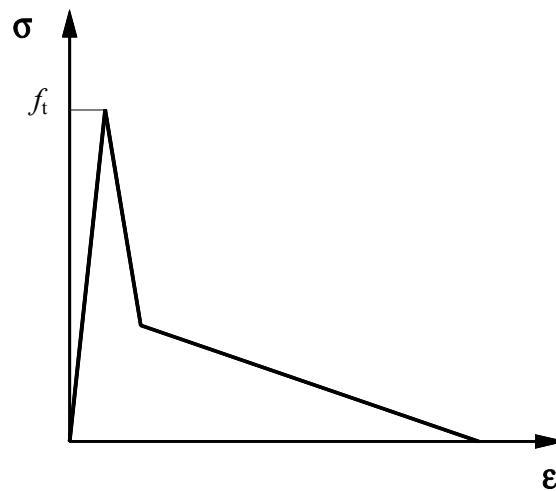
5 Diskussion och fortsatt arbete

5.1 Diskussion

Resultaten från föreliggande studie visar på möjligheterna att simulera responsen för en fritt upplagd armerad betongbalk belastad med en luftstötstång från en detonerande sprängladdning placerad på ett visst avstånd från balken. Balken kan exempelvis tänkas representera en del av en platta eller vägg i en verklig konstruktion som utsätts för en explosionslast. Under studien var det viktigt att i detalj studera utböjnings- och hastighetsförlopp, lastöverföring till stöd, sprickmönster och brottmoder för att i ett senare skede kunna gå över till att studera mer komplexa problem. Sådant skulle kunna vara konstruktionselement med varierande geometrier och upplagsförhållanden, olika lastfall samt hela strukturer. Målet är att i slutändan ha tillräcklig kunskap för att kunna förutsäga delar av eller hela konstruktionens respons vid explosionslaster och andra dynamiska laster.

De inledande simuleringarna visade att det är nödvändigt att använda en associerad flyttag vid studier av armerade betongkonstruktioners strukturens respons. En associerad flyttag tar hänsyn till betongens plastiska volymökning som sker nära brott. Då ingen hänsyn togs till denna volymökning erhöles en alldeles för mjuk balkrespons med stora utböjningar. Materialmodellen Drucker-Prager är en elastisk-idealplastisk modell och när denna användes vid simuleringarna erhöles rimliga resultat med avseende på utböjning och hastighet. RHT-modellen är emellertid att föredra vid fortsatt simuleringsarbete eftersom denna modell även kan beskriva tryckbrott. Dessutom ingår i RHT-modellen bland annat töjningshårdnande upp till brottytan och även töjningshastighetsberoende för både tryck- och dragspänningar. Om däremot Rankines brottkriterium används för dragspänningar så är töjningshastighetsberoendet för denna typ av belastning bortkopplat i RHT-modellen. Efter att Rankines brottkriterium uppnåtts aktiveras den modell i Autodyn som beskriver betongens deformationsmjuknande under dragbelastning. Hillerborg (1978) beskriver deformationsmjuknandet för betong under enaxiell dragbelastning med en modell med en fiktiv spricka. Den fiktiva sprickan är inte en verklig spricka utan en förenklad beskrivning av brottområdets egenskaper framför sprickspetsen. Den fiktiva sprickan beskrivs enligt Hillerborg med en nedåtgående kurva efter att draghållfastheten uppnåtts och som funktion av tillskottsdeformationen (w) i brottområdet. Modelleringen av betongen efter att dragbrott initierats är i Autodyn approximerad med ett linjärt deformationsmjuknande där bland annat värdet på brottenergin (G_F) ger lutningen på deformationsmjuknandet. Gylltoft (1983) föreslår en bilinjär modell av detta deformationsmjuknande och Leppänen (2004) har studerat och implementerat en sådan bilinjär funktion som kan användas till RHT-modellen, se Figur 5.1. Modellen enligt Leppänen tar även hänsyn till betongens töjningshastighetsberoende vilket är en förbättring för en mer korrekt beskrivning av dragbrott i betong jämfört med nuvarande modell i Autodyn. Värdet för brottenergin är däremot konstant i den modifierade modellen. Uppkomsten av skjuvbrott i betongbalkar är direkt beroende av betongens draghållfasthet och

vid ett fortsatt arbete vore det av intresse att prova modellen enligt Leppänen vid balksimuleringarna. Vid EMI har en brottmodell som även tar hänsyn till variationer av brottenergin utvecklats (Schuler, 2004). I simuleringarna noterades det vidare att värdet på brottenergin har relativt stor inverkan på balkresponsen och att ett förhöjt värde som motsvarar det för fiberarmerad betong gav en förhöjning av balkens skjuvkapacitet så att skjuvbrott förhindrades. Inblandning av stålfibrer ökar skjuvkapaciteten för exempelvis en statiskt belastad betongbalk och samma tendens noterades även vid de dynamiska försöken med balkar av höghållfast betong. Det var intressant att simuleringarna visade på liknande tendens.



