

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar



Fredrik Aronsson, Oskar Larsson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2007

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar

Crack opening near reinforcement bars in concrete beams

Fredrik Aronsson
Oskar Larsson

2007

Rapport TVBK-5149
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-07/5149+50p

Examensarbete
Handledare: Kristian Tammo
Januari 2007

Förord

Examensarbetet, 20 poäng, har genomförts på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola.

Vi vill framföra ett stort tack till vår handledare Kristian Tammo för handledning, synpunkter och ett stort engagemang under arbetets gång. Ett stort tack riktas även till Per-Olof Rosenkvist och Bo Johansson för all den praktiska hjälp vi fått under arbetets gång.

Det har varit väldigt roligt att genomföra detta examensarbete då det har inneburit mycket praktiskt arbete, vilket vi inte gjort speciellt mycket under den tidigare studietiden.

Lund februari 2007



Fredrik Aronsson



Oskar Larsson

Sammanfattning

- Titel:** Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar
- Författare:** Fredrik Aronsson och Oskar Larsson
- Handledare:** Kristian Tammo, Institutionen för Bygg- och Miljöteknologi, Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola.
- Problemställning:** Vid nybyggnation av betongkonstruktioner ställs höga krav på livslängd och kvalitet. En starkt bidragande faktor till ökad livslängd för betongkonstruktioner är täckskiktets storlek. Ett stort täckskikt skyddar armeringen eftersom det hindrar karbonatisering och klorider från att nå in till armeringen. Användandet av stora täckskikt resulterar dock i svårigheter att klara dagens krav på maximalt tillåtna sprickvidder. Storleken på sprickvidden enligt BBK är nämligen starkt relaterad till storleken på täckskiktet. Kraven på maximalt tillåtna sprickvidder avser sprickvidden vid betongens yta. En fråga som bör ställas är om sprickvidden vid betongytan verkligen är avgörande för korrosion i armering. Mycket talar för att sprickvidden precis vid armeringen är betydligt viktigare eftersom det är här som korrosionsreaktionen sker.
- Syfte:** Examensarbetet syftar till att få förståelse för hur sprickan ser ut i området närmast armeringen i en böjmomentbelastad betongbalk. Sprickviddens variation på olika avstånd från armeringen och dess beroende på täckskiktets storlek analyseras också.
- Metod:** Provkroppar gjuts och provas genom böjmomentbelastning. Varje försöksomgång består av gjutning och provning av två betongbalkar med samma armeringsmängd, betongkvalitet och effektiv höjd. Skillnaden mellan balkarna är storleken på täckande betongskikt och därmed också balkens totala höjd. Vid böjprovningen används lägesgivare som uppskattar sprickvidder på avstånden 4,5mm och 11mm från armeringsjärn och vid betongens yta.
- Slutsatser:** Studien visar att sprickvidden är mycket större vid betongens yta än nära armeringen. Vid täckskiktets yta är sprickvidden större för balkar med 50 mm täckskikt än för balkar med 30 mm täckskikt. Sprickvidden vid betongens yta är, liksom i normerna, starkt relaterad till täckskiktets storlek. Nära armeringsjärnet är sprickvidden däremot ytterst lite eller inte alls beroende av täckskiktets storlek.

Vid stålspänningar i närheten av armeringsjärnets sträckgräns ökar sprickvidden vid betongens yta hela tiden medan sprickvidden nära armeringsjärn knappt ökar alls.

Ett begränsat antal lastcykler ger en kvarstående spricka vid täckskiktets yta vid avlastning medan sprickan sluts nära armeringsjärnen.

Nyckelord:

korrosion, beständighet, betong, spricka, sprickvidd, sprickbredd, täckskikt

Summary

- Title:** Crack opening near reinforcement bars in concrete beams.
- Authors:** Fredrik Aronsson and Oskar Larsson
- Supervisor:** MSc Kristian Tammo, Division of Structural Engineering at Lund University.
- Problem:** When designing concrete structures, there are great demands made on quality and service life of the construction, and for this the size of concrete cover is crucial. The concrete cover protects the reinforcement bars from carburization and from infiltration of chlorides, which make them corrode. When using today's codes while designing, a thick concrete cover will yield a large crack width, which often is larger than accepted. The crack width which the codes refer to is the crack width on the concrete surface. A question which should be asked is whether the crack width at the concrete surface really is crucial for the corrosion in the reinforcement. The crack width at the reinforcement bar is probably more important since it is here the corrosion reaction takes place.
- Objectives:** This Master Thesis aims to get knowledge of how the crack varies in the zone closest to the reinforcement bar in a beam loaded with a bending moment. How the crack width at different distances from the reinforcement bar is affected by the thickness of the concrete cover will also be investigated.
- Methods:** Test beams are cast and tested in bending. Each series of experiments is performed with two concrete beams with the same reinforcement, quality of the concrete and effective height. The difference between the beams is the thickness of concrete cover and consequently the total depth of the beam. Crack widths are estimated with LVDT-gauges. Gauges are placed 4,5 mm and 11 mm from the reinforcement bar and one gauge is placed on the surface of the concrete cover.
- Conclusions:** The study shows that the crack widths are much smaller close to the reinforcement bars than at the concrete surface. At the concrete surface the crack width is larger for beams with 50 mm concrete cover than beams with 30 mm cover. This means that the crack width at the concrete surface strongly depends on the thickness of the concrete cover. Crack width close to reinforcement bars is on the other hand just slightly or not at all depending on the thickness of the concrete cover.

For increasing stresses close to the yield stress the crack width at the concrete surface continues rising while the crack width close to the reinforcement hardly rises at all.

Short term cyclic variation of steel stress gives a permanent crack at the surface of concrete cover while the crack close to the reinforcement closes when the steel stress decreases.

Keywords:

corrosion, durability, concrete, crack, crack width, concrete cover

Innehållsförteckning

1 INLEDNING	3
1.1 BAKGRUND	3
1.2 SYFTE	3
1.3 METOD	3
1.4 AVGRÄNSNINGAR	4
1.5 FRÅGESTÄLLNING.....	4
2 SPRICKBILDNING I BETONG	5
2.1 NYGJUTEN BETONG	5
2.2 MIKROSPRICKOR	6
2.3 TEMPERATURSPRICKOR	7
2.4 KRYMPSPRICKOR.....	8
2.5 KRACKELERING	9
2.6 YTTRE LAST.....	9
2.7 TEORI FÖR SPRICKBERÄKNING	10
2.8 BEGRÄNSNING AV SPRICKVIDDER.....	11
3 KARTLÄGGNING OCH MÄTNING AV SPRICKOR	13
4 FÖRSÖK	15
4.1 TILLVERKNING AV PROVKROPPAR	15
4.2 MÄTTEKNIK.....	18
4.3 PLACERING AV MÄTUTRUSTNING.....	19
4.4 BÖJPROVNING AV BALKAR	21
4.4.1 Kalibrering av töjningsgivare.....	22
4.5 FELKÄLLOR	23
5 RESULTAT	25
5.1 TRYCKHÅLLFASTHETSFÖRSÖK	25
5.2 SPRICKVIDDER	25
5.3 SPRICKAVSTÅND.....	26
5.4 EFFEKT AV VARIABEL LAST	27
5.5 HÖG LAST	28
5.6 STÅLSPÄNNING	29
6 ANALYS OCH DISKUSSION	31
7 SLUTSATSER	35
8 REFERENSER	37
8.1 SKRIFTLIGA REFERENSER.....	37
APPENDIX	39

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid nybyggnad av betongkonstruktioner ställs höga krav på livslängd och kvalitet. En starkt bidragande faktor till ökad livslängd för betongkonstruktioner är täckskiktets storlek. Det är sedan lång tid känt att ett stort täckskikt skyddar armeringen från framförallt karbonatisering och kloridinträngning och därmed förlänger livslängden.

Användandet av större täckskikt resulterar dock i svårigheter att klara dagens krav på maximalt tillåtna sprickvidder där sprickvidden är starkt relaterad till storleken på täckskiktet. De stränga kraven på maximalt tillåtna sprickvidder leder till att storleken på täckskiktet begränsas och att mycket stora armeringsmängder används.

Stora sprickvidder anses orsaka korrosion i armeringen. Det är dock osäkert om sprickvidden vid betongytan verkligen är avgörande för korrosionen i armeringen. Mycket talar för att sprickvidden vid armeringen är betydligt viktigare eftersom det är här som korrosionsreaktionen sker.

1.2 Syfte

Examensarbetets syfte är att få förståelse för hur sprickan ser ut i området närmast armeringen i en böjmomentbelastad betongbalk. Det ska även visa hur sprickvidden på olika avstånd från armeringen varierar beroende på täckskikt och stålspänning.

1.3 Metod

Examensarbetet bygger vidare på tidigare försök på LTH gjorda av Kristian Tammo (Tammo och Thelandersson 2006). I försöken användes dragbelastade provkroppar med ett kvadratisk tvärsnitt och ett genomgående armeringsjärn i mitten. Sprickvidden uppskattades kontinuerligt på olika avstånd från armeringsjärnet.

Istället för dragbelastning som i de tidigare försöken, ska provkropparna i examensarbetet utsättas för böjbelastning. Varje försöksomgång består av gjutning och böjprovning av två betongbalkar med samma armeringsmängd, betongkvalitet och effektiv höjd. Skillnaden mellan balkarna är storleken på täckande betongskikt och därmed också balkens totala höjd. Vid provningen fästs fem lägesgivare i en utskärning på den aktuella balken och töjningsgivare limmas på det blottade armeringsjärnet. Informationen från givarna används sedan för att uppskatta sprickvidden på olika avstånd från armeringen.

1.4 Avgränsningar

Försöken är avgränsade till att endast omfatta betongbalkar med täckskikt 30 mm och 50 mm. Betongen är av klass C45/50 och armeringen i mätområdet är B500B och har en diameter Ø16 mm. Totalt görs 10 försöksomgångar. Lasten cyklas fem gånger för de 8 första omgångarna. Vid de två sista omgångarna böjs balkarna till brott. Inga försök utförs med långtidslast eller långvarig utmattninglast. Rapportens fokus ligger på analys av mätdata från provningarna.

1.5 Frågeställning

Examensarbetet ska ge ökade kunskaper om följande:

- Skillnaderna mellan sprickvidden nära armeringen och vid betongens yta?
- Hur sprickvidden varierar nära armeringen och betongens yta vid varierande täckskikt och stålspänning?
- Hur sprickvidden påverkas nära armeringen och vid betongens yta av cyklad last?

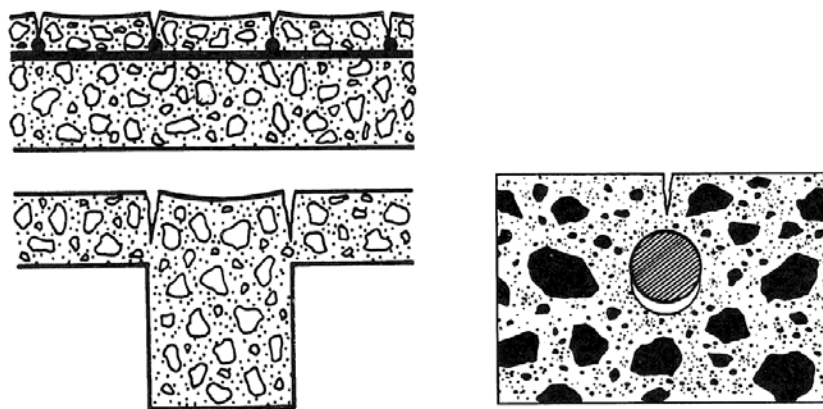
2 Sprickbildning i betong

På grund av betongs låga draghållfasthet bildas det ofta sprickor i betongkonstruktioner. Sprickor kan uppstå både vid härdning och efter det att full hållfasthet uppnåtts. Dragkrafter som ger upphov till sprickor beror antingen på yttre last eller på tvångskrafter där tvångskrafterna uppkommer när betongens rörelser förhindras.

