

Fiberarmerad betong – materialprovning och strukturanalys baserad på brottmekanik

Fiberarmerad betong är ett fascinerande material eftersom det har mekaniska egenskaper som är överlägsna konventionell betong samtidigt som det finns produktionstekniska fördelar som möjliggör ett effektivt och industrialiserat platsgjutet byggande. Fiberarmerad betong har under många år väckt stort intresse och forskning och utveckling har pågått i över femtio år, men trots detta saknas fortfarande generella dimensioneringsregler för konstruktionstillämpningar.

Internationellt pågår arbete inom olika organisationer för att ta fram rekommendationer för dimensionering (till exempel fib TG 8.3¹ och Rilem²) och ett antal länder har nyligen tagit fram egna anvisningar (exempelvis Italien, Norge och Tyskland); i Sverige kommer en arbetsgrupp inom SIS³ (TK 190-AG2) att ta fram rekommendationer.

Vid Chalmers tekniska högskola, avdelningen för konstruktionsteknik, pågår forskning om fiberarmerad betong, ett forskningsprojekt⁴, finansierat av Färdig Betong, har nyligen startats och i en avhandling som presenterades nyligen "Fiberarmerad betong för ett industriellt platsgjutet byggande – materialprovning och strukturanalys baserad på brottmekanik" har artikelförfattaren undersökt fiberarmerad betong. Arbetet i avhandling har fokuserats på sambandet mellan materialegenskaper och strukturrespons, vilket har analyserats genom att undersöka och utveckla metoder för materialprovning och beräkningsmodeller.

Avsikten med denna artikel är att presentera delar ur ovan nämnda avhandling. Artikeln börjar med en kort introduktion

till fiberbetong, där det grundläggande beteendet vid enaxiell dragbelastning diskuteras och hur detta kan representeras i beräkningsmodeller, och avslutas med en jämförelse mellan försöksresultat och en föreslagen beräkningsmodell.

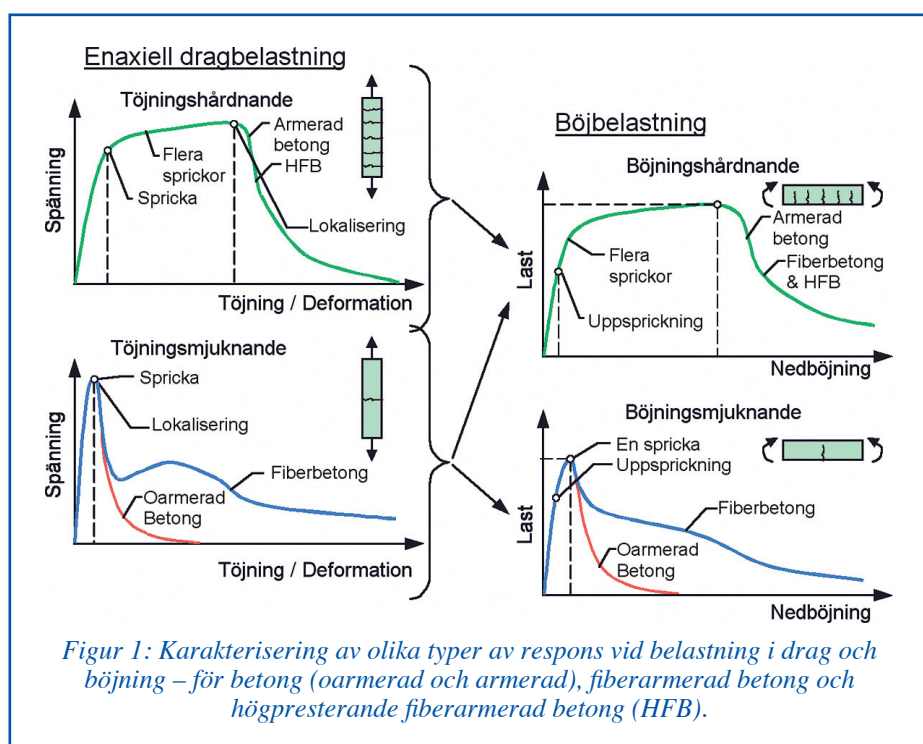
Introduktion till fiberarmerad betong

Den principiella skillnaden mellan oarmerad betong och fiberarmerad betong är att det till den färska betongen tillsätts korta fibrer. Fibrerna påverkar främst beteendet efter uppsprickning genom att överföra kraft över uppkomna sprickor, vilket resulterar i en ökad seghet. Skillnaderna mellan fiberarmerad betong och armerad betong är följande: (1) fibrerna är fördelade över hela tvärsnittet medan armeringsstängerna är placerade där de bäst behövs (till exempel i dragzonen), men med ett relativt stort täcksjikt i jämförelse med fibrerna; (2) fibrerna är små, korta (diskontinuerliga) och relativt tätt placerade, medan stängerna är långa (kontinuerliga) och inte så tätt placerade; (3) det är generellt sett inte möjligt att med fibrer erhålla en lika stor armeringsmängd som med stänger. En konsekvens av detta, och en viktig grundläggande skillnad jämfört med armerad betong, är att fiberbetong uppvisar en töjningsmjuknande respons

