

## **BÄRFÖRMÅGA HOS FIBERARMERAD SPRUTBETONG - Laboratorieförsök på cirkulära plattor**

Ulf Nilsson

STIFTELSEN SVENSK BERGTEKNISK FORSKNING  
SWEDISH ROCK ENGINEERING RESEARCH

# **BÄRFÖRMÅGA HOS FIBERARMERAD SPRUTBETONG - laboratorieförsök på cirkulära plattor**

## **LOAD BEARING CAPACITY OF FIBRE REINFORCED SHOTCRETE - laboratory tests on circular slabs**

Ulf Nilsson  
Avd för Byggkonstruktion, KTH

SveBeFo Rapport 52

Stockholm 2000  
ISSN 1104-1773  
ISRN SVEBEFO-R--52--SE

## Förord

Sprutbetong används allmänt som bergförstärkning i tunnlar, antingen som en ytförsegling eller med en mera direkt förstärkningsfunktion, där man utnyttjar dess vidhäftning mot berget, eventuell fiberarmering och samverkan med bergbult för att bära potentiella lösa block eller uppspruckna zoner i berget.

Dimensioneringsförutsättningar och sprutbetongens förstärkningsverkan är inte helt enkel att beskriva, bland annat på grund av den oregelbundna bergytan och att vidhäftningen mot berget kan variera från plats till plats. För att under väl kontrollerade förhållanden undersöka brottmönster och bärförmåga och jämföra med beräkningar baserade på brottlinjeteori har en serie laboratorieförsök genomförts på fiberarmerade betongplattor i form av ett doktorandprojekt på KTH Byggkonstruktion. Projektet har finansierats gemensamt av SveBeFo, SBUF, Banverket och Vägverket. Hittills utförda försök har redovisats i en licentiatavhandling, och enligt normal rutin för SveBeFos högskoleprojekt redovisas resultaten här i en något förkortad, svenskspråkig version.

Försöken visade att bärförmågan var betydligt större än vad den föreslagna beräkningsmetoden gav vid handen. Det visade sig främst bero på aktuella inspänningsförhållanden för de provade plattorna, som innebar att valvverkan kom att utgöra den huvudsakliga bärande mekanismen. För planerad fortsättning av projektet kommer strävan att vara att tydligare efterlikna faktiska förhållanden vid bergförstärkning i såväl analyser som eventuella laboratorieförsök.

Projektet har följts av en referensgrupp representerande såväl projektörer och entreprenörer från SveBeFos huvudmannaföretag som forskare med olika bakgrund. Vetenskaplig handledare har varit professor Jonas Holmgren.

Stockholm i november 2000

Tomas Franzén

## Sammanfattning

Att dimensionera en bultad sprutbetongförstärkning bestående av fiberarmerad betong är en mycket komplicerad uppgift. Anledningen till detta är bl.a. otillräcklig kunskap om bergets lasteffekt, osäkerhet om fiberbetongens mekaniska egenskaper, samt hur förstärkningen som helhet beter sig vid belastning. Någon enkel utprövad dimensioneringsmetod finns därför för närvarande ej till hands. Som en konsekvens av detta är dimensioneringen av tunnelförstärkningar ofta baserad på tidigare tillvägagångssätt eller "trial and error".

I den här underökningen har en bultad sprutbetongförstärkning liknats med ett pelarunderstött bjälklag. Erfarenheter därifrån ger att det i huvudsak är två stycken brottyper som bör studeras för att erhålla dimensionen på bjälklaget och det är en cirkulär plattdel kring en pelare och en balkstrimla mellan pelarna. En stor mängd försök har av den anledningen utförts på cirkulära plattor och balkar för att öka förståelsen av hur dessa strukturer beter sig i brottsstadiet när fiberbetong används. Försöken har sedan jämförts med en beräknad bärförmåga vilken har baserats på brottlinjeteori som har visat sig vara en användbar metod när traditionellt armerad betong använts.

Jämförelsen mellan provningsresultaten och de beräknade värdena visade dock att brottlinjeteori baserad på rotationskapaciteten i brottlinjerna inte tillfredställande kunde uppskatta bärförmågan hos provkropparna. Den beräknade bärförmågan var genomgående mycket lägre än vad provningsresultaten uppvisade. Detta kan troligen förklaras med att provkropparna upptar lasten huvudsakligen genom valvverkan. Det var emellertid relativt överraskande att valveffekten var så stor i försöken, eftersom provkropparna var ganska tunna i förhållande till sin spännvidd.

## Summary

The design of a bolt anchored tunnel lining, which is made of sprayed concrete, is a very difficult task. The reasons for this are poorly understood load effects of the rock, questions about the mechanical properties of fibre reinforced concrete and how the structure interacts with the rock when it is loaded. Therefore, a proven and established design method is not available at the moment. As a consequence, the design of a tunnel lining is often based on experience from similar projects or by trial and error.

In this investigation, a bolt anchored lining has been simplified as a slab supported by columns. Experiences from this type of structure are that mainly two different types of bending failure modes have to be studied in a design. Those two failure modes are a circular slab around a column and a beam-strip between the bolts. Plenty of tests in this investigation have therefore been made on slabs and beams in order to gain a clearer understanding of how these structural elements behave in their failed state when fibre reinforced concrete is used. The test results have also been compared with calculated data that were based on yield line theory, which has been found useful on ordinary reinforced concrete.

The comparison between the test results and the calculated values showed that yield line theory based on the rotation capacity in the yield lines was not capable to predict the load bearing capacity of the specimens. The calculated capacities were consistently a great deal less than the test results. This can probably be explained by the fact that dome action is the main carrying component of the specimens. It was quite surprising that dome action appeared to be that large, because the specimens were rather thin in relation to the span.

## Innehåll

<b>1. INTRODUKTION OCH SYFTE</b> .....	<b>1</b>
<b>2. DIMENSIONERING IDAG</b> .....	<b>2</b>
<b>3. TILLVERKNING OCH PROVNING</b> .....	<b>3</b>
3.1 Allmänt .....	3
3.2 Tillverkning och provning av statistiskt obestämda balkar med fibrer .....	5
<b>3.2.1 Tillverkning</b> .....	<b>5</b>
<b>3.2.1.1 Fiber- och luftinnehåll</b> .....	<b>5</b>
<b>3.2.1.2 Gjutna provkroppar</b> .....	<b>6</b>
<b>3.2.2 Prov</b> .....	<b>7</b>
<b>3.2.2.1 Kuber</b> .....	<b>7</b>
<b>3.2.2.2 ASTM-balkar</b> .....	<b>8</b>
<b>3.2.2.3 Referensbalkar</b> .....	<b>8</b>
<b>3.2.2.3 Statiskt obestämda balkar</b> .....	<b>9</b>
3.3 Tillverkning och provning av plattor med fibrer .....	10
<b>3.3.1 Tillverkning</b> .....	<b>10</b>
<b>3.3.1.1 Fiber och lufthalt</b> .....	<b>10</b>
<b>3.3.1.2 Gjutna provkroppar</b> .....	<b>11</b>
<b>3.3.2 Provning</b> .....	<b>12</b>
<b>3.3.2.1 Kuber</b> .....	<b>12</b>
<b>3.3.2.2 ASTM-balkar</b> .....	<b>12</b>
<b>3.3.2.3 Referensbalkar</b> .....	<b>12</b>
<b>3.3.2.4 Plattor</b> .....	<b>13</b>
3.4 Tillverkning och provning av de statistiskt obestämda balkarna och plattorna utan fibrer .....	16 16

3.4.1	<b>Tillverkning</b> .....	16
3.4.1.1	<b>Luftinnehåll</b> .....	16
3.4.1.2	<b>Gjutna provkroppar</b> .....	16
3.4.2	<b>Provning</b> .....	17
3.4.2.1	<b>Kuber</b> .....	17
3.4.2.2	<b>Balkar</b> .....	18
3.4.2.3	<b>Plattor</b> .....	18
4.	<b>RESULTAT FRÅN FÖRSÖKEN</b> .....	19
4.1	Allmänt från balk och plattförsök.....	19
4.2	Resultat från de statistiskt obestämda balkförsöken med fibrer.....	19
4.2.1	<b>Kuber</b> .....	20
4.2.2	<b>ASTM-balkar</b> .....	20
4.2.3	<b>Referensbalkar</b> .....	23
4.2.4	<b>Statiskt obestämda balkar</b> .....	25
4.3	Resultat från plattprover med fibrer .....	27
4.3.1	<b>Kuber</b> .....	27
4.3.2	<b>ASTM-balkar</b> .....	27
4.3.3	<b>Referensbalkar</b> .....	29
4.3.4	<b>Plattor</b> .....	31
4.4	Resultat från de statistiskt obestämda balkarna och plattorna utan fibrer.....	35
4.4.1	<b>Kuber</b> .....	35
4.4.2	<b>Statiskt obestämda balkar</b> .....	35
4.4.3	<b>Plattor</b> .....	37

<b>5. BERÄKNINGSMODELL .....</b>	<b>39</b>
5.1 Allmänt .....	39
5.2 Brottlinjeteori .....	40
5.3 Brottlinjeteori på fiberarmerad betong .....	42
<b>5.3.1 Statiskt obestämda plattor .....</b>	<b>43</b>
<b>5.3.2 Statiskt obestämda balkar .....</b>	<b>44</b>
<b>6. JÄMFÖRELSE MELLAN PROVRESULTAT OCH BERÄKNAD BÄRFÖRMÅGA.....</b>	<b>47</b>
6.1 Allmänt .....	47
6.2 Statiskt obestämda balkar .....	47
<b>6.2.1 Brotttyp 1 .....</b>	<b>48</b>
<b>6.2.2 Brotttyp 2.....</b>	<b>49</b>
6.3 Plattor .....	50
<b>6.3.1 Spännvidd 682 mm, fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup> .....</b>	<b>50</b>
<b>6.3.2 Spännvidd 936 mm, fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup> .....</b>	<b>51</b>
<b>6.3.3 Spännvidd 682 mm, fiberinnehåll 60 kg/m<sup>3</sup> .....</b>	<b>52</b>
<b>6.3.4 Spännvidd 936 mm, fiberinnehåll 60 kg/m<sup>3</sup> .....</b>	<b>53</b>
<b>7. VALVVERKAN .....</b>	<b>54</b>
7.1 Allmänt .....	54
7.2 Balkar.....	54
7.3 Plattor .....	55
7.4 Armering.....	57
7.5 Valvverkan i en bultad tunnelling .....	59



<b>8. DISKUSSION, SLUTSATSER OCH FÖRSLAG TILL FORTSATT.....</b>	<b>61</b>
<b>FORSKNING.....</b>	<b>61</b>
8.1 Diskussion och slutsatser.....	61
8.2 Förslag till fortsatt forskning.....	62
<b>9. REFERENSER.....</b>	<b>64</b>

## Symbolförteckning

### Romerska tecken

$A$	Lastarea
$E_c$	Elasticitetsmodul
$f_{cc}$	Tryckhållfasthet för betong
$F_{cr}$	Spricklast
$f_{fcr}$	Sprickspänning
$f_{fres}$	Residualhållfasthet
$f_{flu}$	Maximal böjspänning
$F_u$	Maxlast
$I_{10}-I_{40}$	Seghetsfaktorer fiberbetong
$K$	Parameter beskrivande provkroppens förmåga att bära 80 % eller mer av maxlasten
$M$	Moment
$m$	Moment/meter
$m_{2\alpha}$	Momentet i brottled vid vinkeländring $2\alpha$ , balkar
$m_{3\alpha}$	Momentet i brottled vid vinkeländring $3\alpha$ , balkar
$m_{\alpha}$	Momentet i brottled vid vinkeländring $\alpha$ , balkar
$m_c$	Vikt betong
$m_f$	Vikt fibrer
$m_r$	Moment/meter radiell brottled plattor
$m_t$	Moment/meter tangentiell brottled plattor
$P$	Last
$q$	Jämnt fördelad last
$R_{10,x}$	Residualspänningsfaktor

### Grekiska tecken

$\alpha$	Vinkeländring brottled balkar
$\alpha_r$	Vinkeländring radiell brottled plattor
$\alpha_t$	Vinkeländring tangentiell brottled plattor
$\delta$	Förskjutning allmänt
$\delta_{cr}$	Förskjutning vid spricklast
$\delta_m$	Förskjutning i mittnitt
$\delta_u$	Förskjutning vid maxlast
$\varepsilon$	Töjning

$\varphi$	Delningsvinkel plattfält
$\rho$	Fiberinnehållet i volymandel av den färska betongen
$\rho_c$	Densitet betong
$\rho_f$	Densitet fibrer
$\sigma$	Spänning

## 1. INTRODUKTION OCH SYFTE

Stålfiber har på relativt kort tid blivit den dominerande armeringen av sprutbetong vid bergförstärkning. Att använda fibrer som armering i dessa sammanhang innebär att en förstärkning kan appliceras snabbare och till en lägre kostnad jämfört med om traditionell armering används, vanligen i form av nät. Att placera ett armeringsnät mot en ojämn bergyta är svårt och kan innebära risk för den personal som ska utföra arbetet. Armering och sprutning måste även utföras separat i motsats till när ett fiberarmerat tvärsnitt väljs. Trots dessa fördelar föreligger dock problem. Dels är det i bergförstärkningssammanhang mycket svårt att definiera vilken last förstärkningen kan tänkas utsättas för. En ytterligare komplikation är att det inte finns något fungerande verktyg med vilket bärförmågan hos en fiberarmerad förstärkning kan bestämmas. Det är därför mycket viktigt att försöka öka förståelsen för hur en fiberarmerad förstärkning verkar när den blir belastad och vad som karakteriserar vilken last den kan bära. Att utföra en ekonomisk, säker och ur ingenjörshänseende riktig dimensionering av ett fiberarmerat tvärsnitt för bergsammanhang är därför i dag inte helt enkelt.

Ett bergrum förstärkt med armerad sprutbetong och bultar betraktas i detta arbete förenklat som ett betongdäck på pelare, där bulten likställs med en pelare. Vid belastning fungerar däckets som ett antal fast inspända cirkulära plattor med en punktlast i centrum och med en radie som är lika med halva pelaravståndet (bultavståndet). För vanligt armerade betongdäck har en dimensionering enligt brottlinjeteori och ovan nämnda kriterium visat sig vara en användbar metod och frågan är nu om detta även gäller för fiberarmerad betong?

Ett stort antal provkroppar i den här undersökningen har således provats efter ovan nämnda kriterier dels armerade med fibrer, dels oarmerade. De oarmerade provkropparna användes för att kunna uppskatta graden av valvverkan. Många av provkropparna har även tillverkats med brottanvisningar. Detta gjordes för att underlätta jämförelsen av testresultaten med den beräknade bärförmågan.

Syftet med projektet är således att skapa ytterligare underlag för dimensionering och därmed också utförande och kravspecifikation avseende stålfiberarmerad sprutbetong för bergförstärkning. Genom att pröva olika sätt att belasta framförallt statiskt obestämda platt/balkkonstruktioner är målet att kunna förstå kraftfördelningen i konstruktionselementen och utifrån detta lägga fram en grund till ett beräkningsförfarande med vilket man kan bedöma bärförmågan hos en fiberarmerad förstärkning.

En relativt omfattande förstudie till projektet kan studeras i [9].

## 2. DIMENSIONERING IDAG

Dimensionering av en fiberarmerad tunnelförstärkning inkluderar fastläggande av tjocklek, typ av fibrer, seghet samt övriga förstärkningselement som bultar. Nuvarande dimensioneringsmetoder är i huvudsak baserade på empiriska anvisningar. En del analytiska beräkningsmetoder finns även tillgängliga men dessa är i regel dåligt underbyggda. I de analytiska metoderna beräknas erforderlig förstärkning på basis av en förutbestämd brottmod. Det ska noteras att erforderlig förstärkning, beräknad enligt någon av dessa metoder och som mycket grovt avviker från det som kan uppskattas enligt de empiriska föreskrifterna inte bör användas utan en mycket noggrann värdering av resultatet.

De empiriska dimensioneringsverktygen är oftast baserade på erfarenhet av när brott inträffade eller inte. För de fall när sprutbetongen höll är vetenskapen om hur mycket förstärkning som egentligen behövdes okänd och säkerhetsfaktorn kan därmed variera från att vara mycket hög till att vara nära ett. För de fall när brott inträffade i sprutbetongen är den mängd av ytterligare förstärkning som behövdes okänd.

Det har visat sig att erhållen vidhäftning mellan berg och sprutbetong har mycket stor effekt på bärförmågan av en sprutbetongförstärkning utan bergbultar. Den erhållna vidhäftningen mellan berget och sprutbetongen är dock en mycket osäker parameter. Därför används ofta bergbultar i samverkan med sprutbetong. Det finns många fördelar med denna förstärkningsmetod, nedan presenteras några.

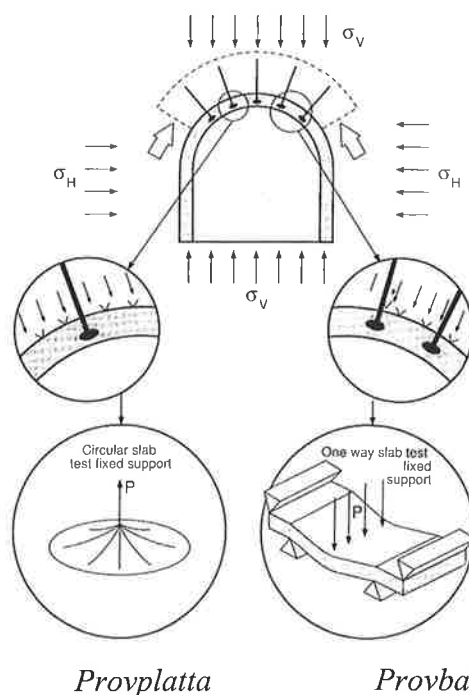
- Bärförmågan i förstärkningen är oberoende av vidhäftningen.
- Bärförmågan kan beräknas baserad på principer som gäller för ett pelarunderstött bjälklag
- En säkrare konstruktion kan erhållas, [14].

I [9] presenteras några förslag på analytiska dimensioneringsmetoder för tunnelförstärkning som finns att finna i litteraturen.

### 3. TILLVERKNING OCH PROVNING

#### 3.1 Allmänt

I den här undersökning har två olika typer av brottmekanismer av en bultad tunnelförstärkning studerats. Om man förenklat antar att förstärkningen är jämnt belastad, så kan en tunnelförstärkning betraktas som en pelarunderstödd platta, där pelaren är ersatt av en bergbult. Förstärkningen kommer då att fungera som ett antal fast inspända cirkulära plattor som är centriskt belastade. Radien i dessa plattor motsvarar halva bultavståndet. Dessutom kan samverkan mellan bergbultarna och fiberbetongen betraktas som en fast inspänd balkstrimla. Spännvidden motsvarar här avståndet mellan bergbultarna.



Figur 3.1.1 Analogi mellan en bultad tunnel förstärkning och provutförande  
*Analogy between a bolted tunnel lining and test simulation [14]*

Om ett lokalt böjbrott betraktas så kan bärförmågan av ett betong-skickt bestämmas som summa böjmoment i de brottlinjer som uppstår under belastning, om sidoeffekter som membran- och valvverkan försummas. Bärförmågan hos en fritt upplagd balk kan vidare uttryckas som det böjmoment som står mot en viss vinkeländring av det spruckna tvärsnittet i balken. En av de huvudsakliga uppgifterna i den här undersökningen är att undersöka om data från ett sådant balkförsök kan användas till att beräkna bärförmågan av en statiskt obestämd konstruktion av fiberarmerad betong. Av den anledningen provades i samband med de statiskt obestämda balk och plattförsöken statiskt fritt upplagda s.k. referensbalkar vilka var tillverkade med samma höjd som huvudproven. Vidare så användes standardbalkprover enligt ASTM C1018. De moment/vinkeländringssamband som erhöles ur dessa försök användes sedan i beräkningarna i ett försök att beskriva verknings sättet hos provkropparna

Alla provkroppar i den här undersökningen var testade med fast inspända ändar och skulle representera ett lokalt brott i en lining som figuren ovan beskriver. En

nedskalning av provkropparna var nödvändig p.g.a. bergbultar i en verklig konstruktion är placerade med ett avstånd på ca 2 meter. Att använda provkroppar med en sådan storlek skulle bli för dyrt och svårt att hantera när ett stort antal av prov skall utföras.

Betongen som användes levererades av Swerock AB efter ett betongrecept som vanligen används för tunnelförstärkningar i Sverige. Trots att provkropparna i denna undersökning skulle representera en del av ett sprutat betongskickt, var alla provkroppar gjutna på traditionellt sätt i stället för sprutade. Anledningen till detta är att sprutade provkroppar är mycket svåra att tillverka med någon större noggrannhet i tjocklek och jämnhet vilket ansågs vara viktigt i det här skedet när provdata skulle jämföras med beräknade värden på bärförmågan.

Ett flertal provkroppar var tillverkade med förtillverkade brottanvisningar för att exakt samma brottmönster skulle kunna ställas upp i beräkningsmodellen vilket underlättar utvärderingen av dess giltighet.

De fibermängder som användes i de statistiskt obestämda balkförsöken var  $60 \text{ kg/m}^3$  och  $100 \text{ kg/m}^3$ . I plattförsöken var fibermängden  $40 \text{ kg/m}^3$  och  $60 \text{ kg/m}^3$ . De två senare fibermängderna valdes p.g.a. att de ofta används i bergförstärkningsområden. Mängden  $100 \text{ kg/m}^3$  i balkproven valdes i ett försök att erhålla en tøjningshårdnande fiberbetong.

Fibrerna som användes i undersökningen var av märket Dramix med benämningen RC-65/35-BN. Längden på fibrerna var 35 mm och diametern 0.55 mm.

Följande prov utfördes.