Figur 5.1 Principbild för bilinjärt deformationsmjuknande (Gylltoft, 1983).

En annan viktig slutsats från denna studie är att det skjuvbrott som uppstod i balkarna är elementberoende för de använda materialmodellerna och parametrar. Skjuvbrottet som uppstod för ett elementnät övergick till ett böjbrott vid övergången till ett finare elementnät. Det är som redan tidigare nämnts av stort intresse att använda en förbättrad modell för att beskriva dragbrottet i betong och som även tar hänsyn till hållfasthetsberoendet vid olika töjningshastigheter. Detta är en viktig del i ett fortsatt arbete eftersom skillnader i brottmoder har stor inverkan på skyddsförmågan för en konstruktion. Mot slutet av simuleringsserien användes dock ett lägre värde på brottenergin (122 Nm/m^2) vilket mer korrekt torde beskriva den aktuella betongkvaliteten med den givna stenstorleken. Vid dessa simuleringar erhöles skjuvbrott även för det finare elementnätet.

Resultaten från simuleringarna visar att det är fördelaktigt att beskriva dragarmeringen med solidelement för att eliminera eventuella problem med förankring av armeringen som balk- och stångelement kan orsaka. Om de två sistnämnda elementtyperna används för dragarmeringen bör dessa vara av samma längd som angränsande solidelement för att förhindra att numeriska problem som "hourglass" distorsion av elementnätet uppkommer.

Oberoende av hur armeringen modellerades var dess noder direkt kopplad till solidelementen som beskriver betongen vid samtliga simuleringar. För armerad betong är samverkan mellan armering och betong av fundamental betydelse. I ett verkligt konstruktionselement kan viss glidning uppstå mellan armering och betong särskilt nära brottlaster och detta beteende bör även reflekteras i den teoretiska modellens uppbyggnad. Det är således av intresse att i modellen lägga in ett material i gränsytan mellan armering och betong som tillåter viss glidning. Studier angående armeringens förankring i betong har exempelvis studerats av Lundgren (1999) och Magnusson (2000).

Inverkan av armeringens flytspänning har betydelse för den statiska och dynamiska balkresponsen vilket gör att armeringens töjningshastighetsberoende är viktig att beakta. I modellen enligt Johnson och Cook (1983) är referenstöjningshastigheten ($\dot{\epsilon}_0$) satt till $1,0 \text{ s}^{-1}$. Flytspänningen för armeringsstålet vid denna töjningshastighet används inte i modellen vid dessa simuleringar utan istället valdes här att använda statiska data. Om däremot flytspänningen vid $1,0 \text{ s}^{-1}$ används i modellen kommer detta värde även används vid töjningshastigheter under $\dot{\epsilon}_0$. För att spegla det egentliga utböjningsförloppet bör emellertid värdet för $\dot{\epsilon}_0$ ligga betydligt lägre vid strukturens respons. Malvar och Crawford (1998) har genomfört en litteraturstudie och sammanställt data från en stor mängd dragförsök för olika armeringskvaliteter vid olika töjningshastigheter. En modell föreslås för armeringsstålets flytspänning vid töjningshastigheter upp till 160 s^{-1} och $\dot{\epsilon}_0$ lika med 10^{-4} s^{-1} . Detta kan anses vara en realistisk nivå vid kvasistatisk belastning. Det är således av intresse att modifiera modellen enligt Johnson och Cook så att denna även kan användas för lägre värden på $\dot{\epsilon}_0$. Alternativt kan modeller för armeringen baseras på någon annan töjningshastighetsberoende plasticitetsmodell.

Krafterna som överförs till upplagen kunde simuleras med god överensstämmelse med uppmätta data från försöken. Detta är en viktig del eftersom dessa kan relateras till de skjuvspänningar som uppkommer i balken vid stöden under utböjningsförloppet. Det är även intressant att känna till belastningen på bakomliggande konstruktionselement i en verklig struktur. Randvillkoren vid stöden kan modelleras mer detaljerat än i denna studie för att även ta hänsyn till bultarna som fixerade balken under de dynamiska försöken. De inledande simuleringarna antyder emellertid att bultarnas närvaro hade viss men inte avgörande inverkan på balkresponsen vid försöken. Däremot kan inverkan från bultarna vara mer påtaglig vid de försök där större utböjningar erhöles.

Inverkan av balkarnas skjuvarmering var försumbar på grund av det stora avståndet mellan dessa. Detta gjorde att endast en bygel kunde vara verksam i den skjuvspricka som slog upp nära respektive stöd. Förutom att byglarna har till uppgift att förhöja balkens skjuvkapacitet ger de även en annan effekt i betongens tryckzon på så sätt att de ger betongen där en viss

grad av fördämning. Detta gör i sin tur att balkens rotationskapacitet kan höjas ytterligare (Hillerborg, 1988). Förutsättningen är emellertid att skjuvarmeringen placeras med tillräckligt litet avstånd för att ge denna effekt samt att armeringen ligger mestadels utanför tryckzonen. Byglarna i föreliggande studie har däremot alltför stort avstånd för att ge denna positiva inverkan på tryckzonen. Det biaxiella spänningstillståndet som noterades i simuleringarna har således andra orsaker. Tryckarmering ger teoretiskt sett en förhöjning av tryckzonens hållfasthet men kan å andra sidan ha en negativ inverkan på rotationskapaciteten om armeringen knäcker ut innan deformationsförmågan i tryckzonen är helt uttömd. Risken att knäckning av tryckarmeringen skall inträffa beror bland annat på täcksiktets tjocklek, stängernas diameter och närvaron av byglar.