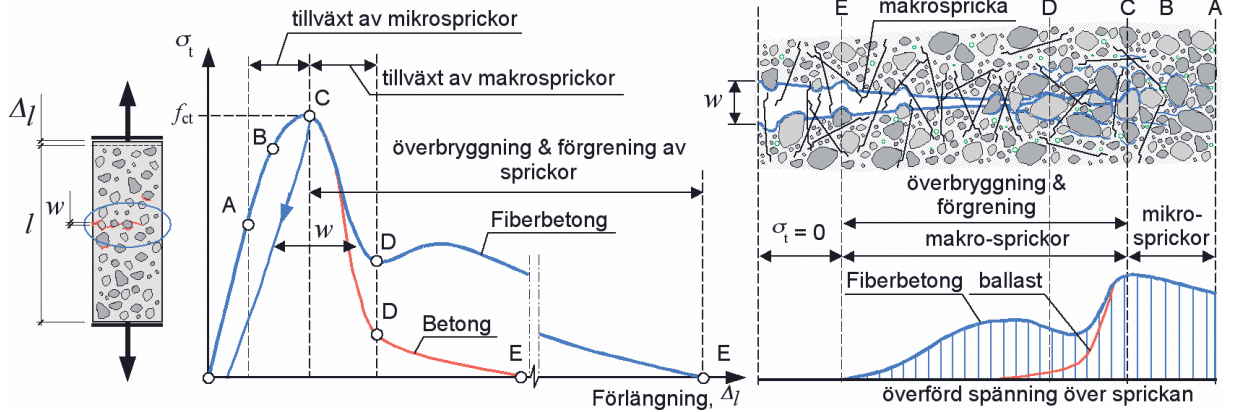
såvida inte en stor mängd fibrer tillsätts (för stålfibrer betyder det minst 1,5 volympromcent eller 120 kg/m³).

För att förtydliga dessa skillnader visas i figur 1 en klassificering av olika typer av respons vid drag- och böjbelastning. Till att börja med, oarmerad betong uppvisar ett töjningsmjuknande beteende – vilket karakteriseras av en gradvis minskande bärförmåga efter uppsprickning – vid både drag- och böjbelastning. Armerad betong utformas normalt så att det uppvisar ett töjningshårdnande beteende – vilket karakteriseras av en gradvis ökande bärförmåga efter uppsprickning – vid både drag- och böjbelastning. Fiberarmerad betong, å andra sidan, är lite mer komplext. Normalt uppvisar fiberarmerad betong ett töjningsmjuknande beteende men, beroende på hur stor mängd fibrer som tillsätts, kan uppvisa ett töjningshårdnande beteende och klassificeras då som en högpresterande fiberarmerad betong (HFB). En böjbelastad konstruktion av högpresterande fiberarmerad betong uppvisar alltid ett böjningshårdnande medan en fiberarmerad betong kan uppvisa båda typerna av beteende beroende på dess materialegenskaper. Dessvärre är beteendet i böjning starkt storleksberoende, vilket innebär att om konstruktionens geometri görs större, till exempel en balks höjd, så kan beteendet

Artikelförfattare är **Ingemar Löfgren**, Thomas Concrete Group och AB Färdig Betong. Han arbetar aktivt med frågor rörande fiberbetong för Färdig Betong i SIS TK 190-AG2 och för fib' TG 8.3.

Figur 2: Respons vid dragbelastning, jämförelse mellan betong och fiber-arterad betong.



det ändras från ett böjningshårdnande till ett böjningsmjuknande; det vill säga, konstruktionens verkningsätt och respons är storleksberoende. En viktig lärdom som skall dras av detta är att det är oerhört viktigt att de beräkningsmetoder som används är kapabla att beskriva detta beteende och att de provningsmetoder som används ger materialegenskaper som är storleksberoende.

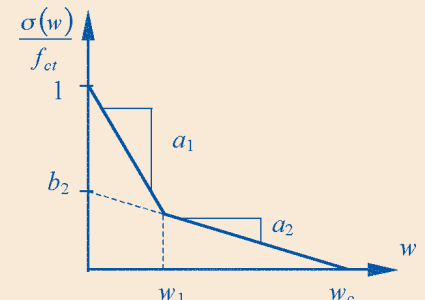
Grundläggande materialegenskap – σ - w -sambandet

Om vi återvänder till fallet med enaxiell dragbelastning, vid ett dragbrott i betong – med eller utan fibrer – kan spänningsdeformationssambandet, se figur 2, karakteriseras av en initiell linjär del (upp till A), ett område där mikro-sprickor tillväxer (A-B-C) och en nedåtgående del (C-D-E) som karakteriseras av sambandet mellan spänning (σ) och spricköppning (w) σ - w -sambandet. Detta innebär att betong inte är ett helt sprött material utan uppvisar en viss, om än liten, seghet. Mikro-sprickor initieras vid försvagningar som finns i betongen redan innan denna belastats, oftast i övergångszonen mellan ballast och cementpasta. Mikro-sprickorna tillväxer alltmer tills dessa går ihop och bildar makro-sprickor (C) där deformationerna lokaliseras. I en fiberarterad betong är den

största skillnaden att fibrerna hämmar tillväxten av makro-sprickor och att de överför en betydande spänning efter uppsprickning, och detta även för relativt stora spricköppningar. Det är viktigt att påpeka att fibrerna tar last först när makro-sprickor tillväxer, vilket sker vid en spricköppning av ungefär 0,05 mm. Det finns dock vissa typer av fibrer, så kallade mikro-fibrer, som även hämmar tillväxten av mikro-sprickor (B-C).