#### Försöksserie:

Typ	Mängd
• Balkar med fastinspända ändar och förtillverkade brottanvisningar	12
• Homogena fastinspända cirkulära plattor	16
• Cirkulära plattor med fastinspända ändar och förtillverkade brottanvisningar	24

#### Variationer:

- Mängd fibrer
- Dimensioner
- Placering av brottanvisningar

För att kunna avgöra graden av valvverkan i provkropparna vilken kan antas utgöra en betydande lastbärande effekt, provades även 8 stycken plattor och 4 stycken balkar tillverkad av samma typ av betong som tidigare men utan fibrer. Detta i dessa provkroppar var brottanvisningarna djupare för att eliminera all böjdraghållfasthet. Det innebär att den bärförmåga som dessa provkroppar uppvisar kan hänföras till den uppkomna valvverkan.

## 3.2 Tillverkning och provning av statistiskt obestämda balkar med fibrer

### 3.2.1 Tillverkning

Betongen levererades från fabrik utan fiberinnehåll p.g.a. att två olika fibermängder skulle användas, varför tillsats av fibrer gjordes i omgångar på plats. Betongsammansättningen kan ses i tabell 3.2.1.

**Tabell 3.2.1** *Betongsammansättning*  
*Concrete mix*

Aggregate 0-8 (kg/m <sup>3</sup> )	Cement (kg/m <sup>3</sup> )	Silica (kg/m <sup>3</sup> )	Glenium (l/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	W/C	Air Content (%)
1527	520	19	2,7	157	0,44	5,0

De olika fibermängderna som användes var 60 kg/m<sup>3</sup> och 100 kg/m<sup>3</sup>.

De stora balkarna fick härda under blöt väv som var övertäckt med plastfolie. Övriga provkroppar fick härda i vatten fram till provning.

#### 3.2.1.1 Fiber- och luftinnehåll

Lufthalten i betongen bestämdes enligt svensk standard SS 13 71 24. Resultatet av mätningarna visar på att en mycket högre lufthalt än väntat erhöles i betongen, se tabell 3.2.2.

Målet var att gjuta med en betong med ett fiberinnehåll på 60 kg/m<sup>3</sup> och 100 kg/m<sup>3</sup>. För att kontrollera den verkliga fibermängden i betongen utfördes ett s.k. urvaskningsprov. Två hinkar med betong togs ut efter halva gjutningen av varje fibermängd. Innehållet vägdes och materialet spolades sedan av genom en sil. Fibrerna plockades upp med hjälp av en magnet för att sedan torkas och vägas.

Tabell 3.2.2 visar resultatet av de uppmätta fiber och lufthalterna.



Tabell 3.2.2 Fiber och luftinnehåll  
*Fibre and air content*

Fibre content nominal (kg/m <sup>3</sup> )	$m_c$ (kg)	$m_f$ (kg)	$\rho_c$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (%)	Fibre cont. (kg/m <sup>3</sup> )	Air content (%)
Test 1							
60	20,008	0,583	2400	7850	0,89	70	10
100	20,003	1,115	2400	7850	1,70	134	10,5
Test 2							
60	20,003	0,583	2400	7850	0,89	70	8,2
100	20,000	1,108	2400	7850	1,69	133	13

Fiberinnehållet  $\rho$  uttryckt i volymandel av den färska betongen erhålls enligt

$$\rho = \frac{\frac{m_f}{m_c} \rho_f}{\rho_c} \quad (3.2.1)$$

där  $\rho_f$  och  $\rho_c$  är fibermateriallets respektive den färska betongens densitet (kg/m<sup>3</sup>).  $m_c$  är vikten av den färska betongen och  $m_f$  är vikten av de torkade fibrerna.

### 3.2.1.2 Gjutna provkroppar

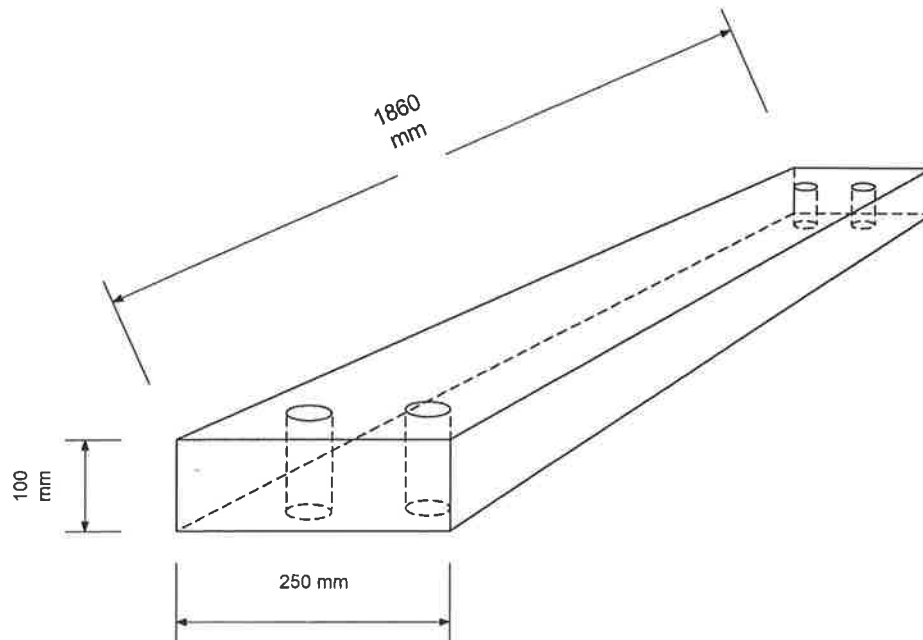
Totalt göts 6 stycken provbalkar (huvudbalkarna), 3 stycken referensbalkar, 3 stycken ASTM- balkar och 3 stycken kuber av varje fiberinnehåll. En översikt av de gjutna provkropparna kan ses i tabell 3.2.3.

Tabell 3.2.3

Specimen	Dimension (mm)	Number of test specimens		
		Amount of fibres 60 kg/m <sup>3</sup>	Amount of fibres 100 kg/m <sup>3</sup>	Total sum
Cube	150*150*150	3	3	6
ASTM-beam	500*125*75	3	3	6
Reference beam	500*250*100	3	3	6
Test beam	1860*250*100	6	6	12

Provbalkarna göts i en plattform med avgränsande sarger. Vid ändarna av varje balk placerades 2 rör i betongen enligt figur 3.2.1. Dessa genomgångar används för att möjliggöra inspanning av balken i provrigan med hjälp av dragstag. Kuber, ASTM-balkar och referensbalkar göts i separata former.

En vibreringsbrygga användes till provbalkarna medan de övriga provkropparna placerades på ett vibreringsbord.



Figur 3.2.1 Dimension på provbalkar (de statiskt obestämda balkarna)  
*The dimensions of the test beams (the statically indeterminate beams)*

### 3.2.2 Prov

#### 3.2.2.1 Kuber

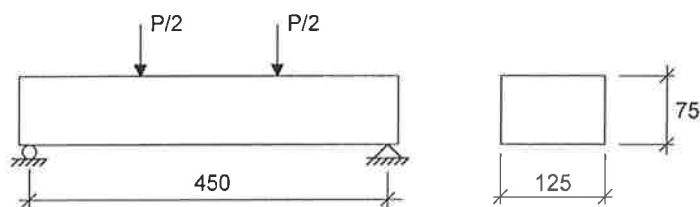
Tryckhållfastheten  $f_{cc}$  bestämdes enligt svensk standard SS 13 72 10. Dimensionen var  $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$  och kuberna provades efter 28 dagars härdning.



Figur 3.2.2 Tryckhållfasthetsprov  
*The compressive strength test set-up*

### 3.2.2.2 ASTM-balkar

Balkarna provades enligt standardmetoden ASTM C1018 [1], vilken utgör en grund för beräkning av fiberbetongens mekaniska egenskaper. De nominella måtten på balkarna var  $500 \times 125 \times 75 \text{ mm}^3$  och de härdade i 28 dagar innan provning. Provkropparna hade en spännvidd på 450 mm och belastades i tredjedelspunkterna enligt figur 3.2.3. Det som mättes var påförd last och tillhörande förskjutning i mitten av balken. Vidare så uppskattades det moment som står mot en viss vinkeländring av det spruckna tvärsnittet. Före provning kontrollerades balkens dimensioner och efter provet räknades antalet fibrer i det uppkomna brottsnittet.

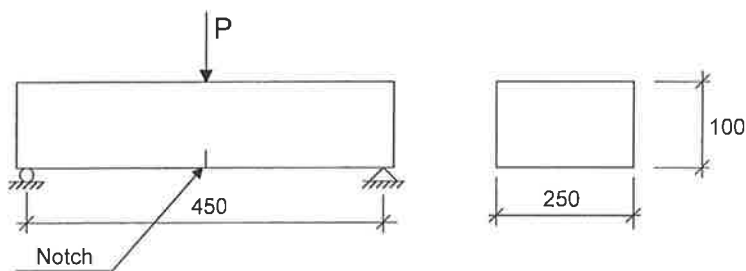


Figur 3.2.3 Provuppställning ASTM-balkar  
*Flexure test set-up for ASTM beams*

### 3.2.2.3 Referensbalkar

Dessa s.k. referensbalkar provades för att erhålla ytterligare information om en beräkning av en statistiskt obestämmd fiberarmerad konstruktion kan baseras på data ur ett statistiskt bestämt balkförsök. Provkropparna hade samma tvärsnittsdimension som huvudbalkproven och spännvidden var 450 mm. Ett 30 mm djupt spår sågades i mitten av balken enligt figur 3.2.4 med avsikten att styra brottet till denna svaghetszon. Balkarna var fritt upplagda på 2 stycken stöd och belastades med en centriskt verkande punktlast.

Mätning gjordes av påförd last samt tillhörande förskjutning av balkens mittsnitt. Vidare så bestämdes det moment som verkar i spåret mot en viss vinkeländring av den samma. Före provning kontrollmättes balkens dimensioner och efter avslutat prov räknades antalet fibrer i brottsnittet.



Figur 3.2.4 Provuppställning referensbalkar  
*Flexure test set-up for reference beams*

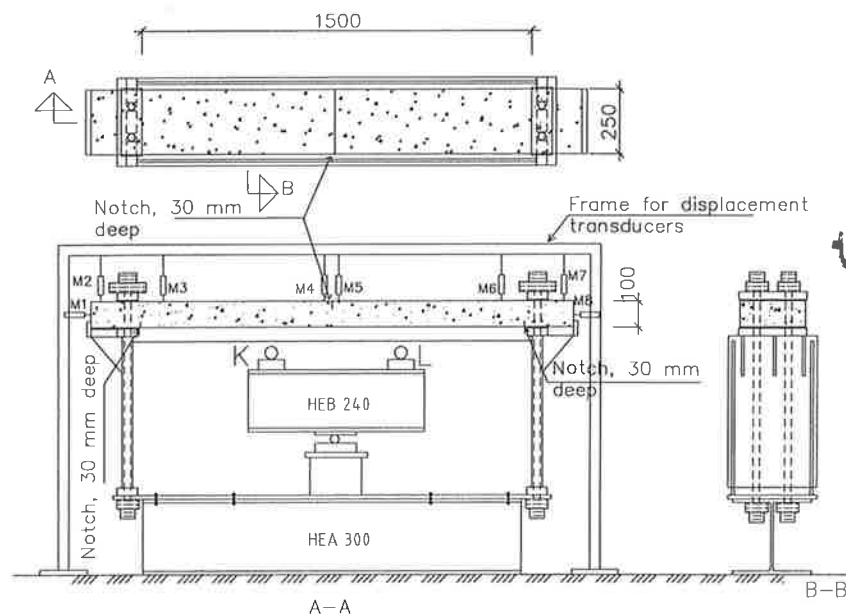
### 3.2.2.3 Statiskt obestämda balkar

Provkropparna tillverkades med en bredd på 250 mm, en höjd på 100 mm och en längd av 1860 mm. Proven utfördes med fast inspända ändar och spännvidden var 1500 mm. Belastningen fördes på underifrån enligt figur 3.2.5 i tredjedelspunkterna. Proven utfördes med 4 olika variationer av provkropparna beroende på placering av brottanvisning och fibermängd.

Två olika placeringar av brottanvisningar i form av sågade spår valdes. På en balktyp var spåret placerat i mitten av balken (se figur 3.2.5) och på den andra typen var brottanvisningen placerad över en av lastcellerna. Detta gjordes för att studera hur huvudsprickans läge påverkar bärförmågan hos konstruktionen. Samtliga balkar hade även ett spår sågat vid respektive upplag på den dragna sidan av balken vilket framgår av figur 3.2.6.

Balkens förskjutningar mättes med hjälp av 8 stycken mätare (M1-M8) som var fastsatta på en ram ovan provriggen, se figur 3.2.5. Mätarna M1 och M9 registrerade de horisontella förskjutningarna vid upplagen och mätarna M2-M8 de vertikala förskjutningarna. M2 och M7 var placerade på upplaget för att kontrollera graden av inspänning och mätarna M3 och M6 var placerade 70 mm från respektive upplag. Mätarna kring det sågade spåret, M4 och M5 var placerade med ett avstånd på 25 mm på var sida om spåret.

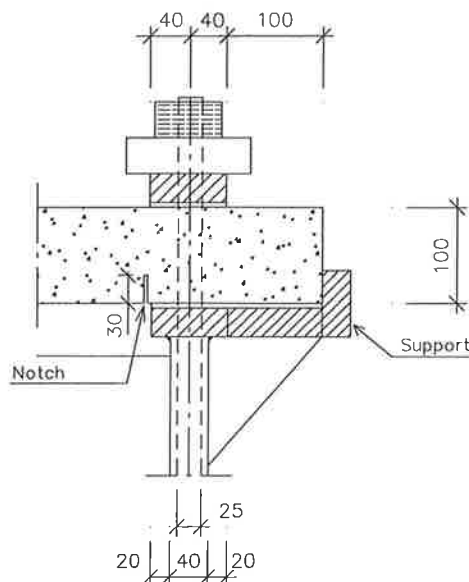
Lasten fördes på underifrån av en domkraft vilken var fastsatt i provriggen. En stålbalk (HEB 240) fördelade lasten till provbalkens tredjedelspunkter som framgår av figur 3.2.5.



Figur 3.2.5 Provrigg för balkar med en brottanvisning i mitten  
*Test set-up for beam with a notch in the middle*

Data registrerades upp till maxlast efter varje lastökning av 0.2 kN och efter det vid varje förskjutning i M4 på 0.2 mm. I figur 3.2.6 kan upplaget för balkarna ses. Balkarna

är som framgår av figuren nedan förhindrade att röra sig både vertikalt och horisontellt vid upplaget. Djupet på de sågade spårerna är 30 mm.



Figur 3.2.6 Upplagsförhållande för balkarna  
*Support conditions for the beams*

### 3.3 Tillverkning och provning av plattor med fibrer

#### 3.3.1 Tillverkning

Betongen levererades vid två olika tillfällen från Swerock AB. Den första gjutningen gjordes med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  och i den andra gjutningen användes  $40 \text{ kg/m}^3$ . Dessa två fibermängder valdes därför att de är vanligt förekommande i bergförstärknings-sammanhang. Betongsammansättningen kan ses i tabell 3.3.1.

Tabell 3.3.1 Betongsammansättning  
*Concrete mix properties*

Cast occasion	Aggregate 0-8 ( $\text{kg/m}^3$ )	Cement ( $\text{kg/m}^3$ )	Silica ( $\text{kg/m}^3$ )	Glenium ( $\text{l/m}^3$ )	Water ( $\text{kg/m}^3$ )	W/C	Air (%)	Fibre content $\text{Kg/m}^3$
1	1527	520	19	2,7	157	0,44	0,0	60
2	1527	520	19	2,7	157	0,44	0,0	40

Till skillnad från när balkarna göts (se kapitel 3.2.1), användes bara en fibermängd vid varje produktionstillfälle. Detta gjorde att Swerock kunde blanda i fibrerna före leverans vilket resulterade i att en betydligt bättre fiberfördelning kunde erhållas.

Plattorna och referensbalkarna fick härda under blöt väv som var täckt med plast för att förhindra uttorkning. Kuberna och ASTM-balkarna förvarades i vatten fram till provning.

#### 3.3.1.1 Fiber och lufthalt

Lufthalten i den färska betongen bestämdes enligt svensk standard SS 13 71 24. För att

kontrollera den verkliga fibermängden i betongen utfördes ett s.k. urvaskningsprov enligt anvisningar beskrivna i avsnitt 3.2.1.1. Resultatet av de uppmätta fiber och lufthalterna kan ses i tabell 3.3.2.

Tabell 3.3.2 Fiber och luftinnehåll  
*Fibre and air content*

Cast occasion	Fibre content nominal (kg/m <sup>3</sup> )	$m_o$ (kg)	$m_f$ (kg)	$\rho_c$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_f$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (%)	Fibre content (kg/m <sup>3</sup> )	Air content (%)
1	60							
	Test 1	17 439	0,499	2400	7850	0,87	68	7,5
	Test 2	17 419	0,480	2400	7850	0,84	65	7,5
2	40							
	Test 1	17 785	0,350	2400	7850	0,60	47	6,5
	Test 2	17 814	0,324	2400	7850	0,56	44	6,5

Fiberinnehållet  $\rho$  uttryckt i volymandel av den färska betongen bestämdes enligt formel (3.2.1).

### 3.3.1.2 Gjutna provkroppar

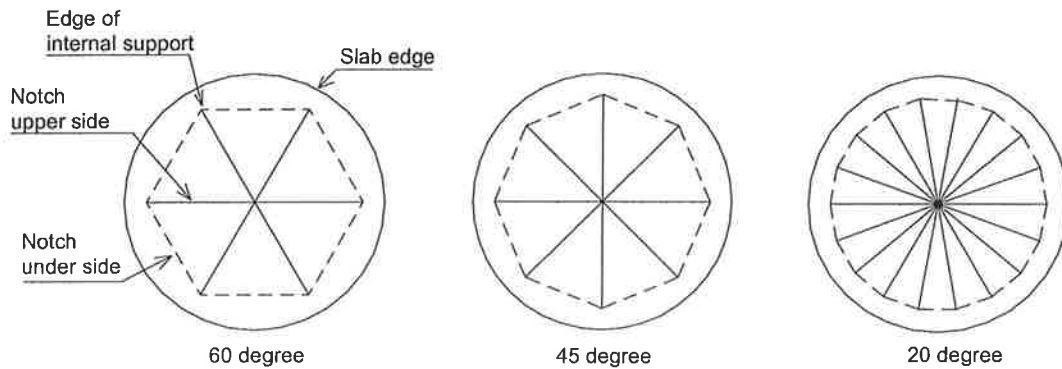
Av varje fibermängd tillverkades 20 plattor, 5 referensbalkar, 3 ASTM-balkar och 3 kuber. I en del av plattorna sågades även spår i form av brottanvisningar för att erhålla ett entydigt brottmönster och underlätta en utvärdering av ett teoretisk uttryck på bärförmågan. En översikt av de gjutna provkropparna kan ses i tabell 3.3.3.

Tabell 3.3.3

Specimen	Dimension (mm)	Number of specimens			Angle between the notches
		Amount 60 kg/m <sup>3</sup>	Amount 40 kg/m <sup>3</sup>	Total sum	
Cube	150*150*150	3	3	6	-
ASTM-beam	500*125*75	3	3	6	-
Reference beam	500*125*40	5	5	10	-
Circular Slab	918*30	4	4	8	-
Circular Slab	918*40	2	2	4	60
Circular Slab	918*40	2	2	4	45
Circular Slab	918*40	2	2	4	20
Circular Slab	1172*30	4	4	8	-
Circular Slab	1172*40	2	2	4	60
Circular Slab	1172*40	2	2	4	45
Circular Slab	1172*40	2	2	4	20

Plattorna göts i enskilda former vilka bestod av en utsågad rund formplywood i botten och sidor av tunn plåt (1 mm) som fästes med småspik i plywooden. Vibrering av plattorna utfördes genom att de fyllda formarna placerades på ett vibreringsbord. De fick sedan härda under blöt väv som var täckt med plast i stort sett fram till provning. Plattorna som var tillverkade med brottanvisningar, sågades i tre olika mönster på ovansidan vilket framgår av figur 3.3.1. Ett spår sågades även i botten på plattan vilket motsvarar periferin av det cirkulära upplaget.

Kuber, ASTM-balkar och referensbalkar göts i separata formar och vibrerades på ett vibreringsbord.



Figur 3.3.1 Olika vinklar på sågade spår  
*The different angles of sawn notches*

### 3.3.2 Provning

#### 3.3.2.1 Kuber

Se kapitel 3.2.2.1

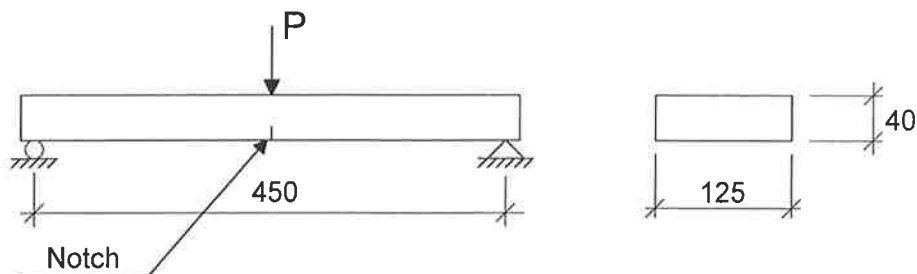
#### 3.3.2.2 ASTM-balkar

Se kapitel 3.2.2.2

#### 3.3.2.3 Referensbalkar

I anknötning till plattproverna provades fem stycken s.k. referensbalkar vilka hade samma effektiva tvärsnittshöjd som plattorna. Spännvidden var 450 mm och tjockleken 40 mm. I mitten av balken var ett spår sågat med ett djup på 10 mm för att styra brottet till detta snitt. Balkarna var fritt upplagda och belastade med en punktlast i mitten som framgår av figur 3.3.2.

Mätning gjordes av påförd last samt tillhörande förskjutning av balkens mittsnitt. Vidare så bestämdes det moment som verkar i spåret mot en viss vinkeländring av den samma. Före provning kontrollmättes balkens dimensioner och efter avslutat prov räknades antalet fibrer i brottsnittet.