Vid de dynamiska försöksserierna observerades att brottmoderna i vissa fall var olika vid statisk och dynamisk belastning för samma balktyp (Hallgren och Balazs, 1999, samt Magnusson och Hallgren, 2000). Detta har även observerats i andra undersökningar som exempelvis Hughes och Speirs (1982) samt Niklasson (1994). Brottmoden för en armerad betongbalk är beroende av lastens frekvensinnehåll och vid konstant lastenergi ökar tvärkrafterna i balken ju högre balkmoder som kan exciteras. Exempelvis uppträder betydligt större skjuvkrafter då tredje böjmoden för en balk exciteras jämfört med de skjuvkrafter som uppstår för den första böjmoden. Detta innebär att balkar som dimensionerats för att ge böjbrott vid statisk belastning kan ge skjuvbrott vid vissa typer av dynamisk belastning. Vidare är det väl känt att skjuvhållfastheten för en armerad betongbalk minskar med ökande balkhöjd. Det är således av stort intresse att studera denna storlekseffekt även vid dynamisk belastning där risken för skjuvbrott också är större.

5.2 Fortsatt arbete

Fortsatta studier bör innefatta följande delar.

- Förbättrad modellering av stöden för att studera inverkan av bultarna på inspänningsgraden för balken.
- Modifiering av implementerad modell för bilinjärt deformationsmjuknande för dragbelastad betong enligt Leppänen (2004).
- Ändring av referenstöjningshastigheten för armeringen i Johnson & Cook modellen.
- Studier angående modeller för dragarmeringens förankring i betongen.
- Studera balkar med höghållfast betong samt inverkan av olika armeringsmängder.
- Studera eventuella storlekseffekter och olika geometrier som exempelvis olika förhållanden mellan höjd och bredd.
- Studera olika randvillkor – även fast inspänning.

Under året har arbetet fortsatt med implementering av en modifiering av den ursprungliga modellen enligt Johnson och Cook (1983), samt implementering av ett bilinjärt deformationsmjuknande för betong. Dessutom har modellering av armeringens förankring i betongen studerats. Nedan följer en kortfattad redovisning av de preliminära resultat som hittills framkommit. Resultaten från årets studie avrapporteras i december 2005.

Effekten av ett bilinjärt deformationsmjuknande för att bättre beskriva det verkliga beteendet för betong som går till dragbrott gav en lite förändrad sprickbild (Beam05-105) jämfört med modellen med ett linjärt deformationsmjuknande (Beam-fine 114), se Figur 5.2. Effekten på maximal utböjning var dock marginell i det här fallet.

Enskilda utdragsförsök av armeringsstänger ur betong har studerats främst i Magnusson (2000) och simulerats för överensstämmelse så att ett förhållande mellan spänning och glidning mellan armeringsstång och betong erhållits. Därefter har den materialmodell som använts för att simulera utdragsförsöken använts i balksimuleringarna och lagts in i balkmodellen som ett mjukare material i gränsytan mellan dragarmering och betong. Preliminära resultat från simuleringarna med inlagt material i gränsytan visar att en något större utböjning erhålls vilket var förväntat. Dessutom erhålls ett färre antal böjsprickor och skjuvsprickorna uppstår något närmare balkmitt jämfört med resultaten från tidigare simuleringar med dragarmering fast förankrad i betongen, se Figur 5.2. Efter inlagda modifieringar i balkmodellen visar simuleringensresultaten på bättre överensstämmelse med försöken.

B40-D4

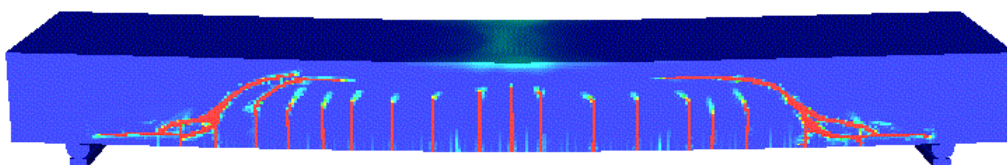
$$\delta_{\max} = 17,5 \text{ mm}$$



Beam-fine 114

(linjärt deformationsmjuknande)