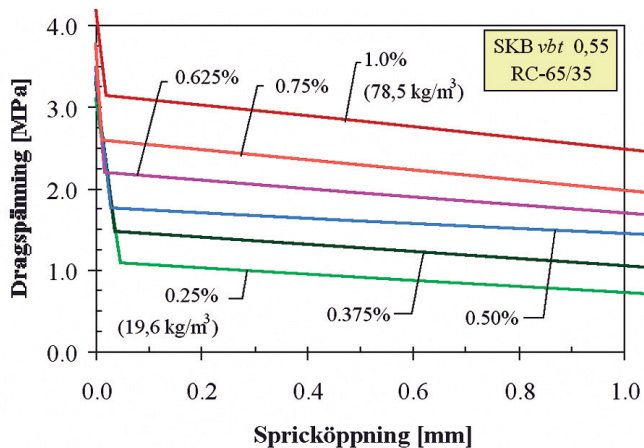
Exempel på σ - w -samband för dimensionering

Ett spänning-spricköppningssamband enligt figur 2 är inte lämpligt för dimensionering utan måste på något sätt förenklas. Det har visat sig att ett bi-linjärt samband, enligt figur 3, i många fall är en tillräcklig approximation, parametrarna (a_1 , a_2 och b_2) kan dessutom associeras med fenomenologiska observationer. Parametern a_1 beror främst på betongmatrisen (elasticitetsmodul och sprödhet) och är svår att påverka, men mängden fibrer, deras elasticitetsmodul och vidhäftning har en viss inverkan. Det finns även en möjlighet att påverka a_1 genom att tillsätta mikro-fibrer som aktiveras vid små spricköppningar ($w < 0,1$ mm). Normala värden på a_1 kan variera från 25 mm^{-1} till 10 mm^{-1} . Parametern a_2 beror främst på fibrernas längd, men

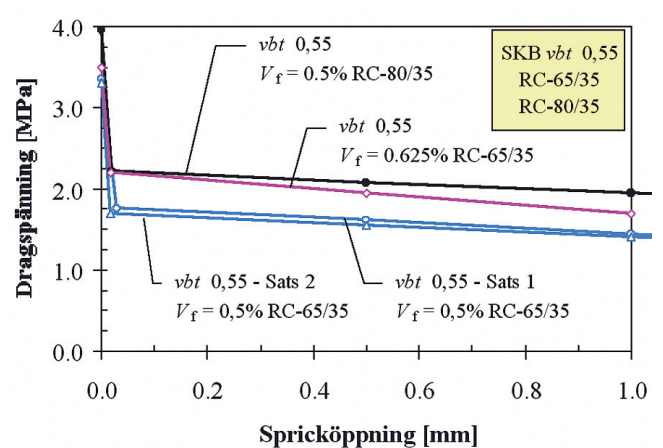


Figur 3. Bi-linjärt σ - w -samband.

även dess utformning och friktion mot betongen har betydelse. En lång fiber leder till ett lägre värde på a_2 och normalt kan antas $0,025 \text{ mm}^{-1} \leq a_2 \leq 0,25 \text{ mm}^{-1}$. Parametern b_2 är direkt kopplad till mängden fibrer som tillsätts och en ökning av mängden fibrer leder till en ökning av b_2 ; b_2 varierar från ungefär 0,25 till 1,0. När spricköppningen blir alltför stor så kommer inte någon spänning att kunna överföras i sprickan. Denna spricköppning kallas den kritiska spricköppningen, w_c , och kan beräknas med hjälp av parametrarna a_2 och b_2 ($w_c = b_2 / a_2$). Vanligtvis kan antas att w_c är ungefär en fjärdedel av fiberlängden, men kan normalt vara halva fiberlängden.



Figur 4: Inverkan av fiberdoseringen på σ - w -sambandet (fibertyp Dramix RC 65/35 från Bekaert).



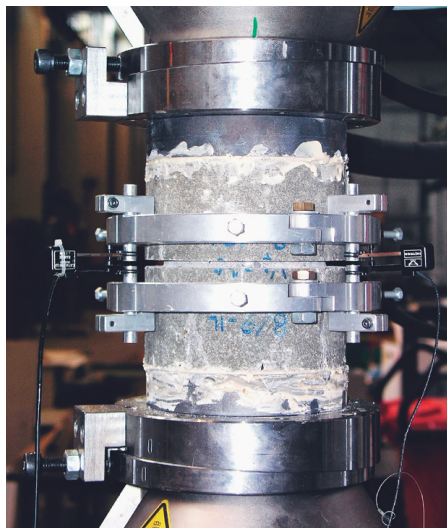
Figur 5: Inverkan av fibrernas slankhetstal på σ - w -sambandet (fibertyper Dramix RC 65/35 & 80/35 från Bekaert).

Fiberbetongens σ - w -samband är beroende av ett antal faktorer, bland annat: fiberns egenskaper (geometri och materialegenskaper), fibervolymen och betongens egenskaper. Exempel på hur mängden fibrer (volymandelen, V_f) inverkar på σ - w -sambandet ges i figur 4 på föregående sida, som redovisar försöksresultat från provningar genomförda för sex olika doseringar från 0,25 procent till 1,0 procent (19,5 till 78,5 kg/m³). Förutom fiberdoseringen har fiberns slankhetstal (förhållandet mellan längd och diameter) en stor inverkan. Vid en jämförelse mellan fibrer med slankhetstal av 65 och 80, se figur 5, blir det tydligt att fibern med det höga slankhetstalet är betydligt effektivare och kan, för likvärdig prestanda, användas med en lägre dosering – för detta fall kan doseringen minskas från 0,625 procent till 0,5 procent (från 49 till 39 kg/m³).