Figur 3.3.2 Provuppställning referensbalkar  
*Flexure test set-up for the reference beams*

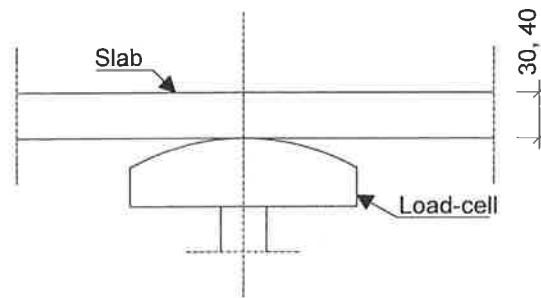
### 3.3.2.4 Plattor

Totalt tillverkades 40 stycken cirkulära plattor med två olika diametrar och två olika tjocklekar vilket resulterade i följande kombinationer.

- |   |           |
|---|-----------|
| • Typ 1: diameter = 918 mm, tjocklek = 30 mm  | Antal: 8  |
| • Typ 2: diameter = 918 mm, tjocklek = 40 mm  | Antal: 12 |
| • Typ 3: diameter = 1172 mm, tjocklek = 30 mm | Antal: 8  |
| • Typ 4: diameter = 1172 mm, tjocklek = 40 mm | Antal: 12 |

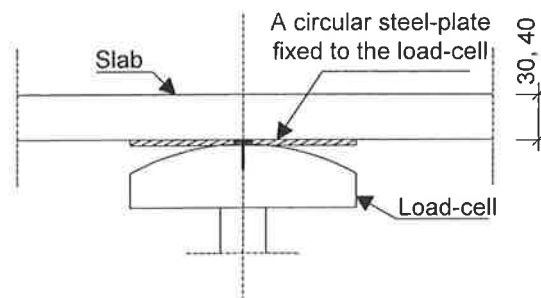
De tunnare plattorna av både diametrarna provades utan brottanvisningar, medan spår var sågade i de tjockare plattorna enligt figur 3.3.1. Djupet på spåren var i de flesta fall 10 mm, en del plattor hade dock spår på 20 mm p.g.a. att problem förelåg i form av plötslig genomstansning i några av de första proven.

Formen på lastcellen var i det första provet sfärisk som framgår av figur 3.3.3.



Figur 3.3.3 Sfärisk lastcell  
*A spherical load cell*

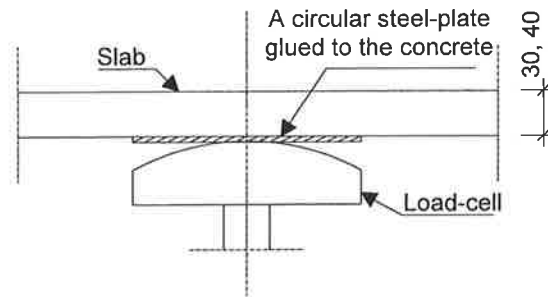
För att motverka ett snabbt genomstansningsförlopp vilket inträffade när endast den sfäriska lastcellen användes, fästes en 5 mm tjock stålplatta på toppen av lastcellen. Detta gör att lasten kan fördelas över en större yta, se figur 3.3.4.



Figur 3.3.4 En stålplatta är fäst ovan den sfäriska lastcellen  
*A steel-plate fixed on top of the spherical load cell*

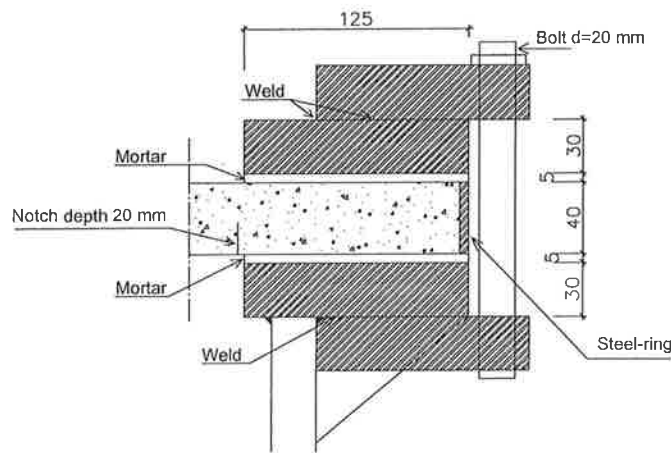
Tyvärr visade sig den ovan beskrivna lösningen inte tillfredställande kunna motverka ett genomstansningsbrott, varför stålplattan i stället limmades direkt på betongen enligt figur 3.3.5 vilket gör att en bättre samverkan kan erhållas. Denna lösning användes i de flesta av proven.





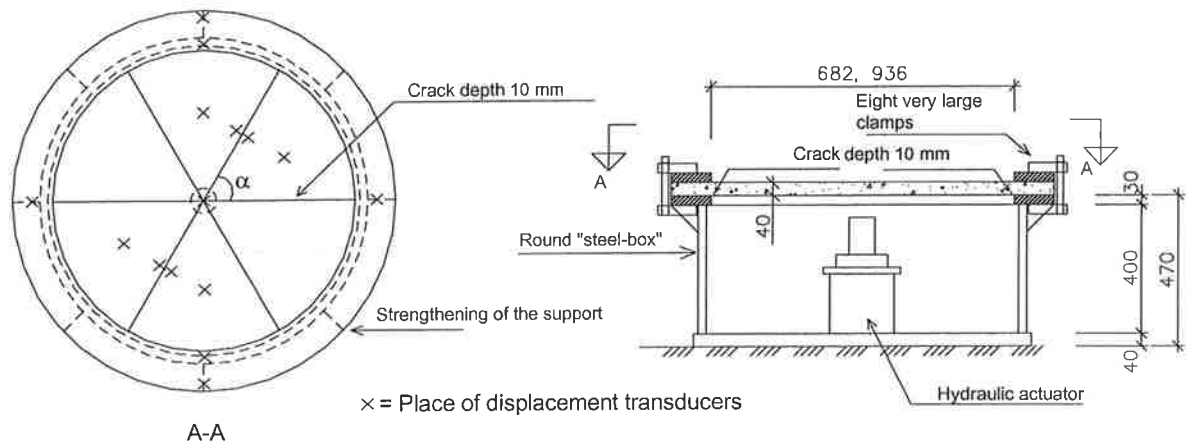
Figur 3.3.5 En stålplatta är limmad i botten av provplattan  
*The steel-plate is glued to the bottom of the slab*

Plattorna var vid upplag fastinspända med 8 stycken klämmor enligt figur 3.3.6. Bultarna var dragna med ett vridmoment på 140 Nm. En stålring var även placerad runt plattan (5 mm tjock) för att uppta de horisontalkrafter som uppstår när plattan deformeras.

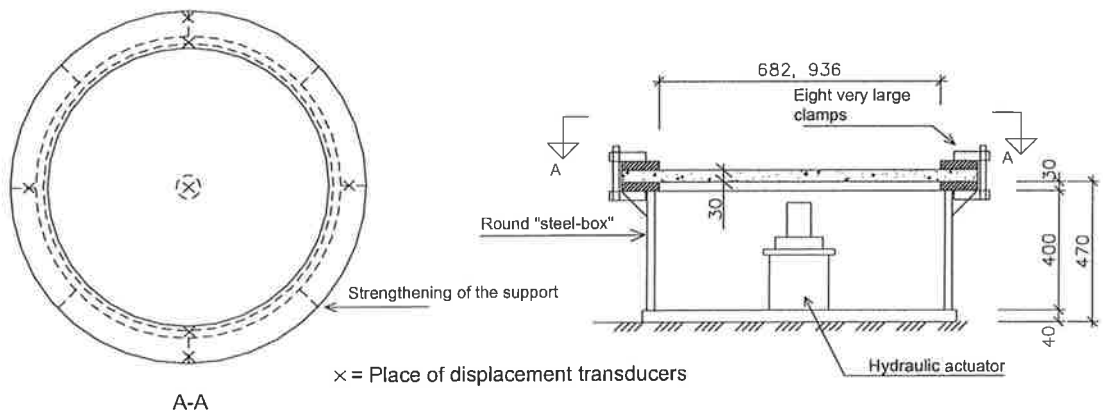


Figur 3.3.6 Upplagsförhållande för plattorna  
*Support conditions for the slab*

Mellan upplaget och plattan placerades bruk (OPTIROC ABS 131) för att förhindra att plattan skulle knäcka när den spändes fast. Spännvidden för de mindre plattorna var 682 mm medan de större plattorna hade en spännvidd på 936 mm. Lasten fördes på underifrån med hjälp av en domkraft som var placerad i provriggen. Förskjutningsmätare var placerade på lastcellen, betongplattan samt på upplaget för att kontrollera den inspanning som erhöles vilket framgår av figur 3.3.7. Data registrerades upp till maxlast efter varje lastökning av 0.2 kN och efter det vid varje förskjutning av lastcellen på 0.2 mm.



Figur 3.3.7 Provrigg för plattor med fast inspända ändrar och förtillverkade spår  
*Test-rig for slabs with fully clamped edges and prefabricated notches*



Figur 3.3.8 Provrigg för homogena plattor med fast inspända ändrar  
*Test-rig for homogenous slabs with fully clamped edges*

Före varje prov kontrollmättes plattans tjocklek. Uppkomsten av sprickor och dess utveckling följdes noga upp under försökets gång.

### 3.4 Tillverkning och provning av de statistiskt obestämda balkarna och plattorna utan fibrer

#### 3.4.1 Tillverkning

Betongen levererades från Swerock AB efter samma recept som tidigare. Dock användes oarmerad betong med avsikten att mäta bärförmågan hos provkropparna om de provas utan fibrer. Valvverkan kan antas vara den huvudsakliga bärmekanismen.

Betongsammansättningen kan ses i tabell 3.4.1.

Tabell 3.4.1 Betongsammansättning  
*Concrete mix properties*

Aggregate 0-8 (kg/m <sup>3</sup> )	Cement (kg/m <sup>3</sup> )	Silica (kg/m <sup>3</sup> )	Glenium (l/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	W/C	Air (%)	Fibre content Kg/m <sup>3</sup>
1527	520	19	2,7	157	0,44	0,0	0

Plattorna och balkarna fick fram till provning härda under blöt väv som var täckt med plast för att förhindra uttorkning. Kuberna placerades i vatten fram till provning.

##### 3.4.1.1 Luftinnehåll

Luftinnehållet i den färska betongen kontrollerades enligt svensk standard SS 13 71 24. Resultatet visade på att betongen innehöll en genomsnittlig lufthalt på 3,9 % vilket var baserat på två stycken prov.

##### 3.4.1.2 Gjutna provkroppar

Totalt göts 8 stycken plattor, 4 stycken balkar och 3 stycken kuber. Spår var sågade i plattorna med olika mönster för att styra brottet som kan ses i figur 3.4.1. Djupet på spårerna var 20 mm. Även i balkarna sågades spår för att styra brottet vilket framgår av figurerna 3.4.2 och 3.4.3. En översikt av de gjutna provkropparna kan ses i tabell 3.4.2.

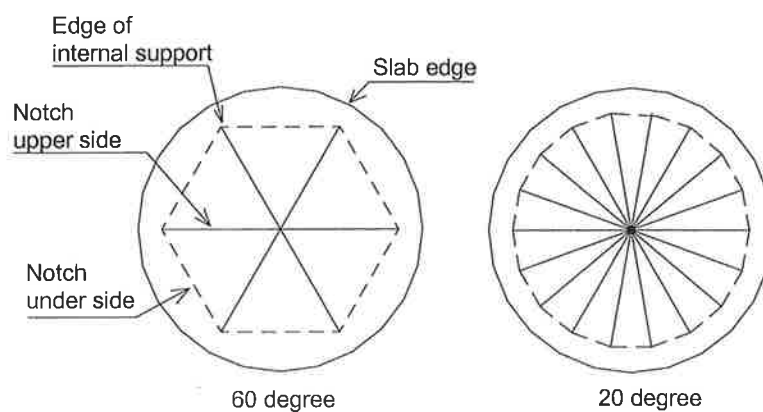
Tabell 3.4.2

Specimen	Dimension (mm)	Number of specimens	* Place of the notch	Angle between the notches
Cube	150*150*150	3		
Beam	1860*250*100	2	M	
Beam	1860*250*100	2	L	
Circular Slab	918*40	2		20
Circular Slab	918*40	2		60
Circular Slab	1172*40	2		20
Circular Slab	1172*40	2		60

\* M= Notch in the middle of the beam, L = Notch under one of the load points

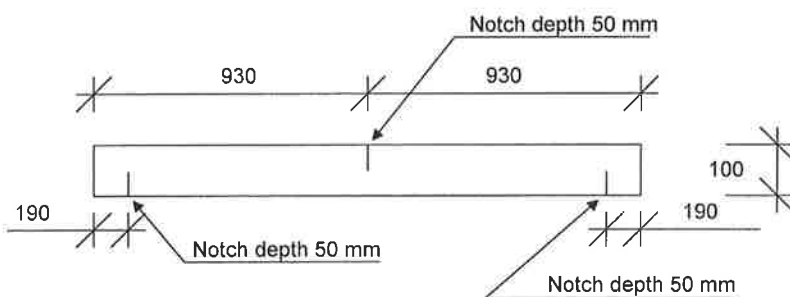
Plattorna var gjutna i former vilka bestod av rund formplywood i botten och sidor av tunn plåt (1 mm) som fästes med småspik i plywooden. Balkarna var också gjutna i

separata formar tillverkade av plywood. Vibrering av samtliga provkroppar utfördes genom att de fyllda formarna placerades på ett vibreringsbord.

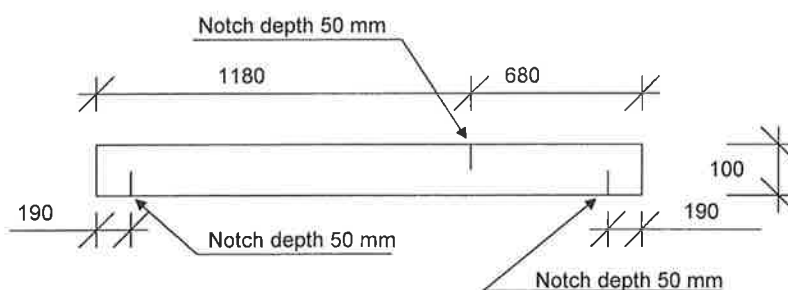


Figur 3.4.1 Olika vinklar på sågade spår  
*Different angles of sawn notches*

Figureerna 3.4.2 och 3.4.3 visar de sågade spår i balkarna. Djupet på spårerna var 50 mm.



Figur 3.4.2 Spår placerat i mitten på balken  
*Notch placed in the middle of the beam*



Figur 3.4.3 Spår placerat över en av lastpunkterna  
*Notch placed above one of the load points*

### 3.4.2 Provning

#### 3.4.2.1 Kuber

Se kapitel 3.2.2.1.

### **3.4.2.2 Balkar**

Avsikten med dessa försök var att mäta valvverkan i balkarna. Balkarna provades enligt anvisningar givna i avsnitt 3.2.2.4 med den skillnad att oarmerad betong användes och spåren nu var 50 mm djupa för att eliminera böjdraghållfastheten i brottanvisningarna.

### **3.4.2.3 Plattor**

Dessa prov utfördes för att mäta valveffekten i plattorna. De var gjutna med oarmerad betong och 20 mm djupa spår var sågade enligt figur 3.4.1 för att eliminera böjdraghållfastheten i brottanvisningarna. Proven utfördes i övrigt enligt anvisningar givna i avsnitt 3.3.2.4.

## 4. RESULTAT FRÅN FÖRSÖKEN

### 4.1 Allmänt från balk och plattförsök

Totalt provades 12 stycken statistiskt obestämda balkar armerade med fibrer. Två fibermängder användes, 6 balkar var armerade med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  och 6 stycken hade ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$ . Fyra balkar var gjutna med oarmerad betong för att mäta graden av valvverkan i balkarna. Last/vinkeländrings och last/förskjutningskurvorna är plottade för de olika försöken. Resultaten är också sammanställda i tabeller. För en fullständig redovisning av arbetskurvor och kommentarer till försöken, se [9].

I stort sett alla balkar fick ett böjbrott som utvecklades i de förtillverkade spåren. Det kunde noteras att formen på arbetskurvorna inte påminde om fiberarmerad betong, p.g.a. bärförmågan vanligen ökade markant efter att spricklasten uppnåtts. Resultatet visade också på att balkarna som var tillverkade med oarmerad betong uppvisade i stort samma bärförmåga som de fiberarmerade. Kapaciteten att bära last vid en stor deformation var dock mycket sämre för de oarmerade balkarna.

Vidare så provades 36 plattor armerade med fibrer. Tjugo av dessa plattor hade förtillverkade brottanvisningar och 16 stycken provades homogena. Mängden fibrer i försöken var  $60 \text{ kg/m}^3$  och  $40 \text{ kg/m}^3$ . För att mäta valveffekten i plattorna provades även 6 stycken plattor tillverkade med oarmerad betong och djupa (halva tjockleken) brottanvisningar. Resultaten är presenterade i form av last/vinkeländrings och last/förskjutningskurvor för de olika försöken. Resultaten är också sammanställda i tabeller. En utförlig redovisning med arbetskurvor och kommentarer till försöken kan studeras i [9].

Ett typiskt brottförlopp var ett segt böjbrott följt av ett genomstansningsbrott vilket oftast inträffade först efter en stor deformation av plattan. Plattorna med den mindre spännvidden bar högst last medan de större plattorna generellt uppvisade det segaste brottbeteende. De fiberarmerade och oarmerade plattorna hade i stort sett samma bärförmåga och seghet.

### 4.2 Resultat från de statistiskt obestämda balkförsöken med fibrer

I det här avsnittet kan resultaten tillhörande de statistiskt obestämda balkarna med fibrer studeras.

Resultatet är presenterat enligt nedan:

- Tryckhållfasthet kuber
- Mekaniska egenskaper, last/förskjutning och moment/vinkeländringskurvor för ASTM-balkarna
- Mekaniska egenskaper, last/förskjutning och moment/vinkeländringskurvor för referensbalkarna
- Last/förskjutning och last/vinkeländringskurvor för de statistiskt obestämda balkarna. För en fullständig redovisning, se [9].

Litterering av provkroppar:

Exempel och förklaring: B1500-100M100-1-1

B:	Typ av provkropp (B = balk, K = kub)
1500-100:	Spännvidd-höjd i mm
M:	Placering av brottanvisning (M = mitten på balken, L = över en av lastcellerna)
100:	Mängd fibrer i $\text{kg/m}^3$ betong
-1-1:	Gjuttillfälle och serienummer

#### 4.2.1 Kuber

Tryckhållfastheten hos betongen bestämdes med hjälp av kuber enligt svensk standard SS 13 72 10, [13]. Tryckhållfastheten bestämdes enligt nedan.

$$f_{cc} = \frac{P}{A} \quad (4.2.1)$$

där,

$f_{cc}$  = tryckhållfasthet

$P$  = last

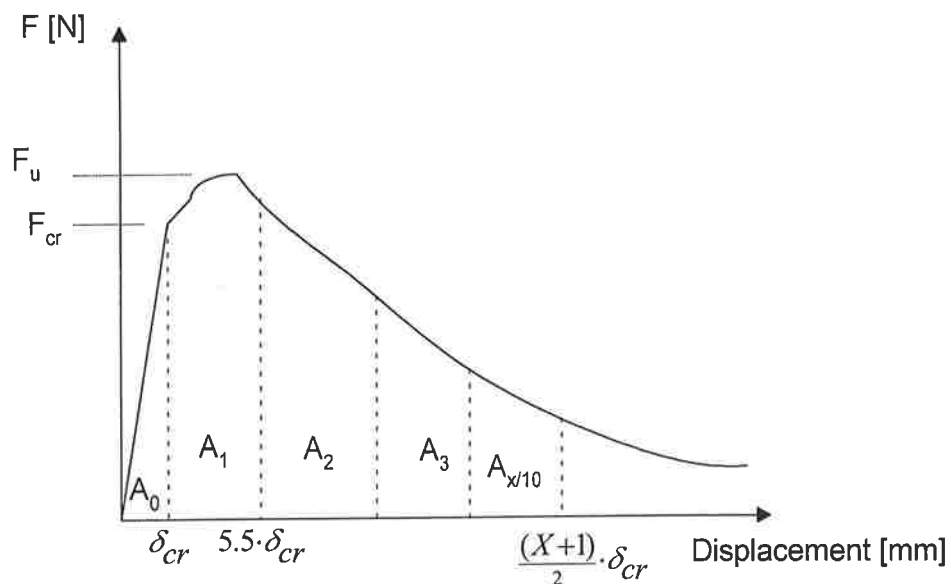
$A$  = tvärsnittsarea

Tryckhållfastheten var i medeltal för de tre stycken provade kuberna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$ , 44 MPa. Kuberna med ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$  uppvisade i medeltal en tryckhållfasthet på 34 MPa.

Man kan anta att tryckhållfastheten hos de kuber som innehöll  $100 \text{ kg/m}^3$  skulle var lite större jämfört med de kuber som innehöll den mindre fibermängden. Den här provningen visade dock på raka motsatsen, d.v.s. kuberna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  uppvisade den högsta tryckhållfastheten. En förklaring till detta kan vara den höga lufthalt som erhöles i betongen med ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4.2.2 ASTM-balkar

Balkproven utfördes enligt den amerikanska standarden "American Society for Testing and Materials method" ASTM C1018, [1] vilken bl.a. utgör beräkningsunderlag för bestämmande av s.k. seghetsfaktor  $I_x$ , materialets sprickspänning  $f_{fcr}$ , maximal böjdraghållfasthet  $f_{flu}$  och residualhållfasthet  $f_{fres}$ . Dimensionen på balkarna avvek något från vad som beskrivs i ASTM C1018 men är i överensstämmelse med den svenska versionen av testmetoden, [12].



Figur 4.2.1 Förhållande mellan last och mittnedböjning  
*Relationship between load and mid-span displacement*

Nedan visas hur en del av de mekaniska egenskaperna hos ASTM-balkarna bestämdes och vilka sammanfattas i tabell 4.2.1.