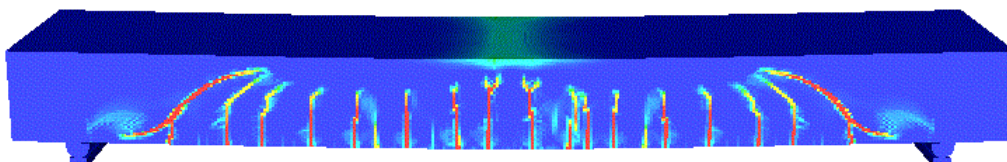
$$\delta_{\max} = 16,5 \text{ mm}$$



Beam05-105

(bilinjärt deformationsmjuknande)

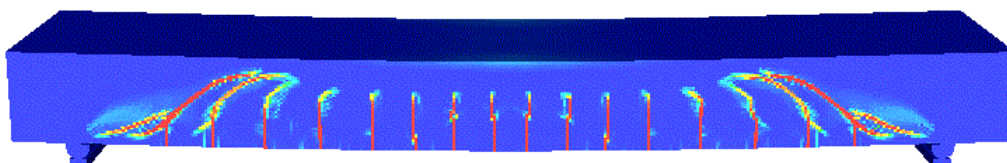
$$\delta_{\max} = 16,7 \text{ mm}$$



Beam05-107

(bilinjärt def.mjuknande + töjn.hast.beroende flytspänning för dragarmering)

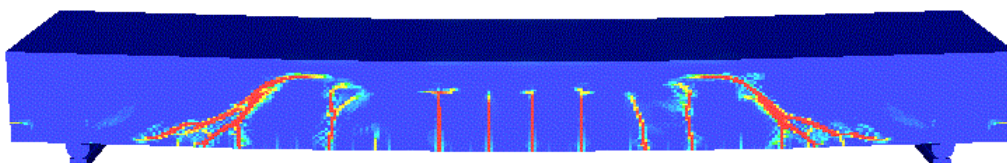
$$\delta_{\max} = 14,1 \text{ mm}$$



Beam05-108

(som för Beam05-107 + interface för dragarmering)

$$\delta_{\max} = 16,3 \text{ mm}$$



Figur 5.2 Resultaten från några simuleringar under pågående studie 2005 med balk B40-D4 från försök som referens (överst).

Referenser

Autodyn Theory Manual, Century Dynamics Ltd., Horsham, 2003.

Balazs och Hallgren, *Balkar av höghållfast betong belastade med impulslast. Brottmekanisk provning av RILEM-balkar*, FOA-R--96-00252-6.0--SE, Stockholm, 1996.

CEB, *CEB-FIP Model Code 1990, Design Code*, Thomas Telford, Lausanne, Switzerland, 1993.

Chen, W.F., *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, 1982.

Gylltoft, K., *Fracture Mechanics Models for Fatigue in Concrete Structures*, Doktorsavhandling 1983:25 D, Luleå University of Technology, Luleå, 1983.

Hallgren M., Balazs P., *Armerade balkar av högpresterande betong belastade med luftstötstång*, FOA R--99-00983-311--SE, Tumba, 1999.

Herrmann, W., *Constitutive Equation for the Dynamic Compaction of Ductile Porous Materials*, Journal of Applied Physics, Vol 40, No 6, 1969, pp. 2490-2499.

Hughes, G., Speirs, D.M., *An investigation of the beam impact problem*, Technical Report no. 546, Cement and Concrete Association, London, 1982.

Hillerborg, A., *Brottmekanik tillämpad på betong*, Nordisk betong 22:6, 1978.

Hillerborg, A., *Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams*, Nordic Concrete Research No 7, 1988.

Johnson, G.R., Cook, W.H., *A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures*, konferensbidrag från 7th International Symposium on Ballistics, Hauge, Holland, 1983, pp. 541-547.

Leppänen, J., *Splitterbelastad betong – Experiment och numeriska simuleringar*, Rapport nr 03:6, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 2003.

Leppänen, J., *Concrete Structures Subjected to Fragment Impacts. Dynamic Behaviour and Material Modelling*, Doktorsavhandling, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, 2004.

Lundgren, K., *Three-Dimensional Modelling of Bond in Reinforced Concrete*, Doktorsavhandling, Publikation nr 99:1, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, 1999.

Magnusson, J., *Bond and Anchorage of Ribbed Bars in High-Strength Concrete*, Doktorsavhandling, Publication no 00:1, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000.

Magnusson, J., Ågårdh, L., *Armerade betongplattor utsatta för tryckstöt i stötstångstest – Försöksomgång 1998*, FOA-R--99-01000-311--SE, Tumba, 1999.

Magnusson, J., Hallgren, H., *High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves from Air Blast*, FOA-R--00-01586-311--SE, Tumba, 2000.

Magnusson, J., Hallgren, H., *High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves from Air Blast, Part 2*, FOI-R--1116--SE, Tumba, 2003.

Magnusson, J., Hansson, H., *Lägesrapport: Simuleringar av explosionsbelastade konstruktionselement*, FOI Memo 1184, 2004.