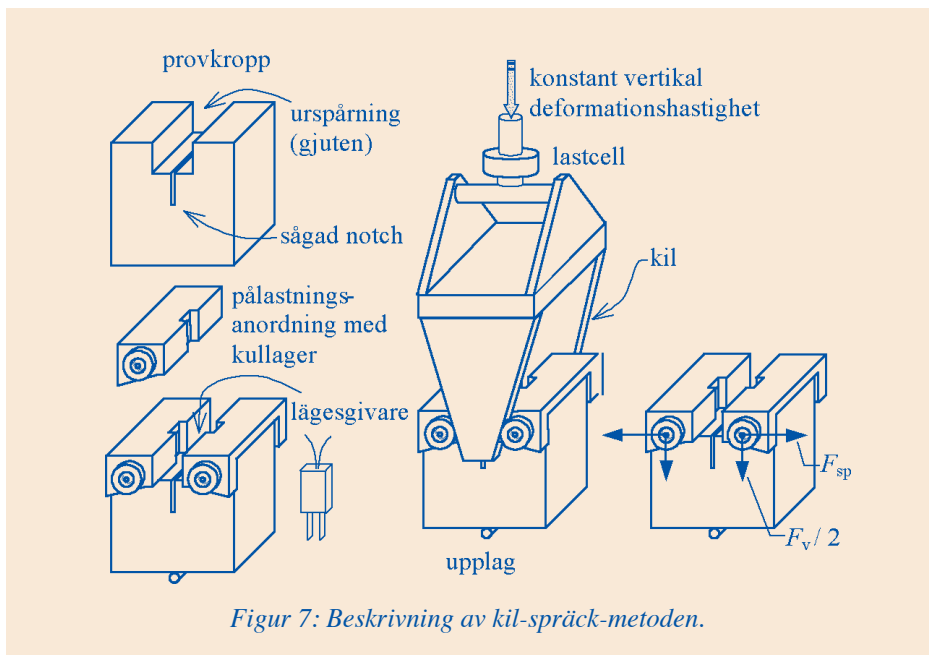
Undersökning och utveckling av provningsmetoder

För att kunna beskriva verkningssättet hos konstruktioner av fiberarmerad betong är det nödvändigt att de mekaniska egenskaperna kan bestämmas på ett tillförlitligt sätt och att de kan användas i beräkningsmodeller. Ett antal olika provningsmetoder finns tillgängliga varav den mest frekventa är böjprovning av balkar, till exempel Betongrapport nr 4. Nyligen föreslog en arbetsgrupp inom Rilem^{II} två nya provningsmetoder, närmare bestämt: enaxiellt dragförsök enligt figur 6a (se Rilem TC 162-TDF, 2001) och trepunktsböjning på en notchad (sprickanvisning) balk enligt figur 6b (se Rilem TC 162-TDF, 2002). Provmetoderna enligt Rilem TC 162-TDF har tillsammans med en ny metod undersökts av Löfgren (2005). Den nya provmetoden, som har utvecklats inom projektet, kallas kil-spräck-metoden (wedge-splitting test method) och visas i figur 7. Kil-spräck-metoden har den fördelen att en relativt liten provkropp används (150 mm kub kan användas för fibrer med längd upp till 40 mm). Metoden är dessutom relativt enkel att hantera, snabb att genomföra och ställer inte så höga krav på provningsutrustningen som balkprovningen gör.

Det finns en grundläggande skillnad mellan de olika provningsmetoderna, vilka kan karakteriseras som direkt metod (enaxiellt dragförsök) eller som indirekt metod (trepunktsböjning och kil-spräck-metoden). Med en direkt metod menas att σ - w -sambandet kan bestämmas direkt från försöksresultatet. För en indirekt metod, å andra sidan, måste försöksresultatet tolkas/analyseras innan σ - w -sambandet kan bestämmas. För böjprovning är det vanligt att resultatet tolkas genom att bestämma böjdraghållfastheter (till exempel Betongrapport nr 4 och Rilem TC 162-TDF). Men böjdraghållfastheter, till skillnad från σ - w -sambandet, är inte någon materialegenskap



Figur 6a (tv): Beskrivning av enaxiellt dragförsök och (b) trepunktsböjning enligt Rilem TC 162-TDF.



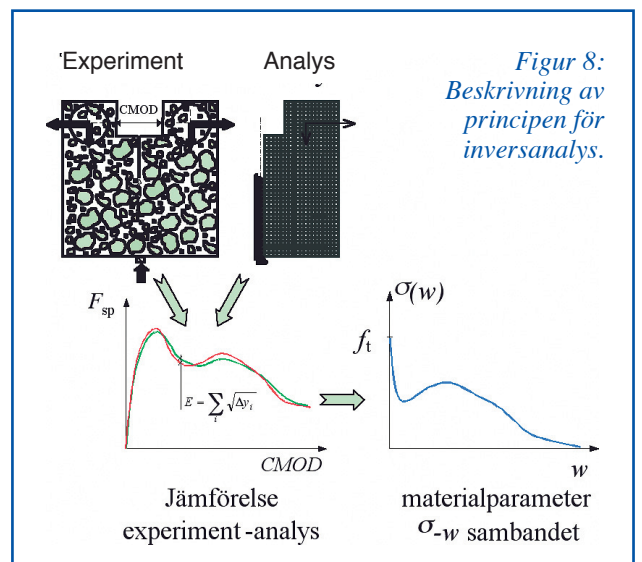
Figur 7: Beskrivning av kil-spräck-metoden.

eftersom de är beroende av provkroppens storlek och är därför en kombination av material- och strukturegenskaper. Detta innebär att om två olika provkropsstorlekar används så ger de olika värden på böjdraghållfastheten och det blir nödvändigt att introducera en storleksfaktor för att korrigera för skillnaden.