Sprickspänning  $f_{flcr}$ :

$$f_{flcr} = \frac{\frac{F_{cr} \cdot l}{6}}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad (4.2.2)$$

Maximal böjspänning  $f_{flu}$ :

$$f_{flu} = \frac{\frac{F_u \cdot l}{6}}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad (4.2.3)$$

Residualhållfasthet  $f_{flres}$ :

$$f_{flres} = \frac{f_{flcr} \cdot R_{10,X}}{100} \quad (4.2.4)$$

Elasticitetsmodul  $E_c$ :

$$E_c = \frac{23}{108} \cdot \frac{(F_2 - F_1) \cdot l^3}{(\delta_2 - \delta_1) \cdot b \cdot h^3} \quad (4.2.5)$$

där,

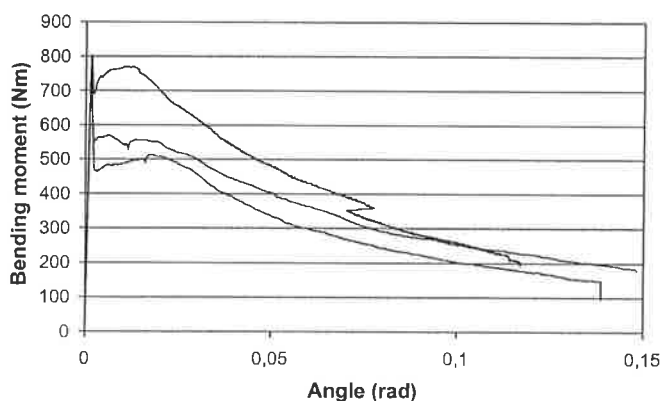


$\delta_1$  och  $\delta_2$  är förskjutningar i mitten av balken vid  $F_1=1/4 \cdot F_{cr}$  och  $F_2=3/4 \cdot F_{cr}$

Tabell 4.2.1 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

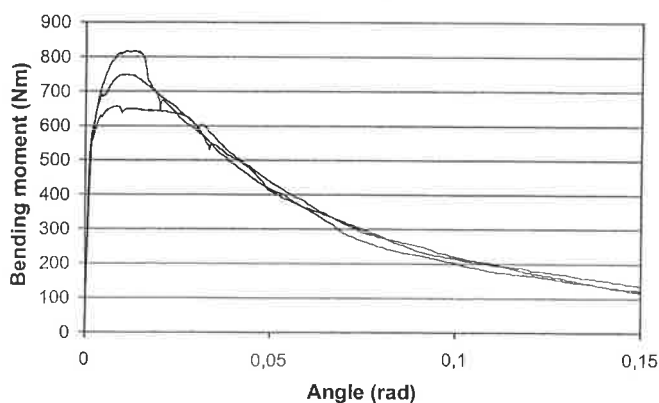
Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$\delta_u$ (mm)	$f_{fibr}$ (MPa)	$f_{fu}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
B500-75-60-1-1	10693	0,168	10693	0,168	6,50	6,50	26,1
B500-75-60-1-2	9790	0,158	9790	0,158	5,80	5,86	24,3
B500-75-60-1-3	9740	0,163	9740	0,163	6,05	6,05	25,1
B500-75-100-1-1	7959	0,242	9985	1,220	5,08	6,38	14,4
B500-75-100-1-2	7202	0,153	8740	0,900	4,65	5,64	20,9
B500-75-100-1-3	7861	0,210	10888	1,050	5,30	7,34	17,8

Som framgår av tabellen ovan erhöles skillnader på uppemot 30-40 % i en provserie, vilket indikerar att fiberblandningen inte var tillfredställande. Figur 4.2.2 redovisar moment/vinkeländringskurvorna baserade på den spruckna sektionen i ASTM-balkarna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$ .



Figur 4.2.2 Moment-vinkeländringskurvor för ASTM-balkar med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$   
*Bending moment/change-in-angle curves for ASTM beams with  $60 \text{ kg/m}^3$  fibre content*

Figur 4.2.3 visar moment/vinkeländringskurvorna baserade på den spruckna sektionen i ASTM-balkarna med ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$ .

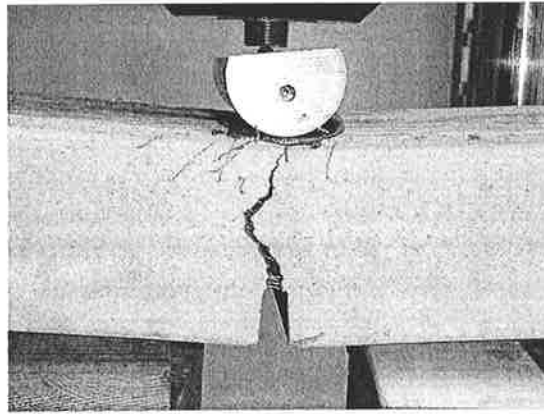


Figur 4.2.3 Moment-vinkeländringskurvor för ASTM-balkar med ett fiberinnehåll på 100 kg/m<sup>3</sup>  
*Bending moment/change-in-angle curves for ASTM beams with 100 kg/m<sup>3</sup> fibre content*

Som framgår av diagrammen föll bärförmågan för balkarna med ett fiberinnehåll på 60 kg/m<sup>3</sup> mycket snabbare efter att spricklasten uppnåtts jämfört med balkarna som hade ett fiberinnehåll på 100 kg/m<sup>3</sup> vilka uppvisade ett mycket segare brottbeteende.

#### 4.2.3 Referensbalkar

I figur 4.2.4 kan en böjsprucken mittsektion av en referensbalk ses. Det är uppenbart att endast en böjspricka utvecklas och att den verkar rakt under belastningspunkten.



Figur 4.2.4 Referensbalk, brottstadium  
*Reference beam, failure state*

Littereringen av balkarna är uppdelades i två serier, B500-100-60 och B500-100-100 beroende på fiberinnehåll. Tre balkar hade ett fiberinnehåll på 60 kg/m<sup>3</sup> och tre balkar hade en fiberinnehåll på 100 kg/m<sup>3</sup>.

För att beräkna sprickspänningen  $f_{\text{fcr}}$  användes följande formel

$$f_{\text{fcr}} = \frac{\frac{F_{\text{cr}} \cdot l}{b \cdot h^2}}{6} \quad (4.2.6)$$

Den maximala böjspänningen  $f_{\text{fu}}$  kan skrivas som

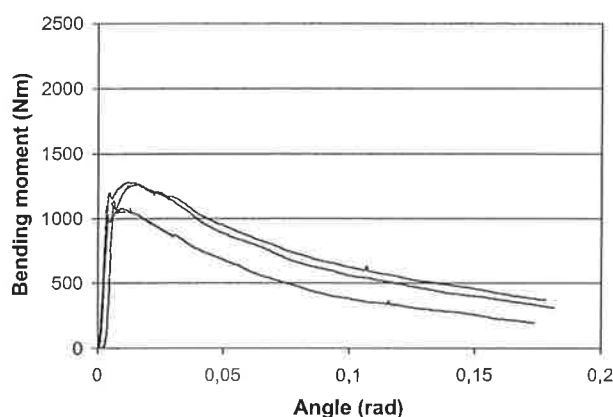
$$f_{\text{fu}} = \frac{\frac{F_{\text{u}} \cdot l}{b \cdot h^2}}{6} \quad (4.2.7)$$

I tabell 4.2.2 kan de mekaniska egenskaperna hos referensbalkarna ses.

Tabell 4.2.2 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

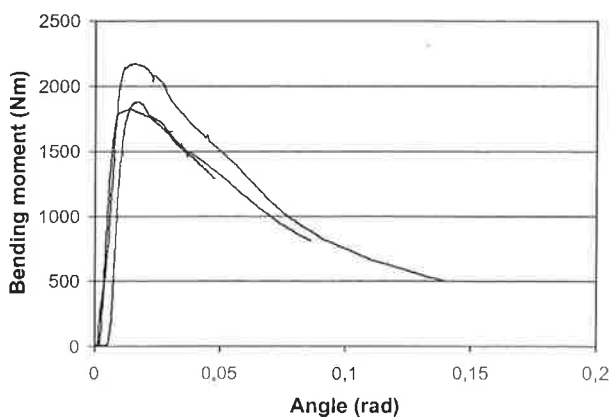
Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$f_{flcr}$ (MPa)	$f_{flu}$ (MPa)
B500-100M60-1-1	9741	0,434	9741	4,88	4,88
B500-100M60-1-2	10620	0,557	11352	5,49	5,87
B500-100M60-1-3	10083	0,3198	11181	5,26	5,83
B500-100M100-1-1	16000	0,744	19263	8,67	10,44
B500-100M100-1-2	14000	0,545	16210	7,42	8,59
B500-100M100-1-3	14000	0,577	16675	7,76	9,24

Figur 4.2.5 visar moment/vinkeländrings samband med avseende på den spruckna sektionen hos balkarna med ett fiberinnehåll på 60 kg/m<sup>3</sup>.



Figur 4.2.5 Moment-vinkeländringskurvor för referensbalkar med ett fiberinnehåll på 60 kg/m<sup>3</sup>  
*Bending moment/change-in-angle curves for reference beams with 60 kg/m<sup>3</sup> fibre contents*

Figur 4.2.6 visar moment/vinkeländringkurvorna med avseende på den spruckna sektionen hos balkarna med ett fiberinnehåll på 100 kg/m<sup>3</sup>.



Figur 4.2.6 Moment-vinkeländringskurvor för referensbalkar med ett fiberinnehåll på 100 kg/m<sup>3</sup>  
*Bending moment/change-in-angle curves for reference beams with 100 kg/m<sup>3</sup> fibre contents*

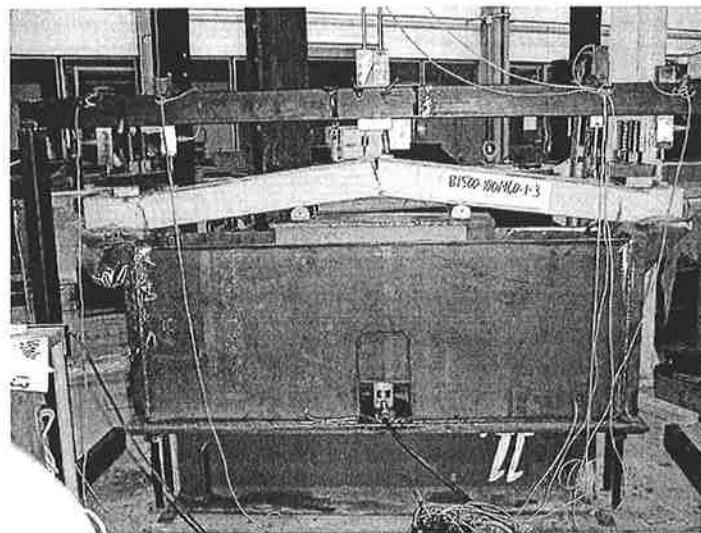
Diagrammen visar att samtliga balkar i respektive serie uppvisade i stort samma bärförmåga. Balkarna med ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$  hade ungefär 60 % högre maxlastkapacitet jämfört med de balkar som hade en fibermängd på  $60 \text{ kg/m}^3$ .

#### 4.2.4 Statiskt obestämda balkar

Resultatet visar att maxlasten uppnåddes efter ca 25 mm deformation av huvudsprickan. Nästan alla balkar fick ett böjbrott vilket utvecklades i de förtillverkade brottanvisningarna. Utformningen på last/deformationskurvorna påminde ej om fiberarmerad betong p.g.a. bärförmågan ökade markant efter att spricklasten uppnåts. Detta kan troligen förklaras av att en stor valvverkan uppstår i balken efter uppsprickning. Resultatet visar också på att fiberblandningen inte var tillföreställande. Antalet fibrer i ett brottsnitt kunde skilja på uppemot 100 %. Av den anledningen erhöll ett par balkar ett brott som inte utvecklades i de förtillverkade spåren.

Den serie av balkar som innehöll en fibermängd på  $60 \text{ kg/m}^3$  uppvisade något högre bärförmåga jämfört med de balkar som hade ett fiberinnehåll på  $100 \text{ kg/m}^3$ . Den högre lufthalt som erhöles i betongen med  $100 \text{ kg/m}^3$  fibrer kan eventuellt förklara detta fenomen.

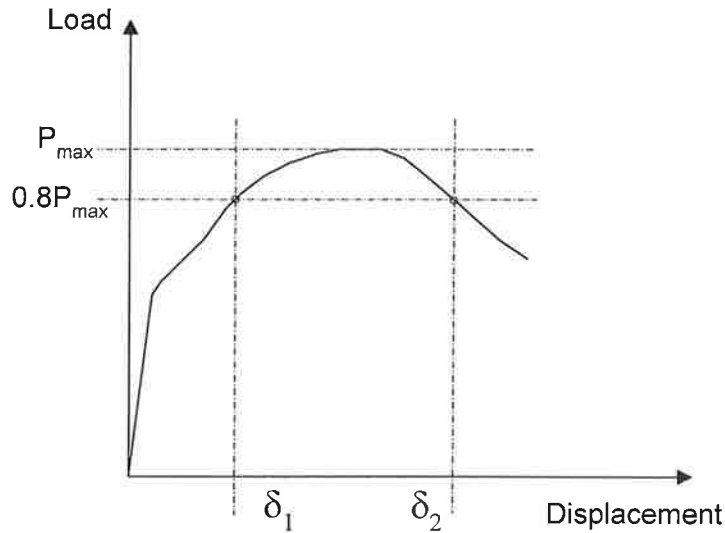
Den inspänningen som erhöles i det första provet var ej tillfylles. Av den anledningen förstärktes provriggen vid upplagen. Som ett resultat av detta hade den första provade balken en lägre bärförmåga än resterande balkar. Övriga prov visade på relativt små rörelse vid upplagen.



Figur 4.2.6 Slutligt brott i en balk med en brottanvisning i mitten  
*Final failure of a test-beam with a notch in the middle*

Som ett mått på brottförloppets seghet introduceras ett värde  $K$ . Det beskriver provkroppens förmåga att bära 80 % eller mer av maxlasten i relation till dess förskjutning. Värdet på  $K$  är definierat som

$$K = \frac{\delta_2}{\delta_1} \quad (4.2.16)$$



Figur 4.2.8 Diagram beskrivande K-värdet  
Diagram describing the K-value

I tabell 4.2.3 kan spricklasten med tillhörande förskjutning samt maxlasten med tillhörande förskjutning ses. Dessa värden är presenterade efter fiberinnehåll och placering av brottanvisning. Spricklasten är bestämd som den punkt där arbetskurvan avviker från en rät linje.

Tabell 4.2.3

Specimen	Amount of fibres (kg/m <sup>3</sup> )	Place of notch *	Crack load (KN)	Displac. at crack load (mm)	Maximum load (KN)	Displac. at max. load (mm)	K	Type of failure
B1500-100M60-1-1	60	M	9,1	1,3	15,8	28,5	7,7	Bending
B1500-100M60-1-2	60	M	15,0	1,8	29,1	17,4	4,6	Bending
B1500-100M60-1-3	60	M	11,3	1,5	28,9	25,6	4,1	Bending
B1500-100L60-1-1	60	L	8,1	1,3	31,5	28,9	2,6	Bending
B1500-100L60-1-2	60	L	10,0	1,4	26,7	32,3	4,6	Bending
B1500-100L60-1-3	60	L	10,0	1,4	27,8	22,4	3,8	Bending
B1500-100M100-1-1	100	M	11,1	1,3	23,6	23,3	4,8	Bending
B1500-100M100-1-2	100	M	10,5	2,2	19,2	22,8	4,9	Bending
B1500-100M100-1-3	100	M	9,0	1,8	24,1	24,6	3,6	Bending
B1500-100L100-1-1	100	L	10,9	1,4	28,9	18,9	3,9	Bending
B1500-100L100-1-2	100	L	6,7	1,5	25,3	24,1	3,7	Bending
B1500-100L100-1-3	100	L	10,0	1,3	32,9	27,2	3,0	Bending

\* M= Notch (30 mm) is placed at the middle of the beam

L= Notch (30 mm) is placed above one of the load-points

Arbetskurvor i form av last/vinkeländring och last/deformationskurvor samt noter gjorda under försöken kan studeras i [9].

### 4.3 Resultat från plattprover med fibrer

Det här avsnittet presenterar resultaten tillhörande plattprover med fiberinnehåll.

Resultatet är presenterad enligt nedan:

- Tryckhållfasthet kuber
- Mekaniska egenskaper, last/förskjutning och moment/vinkeländringskurvor för ASTM-balkarna
- Mekaniska egenskaper, last/förskjutning och moment/vinkeländringskurvor för referensbalkarna
- Last/förskjutning och last/vinkeländringskurvor för plattorna. För en komplett redovisning, se [9].

Litterering av provkroppar:

Exempel och förklaring: P1000-40R45-60-2-1

P: Typ av provkropp (P = platta, B = balk)  
 1000-40: Spännvidd-höjd i mm  
 R45: Radiellt sågade brottanvisningar med en vinkel på 45 grader  
 60: Mängd fibrer i  $\text{kg/m}^3$  betong  
 2-1: Gjuttilfälle och serienummer

#### 4.3.1 Kuber

Tryckhållfastheten hos de båda fiberblandningarna bestämdes enligt svensk standard SS 13 72 10, se avsnitt 4.2.1. Tryckhållfastheten var i medeltal för de tre stycken provade kuberna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  49,5 MPa. Kuberna med ett fiberinnehåll på  $40 \text{ kg/m}^3$  hade en tryckhållfasthet i medeltal på 55,1 MPa

#### 4.3.2 ASTM-balkar

Information om provmetoden och hur värdena har beräknats kan studeras i avsnitt 4.2.2.

#### Fibermängd $60 \text{ kg/m}^3$

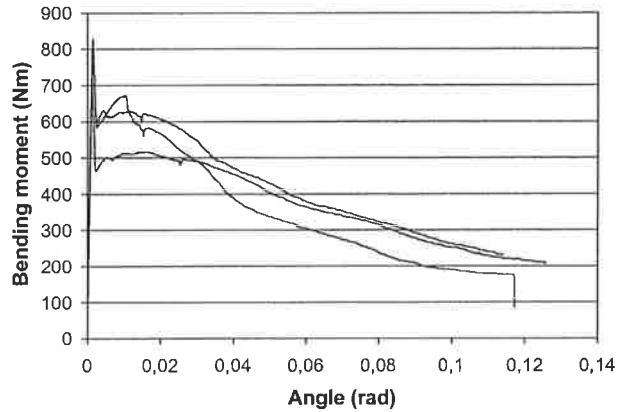
Resultat av balkproverna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  kan ses i tabell 4.3.1.

Tabell 4.3.1 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$\delta_u$ (mm)	$f_{flcr}$ (MPa)	$f_{flu}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
B500-75-60-2-1	11035	0,173	11035	0,173	7,06	7,06	24,2
B500-75-60-2-2	9473	0,147	9473	0,147	6,06	6,06	23,9
B500-75-60-2-3	10669	0,169	10669	0,169	6,82	6,82	24,8

Som kan ses i tabell 4.3.1 erhöles inte så stor spridning av resultaten vilket torde innebära att en bättre homogenitet i fiberbetongen erhöles vid denna gjutning jämfört med den första, se avsnitt 4.2.2.

Figur 4.3.1 visar moment/vinkeländringskurvan i den spruckna sektionen av balkarna.



Figur 4.3.1 Moment-vinkeländringskurvor  
Bending moment/change-in-angle curves

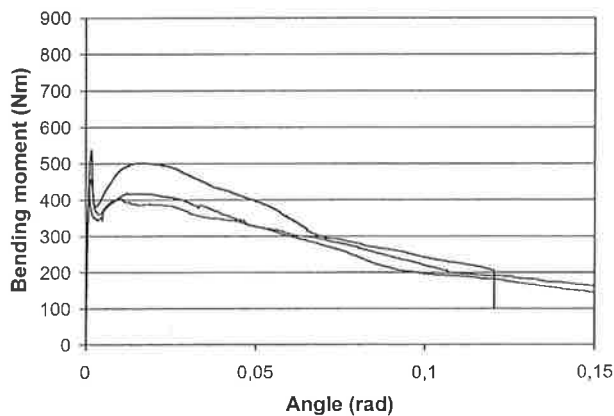
Resultatet visar på att bärförmågan hos balkarna föll mycket snabbt efter uppsprickning. Överensstämmelsen mellan de olika proven var dock relativt bra.

#### Fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup>

Tabell 4.3.2 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$\delta_u$ (mm)	$f_{fcr}$ (MPa)	$f_{fu}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
B500-75-40-3-1	7153	0,179	7153	0,179	4,58	4,58	20,1
B500-75-40-3-2	6055	0,179	6055	0,179	3,88	3,88	26,5
B500-75-40-3-3	5786	0,100	5786	0,100	3,70	3,70	25,4

Figur 4.3.2 visar moment/vinkeländringskurvan i den spruckna sektionen av balkarna

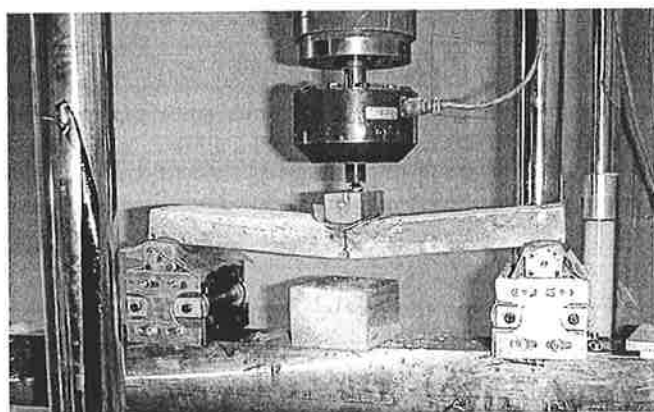


Figur 4.3.2 Moment-vinkeländringskurvor  
Bending moment/change-in-angle curves

Balkarna som innehöll en fibermängd på  $40 \text{ kg/m}^3$  uppvisade ungefär 40 % lägre maxlast jämfört med de balkar som innehöll  $60 \text{ kg/m}^3$ . Dock hade balkarna med det lägre fiberinnehållet en något flackare arbetskurva efter uppsprickning.

### 4.3.3 Referensbalkar

I figur 4.3.3 kan ett prov av en referensbalk ses. Som framgår av bilden utvecklas brottet i det förtillverkade spåret under lastcellen som önskad.