Malvar, L.J., Crawford, J.E., *Dynamic increase factors for steel reinforcing bars*, 28th Department of Defence Explosives Safety Seminar (DDESB), Orlando FL, USA, 1998.

Niklasson, G., *Skjuvbrott i armerade betongbalkar – Utvärdering av en försöksserie*, FOA D 20241-2.6, Sundbyberg, 1994.

Palm, J., *Om dynamiskt belastade betongkonstruktioner*, FortF Rapport A4:89, Fortifikationsförvaltningen, Eskilstuna, 1989.

Riedel, W., *Beton unter dynamischen lasten, Meso- und makromechanische modelle und ihre parameter*, Doktorsavhandling, EMI-Bericht 6/00, EMI Freiburg, 2000.

Schuler, H., *Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Schädigung von stossbeanspruchten Beton*, Doktorsavhandling, Heft Nr. 6, Fraunhofer, Institut Kurzzeitdynamik, EMI, Freiburg, 2004.

Appendix A

Tabell A.1 Parametrar för tillståndsekvationen för standardbetong (Riedel, 2000).

EOS	Parameter	Värde
<i>p-a</i>	Reference density	2750 kg/m ³
	Porous density	2314 kg/m ³
	Porous soundspeed	2920 m/s
	Initial compaction pressure ^a	33,3 MPa
	Solid compaction pressure	6,0 GPa
	Compaction exponent	3,0
<i>Solid EOS polynom</i>	Bulk modulus A1	35,27 GPa
	Parameter A2	39,58 GPa
	Parameter A3	9.04 GPa
	Parameter B0	1.22
	Parameter B1	1.22
	Parameter T1	35,27 GPa
	Parameter T2	0
	Reference temperature	300 K
	Specific heat	654 J/kgK
	Compaction curve	Standard

^a $2/3f_c$ enligt definition

Tabell A.2 Parametrar för RHT-modellen för standardbetong.

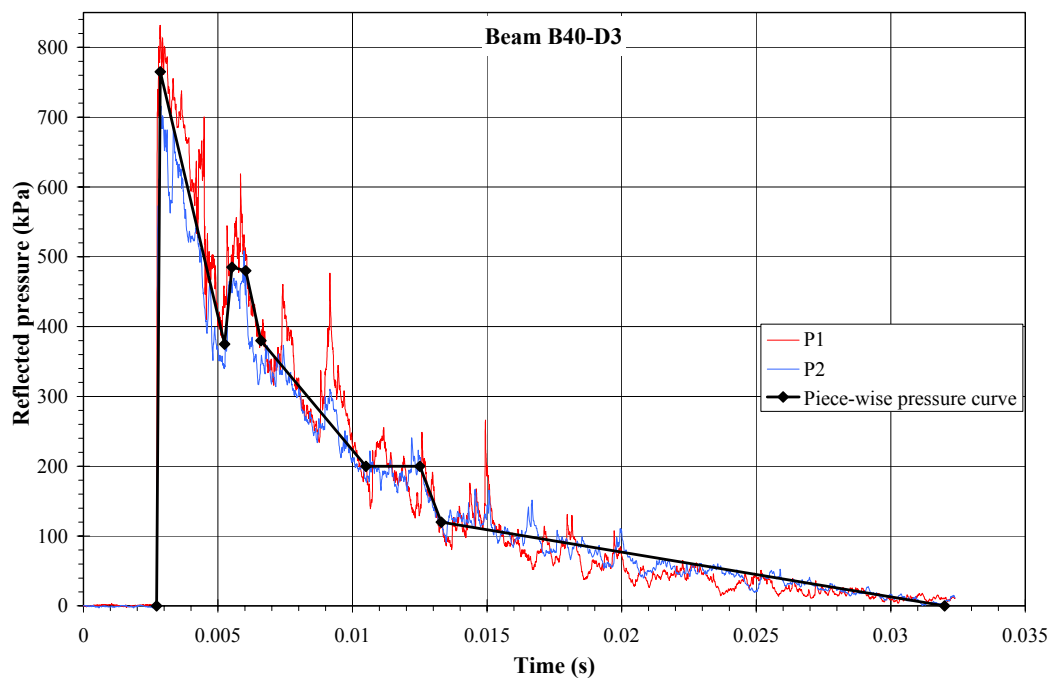
	Parameter	Originalvärde (Riedel, 2000)	Använt värde
“Strength” RHT concrete	Shear modulus	16,7 GPa	16,7 GPa
	Compressive strength (f_c)	35 MPa	50 MPa
	Tensile strength (f_t/f_c)	0.1	0,12
	Shear strength (f_s/f_c)	0.18	0,18
	Intact failure surface constant A	1,6	1,6
	Intact failure surface exponent N	0,61	0,61
	Tens./comp. meridian ratio	0,6805	0,6805
	Brittle to ductile transition	0,0105	0,0105
	G (elas.)/(elas.-plas.)	2,0	2,0
	Elastic strength / f_t	0,7	0,7
	Elastic strength / f_c	0,53	0,53
	Fractured strength constant B	1,6	1,6
	Fractured strength exponent M	0,61	0,61
	Compressive strain rate exp. α	0.032	0,018
	Tensile strain rate exp. δ	0.036	0,032
	Max. Fracture Strength Ratio	10^{20}	10^{20}
	Use CAP on elastic surface?	Yes	Yes
	Damage constant D1	0,04	0,04
	Damage constant D2	1,0	1,0
	Minimum strain to failure	0,01	0,01
	Residual shear modulus fraction	0,13	0,13
“Failure” Autodyn	Tensile failure ^a	Hydro tensile limit	Principal stress ^a
	Principal tensile failure stress	-	6,0 MPa
	Max. princ. stress difference / 2	-	$1,01 \cdot 10^{20}$ kPa
	Crack softening	-	Yes
	Fracture energy, $G_f (= K^2/E)$	-	$180 / 122^b$ Nm/m ²
	Flow rule	-	Bulking (associative)
	Stochastic failure	-	No