Metodik för bestämning av materialegenskaper

För att tolka försöksresultat från en indirekt metod kan inversanalys (även kallad parameteridentifikation) genomföras. Inversanalys innebär att för en analysmodell (till exempel en finit elementmodell) anpassa och justera materialparametrar (i detta fall σ - w -sambandet) så att analys- och försöks-

resultat stämmer överens (till exempel samband mellan last och nedböjning) med så litet fel som möjligt, se figur 8. Denna metodik har visat sig användbar och pålitlig, se Löfgren et al (2004) och Kitsutaka et al (2001).



Figur 8: Beskrivning av principen för inversanalys.

Metodik för korrigering av material-egenskaper med avseende på fibereffektivitet

När materialegenskaperna (σ - w -sambandet) väl är bestämt är det viktigt att de är representativa och att de gäller för en verklig konstruktion. Det har visat sig att fiberorienteringen i små provkroppar (vilka används för materialkaraktiseringen) oftast inte är representativ i jämförelse med en helt slumpmässig fördelning i en konstruktion. Detta beror på att provkropparna oftast är betydligt mindre än den verkliga konstruktionen, de har även ett annat gjutningsförfarande, vilket har en stor inverkan på fibrernas orientering. Ju mindre förhållandet är mellan provkroppens bredd/höjd och fibrernas längd desto större inverkan på orienteringen. För att ta hänsyn till skillnaden i fiberorientering föreslås en metod att korrigera σ - w -sambandet enligt följande (se Löfgren, 2005):

$$\sigma_{b,\text{konstr}}(\omega) = \sigma_{b,\text{exp}}(\omega) \cdot \frac{\eta_{b,\text{konstr}}}{\eta_{b,\text{exp}}}$$

där $\sigma_{b,\text{konstr}}$ är σ - ω -sambandet för materialet i konstruktionen, $\sigma_{b,\text{exp}}(\omega)$ är σ - w -sambandet för materialet i provkroppen (som bestämts genom inversanalys), $\eta_{b,\text{konstr}}$ är fibereffektivitetsfaktorn i konstruktionen och $\eta_{b,\text{exp}}$ är fibereffektivitetsfaktorn i provkroppen.

Fibereffektivitetsfaktorn är relaterad till det totala antalet fibrer som korsar en spricka och för provkropparna, $\eta_{b,\text{exp}}$, bestäms den genom att räkna det totala antalet fibrer i brottyorna och kan sedan beräknas som:

$$\eta_{b,\text{exp}} = \frac{N_{f,\text{exp}}}{V_f / A_f}$$

där $N_{f,\text{exp}}$ är antalet fibrer per ytenhet, V_f är volymandelen fibrer och A_f är fibrernas tvärsnittsarea.

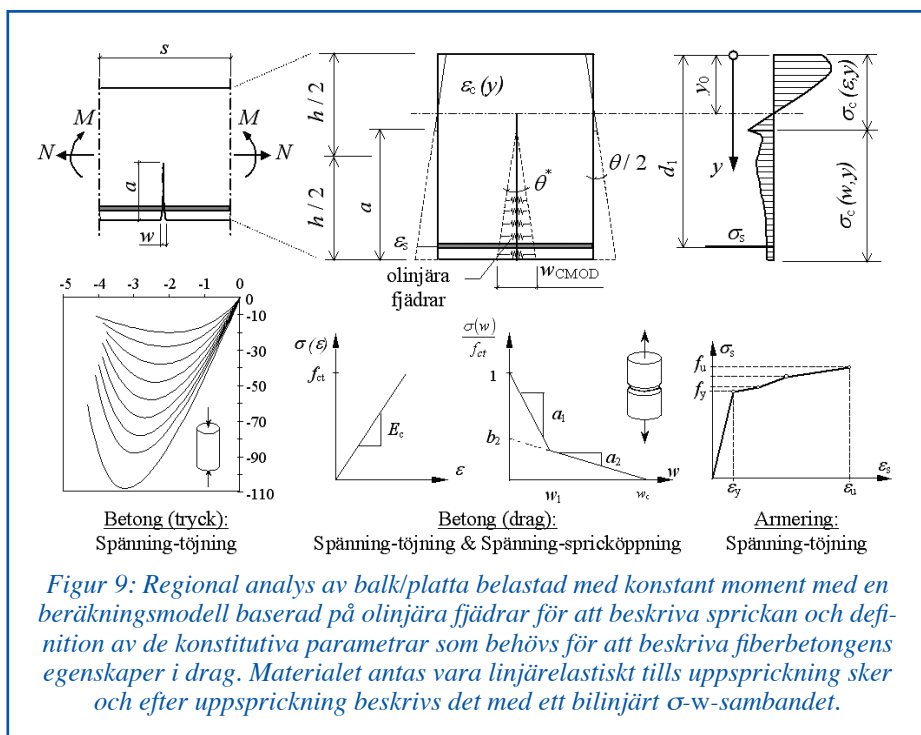
Fibereffektivitetsfaktorn i en konstruktion kan bestämmas antingen teoretiskt eller från urborrade cylindrar. Den teoretiska fibereffektivitetsfaktorn utan inverkan av väggeffekter för 1-D-, 2-D- och 3-D-orientering fås enligt tabell 1. I en konstruktion med väggeffekter kan den teoretiska fibereffektivitetsfaktorn bestämmas enligt metoder presenterade av till exempel Dupont & Vandewalle (2005).