2.1 Nygjuten betong

Innan betongen hårdnat finns det en risk för att sprickor ska uppkomma. De typer av sprickor som kan bildas är sättsprickor, plastiska krympsprickor och sprickor på grund av formarnas rörelse i ett tidigt stadium.

Att betong sätter sig innebär att vatten separerar från betongen och att överytan därmed sjunker ihop. Vattenseparationen beror på att mängden finmaterial, cement och filler är så pass liten att allt blandningsvatten inte kan tas upp (Burström 2001 kap 12 s 221). Om betongytan är tillräckligt styv och sättningen förhindras av t.ex. armeringsjärn kan det bildas sättsprickor, se figur 2.1. Sättsprickor uppkommer oftast 1-3 h efter gjutningen och har ofta ett regelbundet mönster. Betongkonstruktioner med små täckskikt är mer drabbade av sättsprickor än betongkonstruktioner med stora täckskikt. För att förhindra sättsprickor är det lämpligt att minska betongens vattenseparation samt att återvibrera betongen när sättningen upphört (Ljungkrantz et al. 1994 s 678f).



Figur 2.1 Sättsprickor. Källa: Ljungkrantz et al. 1994

Plastiska krympsprickor, även kallade torksprickor, bildas om betongen tillåts torka ut innan tillräcklig hållfasthet uppnåts. När betongytan blir torr kommer det kapillära undertryck som uppstår att dra partiklarna mot varandra och betongen krymper vid ytan. (Ljungkrantz et al. 1994 kap 9.2 s 251) För att förhindra plastisk krympning gäller det därför att begränsa uttorkningen vid ytan, genom att till exempel vattna betongen eller täcka den med blöta trasor eller wettexduk. Betongen kan även samtidigt täckas med en tät plastfolie, så kallad membranhärdning (Ljungkrantz et al. 1994 kap 19 s 679f).

Sprickor som bildas på grund av gjutformarnas rörelse uppkommer tidigt, cirka 1-6 timmar efter gjutning. Sprickor av det här slaget kan förhindras genom att formarna dimensioneras rätt och är tillräckligt styva (Ljungkrantz et al. 1994 kap 19 s 679f).

2.2 Mikrosprickor

Vid hårdnande av betong uppkommer mikrosprickor, som troligen bildas på grund av att cementpastans volymändring är större än ballastkornens. Volymändringen beror på bland annat temperaturrörelser, kemisk krypning och vattenseparation. Mikrosprickorna bildas i fasgränserna mellan cementpasta och ballast. Sprickorna finns därmed redan innan yttre last läggs på betongkonstruktionen, se figur 2.2. Sprickorna förblir stabila vid belastning upp till 30 % av brottlasten, belastning över 30 % gör att sprickorna växer i längd, bredd och antal. Tillväxten i detta stadium är långsam och deformationen är mestadels elastisk, men vid belastning med 70 -90 % av brottlasten växer sprickorna till ett sammanhängande sprickmönster. Hålls lasten på denna nivå en längre tid kan det leda till brott. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 675f). Mikrosprickor kan även uppkomma vid bilning av betongen eller om den utsätts för dynamiska laster.



Figur 2.2 De mörkare partierna visar exempel på mikrosprickor. Källa: Ljungkrantz et al. 1994

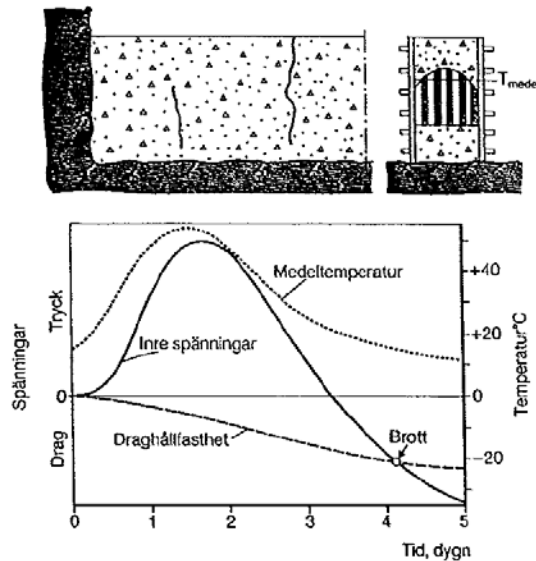
2.3 Temperatursprickor

De två typer av temperatursprickor som bildas i betong är ytsprickor och genomgående sprickor. Båda spricktyperna uppkommer vid betongens avsvälning, men genomgående sprickor kan även uppstå på grund av omgivningens temperaturvariation.

Ytsprickor bildas när temperaturdifferensen mellan konstruktionens mitt och yta är stor. Temperaturdifferensen uppkommer när betongen genom cementets reaktion med vatten blir varm samtidigt som omgivningen kyler ner betongens yttre delar. I mitten av konstruktionen bildas tryckspänningar medan det bildas dragspänningar i de yttre delarna. När dragspänningarna är större än draghållfastheten spricker betongen, se figur 2.3. Det är huvudsakligen konstruktioner med en tjocklek över 0,7 m som drabbas av ytsprickor. För att begränsa temperaturdifferensen mellan betongens inre och yttre delar kan gjutformen isoleras. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 681)

Temperaturhöjningen vid härdningen gör även att hela konstruktionen utvidgar sig. När konstruktionen svalnar vill den dra ihop sig igen och om konstruktionen då är fastlåst finns det en risk att genomgående sprickor uppstår. Risken för genomgående sprickor ökar i grova konstruktioner eftersom medeltemperaturen ökar med ökande tjocklek hos konstruktionen (Fagerlund 1999 kap 9 s 4). Temperaturhöjningen kan begränsas genom kylning av betongen eller genom att använda cement med låg temperaturutveckling. (Fagerlund 1999 kap 9 s 1).

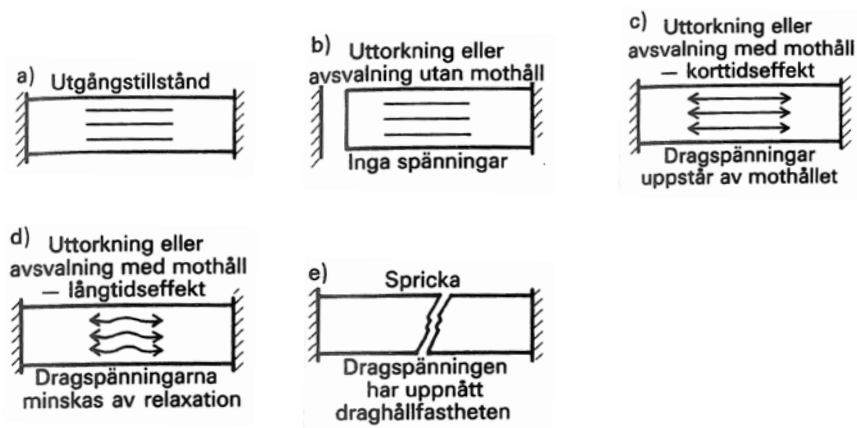
Även omgivningens temperaturvariationer gör att betongen vill röra sig. Förhindras betongens rörelser kan det uppstå spänningar som kan leda till genomgående sprickor. Dessa sprickor kan även uppstå efter att betongen uppnått full hållfasthet. För att minimera genomgående sprickor på grund av omgivningens temperaturvariationer bör armering läggas in på lämpligt sätt. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 683)



Figur 2.3 Uppkomst av sprickor på grund av fastlåsning och temperaturvariation.
Källa: Fagerlund 1999

2.4 Krympsprickor

Krympning sker när vatten lämnar porsystemet och reagerar med cementet. Cementpastans totala volym minskar därmed och betongen krymper. Det som i huvudsak styr bildandet av krympsprickor är krympningens storlek, hastighet och graden av mothåll. Förhindras krympningen genom mothåll från omgivningen bildas genomgående sprickor, som liknar de sprickor som uppkommer genom temperaturrörelser, se figur 2.4. Krympningshastigheten påverkas av hur stor volymen är i förhållande till den omslutande arean. En tjock konstruktion krymper därför betydligt långsammare än en tunn. Om en konstruktion med ett litet tvärsnitt är förbundet med en byggnadsdel som har stort tvärsnitt uppstår påkänningar på grund av krympning som kan leda till sprickor. För att minimera krympsprickor används armering på samma sätt som vid temperatursprickor. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 683f)



Figur 2.4 Uppkomst av genomgående spricka på grund av mothåll och krympning.
Källa: Ljungkrantz 1994

2.5 Krackelering

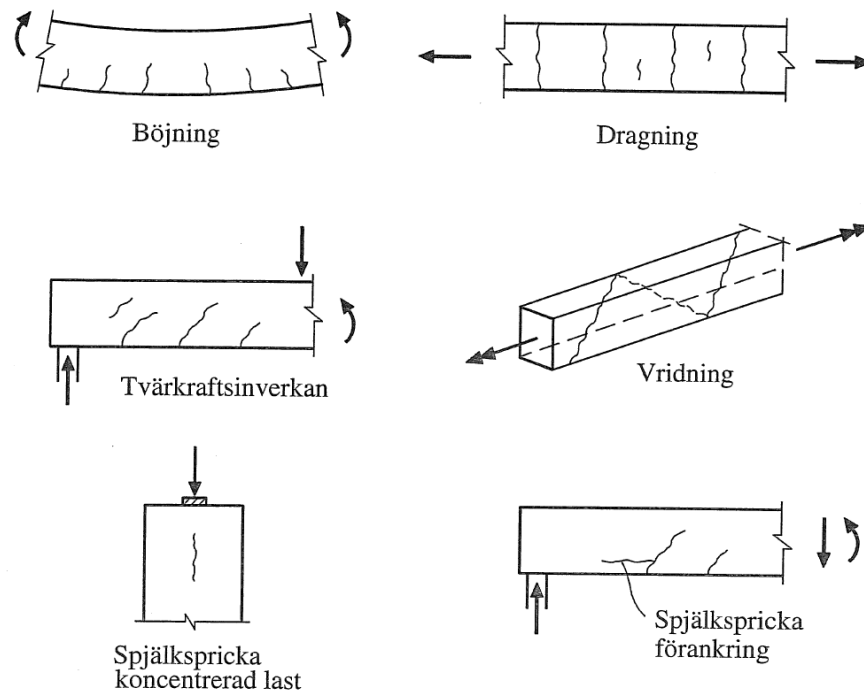
Krackelering är normalt endast ett estetiskt problem, som innebär att det bildas ett sprickmönster i ytan på betongen. Sprickmönstret består av oregelbundna fält med varierande kantlängd och uppkommer på grund av temperaturvariationer och krympning i betongen närmast ytan, vilket leder till att dragspänningar bildas och sprickor uppstår. Krackelering syns lättast på släta betongytor. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 685f)

2.6 Yttre last

Betongkonstruktioner dimensioneras i de flesta fall med hänsyn till att konstruktionen spricker. Armering läggs i huvudsak in för att uppnå ett jämviktsläge efter sprickbildningen. Uppkomsten av sprickor i bruksstadiet är därför helt normalt och är ofta ett tecken på att konstruktionen fungerar som det är tänkt (Engström 2005 kap 10 s 10-2).