^a Även ”Hydro tensile limit” valdes som dragbrottkriterium vid vissa simuleringar. Detta anger att draghållfastheten beräknas från flytytorna i RHT-modellen.

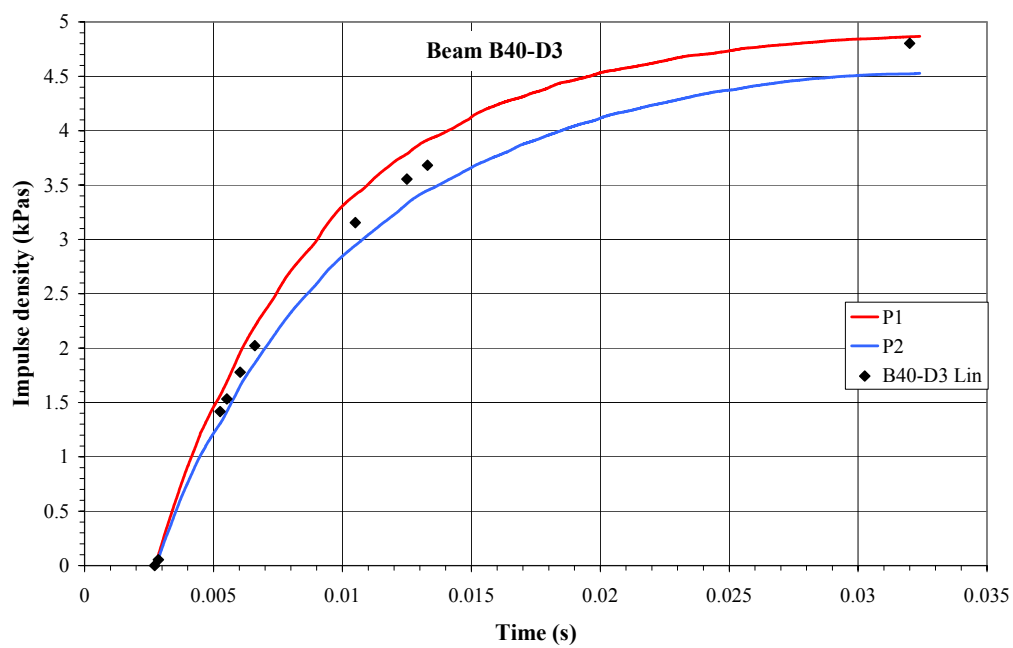
^b Det lägre värdet användes i den sista delen av simuleringarna och anses som bättre anpassat till den aktuella betonghållfastheten.

*Tabell A.3 Data för den stegvis linjärt anpassade
arbetskurvan för armeringen B500BT.*

Punkt nr	Spänning (MPa)	Plastisk töjning (-)
0	549	0
1	562	0,0067
2	568	0,0162
3	627	0,0286
4	678	0,0457
5	715	0,0645
6	746	0,0921
7	776	0,1278
8	795	0,1792