Tabell 1. Fibereffektivitetsfaktorn, η_b , för 1-D, 2-D och 3-D-orientering.

1-D	2-D	3-D
1	$2/\pi \approx 0,64$	$1/2 = 0,5$

Beräkningsmodell för balkar

I en tidigare artikel i Bygg & teknik, se Löfgren (2004), presenterades en beräkningsmodell för fiberarmerade betongkonstruktioner (med eller utan konventionell armering). Beräkningsmodellen bygger på att ett område med en spricka betraktas, för denna del görs en lokal analys



Figur 9: Regional analys av balk/platta belastad med konstant moment med en beräkningsmodell baserad på olinjära fjädrar för att beskriva sprickan och definition av de konstitutiva parametrar som behövs för att beskriva fiberbetongens egenskaper i drag. Materialet antas vara linjärelastiskt tills uppsprickning sker och efter uppsprickning beskrivs det med ett bilinjärt σ - w -sambandet.

av sprickområdet och sprickan beskrivs med hjälp av olinjära fjädrar. Den grundläggande beräkningsmodellen och de materialparametrar som beskriver fiberbetongens materialegenskaper i drag visas i figur 9. De materialparametrar som behövs är tryck- och draghållfasthet, elasticitetsmodul, samt samband mellan spänning-spricköppning (σ - w). Sambandet mellan spänning och spricköppning (σ - w) används för att beskriva sprickprocessen i betong med den så kallade fiktiva sprickmodellen, vilken introducerades av professor Hillerborg och medarbetare vid Lunds tekniska högskola (se Hillerborg et al 1976 och Hillerborg 1980).

Beräkningsmodellen bygger på följande antaganden:

- Sprickprocessen i betong och fiberbetong kan beskrivas med den fiktiva sprickmodellen (se Hillerborg et al 1976 och Hillerborg 1980).
- Tvärsnittet belastas av ett konstant böjmoment, M , och en normalkraft, N , (långtidseffekter försummas).
- Inverkan av dragen betong mellan sprickorna ("tension stiffening") försummas.
- Längden på det område som analyseras, s , antas för en oarmerad balk vara lika med halva balkhöjden medan det för en armerad balk antas vara lika med medelsprickavståndet.
- Sprickplanen antas vara plana och spricköppningsvinkeln, θ^* , är lika stor som den vinkeländringen, θ , vid ändarna av den analyserade balkstrimlan; det finns dock lösningar där det är möjligt att låta sprickplanen och ändarna ha olika vinklar.
- Materialet utanför sprickan antas bete sig elastiskt.

Med hjälp av beräkningsmodellen kan tvärsnittsresponsen bestämmas genom en iterativ metod: rotationen, θ , ökas stegvis

och i varje steg så bestäms läget på neutrala lagret genom att lösa jämviktsekvationen avseende tvärsnittskrafter (ekv 1) och sedan beräknas det resulterande böjmomentet (ekv 2).

Jämviktsekvationen för normalkraften ges av ekv 1:

$$\frac{N}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(\varepsilon, y) dy + \int_{h-a}^h \sigma(w, y) dy + \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot A_s \quad [\text{N/m}] \quad (\text{ekv } 1)$$

och momentekvationen av ekv 2:

$$\frac{M}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(\varepsilon, y) (y - \frac{h}{2}) dy + \int_{h-a}^h \sigma(w, y) (y - \frac{h}{2}) dy + \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot A_s \cdot (d_1 - \frac{h}{2}) \quad [\text{N} \cdot \text{m/m}] \quad (\text{ekv } 2)$$

Medelkrökningen, κ_m , av den analyserade leden ges av ekv 3:

$$\kappa_m = \frac{\theta}{s} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (\text{ekv } 3)$$

Spricköppningen, w_{CMOD} , kan relateras till spricköppningsvinkeln, θ^* , och sprickans längd, a , genom ekv 4:

$$w_{CMOD} = \theta^* \cdot a \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv } 4)$$

Längd på sprickan, a , kan bestämmas genom ekv 5:

$$a = h - \left(\frac{f_t}{E_c} \frac{s}{\theta} \right) \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv } 5)$$

Medeltöjningen i armeringen kan beräknas som ekv 6:

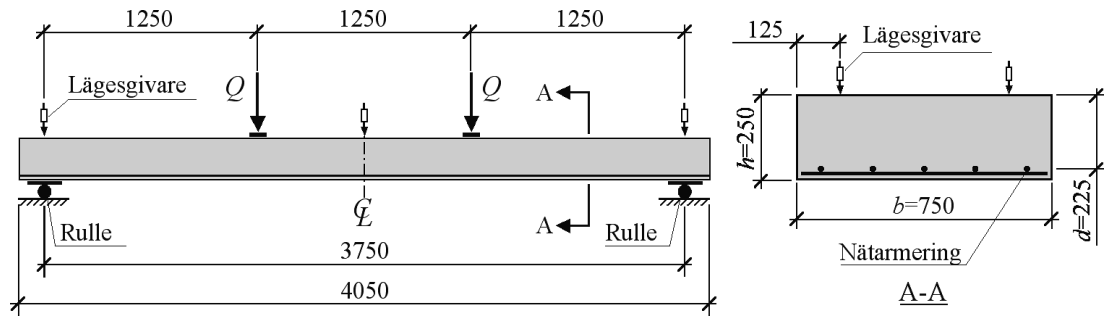
$$\varepsilon_s = \frac{\theta}{s} \cdot (d_1 - y_0) \quad [-] \quad (\text{ekv } 6)$$