Sprickbredderna i brukstillståndet blir relativt små om dagens normer följs, ofta mindre än 0,3 mm. Förekommer det stora omfattande sprickor i betongkonstruktioner är orsaken oftast bristande dimensionering eller utförandefel. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 686).

Sprickor som uppkommer vid dragnig och böjning är vinkelräta mot dragarmeringen, se figur 2.5a-b, förekommer det sprickor parallellt med dragarmeringen är det spjälksprickor, se figur 2.5e-f. Spjälksprickor försämrar vidhäftningen mellan betongen och armering och kan i vissa fall orsaka brott. Tvärkraftspåverkan bildar sneda sprickor i betongen, se figur 2.5c. För att begränsa sådana sprickor brukar armering läggas in vinkelrätt mot dragarmeringen. Vid vridning kan det uppkomma diagonala skjuvsprickor vilka inte sammanfaller med armeringsriktningen, se figur 2.5d. (Ljungkrantz et al. 1994 Kap 19 s 687).

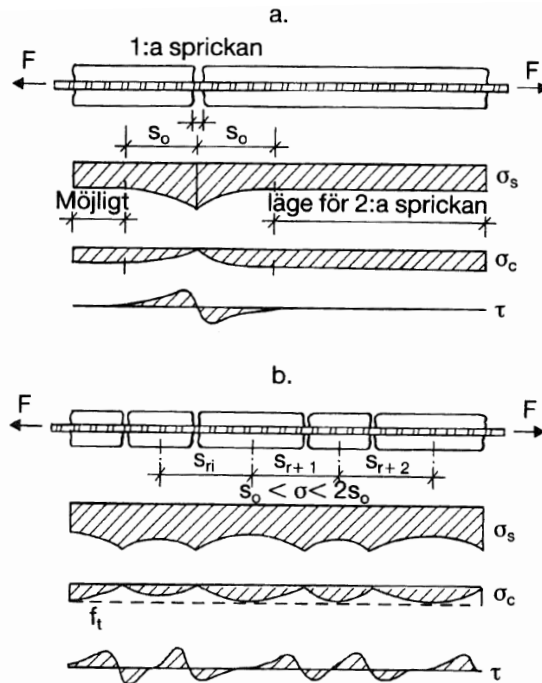


Figur 2.5 Sprickor vid olika belastningsfall. Källa: Engström 2005

2.7 Teori för sprickberäkning

Dragzonen i en böjmomentbelastad betongbalk har stora likheter med en centriskt dragen konstruktion. För en dragbelastad betongkonstruktion enligt figur 2.6, bildas en spricka i betongen när dragspänningen överskrider draghållfastheten. I sprickan tas dragkraften upp av armeringen och betongens spänning kan därmed antas vara obefintlig precis invid sprickan. Betongdragspänningen ökar successivt med avståndet från sprickan och når sitt maximala värde vid avståndet s_0 . Överstiger avståndet mellan två sprickor $2s_0$ kan en ny spricka bildas i mellanrummet. När sprickbildningen väl avslutats kommer sprickavståndet s_r variera mellan s_0 och $2s_0$. Om töjningen i betongen negligeras kan medelsprickvidden w_m vid betongens yta beräknas med hjälp av medelsprickavstånd s_{rm} och stålets medeltöjning ε_{sm} enligt ekvation (1).

$$w_m = s_{rm} * \varepsilon_{sm} \quad (1)$$



Figur 2.6 Centriskt dragen betongkonstruktion, a Första sprickan, b Avslutad sprickbildning. Källa: Ljungkrantz et al 1994

Dimensioneringsmetoderna som används i BBK04 grundar sig dels på teorin ovan och dels på empiriska samband. Den beräknade medelsprickvidden utgår från uttryck (1). Medelsprickavståndet $s_{m,m}$ beskrivs av en linjär funktion som beror på förhållandet \emptyset/ρ , där \emptyset är armeringens diameter och ρ är kvoten mellan arean för dragarmering A_s och den effektiva betongarean A_{ef} . För att ta hänsyn till medverkan av dragen betong mellan sprickor multipliceras den beräknade sprickvidden med en koefficient v . Forskningsresultat har visat att kvoten \emptyset/ρ egentligen har minimal betydelse för sprickvidden. Istället har täcksiktets storlek visat sig vara en bättre parameter att använda för sprickviddsberäkningar (Beeby 2004).

2.8 Begränsning av sprickvidder

Sprickvidden behöver begränsas för att få bättre beständighet, ljudisolering och utseende. Stora sprickvidder ger också sämre täthet mot vatten och gasgenomströmning. Hur stora sprickbredder som kan accepteras varierar och beror på konstruktionens funktionskrav. Genomgående sprickor får till exempel inte vara större än 0,1 till 0,2 mm breda för att konstruktionen ska anses som vattentät (Ljungkrantz et al. 1994 kap 19 s 704f).

När det gäller armeringskorrosion är forskarna oense om hur stor inverkan olika sprickvidder har för beständigheten. I anvisningar och standarder anges det i regel någon gräns för sprickbredden. En sådan godtyckligt vald gräns kan vara till exempel 0,4 mm. (Tammo och Thelandersson 2006).

Sprickvidden har ingen direkt betydelse för en konstruktions bärighet, dock tyder stora sprickvidder på att konstruktionen kan vara överbelastad (Ljungkrantz et al. 1994 kap 19 s705).

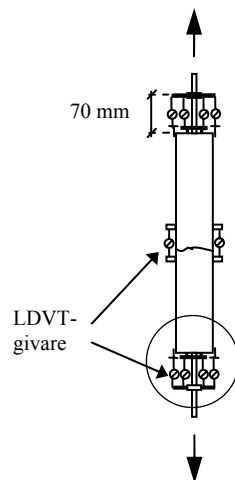
Sprickvidden kan även behöva begränsas av psykologiska och estetiska skäl. Är sprickorna bredare än 0,3 mm kan de uppfattas som störande av allmänheten (Ljungkrantz et al. 1994 kap 19 s 704).

3 Kartläggning och mätning av sprickor

På befintliga betongkonstruktioner upptäcks sprickor nästan uteslutande okulärt. De sprickor som kan upptäckas enbart med ögat är 0,1 mm eller större. För att lättare uppfatta sprickorna kan betongen fuktas. Eftersom sprickorna torkar långsammare än resten av ytan kan de urskiljas som mörkare partier. Medelstora sprickor kan lättare upptäckas genom belysning från sidan med ficklampa. Mindre sprickor kan upptäckas genom att måla flouressens på ytan, flouressensen kommer därefter att sjunka in i ytan. Efter belysning med UV ljus på betongen lyser flouressensen medan sprickorna även här framträder som mörka streck (Ljungkrantz et al 1994 kap 19 s 694).

Sprickvidden kan mätas med sprickmikroskop eller med en mätsticka, metoderna används endast på betongens yta (Ljungkrantz et al 1994 kap 19 s 695). För att uppskatta sprickvidden i hela sprickan har en speciell metod använts av bland andra Husain och Ferguson (1968) samt Illston och Stevens (1972). Metoden innebär att harts injiceras i sprickorna när provkroppen är under konstant belastning. Efter avlastning kan hartsen plockas ut ur betongen och ses som en avbild av sprickan och sprickvidden kan fås på olika djup.

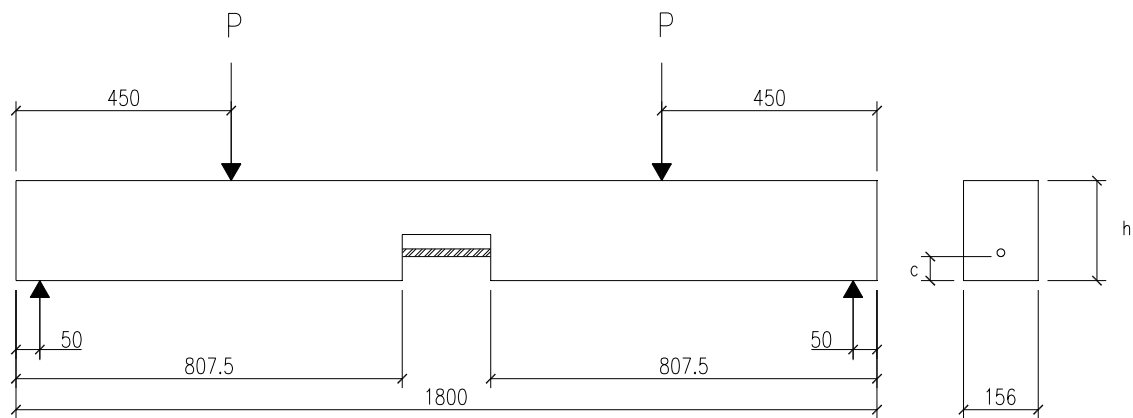
En annan metod för att uppskatta sprickvidden på olika avstånd från armeringsjärnet är att utsätta en provkropp för dragkraft enligt figur 3.1. Provkroppens änden liknar under belastningen ena halvan av en riktig spricka. På provkroppens änden kan lägesgivare placeras för att uppskatta sprickvidden på valfritt avstånd från armeringsjärnet. Metoden har använts av bland annat Tammo och Thelandersson (2006) och Yannopoulos (1989).



Figur 3.1 Provkropp vid tidigare försök

4 Försök

I detta examensarbete uppskattas sprickvidden på olika avstånd från armeringsjärnet för böjbelastade betongbalkar. Två olika balkar testas och jämförs. Den ena balken har täckskikt 30 mm och den andra balken har täckskikt 50 mm. Totalt görs tio försöksomgångar och vid varje försöksomgång belastas en betongbalk av varje storlek på täckskiktet. I varje balk finns ett genomgående armeringsjärn med diametern $\varnothing 16$. Armeringsjärnet friläggs i mitten av varje balk genom en utskärning, se figur 4.1. I utskärningen placeras mätutrustning som används för att uppskatta sprickvidderna. Mätutrustningen består av fyra lägesgivare för uppskattning av sprickvidderna 4,5 mm och 11 mm från armeringsjärnet samt en lägesgivare som mäter sprickvidden vid betongens yta.

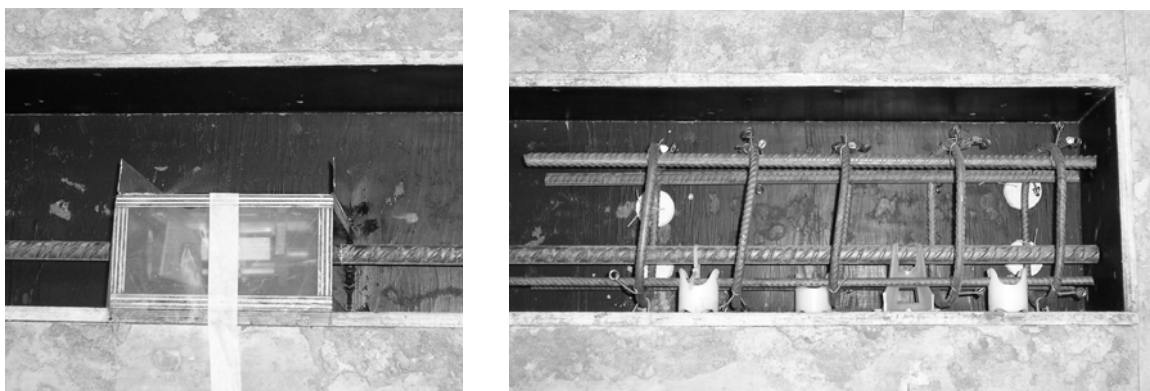


Figur 4.1 Dimensioner och lastplacering för balkarna. Totala höjden är olika för de två balktyperna, antingen 188 mm eller 208 mm. Täckskiktet c kan vara antingen 30 mm eller 50 mm.