Figur 4.3.3 Provs av referensbalk  
*Test on a reference beam*

### Fiberinnehåll $60 \text{ kg/m}^3$

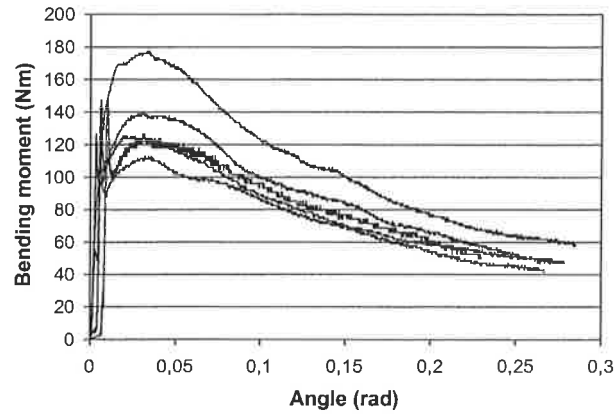
Resultatet från balkproverna med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  kan ses nedan.

Tabell 4.3.3 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$\delta_u$ (mm)	$f_{flcr}$ (MPa)	$f_{flu}$ (MPa)
B500-40-60-2-1	1294	0,743	1294	0,743	4,36	4,36
B500-40-60-2-2	1172	0,681	1172	0,681	3,96	3,96
B500-40-60-2-3	1306	0,712	1575	3,81	4,41	5,31
B500-40-60-2-4	1318	1,145	1318	1,145	4,44	4,44
B500-40-60-2-5	1123	0,403	1123	0,403	3,79	3,79

Figur 4.3.4 visar moment/vinkeländringskurvorna för balkarna. Alla värden gäller den spruckna sektionen.





Figur 4.3.4 Moment-vinkeländringskurvor  
*Bending moment/change-in-angle curves*

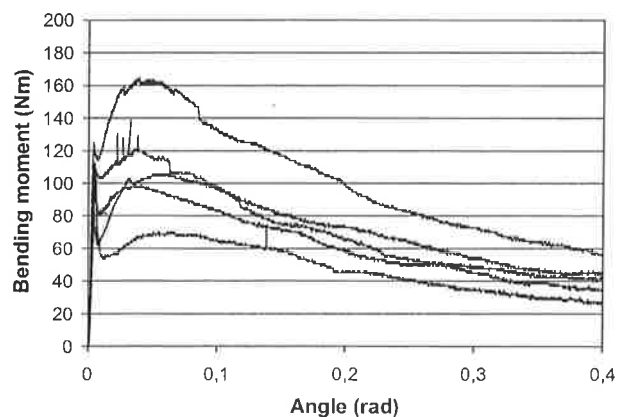
En av balkarna uppvisade ett töjningshårdnande beteende efter uppsprickning. Denna balk visade sig innehålla mycket mer fibrer i brottsnittet än de övriga. Utformningen och överensstämmelsen mellan proven var i övrigt relativt bra.

### Fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup>

Tabell 4.3.4 Mekaniska egenskaper  
*Mechanical properties*

Beam	$F_{cr}$ (N)	$\delta_{cr}$ (mm)	$F_u$ (N)	$\delta_u$ (mm)	$f_{flcr}$ (MPa)	$f_{flu}$ (MPa)
B500-40-40-3-1	1001	0,558	1074	4 334	3,38	3,62
B500-40460-3-2	989	0,495	989	0,495	3,34	3,34
B500-40-40-3-3	915	0,434	940	6 966	3,09	3,17
B500-40-40-3-4	1111	0,465	1453	5 666	3,75	4,90
B500-40-40-3-5	952	0,619	952	0,619	3,21	3,21

I figur 4.3.5 kan moment/vinkeländrings-kurvorna ses.

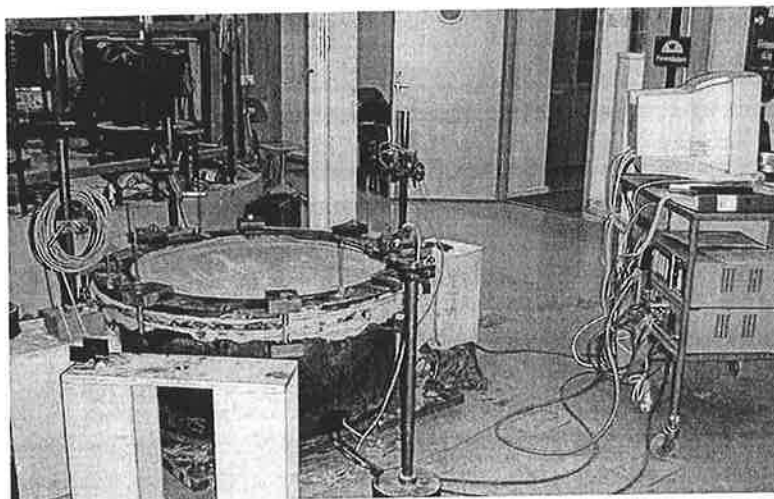


Figur 4.3.5 Moment-vinkeländringskurvor  
*Bending moment/change-in-angle curves*

Stor spridning av resultat erhöles som framgår av diagrammen ovan.

#### 4.3.4 Plattor

Ett totalt antal av 40 stycken plattor var avsett att provas, 24 stycken av dessa hade brottanvisningar och 16 stycken var tillverkade utan spår. Tyvärr, gick fyra stycken plattor med ett fiberinnehåll på  $40 \text{ kg/m}^3$  sönder före provning p.g.a. att de var lagrade på ett felaktigt sätt. Det innebär att 20 stycken plattor testades med ett fiberinnehåll på  $60 \text{ kg/m}^3$  och 16 stycken med ett fiberinnehåll på  $40 \text{ kg/m}^3$ . Plattorna med en fibermängd på  $60 \text{ kg/m}^3$  provades först.



Figur 4.3.6 Provrigg för plattorna  
Test-rig for the slabs

Nedskalade plattprover med fastinspända ändrar är känsliga för ett skjuvbrott. Anledningen till detta är att det maximala böjmomentet i plattans fält är mindre än för en med samma dimensioner fritt upplagd platta. Skjuvspänningarna däremot är oberoende av graden av inspänning vilket gör att sannolikheten för ett skjuvbrott ökar. I det första provet hade lastcellen en sfärisk utformning vilket föranledde ett mycket snabbt genomstansningsbrott. Det visade sig att det bästa sättet att höja provkropparnas förmåga att motstå detta mycket plötsliga brottbeteende var att ha en limmad relativt stor stålplatta i underkanten av provkroppen som lasten anbringades mot. Detta minskade spänningskoncentrationen runt stålplattan och genomstansning blev därmed underordnad i de flesta fall ett segt böjebrott.

Som framgår av figur 4.3.7 bildades ett stort antal radiella böjsprickor under belastningsfasen av de homogena plattorna medan plattorna med brottanvisningar uppvisade ett böjebrott som i huvudsak utvecklades i de förtillverkade spårn vilket kan ses i figur 4.3.8.

## Fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup>

Tabell 4.3.6

### Plattor utan spår:

Specimen	Type of load-cell *	Diameter of the load-cell mm	Number of radial cracks	Angle cracks degree	Crack load kN	Displac. at crack load mm	Max. load kN	Displac. at max. load mm	K	Type of failure **
P700-30-40-3-1	Steel-plate, G	200	24	15,0	18,9	0,9	41,7	7,8	11,2	B
P700-30-40-3-2	Steel-plate, G	200	19	18,9	11,1	0,8	37,6	20,8	4,9	B
P700-30-40-3-3	Steel-plate, G	200	24	15,0	15,0	1,0	35,4	18,1	5,6	B
P700-30-40-3-4	Steel-plate, G	200	26	13,8	16,5	1,0	38,3	18,1	10,1	B
P1000-30-40-3-1	Steel-plate, G	200	26	13,8	8,5	0,7	29,1	19,6	4,8	B/P
P1000-30-40-3-2	Steel-plate, G	200	24	15,0	10,0	0,9	27,3	39,7	5,5	B
P1000-30-40-3-3	Steel-plate, G	200	20	18,0	8,6	0,8	28,1	36,2	4,9	B/P
P1000-30-40-3-4	Steel-plate, G	200	22	16,4	11,7	1,1	29,2	35,0	5,1	B/P

### Plattor med brottanvisningar:

Specimen	Type of load-cell *	Diameter of the load-cell mm	Depth of the notches mm	Angle notches degree	Crack load kN	Displac. at crack load mm	Max. load kN	Displac. at max. load mm	K	Type of failure **
P700-40R20-40-3-1	Steel-plate, G	200	10	20	26,5	0,9	50,0	24,1	10,5	B/P
P700-40R20-40-3-2	Steel-plate, G	200	10	20	32,3	1,1	56,0	20,3	11,7	B/P
P700-40R45-40-3-1	Steel-plate, G	200	10	45	26,0	0,8	53,9	11,8	3,0	B/P
P700-40R45-40-3-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P700-40R60-40-3-1	Steel-plate, G	200	10	60	35,0	1,4	55,4	7,0	3,2	B/P
P700-40R60-40-3-2	Steel-plate, G	200	10	60	27,1	1,0	52,0	17,0	7,8	B
P1000-40R20-40-3-1	Steel-plate, G	200	10	20	27,0	1,7	40,9	34,5	15,6	B/P
P1000-40R20-40-3-2	Steel-plate, G	200	10	20	11,7	0,9	35,5	44,3	5,5	B
P1000-40R45-40-3-1	Steel-plate, G	200	10	45	27,0	1,3	42,8	8,0	10,8	B
P1000-40R45-40-3-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P1000-40R60-40-3-1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P1000-40R60-40-3-2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

\* G=Glued to the concrete, F= Fixed on top of the actuator

\*\* B= Bending failure, P= Punching failure

Arbetskurvor och kommentarer till försöken, se [9].

#### 4.4 Resultat från de statistiskt obestämda balkarna och plattorna utan fibrer

I det här avsnittet är resultatet från proven av de statistiskt obestämda balkarna och plattorna rapporterade.

Resultat är presenterat enligt nedan:

- Tryckhållfasthet kuber
- Last/deformationskurvor balkar och plattor. Kan i sin helhet studeras i [9].

Litterering av provkroppar:

Exempel och förklaring: P1000-40R20-4-1, B1500-100M-4-1

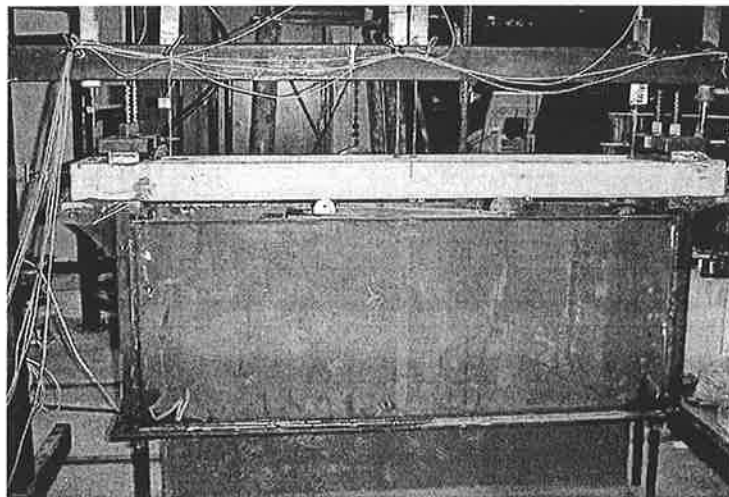
P, B:	Typ av provkropp (P = platta, B = balk)
1000-40, 1500-100:	Spännvidd och höjd på provkropparna i mm
R20, M:	Radiellt sågade brottanvisningar med en vinkel på 20 grader, M = Spår sågat i mitten på balken, L = Spår sågat i balken under en av lastcellerna.
-4-1:	Gjuttillfälle och serienummer

##### 4.4.1 Kuber

Tryckhållfastheten bestämdes enligt svensk standard SS 13 72 10, se avsnitt 4.2.1. Den uppmätta tryckhållfastheten var i medeltal för de tre stycken provade kuberna 57,1 Mpa.

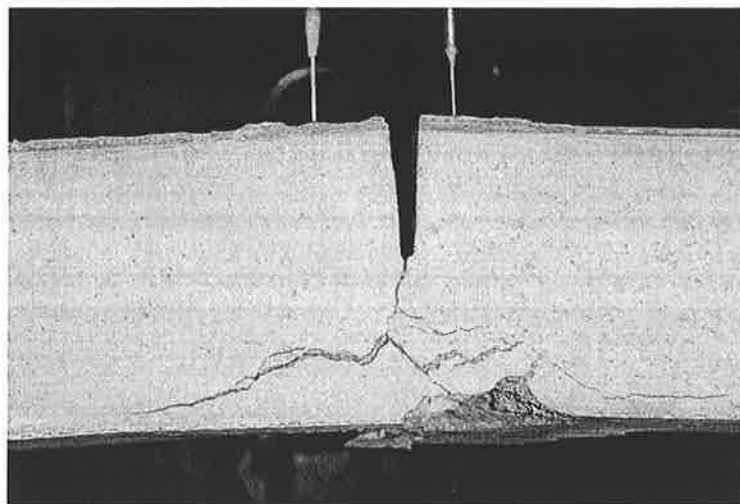
##### 4.4.2 Statiskt obestämda balkar

Fyra försök utfördes, två av dessa hade ett spår sågat i mitten av balken och två hade ett spår sågat under en av lastcellerna. Resultatet åskådliggjorde att dessa balkar som var tillverkade av oarmerad betong och hade brottanvisningar som var 50 mm djupa, uppvisade i stort sett samma bärförmåga som de fiberarmerade balkarna (se avsnitt 4.2.4). Förmågan att bära last vid en stor deformation var däremot mycket sämre för de oarmerade balkarna.



Figur 4.4.1 Balk före provning  
*Beam before testing*

Det slutliga brottet inträffade när betongen krossades i den tryckta zonen under det sågade spåret som framgår av figur 4.4.2.



Figur 4.4.2 Brott beroende på krossning av betongen i balkens mittsektionen  
*Failure due to crushing of the concrete in the mid-section of the beam*

Tabell 4.4.1 visar spricklasten med tillhörande förskjutning, maxlasten med tillhörande förskjutning och parametern  $K$  (definition av  $K$  se avsnitt 4.2.4) samt typ av brott. Spricklasten är bestämd som den punkt på arbetskurvan där grafen avviker från en rät linje.

Tabell 4.4.1

Specimen	Amount of fibres (kg/m <sup>3</sup> )	Place of notch *	Crack load (kN)	Displac. at crack load (mm)	Maximum load (kN)	Displac. at max. load (mm)	$K$	Type of failure
B1500-100M-4-1	0	M	5,1	0,6	26,4	25,3	1,6	crushing
B1500-100M-4-2	0	M	5,0	0,7	26,3	24,0	1,5	crushing
B1500-100L-4-1	0	L	5,7	0,5	25,9	29,7	2,7	crushing
B1500-100L-4-2	0	L	5,7	0,6	30,5	24,1	1,5	crushing

\* M= Notch in the middle of the beam, L=Notch under one of the load points

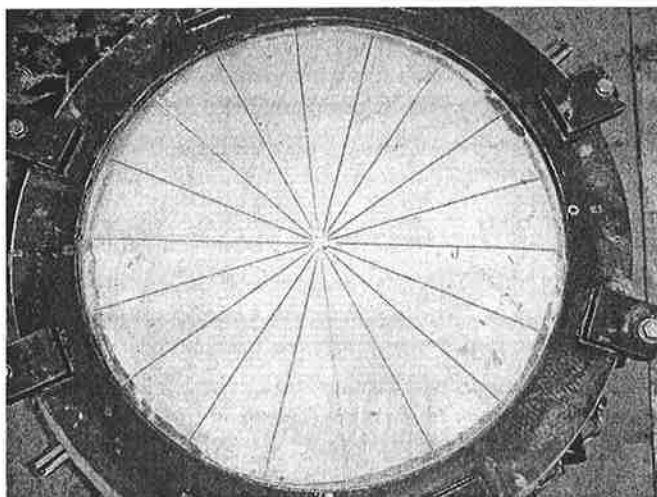
Arbetskurvor och kommentarer till försöken presenteras i [9].

### 4.4.3 Plattor

Resultatet av provningarna på de oarmerade plattorna kan ses nedan. Ett totalt antal på 8 stycken plattor var tillverkade för detta ändamål. Tyvärr gick två av de större plattorna sönder före provning p.g.a. att de är mycket spröda innan de har monterats i provriggen.

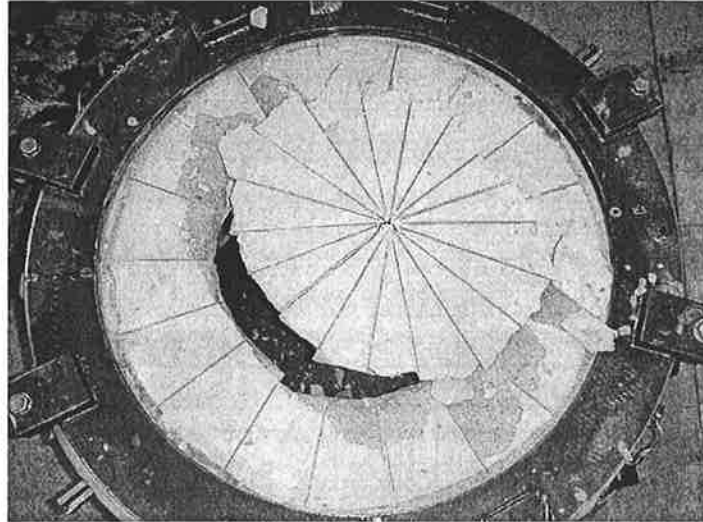
Det framgår av resultatet att det slutliga brottet inträffade först efter en stor förskjutning av plattan d.v.s. ett mycket segt brott erhöles. Plattorna med den mindre spännvidden bar högst last medan de större plattorna uppvisade det segaste brottbeteendet. Det slutliga brottet var i de flesta fall ett mycket plötsligt genomstansningsbrott som kan ses i figur 4.4.4.

En jämförelse mellan plattorna tillverkade av oarmerad betong och 20 mm djupa brottanvisningar och de fiberarmerade plattorna med 10 mm djupa brottanvisningar, visar på att de fiberarmerade och oarmerade plattorna uppvisade i stort sett samma bärförmåga och seghet.



Figur 4.4.3      Platta P1000-40R20-4-1 före provning  
*Slab P1000-40R20-4-1 before testing*

Beroende på de höga tryckkrafterna som uppstår i plattan när den deformeras är det mycket rimligt att anta att kapaciteten mot skjutbrott ökas markant därför att sprickorna därmed hålls samman.



Figur 4.4.4 Slutligt brott i platta P1000-40R20-4-1  
*Final failure of slab P1000-40R20-4-1*

Tabell 4.4.2 visar spricklasten med tillhörande förskjutning, maxlasten med tillhörande förskjutning och parametern  $K$  (definition av  $K$  se avsnitt 4.2.4) samt typ av brott. Spricklasten är bestämd som den punkt på arbetskurvan där grafen avviker från en rät linje.

Tabell 4.4.2

Specimen	Amount of fibres (kg/m <sup>3</sup> )	Type of load-cell *	Diameter of the load-cell mm	Depth of the notches mm	Angle notches degree	Crack load kN	Displac. at crack load mm	Max. load kN	Displac. at max. load mm	$K$	Type of failure **
P700-40R20-4-1	0	S, G	200	20	20	34,2	1,5	48,6	28,5	15,0	B/P
P700-40R20-4-2	0	S, G	200	20	20	30,0	1,7	54,5	21,7	7,1	B/P
P700-40R60-4-1	0	S, G	200	20	60	29,6	1,7	53,7	16,7	7,5	B/P
P700-40R60-4-2	0	S, G	200	20	60	27,4	1,3	48,7	4,6	14,5	B/P
P1000-40R20-4-1	0	S, G	200	20	20	15,3	1,1	34,5	37,5	15,6	B/P
P1000-40R60-4-2	0	S, G	200	20	60	22,1	2,0	36,5	5,7	11,4	B/P

\* S= Steel-plate, G=Glued to the concrete, F= Fixed on top of the actuator

\*\* B= Bending failure, P= Punching failure

Arbetskurvor och kommentarer till försöken, se [9]

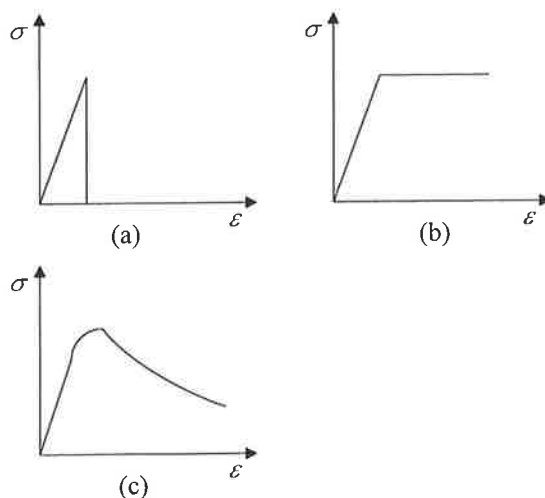
## 5. BERÄKNINGSMODELL

### 5.1 Allmänt

Det huvudsakliga syftet med en dimensionering är att åstadkomma ett ekonomiskt och ur säkerhetssynpunkt acceptabelt utförande på konstruktionen. Det är även mycket viktigt att kunna uppskatta de förskjutningar som kan tänkas uppstå vid belastning. Det senare fallet utgör många gånger grund för den slutliga utformningen av konstruktionen.

Accepterade dimensioneringsregler har framtagits för de flesta material som vanligen används i byggsammanhang som t.ex. stål och traditionellt armerad betong. Förståelsen för hur dessa material fungerar för olika brottyper är relativt god. De mekaniska egenskaperna hos fiberarmerad betong är dock inte lika bra dokumenterade. Det är därför viktigt att öka förståelsen för hur detta material beter sig i olika typer av strukturer.