Tryckspänningen i betongen kan beräknas som ekv 7:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta}{s} \cdot (y - y_0) \quad [-] \quad (\text{ekv } 7)$$

När sprickplanen förblir plana så är vinkeländringen, θ , vid ändarna lika stor som spricköppningsvinkeln, θ^* . För detta

Figur 10:
Beskrivning av
balkförsöken.



fall kan spricköppningen, w_{CMOD} , relateras till: neutrala lagrets djup, y_0 ; vinkeländringen, θ , vid ändarna; betongens draghållfasthet, f_t och dess elasticitetsmodul, E_c ; normalkraften, N , tvärsnittsarean, A , och längden på den olinjära leden, s , genom ekv 8:

$$w_{CMOD} = \theta(h-y_0) - \left(\frac{f_t}{E_c} - \frac{N}{A \cdot E_c} \right) s \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv 8})$$

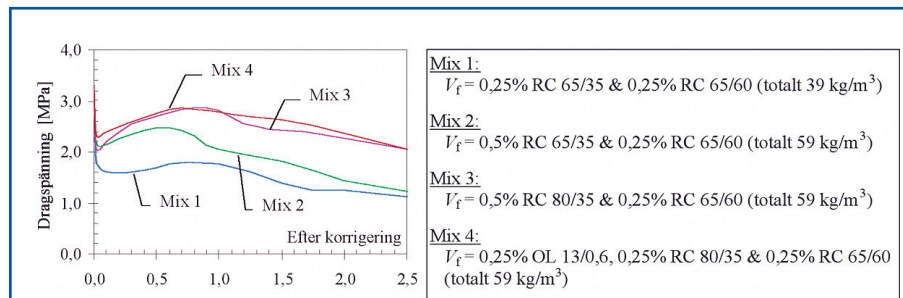
Experiment – fullskaleförsök på balkar

För att undersöka den föreslagna beräkningsmodellen och det mekaniska verkningssättet hos balkar med en kombination av fiber- och nätarmering har fullskaleförsök genomförts på tolv stycken balkar, se figur 10. Nätarmeringens geometri och hållfasthet varierade och fyra olika varianter undersöktes: NPS700 ϕ 6-s150; NPS500 ϕ 7-s150; NPS700 ϕ 7-s150; och NPS500 ϕ 6-s100. Totalt undersöktes fyra olika betongsammansättningar, alla självkompakterande med ett vct av 0,55 och en 28-dygn tryckhållfasthet (kub) av cirka 54 MPa. Olika typer av fibrer undersöktes och mängden var antingen 39 kg/m³ (för Mix 1) eller 59 kg/m³ (för Mix 2, 3 och 4). Den fiberarmerade betongens materialegenskaper (σ - w -sambandet) bestämdes med kil-spräck-metoden och redovisas i figur 11. Hur de olika sammansättningarna och mängden fibrer påverkade strukturresponserna kan ses i figur 12 där samband mellan moment-nedböjning och moment-spricköppning redovisas. För en fullständig beskrivning se Löfgren (2005).

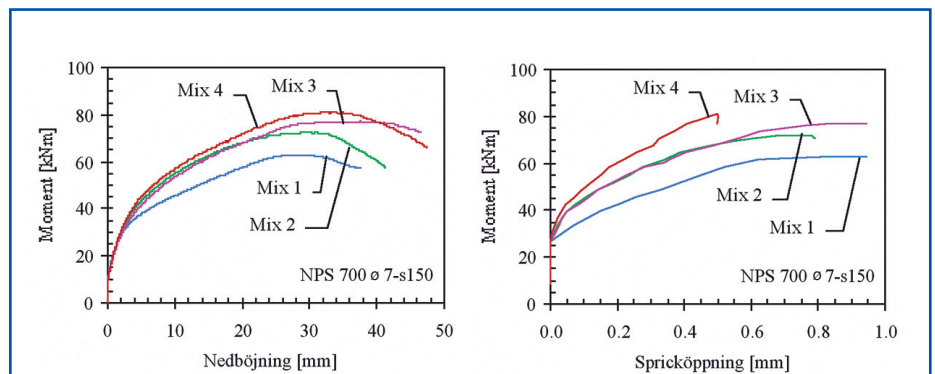
I figur 13 redovisas en jämförelse mellan maxlasten från försöken och den beräknad, en jämförelse gjordes även med analyser med hjälp av finita elementmetoden (baserat på icke-linjär brottmekanik). Som kan ses är överensstämmelsen god med en hög korrelation (större än 0,9). Även den beräknade nedböjningen och sprickvidden visade god överensstämmelse.