4.1 Tillverkning av provkroppar

Vid varje gjutning görs två balkar med olika täckskikt c , antingen 30 mm eller 50 mm. I varje balk finns ett genomgående armeringsjärn med diametern $\varnothing 16$. Balkarna har längden 1800 mm och bredden 156 mm medan höjden h är 188 mm för balkar med 30 mm täckskikt respektive 208 mm för balkar med 50 mm täckskikt, se figur 4.1. I mitten på varje balk finns en utskärning som är 185 mm lång och har samma bredd som balken. Utskärningens höjd varierar på grund av balkarnas olika täckskikt och är 67 mm respektive 97 mm.

Det genomgående $\varnothing 16$ järnet där givarna fästs är av typ B500B och har en karakteristisk flytgräns på 500 MPa. I balkens båda ändar ligger tvärkraftsarmering i form av byglar med diametern 8 mm, byglarna hålls upp av kortare järn med diameter 8 och 12 mm, se figur 4.2 höger. Tvärkraftsarmeringen läggs in för att förhindra tvärkraftsbrott. För att få utskärningen av betongen i balkmitt byggs en inre form, se figur 4.2 vänster. På den inre formen fästs en vinklad plåt i varje ände som sedan skall initiera en spricka, se figur 4.2 vänster.



Figur 4.2 Inre form med vinklad plåt (vänster) och armeringskorg (höger).

Den cementtyp som används vid försöken är Byggcement (Portland-kalkstencement). Betongen blandas enligt ett givet recept, se tabell 4.1, betongkvalitén är C 45/50 och vct 0,5. Ballastens fukttinnehåll mäts och kompenseras vid varje betongblandning.

Tabell 4.1, Betongrecept

	Kg/m ³
Cement	380
Vatten	190
Grus 0-8 mm	898
Sten 8-12 mm	449
Sten 12-16 mm	448

Ballast och cement hälls i en blandare, vatten tillsätts efterhand under blandandet. Betongen blandas i några minuter och töms därefter i formarna. Vibrering av betongen sker med en vibro-stav för att förhindra bildning av luftporer. Efter vibreringen bearbetas betongens yta för att bli slät. Vid varje gjuttillfälle gjuts tre kuber med sidan 150 mm som trycks i en kubpress enligt Svensk Standard SS 13 72 10, se figur 4.3. Kubhållfasten testas för att kontrollera att inte betongen i balkarna skiljer sig alltför mycket.



Figur 4.3 *Försöksupställning för bestämning av tryckhållfasthet*

Efter gjutning och bearbetning täcks balkarna med plast och våta trasor för att förhindra sprickbildning, se figur 4.4. Balkarna förvaras i plastfolie till provningstillfället som sker 28 dygn efter gjutning.



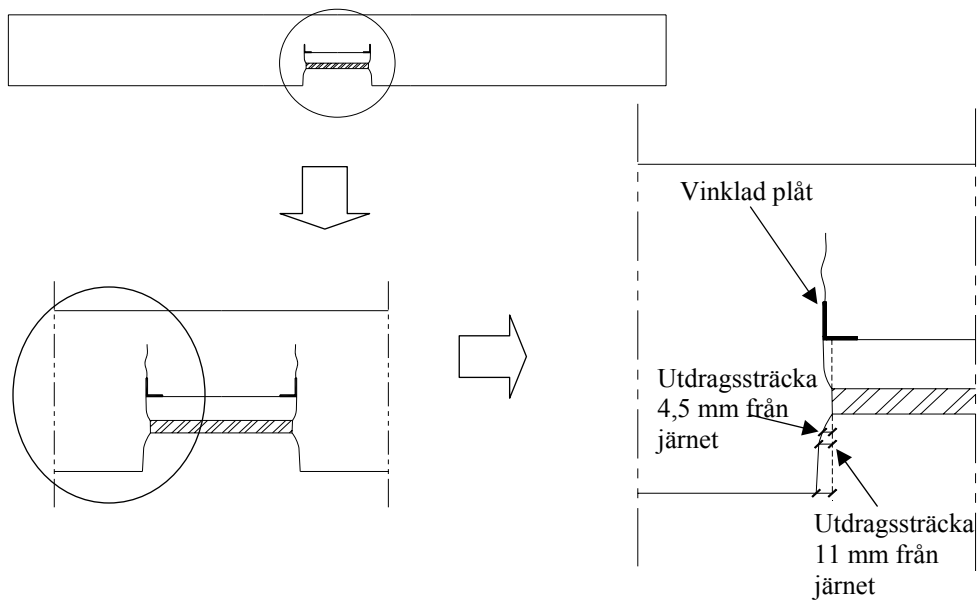
Figur 4.4 *Balkarna täcks med våta trasor och plastas in för förvaring.*

4.2 Mätteknik

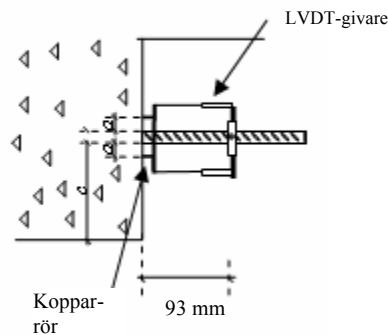
När balken belastas uppstår ett moment som i sin tur ger upphov till en spänning i armeringsjärnet. Spänningen i armeringsjärnet gör att det dras ut ur betongen. För att mäta sprickvidden i balken används samma metod som i Tammo och Thelandersson (2006). Halva sprickvidden ses här som den sträcka armeringsjärnet dras ut relativt betongens yta. För att få fram sprickvidden på olika avstånd från järnet mäts den utdragna sträckan från bestämda punkter på betongytan i utskärningen och multipliceras med 2, se figur 4.5 nere till höger.

För att det ska vara praktiskt möjligt att genomföra mätningarna sätts en rigg fast på armeringsjärnet ungefär i utskärningens mitt, se figur 4.6. Riggens placering gör att mätvärdena måste kompenseras för den förlängning som uppkommer i armeringsjärnet vid belastning. Kompensationen görs genom att armeringens förlängning uppskattas med hjälp av töjningsgivare och dras av från de uppmätta värdena. Mätvärdena från töjningsgivarna används även till för att få fram stålspänningen i järnet. För att få noggranna mätvärden från töjningsgivarna måste de kalibreras genom dragprovning av armeringsjärnet efter böjprovningen. Kalibreringen gör att varje mätvärde från töjningsgivarna kan omvandlas till en specifik stålspänning. En noggrann stålspänning behövs för att förhållandet mellan sprickvidd och stålspänning ska kunna analyseras på ett korrekt sätt.

För att mäta den utdragna sträckan används LVDT-givare som vilar mot kopparringar. Diametrarna på kopparringarna är valda så att kanterna på ringarna hamnar på de avstånd från armeringsjärnet som önskas, se figur 4.6. Vid ytan mäts förändringen i längd mellan utskärningens båda kanter, genom att en LVDT-givare limmas på ytan och mätnålen vilar mot en platta som är fäst på andra sidan utskärningen, se figur 4.8. För att få korrekt sprickvidd vid betongytan dras hela det fria järnets förlängning bort från mätvärdena.



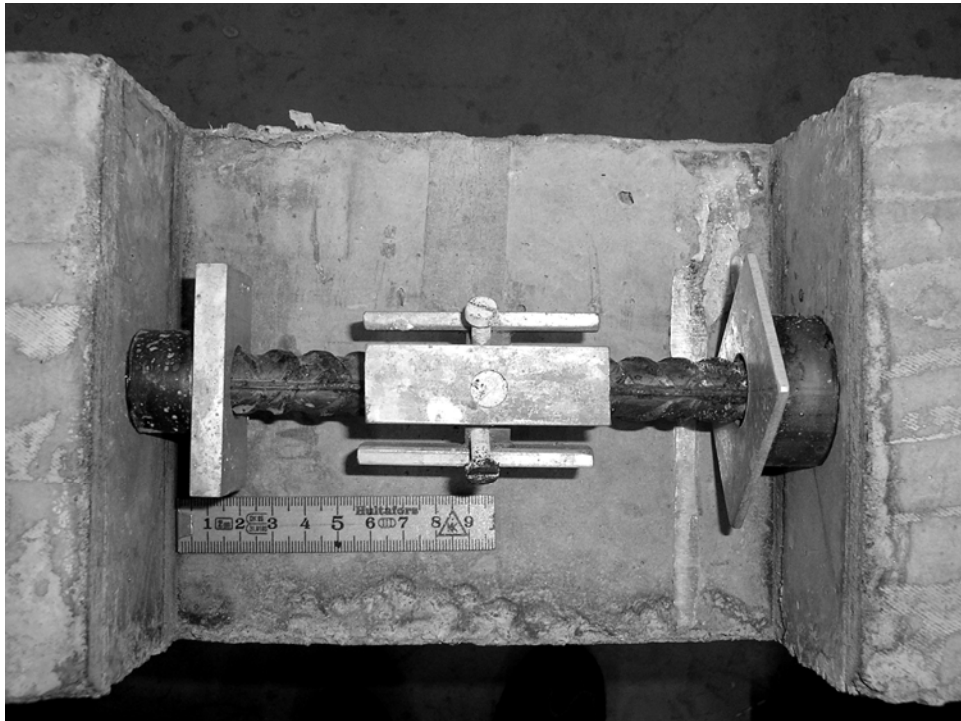
Figur 4.5 Armeringens och betongens beteende i utskärningen under belastning. Armeringens utdragning kan mätas på bestämda avstånd från järnet.



Figur 4.6 LVDT-givarnas och en kopparrings placering i mätområdet.

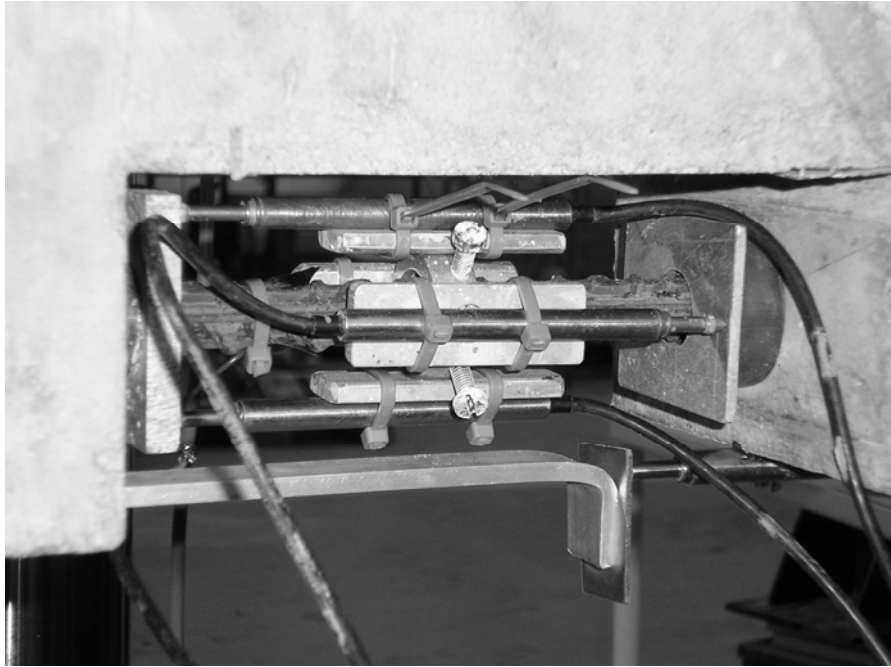
4.3 Placering av mätutrustning

Ringarna som sitter runt armeringsjärnet har olika diameter, vilket gör att mätningen utförs på olika avstånd från armeringen. De olika avstånden är 4,5 mm och 11 mm. Ringarna fixeras genom att limmas mot betongen med ett tunt lager lim. För att få en stor noggrannhet på mätavstånden har ringarna smala slipade kanter i den ände som är fäst mot betongen. Riggen spänns fast med hjälp av skruvar mot armeringsjärnet i mitten av utskärningen och placeras så att metallplattorna ligger parallellt med armeringsjärnet, se figur 4.7.