De mekaniska egenskaperna hos en konstruktion påverkas i stor utsträckning av det material som används. Baserat på spänningstöjnings samband, kan de flesta material karaktäriseras som antingen spröda, sega eller kvasispröda, vilket figur 5.1.1 belyser. När ett sprött material går till brott sjunker spänningen mycket snabbt medan ett segt material kan er hålla en s.k. plastisk zon där det töjs under konstant spänning. När ett kvasisprött material går till brott uppvisar det ett gradvis töjningsmjuknande beteende efter att maxlasten är nådd. Diagrammen i figur 5.1.1. visar att en brottmekanism i en konstruktion inte bara kan baseras på dess geometriska utformning och randvillkor utan också i hög grad av de egenskaper som använt material uppvisar. Den viktigaste aspekten att ta hänsyn till vid dimensionering av en konstruktion tillverkad av fiberarmerad betong, är förmodligen materialets icke-linjära beteende i brottstadiet,[11].

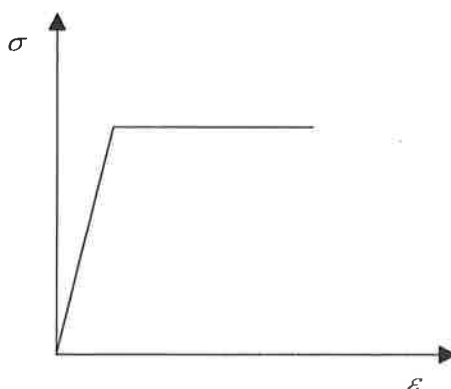


Figur 5.1.1 (a) elastiskt-sprött material, (b) elastiskt-plastiskt material, (c) elastiskt-kvasi-sprött material  
 (a) *elastic-brittle material*, (b) *elastic-plastic material*, (c) *elastic-quasi-brittle material* [11]



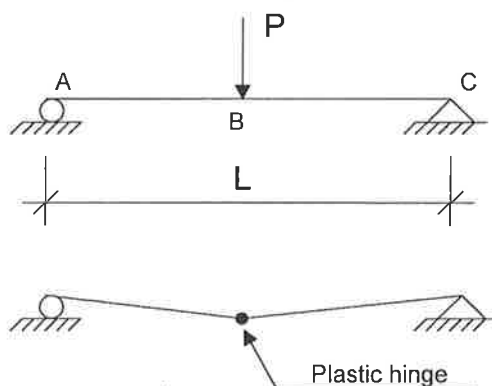
## 5.2 Brottlinjeteori

En förutsättning för dimensionering som baseras på brottlinjeteori är att det aktuella materialet i stort uppvisar en arbetskurva enligt figur 5.2.1. Spänningen är då proportionell till töjningen i materialet upp till att maxspänningen nås, varefter töjningen ökar med en konstant spänning.



Figur 5.2.1 Idealiserat spännings-töjningssamband  
*Idealized stress-strain relation [4]*

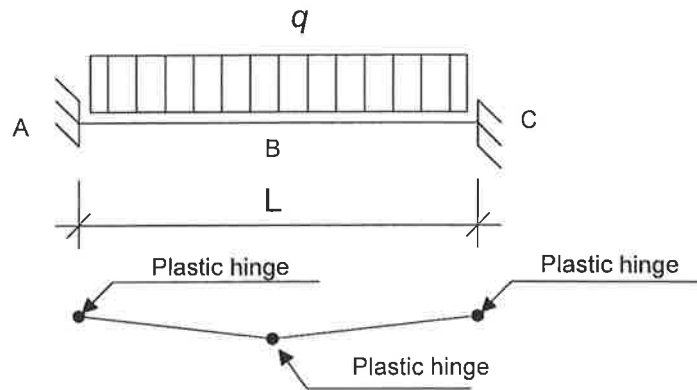
Betrakta en fritt upplagd balk enligt figur 5.2.2 som är tillverkad med ett material som uppvisar detta beteende. En last  $P$  anbringas på mitten av balken med en ökad intensitet upp till att böjmomentet uppnår materialets plastiska momentkapacitet  $M_p$ . En plastisk led uppstår då i denna sektion med en rotation som ökar med konstant last. Raka delar av balken sammankopplar leden och en kollaps inträffar vid en ytterligare lastökning.



Figur 5.2.2 Plastiskt beteende hos en fritt upplagd balk  
*Plastic behaviour of a simply supported beam*

Betrakta nu en fastinspänd balk belastad med en jämnt fördelad last  $q$  enligt figur 5.2.3. De resulterande momenten är enligt elasticitetsteori,  $M_A = M_C = -ql^2/12$  och i mittspannet  $M_B = ql^2/24$ . När lasten ökas så att momentet vid upplagen uppnår det plastiska momentet  $M_p = ql^2/12$ , bildas leder vid punkterna A och C. I motsats till balken i figur 5.2.2 inträffar ingen kollaps i detta fall. Om  $P$  ökas ytterligare uppstår en rotation vid punkterna A och C med ett konstant mothållande moment  $M_p$ . Det slutliga brottet

inträffar vid en last då även momentet i mittspannet uppnår materialets plastiska moment  $M_p$ .



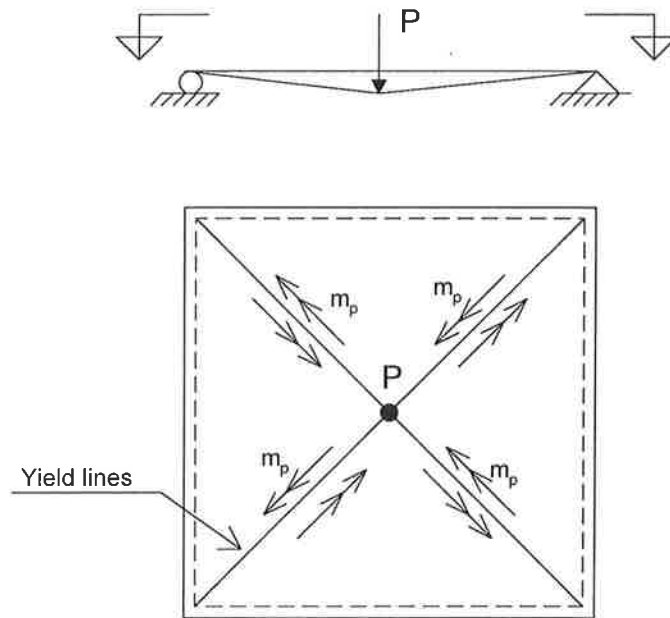
Figur 5.2.3 Kollaps av en balk med fastinspända ändar belastad med en jämnt fördelad last  
*Collapse of a beam with fixed ends under a uniformly distributed load*

En beräkning baserad på brottlinjeteori resulterar i en maximal belastning på balken ovan med  $q_c = 16M_p/l^2$ . Om beräkningen istället utförs enligt elasticitetsteori blir bärförmågan  $q_E = 12M_E/l^2$ . Om man förenklat sätter  $M_p = M_E$ , blir kvoten,  $q_c/q_E = 1.3$ . Detta innebär att en dimensionering av en statiskt obestämd konstruktion grundad på elasticitetsteori och som är tillverkad av ett material enligt figur 5.2.1 i många fall grovt kan underskatta den verkliga bärförmågan. Det skall noteras att detta inte alla gånger gäller stångarmerad betong.

Principen beskriven ovan gäller även för plattor. En elasticitetsteoretisk lösning av en statiskt obestämd platta ger inte svar på dess maximala bärförmåga och beräkningen i sig är mycket komplicerad. Det finns dock i dag beräkningsprogram baserade på Finita Element Metoden (FEM) som kan behandla problemet även om dess giltighet kan vara svår att bedöma. Om brottlinjeteori används kan bärförmågan relativt enkelt bestämmas.

De viktigaste principerna för brottlinjeteori beskrivs nedan:

- Plattan antas gå till brott vid en viss last som resulterar i ett mönster av brottlinjer. En studie av olika brottmekanismer måste utföras och den mekanism som ger lägst bärförmåga är den slutligt dimensionerande.
- I brottstadiet antas böjmomentet vara konstant i brottlederna och plana delar av plattan sammankopplar dessa leder.
- De elastiska deformationerna är små jämfört med de plastiska och är därför ignorerade.
- Membran och valvverkan försummas.



Figur 5.2.4 Exempel på brottmönster i en fritt upplagd platta  
*Example of fracture pattern in a simply supported slab*

### 5.3 Brottlinjeteori på fiberarmerad betong

Statiskt obestämde konstruktioner tillverkade av vanligt armerad betong dimensioneras ofta med hjälp av brottlinjeteori. Ett tvärsnitt måste då vara underarmerat och i stort uppvisa ett elastiskt-plastiskt spännings/töjningssamband enligt figur 5.2.1. Ett problem med fiberarmerad betong är att de flesta böjprov som utförts på detta material ej uppvisar en arbetskurva liknande den i figur 5.2.1. Spänningen i ett brottsnitt sjunker oftast betydligt efter att spricklasten är uppnådd.

Ett brott i ett sprött material kan beskrivas med den elastiska energi som upptas i strukturen. P.g.a. att endast det elastiska stadiet är involverat kan brottlasten formuleras med ett uttryck. När ett kvasisprött material används, typ fiberarmerad betong, karakteriseras brottet även av en icke elastiskt zon. Det innebär att inte bara det elastiska stadiet utan också den icke elastiska fasen måste medräknas för att beskriva en brottmekanism.

Att studera hur en belastad konstruktion spricker upp är mycket viktigt enligt brottlinjeteori p.g.a. att det bestämmer den energi som kan tas upp i konstruktionen. Det var därför önskvärt att utföra många av proven i denna undersökning med brottanvisningar. Längden på en spricka och dess rotation multiplicerat med tvärsnittets momentkapacitet resulterar i den energi som kan tas upp.

Efter uppsprickning bestäms den last som kan bäras i huvudsak av de fibrer som korsar den spruckna sektionen. Fibrerna kan antingen dras ur betongen eller gå av, vilket bl.a. bestäms av vidhäftningshållfastheten, fibrernas orientering och längd samt hur de är fördelade i betongen. Utformningen på en last/deformationskurva för ett fiberarmerat tvärsnitt beror i stort på vilken typ av fiberbrott som erhålls. Det har visat sig att ett utdragningsbrott av en fiber ger ett mycket segare beteende varför denna brottmekanism

är mycket viktig att erhålla om en dimensionering av ett fiberarmerat tvärsnitt ska baseras på en brottlinjeteoretisk lösning.

Brottlinjerna i plattorna och de statistiskt obestämda balkarna likställs med en sprucken sektion i en statistiskt bestämd balk. Dessa balkar var gjutna vid samma tillfälle som huvudproven och var uppdelade i två stycken olika kategorier. En typ är benämnd referensbalkar och var tillverkade med samma tvärsnittshöjd som huvudproven och den andra balktypen följde rekommendationerna ur den amerikanska provstandarden ASTM C1018. Beräkningarna i denna undersökning baserades på de moment/vinkeländringskurvor som erhöles ur dessa prov.

För en beräkning baserad på brottlinjeteori gäller enligt [12] följande uttryck

$$F \leq f \cdot m_u \quad (5.3.1)$$

där,

$F$  = den kraft som verkar på konstruktionen

$f$  = en funktion baserad på antingen jämvikt eller upptagen energi i brottninjerna

$m_u$  = momentkapaciteten enligt

$$m_u = \frac{h^2 \cdot f_{fl}}{6} \quad (5.3.2)$$

där,

$h$  = konstruktionens höjd

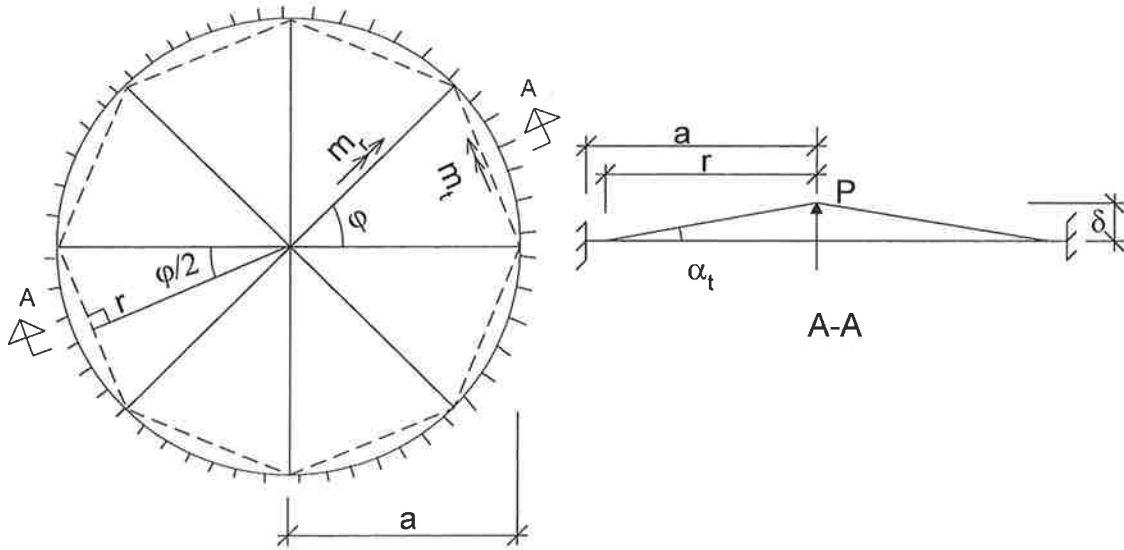
$f_{fl}$  = böjdraghållfasthet

I [9] kan framtagandet av de ekvationer som används i beräkningarna studeras. Beräkningarna baseras på brottlinjeteori och härledningarna är i huvudsak baserade på [10]. Litteraturen [4], [5] och [8] har också studerats för detta ändamål.

Det ska noteras att en härledning av bärförmågan hos en platta kan göras betydligt kortare än vad som presenteras i [9]. Den utförliga härledning har dock valts p.g.a. att ett fiberarmerat tvärsnitt, i motsats till ett stångarmerat, vanligtvis inte har den platå som arbetskurvan i figur 5.2.1 visar. Det är därför viktigt att få fram ett samband mellan den radiella sprickans vinkeländring och dess mothållande moment i relation till den tangentiella sprickans vinkeländring och mothållande moment.

### 5.3.1 Statiskt obestämda plattor

Ett positivt moment  $m_r$  verkar i de radiella brottninjerna i överkant platta. I underkant platta verkar ett negativt moment  $m_t$  enligt figur 5.3.1.



Figur 5.3.1 Brottlinjemönster plattor  
Yield line pattern of the slabs

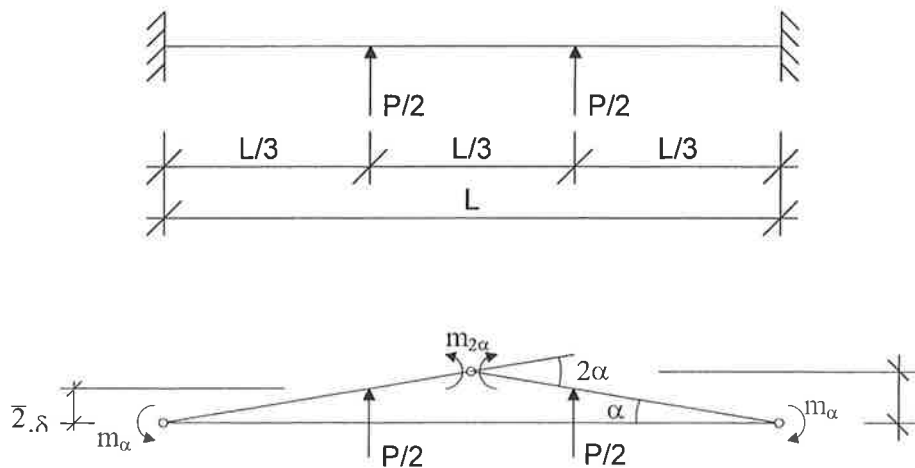
Följande samband erhålls för plattan ovan

$$P = 2 \cdot \pi \cdot (m_r + m_t) \cdot \frac{\tan \frac{\varphi}{2}}{\frac{\varphi}{2}} \quad (5.3.3)$$

### 5.3.2 Statiskt obestämda balkar

Balkarna belastades med två punktlaster enligt figur 5.3.2. Ett positivt moment  $m_{2\alpha}$  verkar i överkant balk. Vid upplagen verkar ett negativt moment  $m_\alpha$  i underkant balk.

**Brottyp 1:**

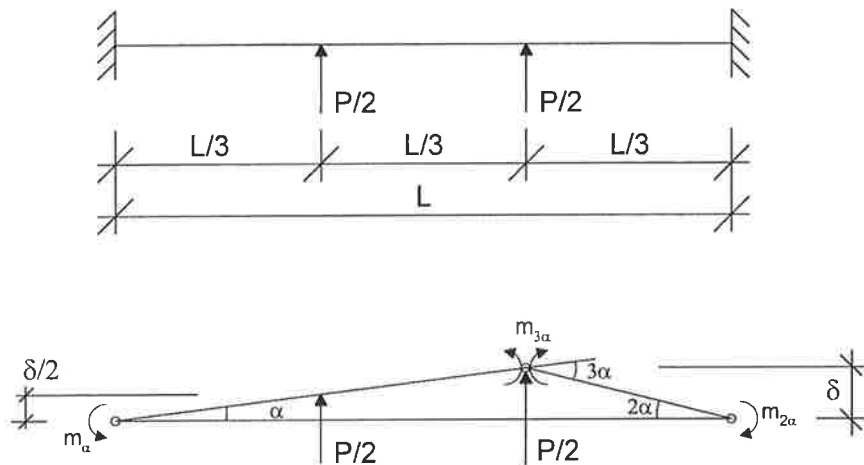


Figur 5.3.2 Brottfigur för balkar med ett spår i mitten  
Yield line pattern of the beams with a notch in the middle

Bärförmågan kan beskrivas med

$$P_{\alpha} = \frac{6}{L} \cdot (m_{\alpha} + m_{2\alpha}) \quad (5.3.4)$$

**Brottyp 2:**

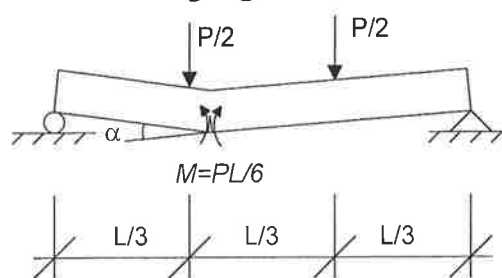


Figur 5.3.3 Brottfigur för balkar med spår under lastcellen  
*Yield line pattern of the beams with a notch under one of the load points*

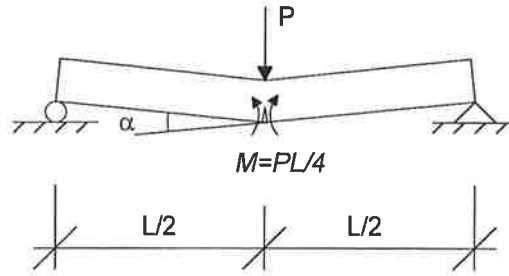
Nedanstående uttryck gäller för detta fall

$$P = \frac{2}{L} \cdot (m_{\alpha} + 2 \cdot m_{2\alpha} + 3 \cdot m_{3\alpha}) \quad (5.3.5)$$

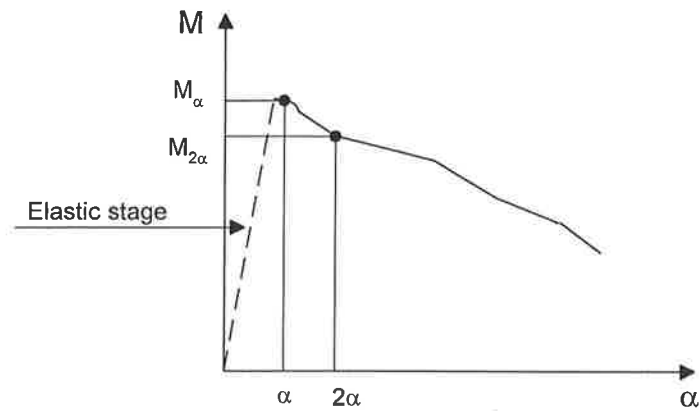
I de härledda uttrycken på bärförmågan ovan är moment/vinkeländrings sambanden i brottlinjerna baserade på värden tagna ur statistiskt bestämda balkförsök enligt avsnitten 3.2.2.2 och 3.2.2.3. Böjmomentet i huvudsprickan i dessa balkar antas vara  $PL/6$  för ASTM-balkarna och  $PL/4$  för referensbalkarna som framgår av figurerna 5.3.4 och 5.3.5. Fiberarmerad betong kan betraktas som ett elastiskt kvasisprött material (se figur 5.1.1) varför den verkliga moment/vinkeländringskurvan används i beräkningarna. Beräkningsresultaten är redovisade grafiskt som en funktion beroende på vinkeln  $\alpha$  i den spruckna sektionen i balkarna enligt figur 5.3.6.



Figur 5.3.4 Böjande moment i den spruckna sektionen i en ASTM-balk  
*Bending moment in the cracked section of a ASTM-beam*



Figur 5.3.5 Bøjande moment i den spruckna sektionen i en referensbalk  
*Bending moment in the cracked section of a reference beam*



Figur 5.3.6 Förhållande mellan bøjande moment och vinkeländring i den spruckna sektionen av ASTM och referensbalkarna  
*Relationship between bending moment and change in angle in the cracked section of the ASTM and the reference beams*

## **6. JÄMFÖRELSE MELLAN PROVRESULTAT OCH BERÄKNAD BÄRFÖRMÅGA**

### **6.1 Allmänt**

En jämförelse mellan provresultat och beräknad bärförmåga kan ses nedan. Baserat på beräkningsantaganden enligt kapitel 5 har proven i denna undersökning jämförts med teoretiska värden på bärförmågan enligt brottlinjeteori. Jämförelsen är presenterad i diagramform där last/deformationskurvorna från försöken beskriver det genomsnittliga värdet erhållet ur en provkroppstyp. De teoretiska lastkapaciteterna är presenterade som numeriska lösningar baserade på referens- och ASTM-balkar. Bärförmågan hos de statistiskt obestämda balkarna bestämdes enligt uttrycken 5.3.4 och 5.3.5. Plattorna var analyserade med hjälp av uttrycket 5.3.3.