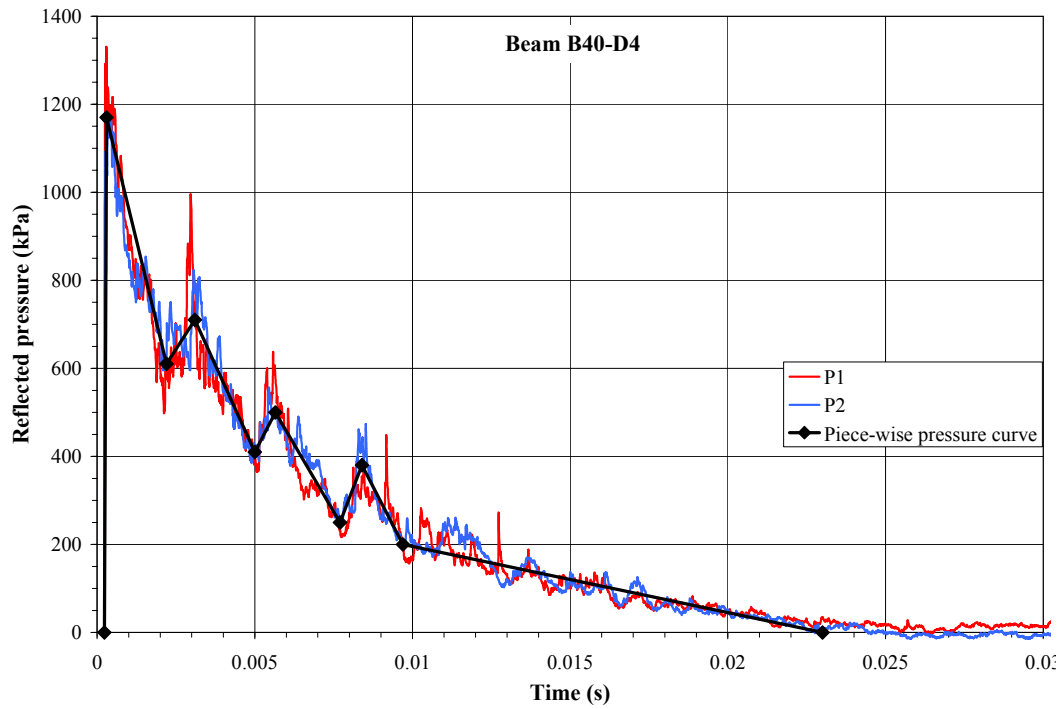


(a)

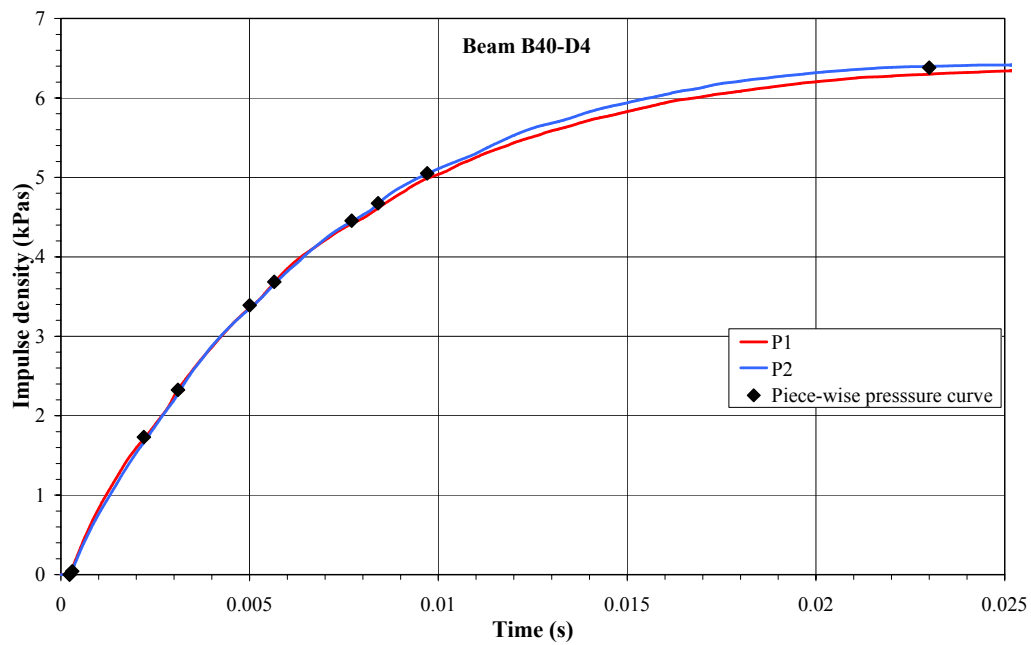


(b)

Figur A.1 Tryck- och impulskurvor för stegvis linjär tryckbelastning anpassad till mätdata från försöket med balk B40-D3.