Figur 4.7 Riggen och kopparringarnas placering i utskärningen.

På riggen fästs LVDT-givare så att två givare vilar mot varje kopparring. LVDT-givarna är parallellt placerade på var sin sida om armeringsjärnet, se figur 4.8. Anledningen till att ha två givare åt varje håll är att sprickan kan vara ojämn runt armeringsjärnet vilket gör att om bara en givare hade använts hade inte mätvärdena varit realistiska. På balkens undersida limmas en givare fast för att kunna mäta sprickvidden vid balkens yta, se figur 4.8. LVDT-givarna är kalibrerade till en mät noggrannhet på $\pm 0,001$ mm. På armeringsjärnet fästs även två töjningsgivare som mäter töjningen i järnet under försöken. Töjningsgivarna fästs så nära balkens mitt som möjligt för att mätresultaten ska bli mer korrekta.



Figur 4.8 Placering av LVDT-givare på riggen och vid balkens yta

4.4 Böjprovning av balkar

Balkarna placeras i en MTS-provningsmaskin, för uppställning se figur 4.9. Avståndet mellan de upplag som betongbalken är placerad på är 1700 mm. En stålbalk läggs på betongbalken för att fördela lasten från MTS-maskinen till två punktlaster P , se figur 4.1. Uppställningen ger ett konstant moment mellan de två punktlasterna.



Figur 4.9 Försökupställning vid böjprovning av balkar

Den last som läggs på balken ger upphov till en viss spänning i armeringsjärnet. Provningsens maximala stålspänning för de sex första provomgångarna anpassas till att teoretiskt vara 400 MPa, vilket motsvarar ca 80 % av flytspänningen i järnet. För att undersöka effekten av variabel last cyklas lasten fem gånger så att den teoretiskt beräknade stålspänningen varierar mellan 400 MPa och 200 MPa i armeringsjärnet. Enligt teoretisk stadium II beräkning motsvarar detta kolvkrafter på 55 kN och 27,5 kN i MTS- maskinen. I två försöksomgångar belastas balkarna upp till en teoretisk stålspänning på 500 MPa. Cyklingen sker även i det här fallet fem gånger och varierar mellan 500 MPa och 200 MPa dvs. kolvkrafterna 66 kN och 27,5 kN. De två sista försöksomgångarna belastas till brott utan cykling. Belastningen är deformationsstyrd och kolvens deformationshastighet är 0,007 mm/s

4.4.1 Kalibrering av töjningsgivare

Efter böjprovningen tas armeringsjärnen ut från balkarna för att kalibreras, se figur 4.10. Vid kalibrering dras varje järn med de pålimmade töjningsgivarna till en stålspänning på 425 MPa. Kalibreringen av järnen gör att varje enskilt värde från en töjningsgivare vid böjprovningen motsvaras av en specifik stålspänning. Resultaten av kalibreringen används för att kunna visa förhållandet mellan sprickvidd och stålspänning. Vid provdragningen fästs även en rigg med LVDT- givare som mäter töjningen över en bestämd sträcka. Resultaten från riggen används för att kontrollera om töjningsgivarna fungerar.



Figur 4.10 Försöksuppställning vid provdragning av armeringsjärn.

4.5 Felkällor

En risk vid betongblandningen är att vattenhalten i betongen kan bli fel. Det kan bero på att det uttagna provet från gruset, som används till att bestämma fuktkvoten, inte är representativt för hela mängden grus. Vattenmängden påverkar den slutgiltiga hållfastheten och konsistensen hos betongen. Hållfastheten bör dock enligt tidigare försök (Tammo och Thelandersson 2006) inte inverka alls på provresultaten hos balkarna, däremot kan en betong med lösare konsistens riskera att drabbas av sätt- eller krympsprickor.

Betongen kan i samband med vibrering och vid bearbetning av ytan separera, vilket medför att betongen inte kan ses som helt homogen och att hållfastheten blir lägre. (Burström 2001 kap 12 s 221). En otillräcklig vibrering kan orsaka luftblåsor och gjutsår i betongen samt en försämrad vidhäftning.

Kopparringen som givarna ligger an mot har en smal slipad kant i änden mot betongen för att avståndet mellan ringens kant och armeringsjärnets nominella yta ska vara exakt 4,5 mm eller 11 mm. Appliceras för mycket lim på denna kant är det inte säkert att anliggningsytan från ringen har rätt diameter vilket kan göra att mätningarna blir felaktiga.

5 Resultat

5.1 Tryckhållfasthetsförsök

För varje försöksomgång bestäms tryckhållfastheten utifrån medelvärdet av tre kuber. Resultaten redovisas i tabell 5.1.

Tabell 5.1 Kubhållfasthet för de olika försöksomgångarna

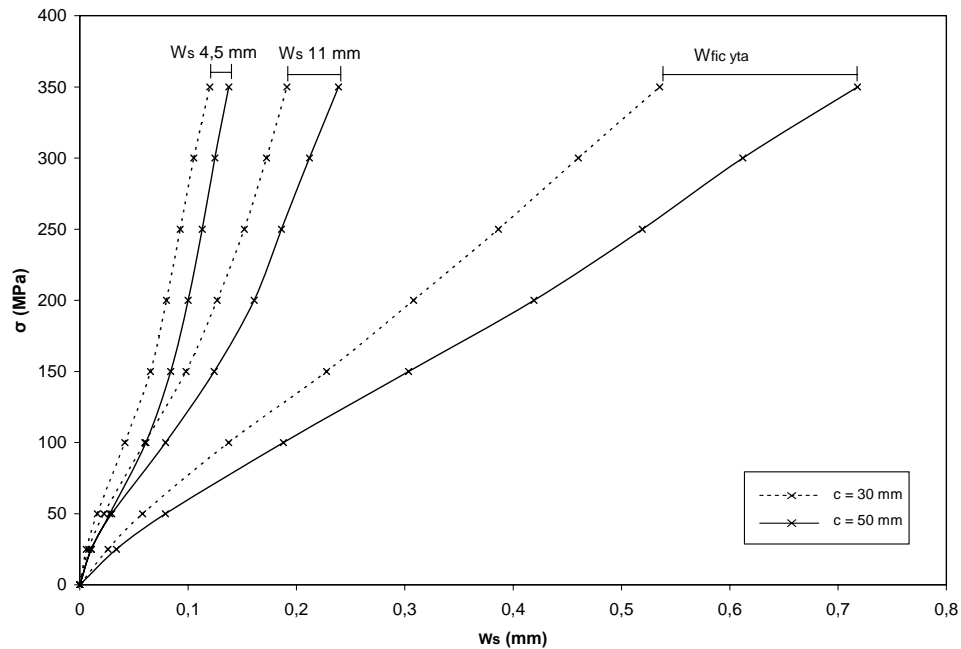
Provningsdatum	Brottlast (kN)	Brottspänning (MPa)
4 oktober	1361	60
11 oktober	1316	59
20 oktober	1251	56
25 oktober	1339	60
22 november	1405	62
29 november	1378	61
6 december	1403	62
13 december	-	-

Den sista kubprovningsen uteblev på grund av tekniska problem med kubpressen.

5.2 Sprickvidder

Medelvärdena för sprickvidden 4,5 mm och 11 mm från armeringsjärnet samt sprickvidden vid betongens yta är redovisade i figur 5.1 för de båda balkarna. Vid betongens yta är sprickvidden avsevärt mycket större för balken med det större täcksiktet. För sprickvidden nära armeringsjärnet är skillnaden liten. Varje enskild mätning är redovisad i Appendix 1.

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar



Figur 5.1 Medelsprickvidder vid olika spänningar i armeringsjärnet 4,5 mm ($W_s 4,5$) och 11 mm ($W_s 11$) från armeringsjärnet och vid betongens yta (W_{fic} yta). Den större balken, täcksikt 50 mm, är markerad som heldragen linje medan den mindre balken, täcksikt 30 mm, har en punktdad linje.

5.3 Sprickavstånd

För varje balk mäts sprickavståndet från kanten på utskärningen till närmsta spricka åt båda hållen, se figur 5.2. Resultaten redovisas i tabell 5.2.

Tabell 5.2 Sprickavstånd för de olika försöksomgångarna

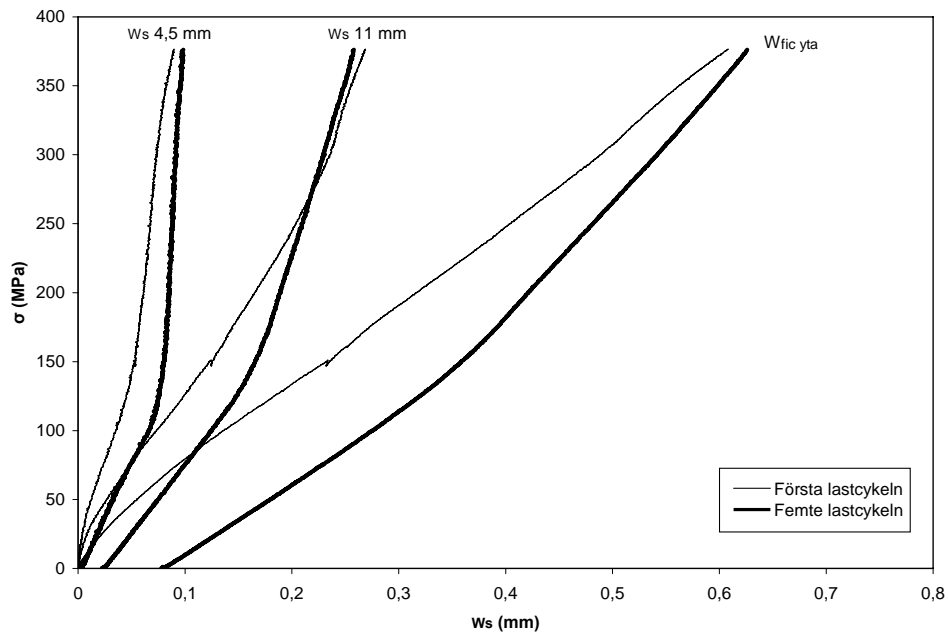
Provningsdatum	c = 30	c = 50
4 oktober	179/102	196/156
11 oktober	220/231	217/202
20 oktober	193/160	192/189
25 oktober	140/213	181/225
22 november	150/212	251/208
29 november	241/189	236/226
6 december	211/168	215/255
13 december	200/207	262/211
Medelvärde	188,8	214