Det framgår tydligt att brottlinjeteori baserat på rotationskapaciteten i brottlinjerna och den energi som därmed tas upp i provkropparna uppvisar en stor avvikelse mot den verkliga bärförmågan. Den beräknade bärförmågan är genomgående mycket lägre än provresultaten. Detta kan troligen förklaras med att lasten bärs huvudsakligen genom valvverkan och det slutliga brottet inträffar när betongen uppnår tryckhållfastheten i den tryckta zonen. Det kunde också noteras att beräkningarna som baserades på ASTM-balksprov konsekvent resulterade i en lägre bärförmåga jämfört med de beräkningar som baserades på referensbalksprov. En förklaring till detta kan vara att en bättre fiberverkan erhöles i referensbalkarna beroende på att dessa är tunnare än ASTM-balkarna. Vidare så var inte den ändring i tröghetsmoment som sker i den spruckna sektionen av ASTM-balkarna möjlig att modellera i det här skedet av projektet vilket kan ha påverkat resultatet.

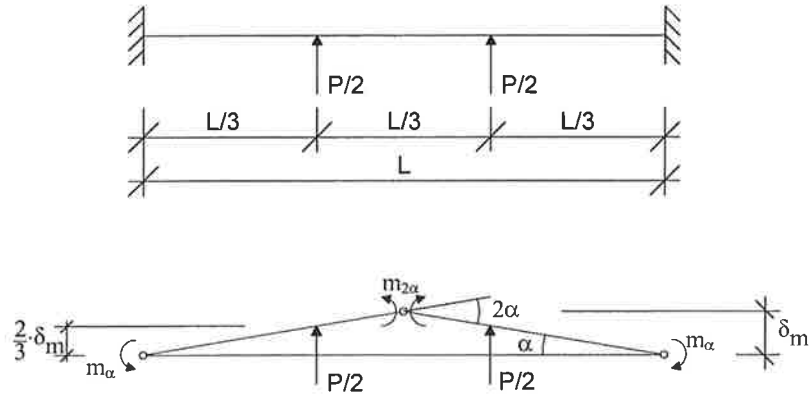
Det är rimligt att anta att om provkropparna hade varit stångarmerade istället för fiberarmerade så hade en mycket bättre överensstämmelse med beräkningarna erhållits. Detta beroende på att kraftjämvikten mellan vad tvärsnittet kan ta i drag och i tryck då skulle vara i bättre balans.

### **6.2 Statiskt obestämda balkar**

De beräknade resultaten jämfört med de statistiskt obestämda balkproven kan ses nedan.

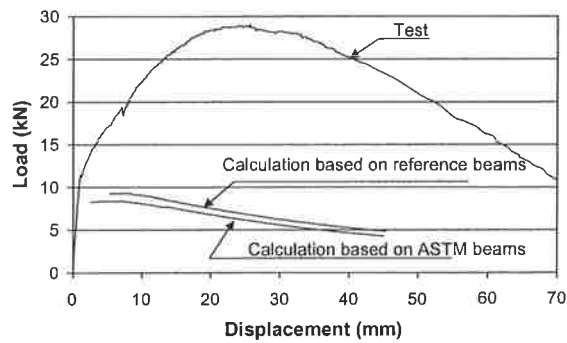


### 6.2.1 Brottyp 1



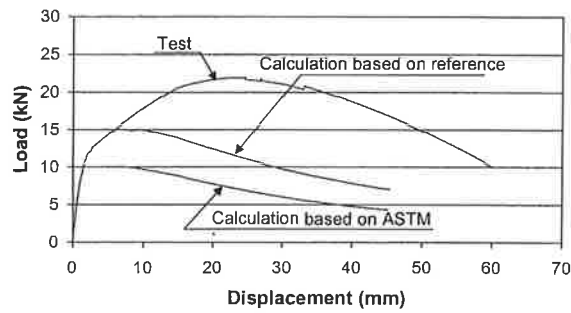
Figur 6.2.1 Brotlinjefigur hos en balk med ett spår i mitten  
Yield line pattern of the beams with a notch in the middle

### Fiberinnehåll $60 \text{ kg/m}^3$



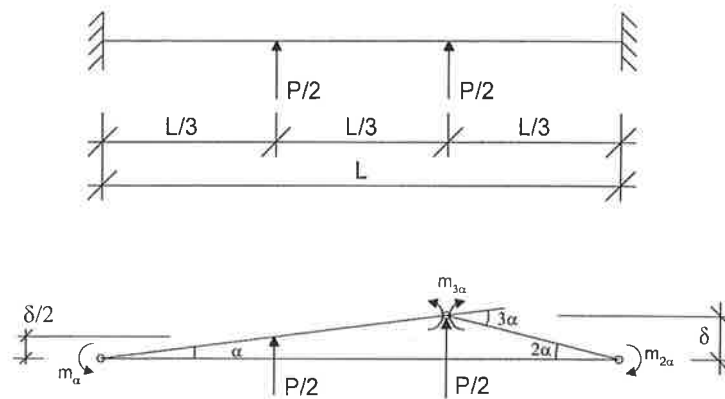
Figur 6.2.2 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

### Fiberinnehåll 100 kg/m<sup>3</sup>



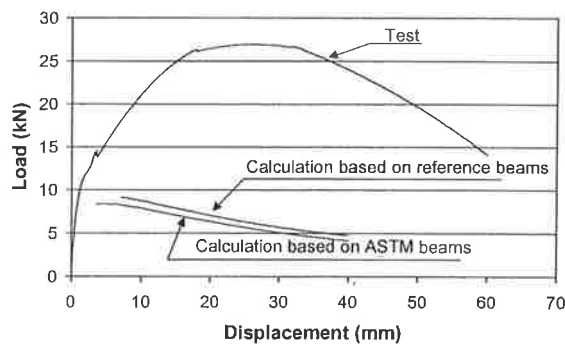
Figur 6.2.3 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

### 6.2.2 Brotttyp 2



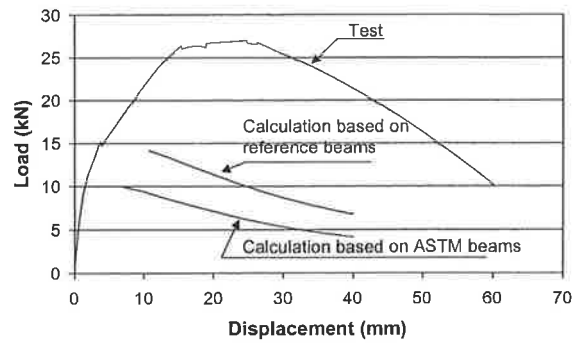
Figur 6.2.4 Brottlinjemönster för balkar med ett spår under lastcellen  
*Yield line pattern of the beams with a notch under the load*

### Fiberinnehåll 60 kg/m<sup>3</sup>



Figur 6.2.5 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

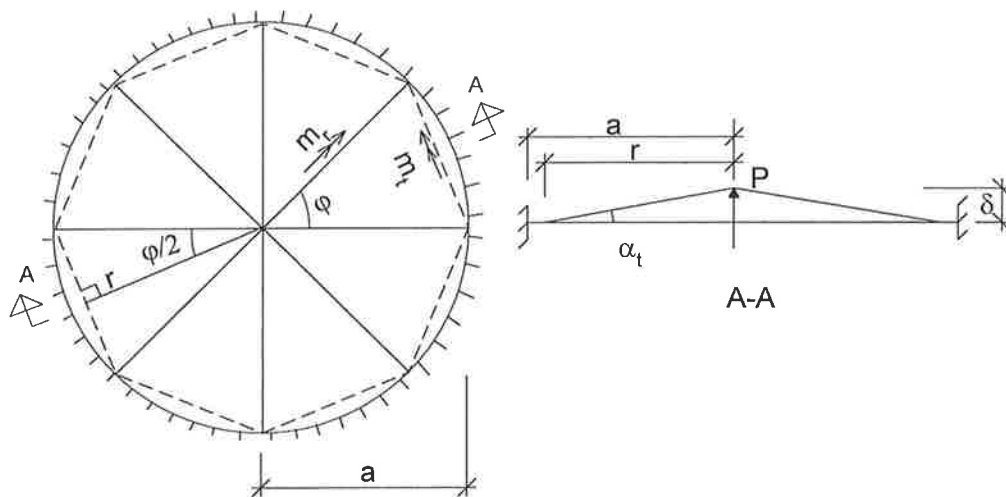
### Fiberinnehåll 100 kg/m<sup>3</sup>



Figur 6.2.6 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

### 6.3 Plattor

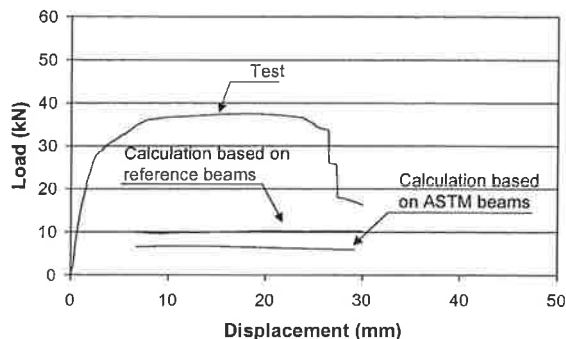
De beräknade värdena på bärförmågan jämfört med plattproven för några utvalda fall kan ses nedan. En komplett redovisning kan studeras i [9].



Figur 6.3.1 Brottlinjemönster plattor  
*Yield line pattern of the slabs*

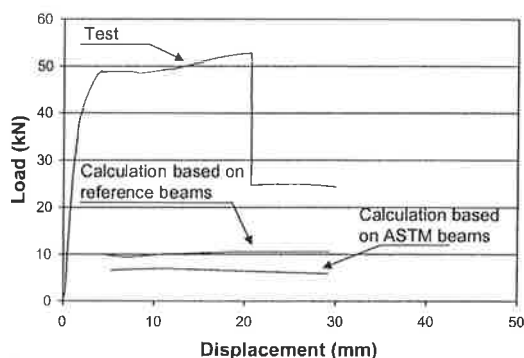
#### 6.3.1 Spännvidd 682 mm, fiberinnehåll 40 kg/m<sup>3</sup>

Platta utan förtillverkade spår:  $\varphi = 15,6^\circ$  (genomsnittligt värde erhållet ur försöken)



Figur 6.3.2 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

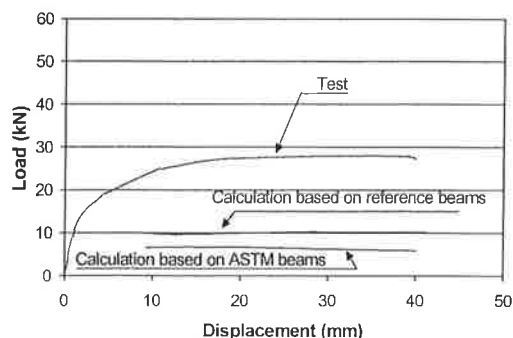
**Platta med förtillverkade spår:  $\varphi = 20^\circ$**



Figur 6.3.3 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

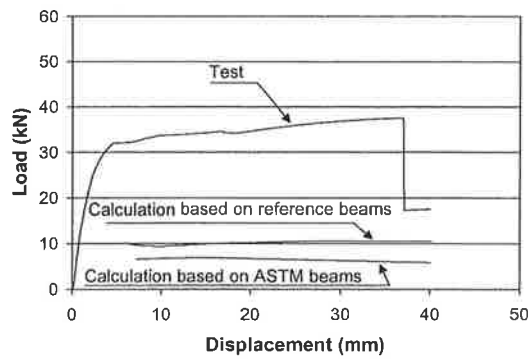
**6.3.2 Spännvidd 936 mm, fiberinnehåll  $40 \text{ kg/m}^3$**

**Platta utan förtillverkade spår:  $\varphi = 15,6^\circ$  (genomsnittligt värde erhållet ur försöken)**



Figur 6.3.4 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

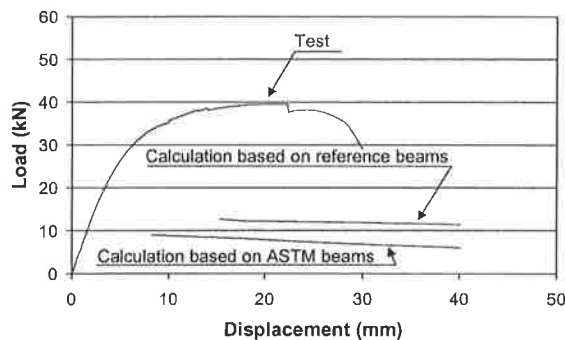
**Platta med förtillverkade spår:  $\varphi = 20^\circ$**



Figur 6.3.5 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

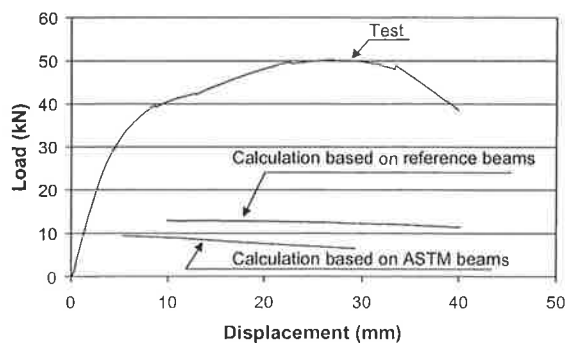
**6.3.3 Spännvidd 682 mm, fiberinnehåll  $60 \text{ kg/m}^3$**

**Platta utan förtillverkade spår:  $\varphi = 13,0^\circ$**  (genomsnittligt värde erhållet ur försöken)



Figur 6.3.6 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

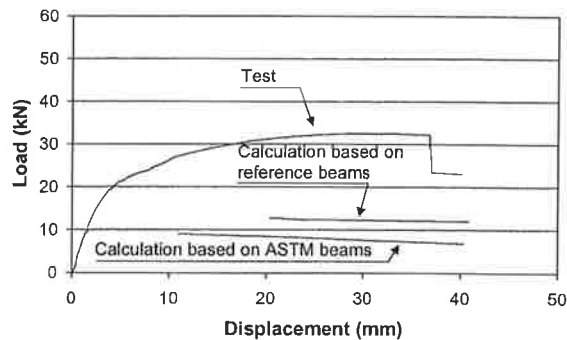
**Platta med förtillverkade spår:  $\varphi = 20^\circ$**



Figur 6.3.7 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

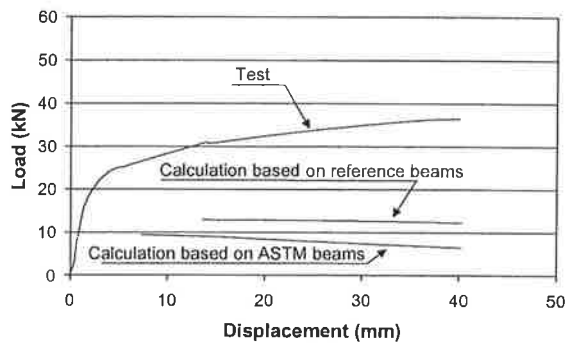
### 6.3.4 Spännvidd 936 mm, fiberinnehåll 60 kg/m<sup>3</sup>

Platta utan förtillverkade spår:  $\varphi = 13,4^\circ$  (genomsnittligt värde erhållet ur försöken)



Figur 6.3.8 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

Platta med förtillverkade spår:  $\varphi = 20^\circ$



Figur 6.3.9 Jämförelse mellan provresultat och numeriska lösningar enligt brottlinjeteori baserat på referens och ASTM-balksprov  
*Comparison between test result and numerical solutions according to yield line theory based on reference and ASTM beam tests*

## 7. VALVVERKAN

### 7.1 Allmänt

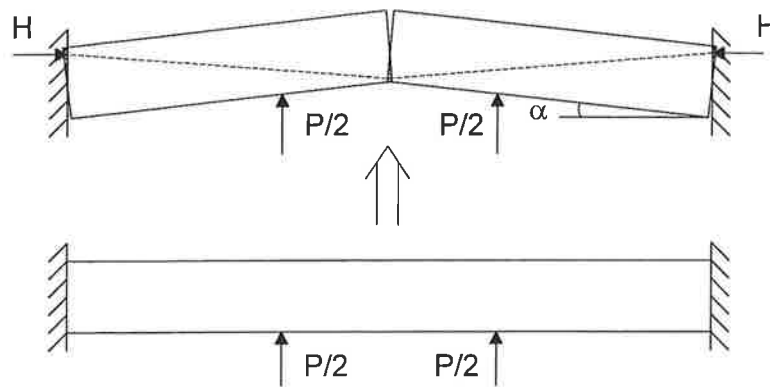
I en konstruktion som består av ett flertal plattfält, typ en bultad sprutbetongförstärkning, kommer med stor sannolikhet valvverkan uppstå i ett fält som blir belastat om omkringliggande delar kan uppta stora horisontalkrafter. Konstruktionen kommer då i huvudsak att bära last genom ett kraftpar mellan de tryckta delarna av plattan, i stället för genom en jämvikt mellan tryckt och dragen zon av tvärsnittet som beräkningarna baseras på. Detta är mycket fördelaktigt vad avser bärförmåga hos konstruktionen, p.g.a. att betongs tryckhållfasthet är mycket högre än dess böjdraghållfasthet, även med ett högt fiberinnehåll. Graden av valvverkan beror bl.a. på konstruktionens förmåga att uppta stora horisontalkrafter, förhållandet mellan plattans spännvid och tjocklek samt betongens tryckhållfasthet.

Dimensionering av vanligt armerade plattor och balkar med hjälp av brottlinjeteori ger värden på bärförmågan som formellt utgör en övre gräns, eller med andra ord värden på osäkra sidan. Utförda prov har dock visat på att den verkliga bärförmågan vanligtvis är högre än den beräknade. En trolig förklaring är att valvverkan försummas i beräkningarna. Om horisontala förskjutningar är förhindrade när strukturen deformeras är det av största vikt att ta hänsyn till den valveffekt som därmed uppstår. Den verkliga bärförmågan kan annars visa sig vara mycket högre än vad en beräkning som är baserad på rent ren böjning visar, p.g.a. valvverkan på ett mycket betydande sätt kan bidra till att öka bärförmågan även hos relativt slanka konstruktioner, [3].

Det var relativt överraskande att valveffekten visade sig vara så stor i försöken, eftersom provkropparna var relativt tunna i förhållande till spännvidden. Beräkningar och utförda försök på oarmerade provkroppar visade dock att lasten bärs huvudsakligen genom valvverkan.

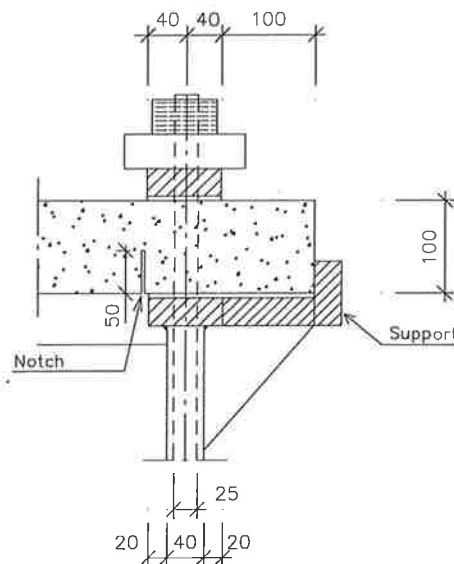
### 7.2 Balkar

Betrakta en fastinspänd balk som är tillverkad av ett elastisktoplastiskt material och som belastas enligt figur 7.2.1. Under belastningsfasen kommer balken först att bete sig elastiskt och därefter deformeras som två stycken stela roterande balkhalvor. Horisontalkrafter uppstår vid ändarna och i mitten av balken vilket resulterar i ett mothållande moment som bär lasten. Detta mothållande moment är mycket större än den momentkapacitet tvärsnittet kan uppvisa enligt en brottlinjeteoretisk lösning som bygger på en kraftjämvikt mellan dragen och tryckt zon i tvärsnittet. P.g.a. att böjdraghållfastheten i fiberbetong är så låg i förhållande till dess tryckhållfasthet blir felet i beräkningarna mycket tydligt.



Figur 7.2.1 Balk mellan två stycken orörliga stöd  
*A beam between two immovable supports*

I figur 7.2.2 kan upplagsförhållandena för balkarna ses. Det ska noteras att provriggen inte från början var dimensionerad för att kunna uppta stora horisontala krafter p.g.a. att dessa krafter ej var väntade. Av den anledningen fick något av en nödlösning tillgripas i form av ett mothåll som svetsades fast på upplaget för att stoppa de horisontala rörelserna.



Figur 7.2.2 Upplagsförhållande för balkarna  
*Support conditions for the beams*

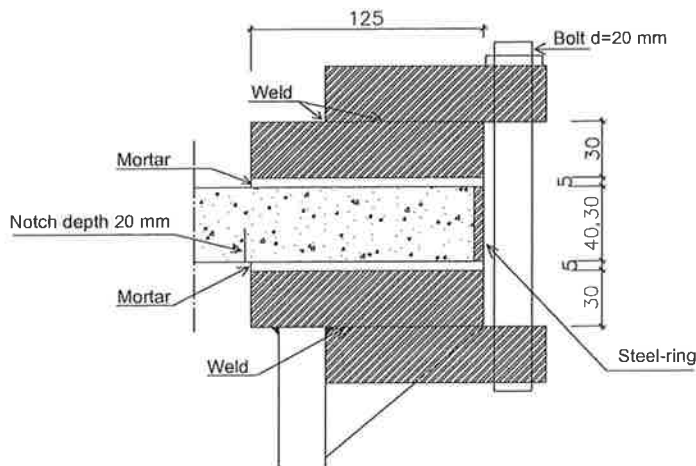
### 7.3 Plattor

En dimensionering av en statiskt obestämd armerad betongplatta baserad på elasticitetsteori ger ingen slutlig uppfattning om dess maximala bärförmåga och beräkningarna i sig kan många gånger bli mycket komplicerade. Av den anledningen dimensioneras ofta armerade betongplattor enligt brottlinjeteori som ger mycket enklare lösningar av en komplicerad konstruktion samt i de flesta fall ett bättre materialutnyttjande. Provgjorda i denna undersökning på fiberarmerad betong visar dock på att brottlinjeteori baserat på rotationskapaciteten i brottledningarna inte tillfredställande kunde förutsäga den verkliga



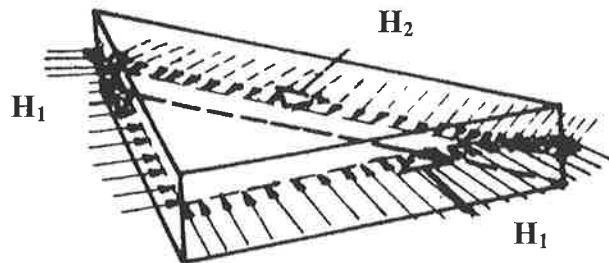
bärförmågan om horisontalkrafter kan tas upp vid upplagen. De beräknade värdena var genomgående mycket lägre än provresultaten.