Sammanfattning och slutsatser

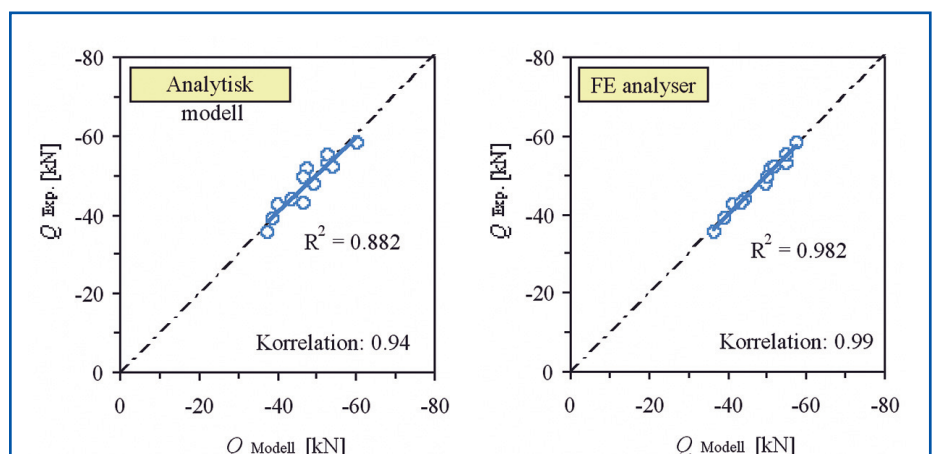
I artikeln har de grundläggande mekaniska egenskaperna hos fiberarmerad betong presenterats och en metodik för materialprovning och strukturanalys har redovisats. Metodiken omfattar: (1) material-



Figur 11: Sammanställning av σ - w -sambanden för de fyra olika blandningarna.



Figur 12: Exempel på resultat från försöken (moment-nedböjning och moment-spricköppning).



Figur 13: Jämförelse mellan maxlast från försök och analyser.

provning; (2) inversanalys (eller parameteridentifikation) för att bestämma σ - w -sambandet; (3) korrigering av σ - w -sambandet avseende skillnad i fibereffektivitetsfaktor; samt (4) tvärsnitts- och strukturanalys. Genom de försök som har ut-

förts (både materialprovning och fullskaleförsök) har den föreslagna metodiken demonstrerats och när resultaten från fullskaleförsöken jämfördes med beräknade var överensstämmelsen god, med en hög korrelation (större än 0,9). Detta belyser

således styrkan i den presenterade metoden för materialprovning och strukturanalys.

Det har även visats att fiberarmerad betong i kombination med konventionell armering medför att mängden konventionell armering kan ungefär halveras (för samma bärförmåga) samtidigt som en förbättrad prestanda (mindre sprickvidd och ökad böjstyvhet) erhålls. En fördel med detta är att armeringsdetaljer kan förenklas och att armeringsnät, som finns som lagerstandard (typ NPS 500 ø6-s150), kan användas även för bjälklag och mer krävande tillämpningar när de kombineras med fiberarmering. ■

Referenser

Dupont, D., and Vandewalle, L. (2005): *Distribution of steel fibres in rectangular sections*. Cement and Concrete Composites, 27, 2005, pp. 391–398.

Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P-E. (1976): *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773–782.

Hillerborg, A. (1980): *Analysis of Fracture by Means of the Fictitious Crack Model, Particularly for Fibre Reinforced Concrete*. The International Journal of Cement Composites 2, pp. 177–184.

Kitsutaka, Y., Uchida, Y., Mihashi, H., Kaneko, Y., Nakamura, S., and Kurihara, N. (2001): *Draft on the JCI Standard Test Method for Determining Tension Softening Properties of Concrete*. In Fracture Mechanics of Concrete Structures, eds. de Borst et al., Swets & Zeitlinger, Lisse, the Netherlands.

Löfgren, I. (2004): *Fiberbetong – beräkningsmetod för bärande konstruktioner*. Bygg & teknik 7/2004, pp. 32–40.

Löfgren I (2005): *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction – a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Ph.D. thesis Chalmers University of Technology, Dep. of Civil and Environmental Engineering, Göteborg, 2005, 268 p. Kan laddas ner från: www.tcglab.se/ (Under fliken Projektverk-samhet), alternativt beställas från Chalmers tekniska högskola, institutionen för bygg- & miljöteknik, avdelningen för konstruktions-teknik.

Löfgren, I., Stang, H., and Olesen, J.F. (2004): *Fracture properties of FRC determined through inverse analysis of wedge splitting and three-point bending tests*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 3, No. 3, pp. 425–436, October 2005, Japan Concrete Institute.

Rilem TC 162-TDF (2001): *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Recommendations for uni-axial tension test*. Materials and Structures 34, Jan–Feb 2001, pp. 3–6.

Rilem TC 162-TDF (2002): *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Bending test – Final Recommendation*. Materials and Structures 35, Nov 2002, pp. 579–582.

Svenska Betongföreningen (1997): *Betongrapport nr. 4. Stålfiberbetong – rekommendationer för konstruktion, utförande och provning*, Utgåva 2, Svenska Betongföreningen, Stockholm, Nov. 1997, 135 pp.

¹fib – The International Federation for Structural Concrete (<http://fib.epfl.ch/>), fib TG 8.3 Task Group 8.3 Fibre reinforced concrete.

²Rilem – International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials (<http://www.rilem.org/>).

³SIS – Swedish Standards Institute (www.sis.se). arbetsgrupp TK190-AG2 icke traditionell armering.

⁴Dimensionerings metoder för fiberarmerade betongkonstruktioner (www.chalmers.se/cee/SV/avdelningar/konstruktions-teknik/forskargrupper/betongbyggnad/dimensioneringsmetoder).