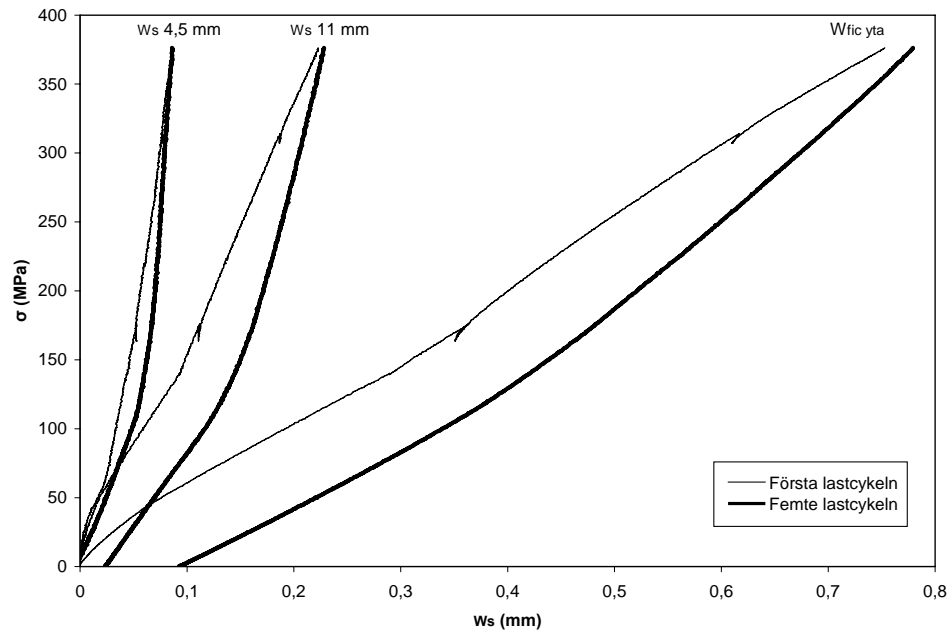
Figur 5.2 Sprickor i ena halvan av en balk synliggjorda genom fuktning av betongytan. Sprickavståndet som mäts är från kanten på utskärningen till nästa spricka.

5.4 Effekt av variabel last

I figur 5.3 och figur 5.4 visas sprickvidden 4,5 mm och 11 mm från armeringsjärnet och vid betongens yta för pålastning i första lastcykeln och avlastning i femte lastcykeln. Figur 5.3 visar sprickvidd för balk med täckskikt 30 mm och figur 5.4 visar sprickvidd för balk med täckskikt 50 mm. Figurerna är från en specifik försöksomgång, som är representativ för majoriteten av mätningarna. Övriga mätningar ger ett liknande resultat, se Appendix.



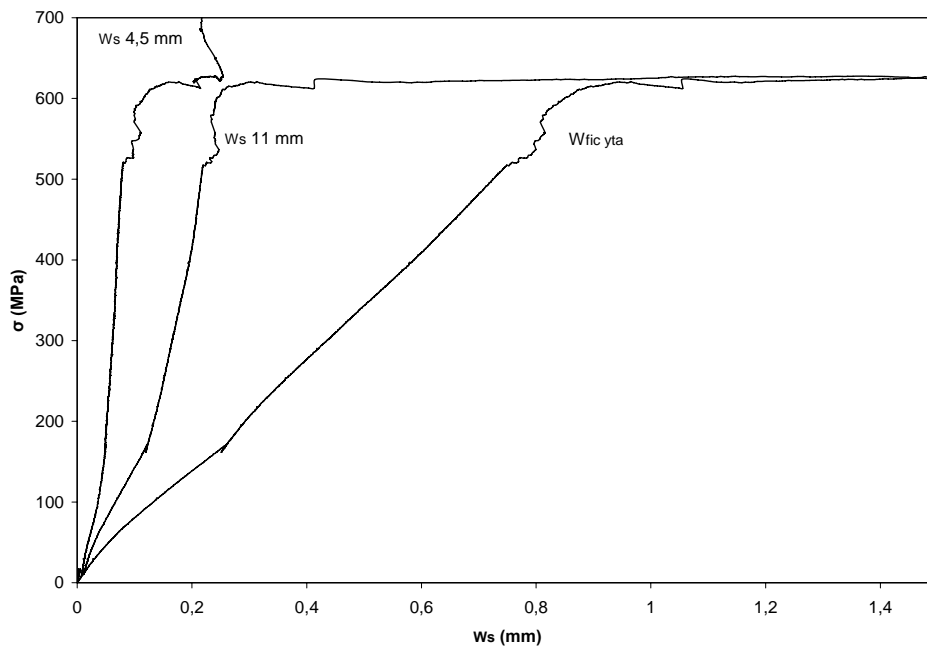
Figur 5.3 Sprickvidd 4,5 mm ($W_s 4,5$) och 11 mm ($W_s 11$) från armeringsjärnet och vid betongens yta (W_{fic} yta) för balk med täckskikt 30 mm.



Figur 5.4 Sprickvidd 4,5 mm ($W_s 4,5$) och 11 mm ($W_s 11$) från armeringsjärnet och vid betongens yta (W_{fic} yta) för balk med täckskikt 50 mm.

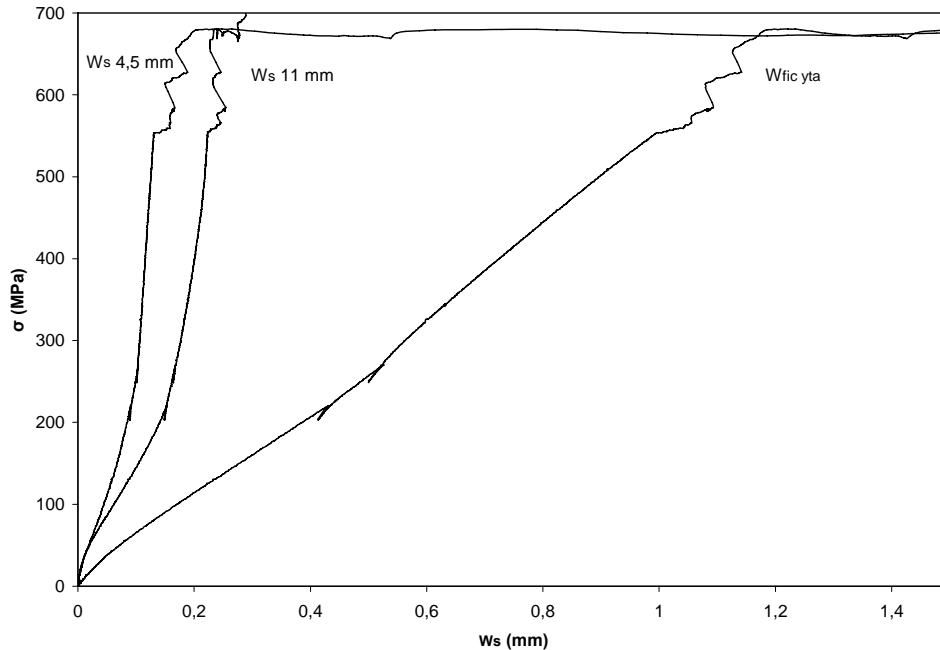
5.5 Hög last

Två försöksomgångar har genomförts där balkarna har belastats till brott. Figur 5.5 och figur 5.6 visar sprickans beteende vid spänningar upp till armeringsjärnets flytspänning för de båda balkarna. Stålet flyter vid en stålspänning på ca 550 MPa.



Figur 5.5 Sprickvidd 4,5 mm ($W_s 4,5$) och 11 mm ($W_s 11$) från armeringsjärnet och vid betongens yta (W_{fic} yta) för balk med täckskikt 30 mm.

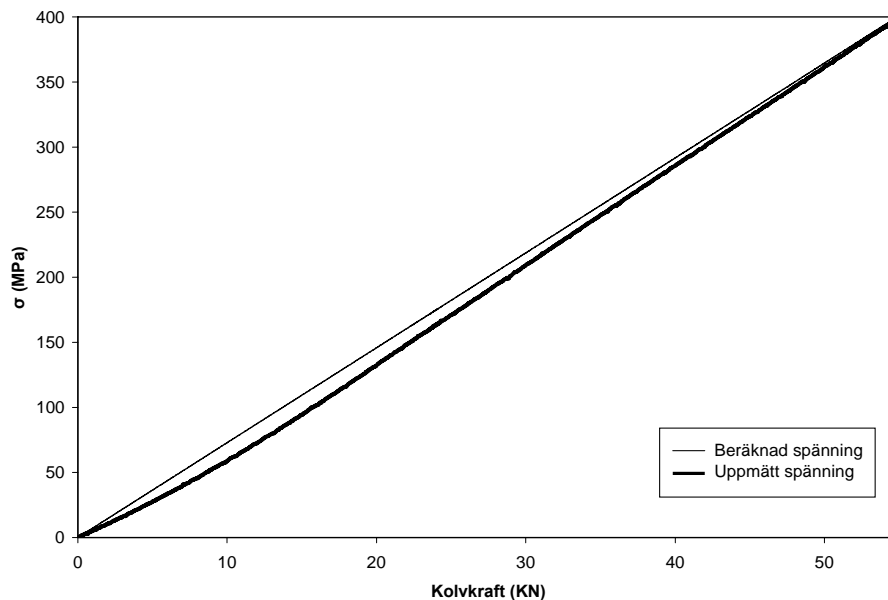
Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar



Figur 5.6 Sprickvidd 4,5 mm ($W_s 4,5$) och 11 mm ($W_s 11$) från armeringsjärnet och vid betongens yta (W_{fic} yta) för balk med täckskikt 50 mm.

5.6 Stålspänning

I figur 5.7 visas ett representativt exempel på skillnaden mellan uppmätt stålspänning med töjningsgivare och beräknad stålspänning med Stadium II-beräkning.



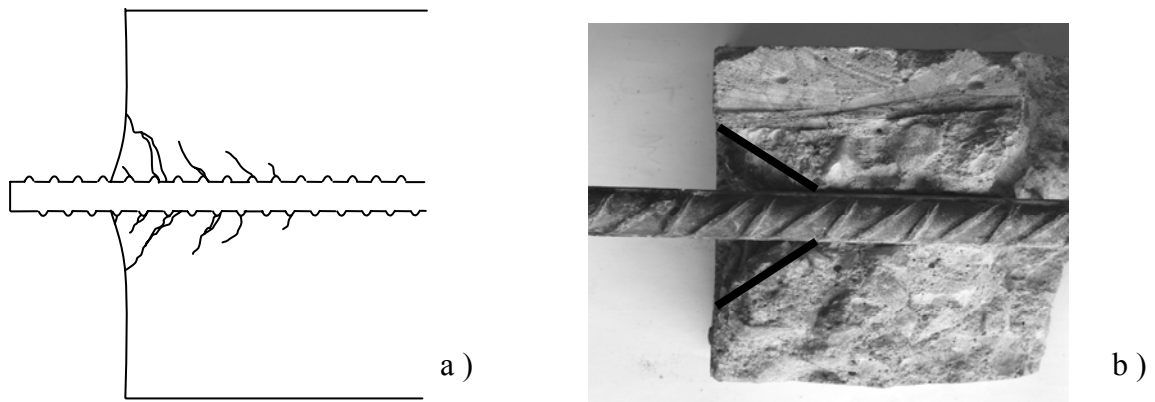
Figur 5.7 Spänning i armeringsjärnet vid olika kolvkrafter i MTS-provningsmaskinen.