Plattorna var fastinspända vid upplaget enligt figur 7.3.1. De horisontala rörelserna som uppstår när plattan deformeras hölls samman av en stålring (5 mm tjock) vilken var placerad runt plattan som framgår av figuren nedan.



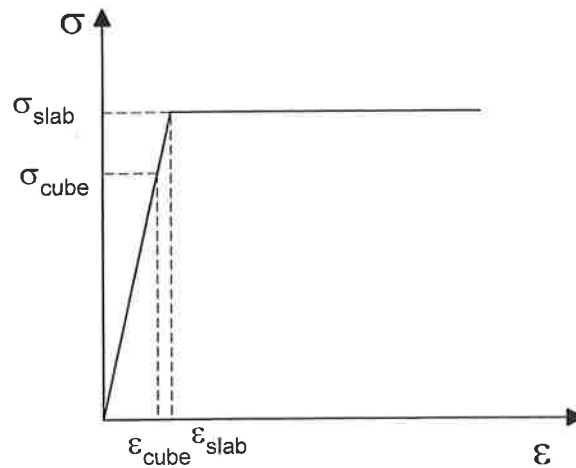
Figur 7.3.1 Upplagsförhållande för plattorna  
*Support conditions for the slabs*

Efter det elastiska stadiet uppdelas plattan i olika segment vilka roterar som stela kroppar. Genom ett jämviktförhållande mellan tryckkrafterna i segmentet enligt figur 7.3.2 uppstår ett mothållande moment som bär lasten



Figur 7.3.2 Tryckkrafter verkande på en del av en platta  
*Compressive forces acting on a piece of yielding slab [3]*

Mekanismen i plattproverna liknar förmodligen bättre beteendet i en verklig lining, i motsats till balkarna som utgör en strimla av en lining mellan bultarna. Dessa balkar var således inte sammanhållna längs dess sidor som plattorna var i form av den stålring som omslöt dem. Betongen i plattorna var därmed förhindrad att expandera i motsats till balkarna, vilket kan ha lett till att ett högre värde på tryckhållfastheten erhöles i dessa försök. Brottet i plattorna var även mycket segare jämfört med balkarna. I figur 7.3.3 visas ett förenklat  $\sigma$ - $\epsilon$  diagram för betongen som kanske kan förklara denna skillnad mellan balkarna och plattorna.



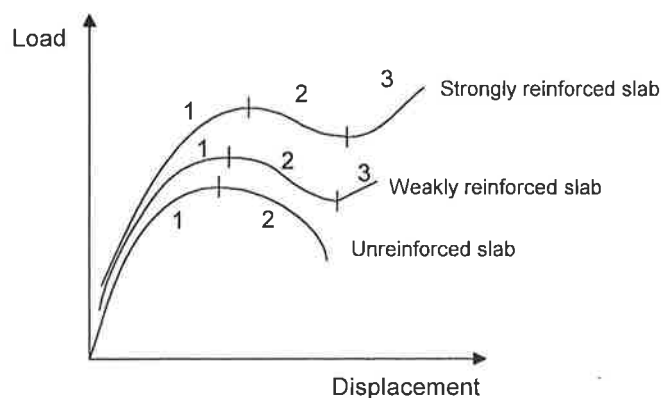
Figur 7.3.3 Förenklat  $\sigma$ - $\epsilon$ -diagram för betong  
*Simplified  $\sigma$ - $\epsilon$ -diagram of concrete*

#### 7.4 Armering

Böjbrott i en armerad balk inträffar när betongen uppnår tryckhållfastheten i den tryckta zonen av tvärsnittet eller när flytning inträffar i armeringen. Det senare fallet är att föredra p.g.a. flytning i armeringen inte resulterar i en omedelbar kollaps av konstruktionen om den skulle bli överbelastad. Detta gäller för vanligt stångarmerad betong. När en konstruktion bär last genom valvverkan styrs brottet i hög grad av tryckhållfastheten i det mest ansträngda tvärsnittet. Av den anledningen kommer en konstruktion som uppnår flytning i armeringen samtidigt som tryckhållfastheten inte är uppnådd, fortfarande vara stabil och kunna bära ytterligare last.

Det är inte möjligt att addera effekten från armering och valvverkan p.g.a. att en stor del av tryckhållfastheten då redan förbrukats i en kraftjämvikt med armeringen vid en deformation av konstruktionen. Om konstruktionen innehåller en stor andel armering kan membran-effekt uppstå i armeringen vilket kan ge en betydande bärförmåga, se figur 7.4.1 [3].

Effekten av armering i en konstruktion som bär last genom valvverkan är förmodligen att armeringen bidrar till segheten men inte så mycket till maxlasten om membranverkan försummas.

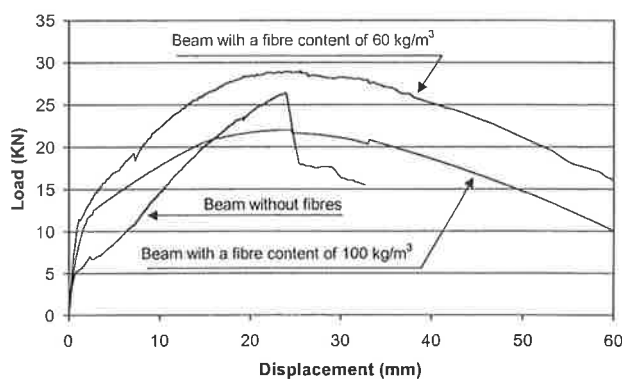


Figur 7.4.1 Last/förskjutningskurvor för fastinspända plattor med olika mängd armering. Förklaring till siffrorna i figuren kan ses nedan.  
*Load/displacement curves of fully clamped slabs with different types of reinforcement. Explanation of the numbers in the figure can be seen below. [3]*

#### Förklaringar:

1. Pålastningsfas, valvverkan
2. Avlastningsfas, valvverkan, membranverkan
3. Pålastningsfas, membranverkan

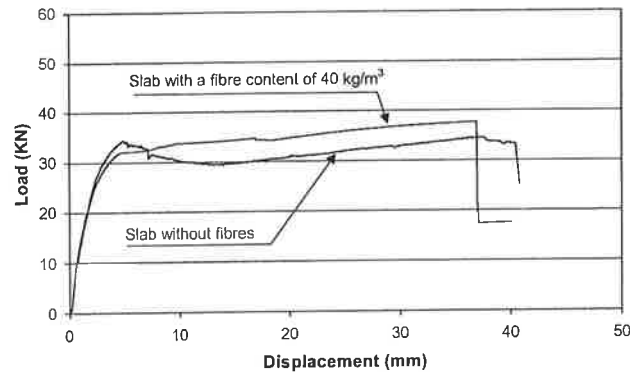
I figur 7.4.2 kan en jämförelse mellan tre statistiskt obestämda balkprov ses, två fiberarmerade ( $60 \text{ kg/m}^3$  och  $100 \text{ kg/m}^3$ ) och en oarmerad. Balkarna uppvisar ungefär samma maxlastkapacitet, men förmågan att bära last under en stor deformation var mycket sämre för den oarmerade balken. Den balktyp som innehöll mest fibrer hade den lägsta maxlastkapaciteten, vilket troligen kan förklaras av den höga lufthalt som erhöles i betongen med denna fibermängd. En högre lufthalt resulterar i en lägre tryckhållfasthet hos betongen, vilket då påverkar bärförmågan negativt.



Figur 7.4.2 Jämförelse mellan fiberarmerade och oarmerade balkar erhållet i försöken  
*Comparison between reinforced and unreinforced beams obtained in the tests*

Plattorna uppvisade i stort samma maxlast och seghet vare sig de var armerade med fibrer eller inte vilket framgår av figur 7.4.3. Jämförelsen är baserad på plattor med en

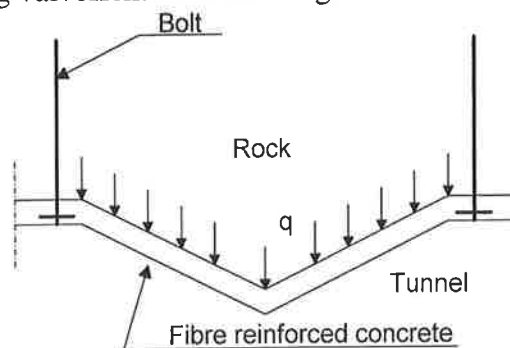
spännvidd på 936 mm och en tjocklek på 40 mm. P.g.a. att små skillnader erhöles i bärförmåga mellan plattor armerade med  $40 \text{ kg/m}^3$  och plattor armerade med  $60 \text{ kg/m}^3$  redovisas bara den ena fibermängden i diagrammet nedan.



Figur 7.4.3 Jämförelse mellan fiberarmerade och oarmerade plattor erhållet i försöken  
*Comparison between reinforced and unreinforced slabs obtained in the tests*

## 7.5 Valvverkan i en bultad tunnelling

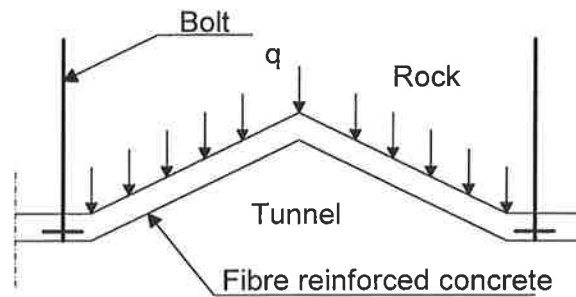
En bultad sprutbetongförstärkning kommer med stor sannolikhet att bära last genom valvverkan när den blir belastad. Viktiga förutsättningar för att denna mekanism ska kunna inträffa är att det omkringliggande sprutbetonglagret kan uppta stora horisontalkrafter, förhållandet mellan spännvidd och tjocklek på fiberbetongen är lämpligt valt och att bergkonturen inte är för ojämn. För att motverka att ett genomstansningsbrott inträffar är det mycket viktigt att brickorna runt bultarna är dimensionerade på ett korrekt sätt. I figur 7.5.1 kan ett exempel på tunneltaksutformning som troligen skulle resultera i en mycket låg valveffekt i förstärkningen ses.



Figur 7.5.1 Valvverkan kan förväntas bli låg i förstärkningen när denna är nedåtriktad mellan bultarna  
*Dome action will be low when the shape of the lining is directed downward between the bolts.*

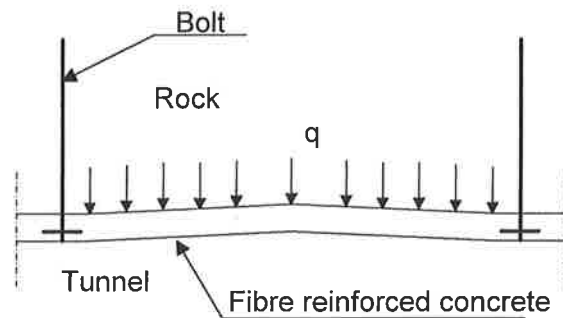
Figur 7.5.1 visar därmed sannolikt ett svagt parti i en tunnelförstärkning vilket skulle kunna bära mycket mindre last jämfört med övriga delar av förstärkningen om det blir belastat. Stora sprickor kommer att slå upp redan vid småförskjutningar, vilket resulterar i att fibrerna helt enkelt dras ut ur betongen med en kollaps till följd.

I figur 7.5.2 kan en utformning på tunneltaket ses som möjliggör att en hög grad av valvverkan kan erhållas i förstärkningen vid belastning.



Figur 7.5.2 Valvverkan kan förväntas bli hög i förstärkningen när denna är uppåtriktad mellan bultarna  
*Dome action will be high when the shape of the lining is directed upwards between the bolts.*

När tunneltaket är relativt plant, vilket utförda försök i den här undersökningen simulerat, är det mycket troligt att hög valveffekt kan erhållas i förstärkningen.



Figur 7.5.3 Valvverkan kan förväntas bli hög när formen på förstärkningen är relativt plan mellan bultarna  
*Dome action will be high when the shape of the lining is fairly flat between the bolts*

## 8. DISKUSSION, SLUTSATSER OCH FÖRSLAG TILL FORTSATT FORSKNING

### 8.1 Diskussion och slutsatser

Alla provkroppar i undersökningen provades med fast inspända upplag och representerade förenklat en del av en tunnelling. En nedskalning av provkropparna var nödvändig, p.g.a. att bergbultar i en verklig lining är placerade med ett avstånd på ca två meter. Att utföra prov med en sådan dimensionen skulle bli för dyrt och svårt att hantera vid en stor försöksserie. Att erhålla det i undersökningen önskade böjbrottet i en relativt liten platta som är fastinspänd är dock ett problem p.g.a. att skjuvbrott lätt kan inträffa. Anledningen är att det maximala böjmomentet i fält är mindre än fältmomentet i en likadan provkropp som är fritt upplagd. De uppkomna skjuvkrafterna är däremot oberoende av inspänningsgraden, vilket gör att sannolikheten för att ett skjuvbrott inträffar ökar. Det bästa sättet att undvika ett plötsligt genomstansningsbrott i plattproverna var att ha en limmad stålplatta i botten på betongplattan vilken fördelade lasten över en större yta.

Observationer från balkproven visade att arbetskurvan för provkropparna inte påminde om det som generellt gäller för fiberarmerad betong, bärförmågan ökade vanligtvis markant efter att spricklasten hade uppnåtts. Resultaten visade också på att balkarna, som var tillverkade av oarmerad betong uppvisade i stort sett samma bärförmåga som de fiberarmerade balkarna. Detta kan förklaras av den valvverkan som uppstår under belastningen. Förmågan att bära last under en stor deformation var dock mycket sämre för de oarmerade balkarna.

Resultaten av plattproven visade att en typisk brottmekanism var ett segt böjbrott följt av ett genomstansningsbrott, vilket vanligtvis inträffade efter att en stor deformation av plattan hade uppstått. De mindre plattorna hade den högsta bärförmågan medan de större plattorna vanligen uppvisade det segaste brottbeteendet. En jämförelse mellan de armerade och oarmerade plattorna visade att de hade i stort sett samma bärförmåga och seghet. Det är troligt att kapaciteten mot skjuvbrott ökade markant p.g.a. att de stora tryckkrafterna i plattan i form av valvverkan höll ihop sprickorna.

Det visade sig att brottlinjeteori baserad på rotationskapaciteten i brottlinjerna inte kunde uppskatta bärförmågan hos provkropparna på ett tillfredställande sätt. Genomgående var de beräknade värdena mycket lägre än den uppmätta bärförmågan. Detta kan troligen förklaras av att lasten tas upp huvudsakligen genom valvverkan i provkropparna och det slutliga brottet inträffar när betongen uppnår tryckhållfastheten i den tryckta zonen av tvärsnittet. Om provkropparna hade varit tillverkade av stångarmerad betong hade en bättre överensstämmelse mellan försök och beräkningar troligtvis erhållits. Detta beroende på att kraftjämvikten mellan vad tvärsnittet kan ta i drag och i tryck då hade varit i bättre balans. Detta kriterium är omöjligt att erhålla med fiberarmerad betong. Resultatet blev att avvikelserna i beräkningarna var mycket stora.

Det är inte möjligt att addera effekten av armering och valvverkan beroende på att en betydande del av den tryckkapacitet som kan upptas i den tryckta zonen redan har förbrukats i en kraftjämvikt med armeringen under deformationen.

Det är med ovan nämnda orsaker inte lämpligt att basera en beräkning på brottlinjeteori vid användande av fiberarmerad betong om höga tryckkrafter i form av valvverkan kan förväntas uppstå i konstruktionen när den belastas. Beräkningen bör istället baseras på det mothållande moment som uppstår genom en kraftjämvikt mellan de tryckta partierna. Detta mothållande moment blir för ett plant fall mycket större än den momentkapacitet som erhålls med traditionell brottlinjeteori baserad på ett jämviktsförhållande mellan tryckt och dragen zon av tvärsnittet. Effekten blir väldigt tydlig när fiberbetong används p.g.a. böjdraghållfastheten då är mycket låg jämfört med tryckhållfastheten

Den effekt som fibrer ger i en bultad fiberarmerad tunnelling är förmodligen att fibrerna bidrar till segheten men inte till hur stor last som förstärkningen kan bära. Det ska även noteras vilket var fallet i den här undersökningen att ett högt fiberinnehåll (i det här fallet  $100 \text{ kg/m}^3$ ) kan resultera i en svagare konstruktion. Anledningen till detta är att fibrerna sitter ihop- limmade i små flak när de tillsätts i betongen. När detta lim löses upp i den fuktiga betongen och frigör fibrerna tillsätts luftporer i betongen. En högre lufthalt erhålls och därmed en lägre tryckhållfasthet i betongen.

I en struktur som består av ett flertal plattfält, typ en bultad sprutbetongförstärkning kommer valvverkan med största sannolikhet att uppstå i bjälklaget när det belastas under förutsättning att omkringliggande partier kan uppta stora horisontalkrafter. Konstruktionen kommer då att bära last genom ett mothållande moment bestående av tryckkrafter. Detta är mycket fördelaktigt vad avser bärförmågan hos en konstruktionen speciellt om den är tillverkad av fiberarmerad betong därför att den huvudsakliga bärkomponenten hos betong är dess tryckhållfasthet.

De genomförda försöken, som förenklat simulerade en plan bultupphängd sprutbetongförstärkning, visar på att fler faktorer måste beaktas vid bedömning av bärförmågan hos en bergförstärkning tillverkad av fiberarmerad sprutbetong. Bland annat har verkliga geometrier och utformning av förankringar stor betydelse. Den faktiska belastningssituationen i form av last och/eller deformation måste också beaktas. För fortsatt forskning föreslås inledningsvis analyser av förutsättningar som grund för utformning av fortsatt arbete enligt följande:

## 8.2 Förslag till fortsatt forskning

1. Teoretiska studier. Analysera hur skrovligheten, vidhäftningen, olika antagna styvheter hos bergmassan, tvång, lastförutsättningar mm kan påverka förstärkningen.
2. Teoretiska studier. Klarlägga vilka egenskaper fibern och betongen bör ha för att erhålla önskat resultat i förstärkningen. Hänsyn måste tas till att verknings sättet kan vara olika beroende på om lasten tas upp genom plattverkan, valvverkan, samt om samverkan mellan berg och betong kan antas eller ej etc.
3. Teoretiska studier. Utredda om krympning och krypning kan reducera effekten av valvverkan. Det är viktigt att kunna bedöma storleksordningar och i vilken mån valveffekten bör inkluderas i analyserna.

4. Teoretiska studier. Bedöma brickans utformning och storlek för att eliminera risken för ett genomstansningsbrott. Ett område där kunskaperna är bristfälliga vad gäller fiberarmerad betong. Detta är viktigt för bedömningen av brickans funktion.
5. Småskaliga och fullskaliga försök på bultad fiberarmerad sprutbetong, dels på jämn och ojämn yta. Försök under realistiska förhållanden och vars utformning tas fram som följd av utredningar enligt 1-4.
6. Utveckla teoretiska modeller som kan beskriva bärförmågan.



## 9. REFERENSER

- [1] ASTM C1018-89, Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fibre Reinforced Concrete, 1991 Book of ASTM Standards, Part 04.02, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp.507-513.
- [2] BBk 94, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 1, Konstruktion, Boverket, Karlskrona, 1995.
- [3] Birke H., Kupoleffekt vid betongplattor, Meddelande nr. 108, Institutionen för byggnadsstatik Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm 1975.
- [4] Ghali A., Neville A.M., Structural analysis, A Unified Classical and Matrix Approach, third edition, Chapman and Hall, 1989.
- [5] Gustavsson P., Stänkelström P., Brottninjeteorins tillämparhet vid stålfiberarmerad sprutbetong, Examensarbete, Institutionen för Byggnadsstatik Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm 1984.
- [6] Holmgren J., Alemo J, Skarendahl Å, Stålfiberbetong för bergförstärkning - provning och utvärdering, CBI rapport 3:97, Cement och Betong Institutet, Stockholm, 1997.
- [7] Holmgren J., Alemo J, Skarendahl Å, Stålfiberbetong för bergförstärkning - provning och utvärdering, CBI rapport 3:97, Cement och Betong Institutet, Stockholm, 1997.
- [8] Kinnunen S., Nylander H., Plattor, Kungliga Tekniska Högskolan, Institutionen för byggnadsstatik, Stockholm, Kompendium 1974, 1988.
- [9] Nilsson Ulf, Load bearing capacity of steel fibre reinforced shotcrete linings, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Licentiate Thesis, Bulletin 56, Stockholm 2000
- [10] Nordsjö E., Synpunkter på dimensionering av tunna konstruktioner i stålfiberarmerad betong, Examensarbete, Kungliga Tekniska Högskolan, Byggnadsstatik, Stockholm 1998
- [11] Shah S., Swartz S., Ouyang C. Fracture Mechanics of Concrete, Application of Fracture Mechanics of Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials, John Wiley & Sons, INC., 1995.
- [12] Stålfiberbetong- rekommendationer för konstruktioner, utförande och provning, Betongrapport nr 4, Svenska Betongföreningen, Stockholm 1995.
- [13] Svensk standard SS 13 72 10, Betongprover-kubhållfasthet, Betongprovning med svensk standard BST Hb 12, Utgåva 6, November 1991.
- [14] Vandewalle M., N. V. Bekaert, Dramix Tunnelling the World, with 7 reference projects, Zwevegem 1991.