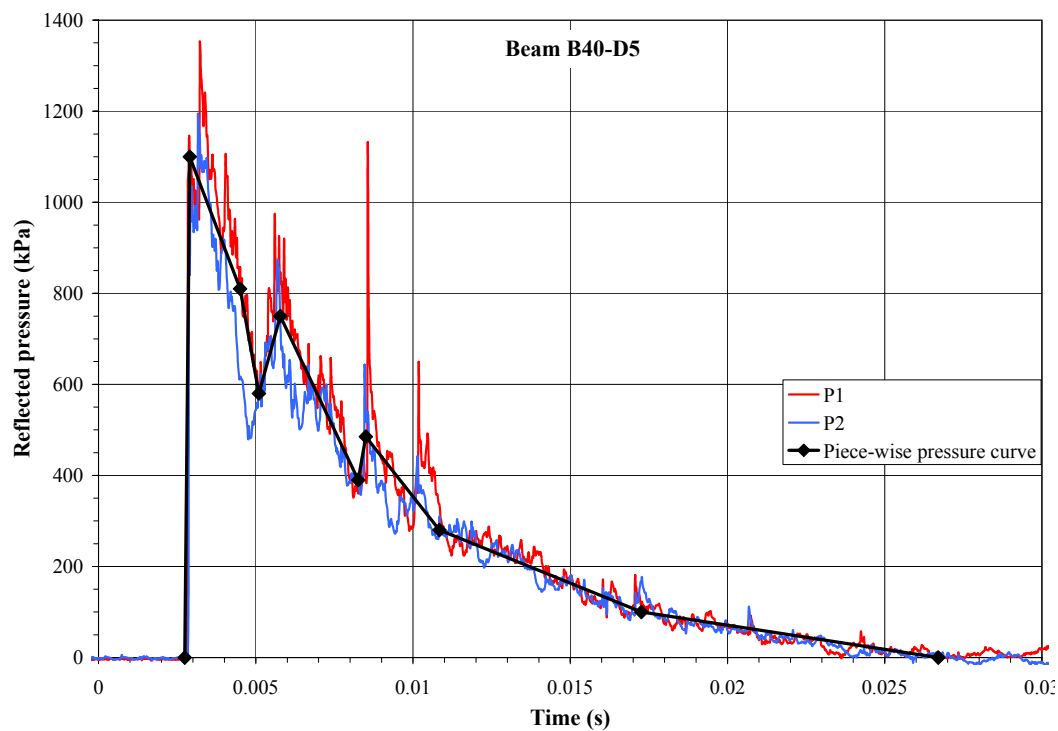


(a)

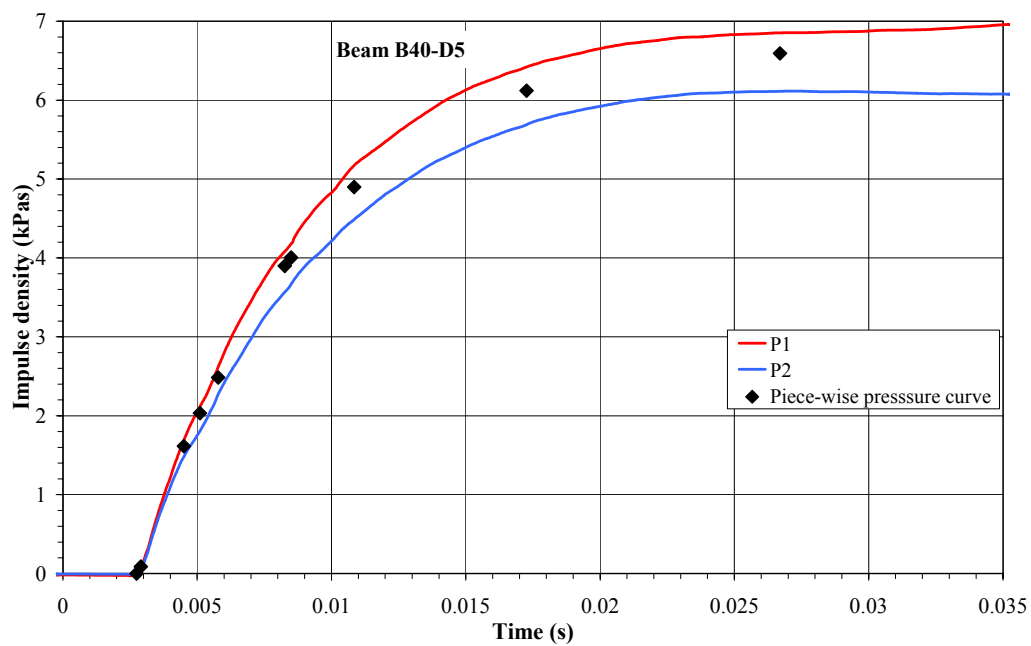


(b)

Figur A.2 Tryck- och impulskurvor för stegvis linjär tryckbelastning anpassad till mätdata från försöket med balk B40-D4.



(a)



(b)

Figur A.3 Tryck- och impulskurvor för stegvis linjär tryckbelastning anpassad till mätdata från försöket med balk B40-D5.

Tabell A.4 Data för belastningskurvan från försök med balk B40-D3.

Punkt nr	Tryck (kPa)	Tid (ms)
1	0	0
2	765	0,14
3	375	2,53
4	485	2,80
5	480	3,31
6	380	3,88
7	200	7,78
8	200	9,78
9	120	10,58
10	0	29,28

Tabell A.5 Data för belastningskurvan från försök med balk B40-D4.

Punkt nr	Tryck (kPa)	Tid (ms)
1	0	0
2	1170	0,070
3	610	1,97
4	710	2,87
5	410	4,77
6	500	5,42
7	250	7,47
8	380	8,17
9	200	9,47
10	0	22,77

Tabell A.6 Data för belastningskurvan från försök med balk B40-D5.

Punkt nr	Tryck (kPa)	Tid (ms)
1	0	0
2	1100	0,16
3	810	1,76
4	580	2,36
5	750	3,04
6	390	5,52
7	485	5,76
8	280	8,10
9	100	14,52
10	0	23,96