6 Analys och diskussion

Från de samlade medelvärdena i figur 5.1 kan det konstateras att sprickvidden är avsevärt mycket större vid betongens yta än nära armeringsjärnet för båda täcksikten. Sprickvidden vid en stålspänning på 200 MPa är ungefär 4 gånger större vid betongens yta än nära armeringen. För ännu högre stålspänningar ökar skillnaden mellan mätpunkterna ytterligare. Vid 350 MPa stålspänning är sprickvidden ungefär 5 gånger större vid betongens yta.

Sprickvidden vid betongens yta är starkt beroende av täcksiktets storlek, precis som det beskrivs i normerna. Vid en ökning från 30 mm till 50 mm täcksikt vid en stålspänning på 350 MPa ökas sprickvidden vid betongens yta för resultaten i figur 5.1 med en faktor 1,34, medan sprickvidden enligt BBK 04 ökar med en faktor 1,4. Vid mätpunkten 11 mm från järnet är sprickvidden mindre beroende av täcksiktet än sprickvidden vid ytan, se figur 5.1. Det är dock något större sprickvidd för balken med 50 mm täcksikt än för den med 30 mm täcksikt. Sprickvidden 4,5 mm från armeringsjärnet är enligt mätresultaten i figur 5.1 ytterst lite påverkad av täcksiktets storlek. Den lilla skillnad som finns kan anses vara inom felmarginalen då spridningen för sprickvidden 4,5 mm från armeringen är stor, se figurer i Appendix 1.

Anledningen till de stora skillnaderna mellan sprickvidden nära armeringen och sprickvidden vid betongens yta i storlek och beteende är förmodligen den uppsprickning som sker i sprickzonen, se figur 6.1a. När armeringsjärnet förlängs vill betongen närmast järnet och sprickan följa med förlängningen. Eftersom draghållfastheten i betongen är låg kommer det att uppstå diagonala sprickor när delar av betongen lossnar och följer med armeringsjärnet. Betongen som följer med armeringsjärnet har formen av en kon. Sprickvidden nära armeringsjärnet blir därmed avståndet mellan två koner. Eftersom konen kan anses vara mer eller mindre fri från den övriga betongbalken blir sprickvidden närmast armeringen endast lite eller inte påverkad av täcksiktet. I Tammo och Thelandersson (2006) lyckades ytan kring konen färgas och konen lyftas bort, se figur 6.1b.



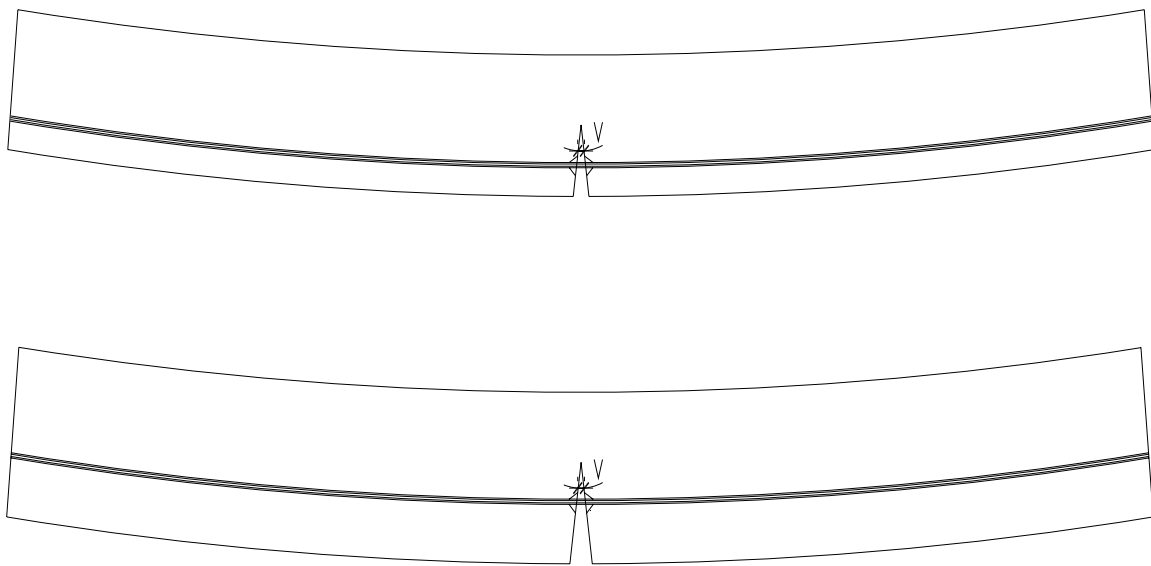
Figur 6.1 Sprickans form vid dragbelastad provkropp på grund diagonala sprickor nära armeringsjärnet (a). Sprickan bakom den betong som följer med järnet har lyckats färgas in och synliggjorts i Tammo & Thelandersson (b). Källa: Tammo & Thelandersson 2005

Konen som bildas nära järnen i sprickan är något annorlunda för böjbelastade balkar än för dragbelastade provkroppar. Böjeffekter gör att de diagonala sprickorna blir något större i betongen under dragarmeringen än över och att konen blir osymmetrisk. Konen syns därför tydligare i betongen strax under dragarmeringen, se figur 6.2. För att göra sprickorna från konen synlig i figur 6.2 måste dock balken belastas tills stålspänningen nådde flytgränsen.



Figur 6.2 Medföljande betong runt armeringsjärnet

Skillnaden mellan sprickvidd nära armeringen och betongens yta är större för de böjbelastade balkarna i denna undersökning än de dragbelastade provkropparna i Tammo och Thelandersson (2006). Att det är större skillnader för böjbelastade balkar beror på balkens deformation. För en balk som belastas så att böjsprickor bildas får sprickan en specifik vinkel v i sprickans topp som beror på nedböjningen, se figur 6.3. Bortser man från den spruckna betongen närmast armeringsjärnet kan den totala sprickan antas vara triangel formad. Om två balkar med olika täckskikt men med samma material, bredd och effektiva höjd belastas med samma moment kan vinkeln i sprickans topp förenklat antas vara v för båda fallen. Genom att utnyttja trianglarnas likformighet blir det tydligt att sprickvidden vid betongens yta blir avsevärt mycket större för stora täckskikt. I det verkliga fallet är vinkeln v större för balkar med stora täckskikt än för balkar med små täckskikt. Skillnaden i sprickvidd vid betongens yta blir därmed ännu större.



Figur 6.3 När en balk deformerar och böjsprickor bildas kan sprickan anses vara triangelformad med vinkeln v i sprickans topp.

Sprickavstånden som redovisas i tabell 5.2 är tydligt påverkade av storleken på täckskiktet i enlighet med BBK 04 och EC 2. Eftersom längden av det betraktade området är tillräcklig för att sprickbildningen kan anses vara fri och momentet är konstant kan sprickavståndet anses vara representativt för en normal balk.

I figur 5.3 och 5.4 visas resultaten för försöken med cyklad last. När lasten cyklas fem gånger sluter sig sprickan inte helt, utan det blir en kvarstående spricka. Vid betongens yta beror storleken på den kvarstående sprickan på täckskiktets storlek, se figur 5.3 och 5.4. Balkarna med 50 mm täckskikt får en något större kvarstående spricka än balkarna med 30 mm täckskikt. I figur 5.3 och figur 5.4 är det också tydligt att det inte är någon kvarstående spricka 4,5 mm från armeringsjärnet. Det beror på att armeringens förlängning går tillbaka vid avlastning och betongkonerna i sprickan därmed går ihop igen och sluter sprickan närmast järnet. Vid mätpunkten 11 mm från armeringen visar inte mätresultaten helt klart att det finns en kvarstående spricka, men tendensen är dock

att det för båda täcksikten finns en mycket liten spricka kvar. De diagram som behandlar cyklad last med högre spänning i armeringen, se figur G i Appendix 2, visar att enda skillnaden mot försöken med lägre stålspänning är att den kvarstående sprickan vid betongens yta blir större. Nära armeringsjärnet finns det fortfarande ingen kvarstående spricka uppmätt.

För att undersöka hur sprickvidderna förändras vid högre böjbelastning på balkarna, belastades två balkar för varje täcksikt till brott. Figur 5.5 och figur 5.6 visar tydligt att sprickvidden vid ytan fortsätter att öka i samma takt som tidigare med ökad stålspänning, medan ökningen av sprickvidden nära järnet avtar. Mätningarna sker tills armeringsjärnet når sin flytgräns. Efter att flytgränsen har uppnåtts kan töjningsgivarna inte längre ge realistiska värden.

Enligt figur 5.7 visar en jämförelse mellan den beräknade stålspänningen enligt Stadium-II och den uppmätta spänningen med töjningsgivare att de är förhållandevis lika varandra. Den skillnad som finns mellan dem är att vid stålspänningar under 200 MPa överskattas stålspänningen av Stadium II-beräkningen.

Resultaten i examensarbetet visar att det finns stora möjligheter att förändra spricknormerna och göra det mer fördelaktigt att använda stora täcksikt för speciellt utsatta konstruktioner, till exempel broar och offshore-konstruktioner. Genom att dimensionera för sprickvidden närmast armeringen istället för vid betongens yta blir det möjligt att helt eller delvis ta bort täcksiktet som variabel och istället låta stålspänningen bli än mer avgörande för sprickviddsberäkning. I Tammo och Thelandersson (2006) framgår det även att betongkvaliteten och storleken på armeringsjärnen inte påverkar sprickvidden närmast armeringen nämnvärt. Ett nytt förslag till hur en sprickviddsdimensionering bör göras är därför att endast låta stålspänningen vara dimensionerande. Istället för att sätta maximalt tillåtna sprickvidder som gränsvärden används maximalt tillåtna stålspänningar som bestäms av miljöklass och armeringskvalitet mm. Stålspänningen beräknas med en Stadium II-beräkning och jämförs med det satta gränsvärdet. Utöver att metoden förmodligen ur ett livslängdsperspektiv ger en bättre konstruktion är den även mindre komplicerad att använda än nuvarande normer, dvs. BBK 04 och EC 2. Sprickvidden vid betongytan bör dock begränsas med hänsyn till utseende och läckage, dock mindre konservativt än i nuläget.

Resultaten kan även i viss mån användas för analys av befintliga konstruktioner där sprickvidderna vid betongens yta anses vara för stora. Vetskapen om att sprickvidden närmast armeringen är avsevärt mindre än sprickvidden vid betongens yta för framförallt stora stålspänningar gör att korrosionsrisken inte behöver vara så stor som nuvarande normer tyder på. Om bron har varit utsatt för tillfälligt stora laster men vid undersökningen är obelastad eller endast mycket lite belastad är förmodligen sprickan närmast armeringen obefintlig. Det trots att det finns en klart synlig spricka vid betongens yta.

7 Slutsatser

Studien visar att:

- Sprickvidden är mycket större vid betongens yta än nära armeringen.
- Sprickvidden vid täckskiktets yta är större för balkar med 50 mm täckskikt än för balkar med 30 mm täckskikt.
- Sprickvidden nära armeringsjärnen är ytterst i stort sett oberoende av täckskiktets storlek.
- Vid ökad belastning ökar sprickvidden vid täckskiktets yta mer än sprickvidden nära armeringen.
- Ett begränsat antal lastcykler ger en kvarstående spricka vid täckskiktets yta vid avlastning, medan sprickan sluts närmast järnen.

8 Referenser

8.1 Skriftliga referenser

Beeby, Andrew W. 2004, *The influence of the parameter σ/ρ_{eff} on crack widths*. I: Structural Concrete Vol 5 no 2. s 71-83. The University of Leeds, Storbritannien.

Boverket, 2004, *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*, Karlskrona, ISBN 91-7147-816-7

Burström, Per Gunnar, 2001, *Byggnadsmaterial*, Studentlitteratur, Lund, ISBN 91-44-01176-8

Engström, Björn, 2005, *Beräkning av betongkonstruktioner*, Institutionen för konstruktion och mekanik Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Eurocode 2: *Design of concrete structures* – Part 1-1: General rules and rules for buildings

Fagerlund, Göran, 1999, *Kompendium i Betong i ett Livscykelerspektiv*, Avdelningen för Byggnadsmaterial Lunds Tekniska Högskola, Lund

Husain, S.I. & Ferguson, P.M., 1968, *Flexural Crack Widths at the Bars in Reinforced Concrete Beams*, Research Report No. 102.1.F. Center for Highway Research. The University of Texas at Austin.

Illston, J.M. & Stevens, R.F., 1972, *Long term cracking in reinforced concrete beams*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part II, Research and Theory

Ljungkrantz, Christer, Möller, Göran, Petersons, Nils, 1997, *Betonghandbok Material*, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, ISBN 91-7332-799-9

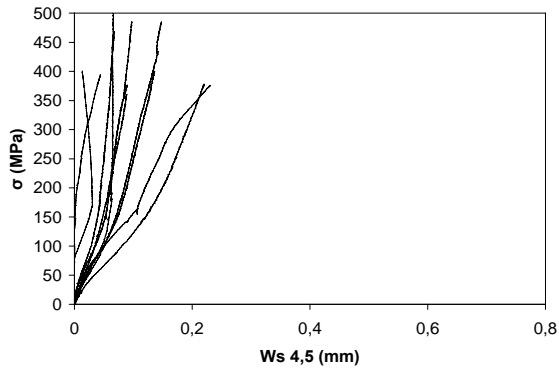
Tammo, Kristian och Thelandersson, Sven, 2006, *Crack opening near reinforcement bars in concrete structures*. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola, Lund

Yannopoulos, P. J. 1989, *Variation of concrete crack widths though the concrete cover to reinforcement*. I: Magazine of Concrete Research 41 nr 147. s 63-68.

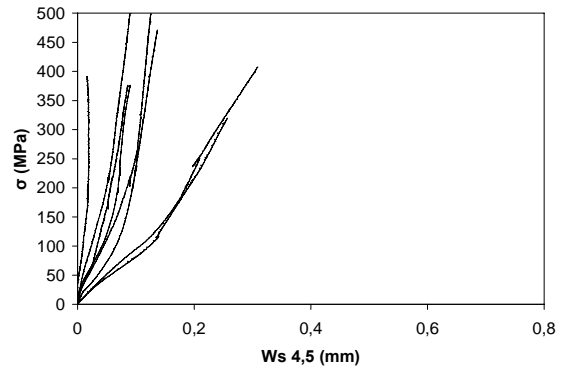
Appendix

- 1. Samlade resultat från böjprovning av balkarna**
- 2. Resultat från försök med cyklad last.**

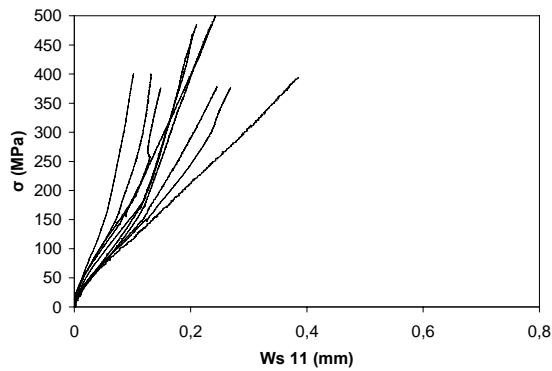
1. Samlade resultat för böjprovningar av balkarna



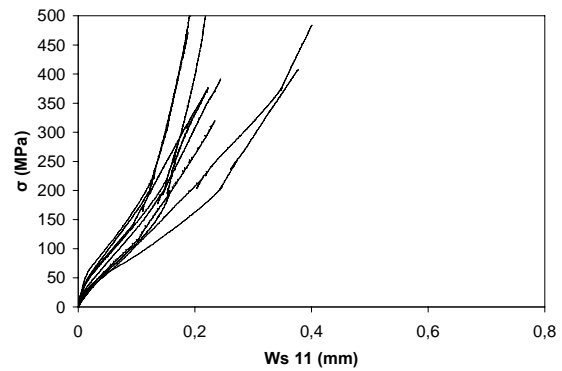
$c = 30$ mm
mätning 4,5 mm från armeringsjärn



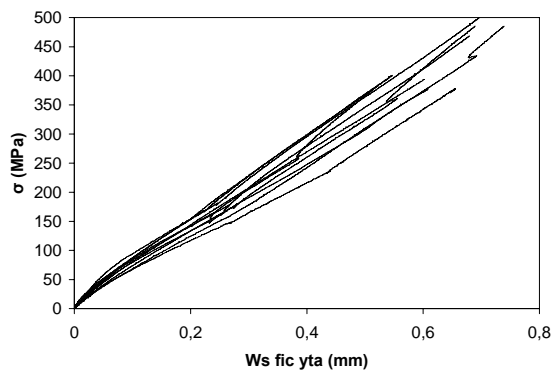
$c = 50$ mm
mätning 4,5 mm från armeringsjärn



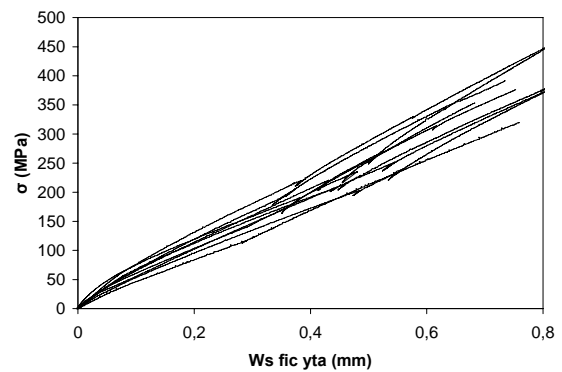
$c = 30$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



$c = 50$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn

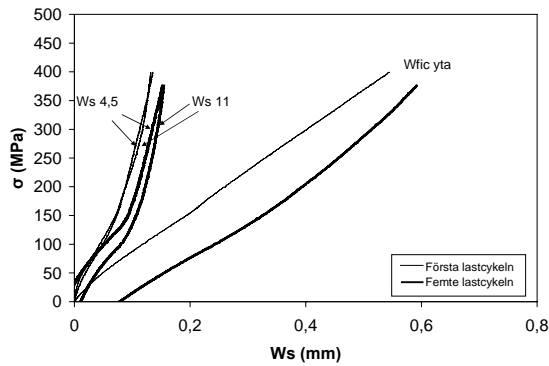


$c = 30$ mm
mätning vid betongens yta

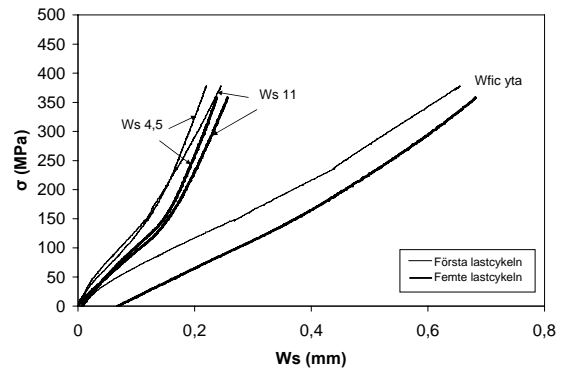


$c = 50$ mm
mätning vid betongens yta

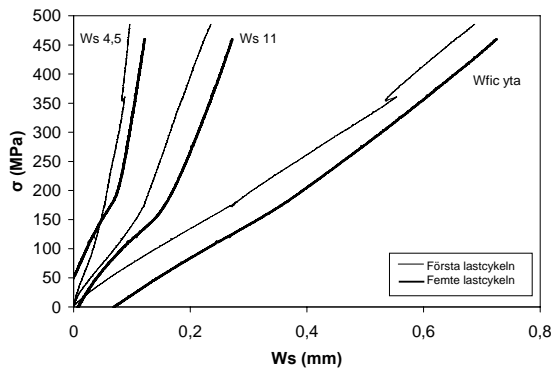
2. Resultat av försök med cyklad last. Diagrammen visar pålastning i första lastcykeln och avlastning i femte lastcykeln. Varje diagram visar resultatet för en balk.



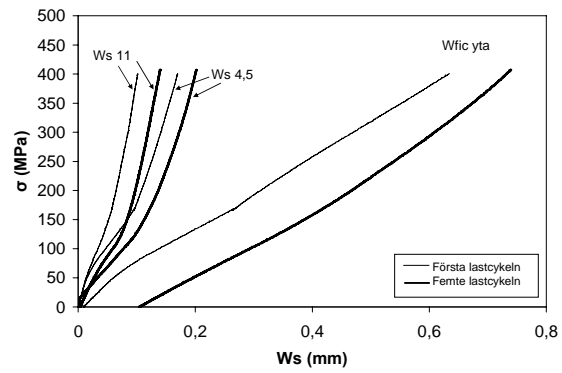
A. Täcksikt c = 30



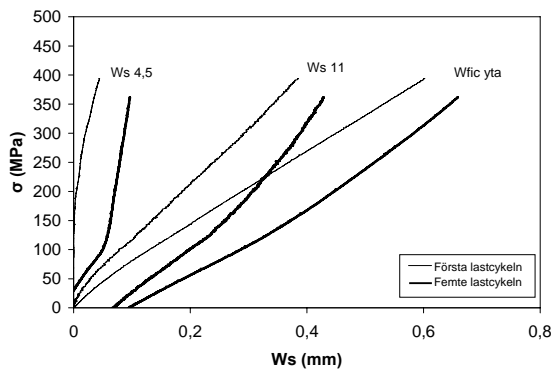
B. Täcksikt c = 30



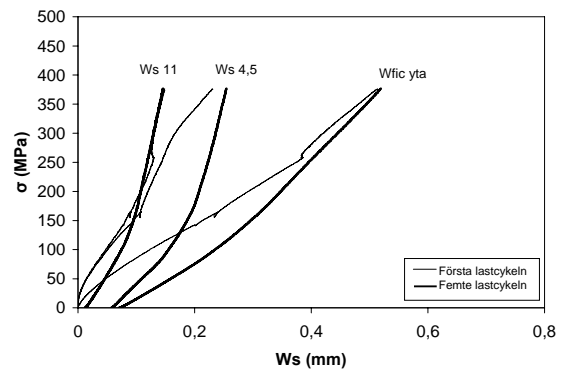
C. Täcksikt c = 30



D. Täcksikt c = 30

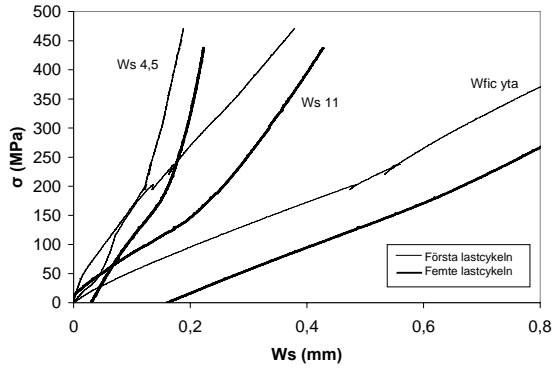


E. Täcksikt c = 30

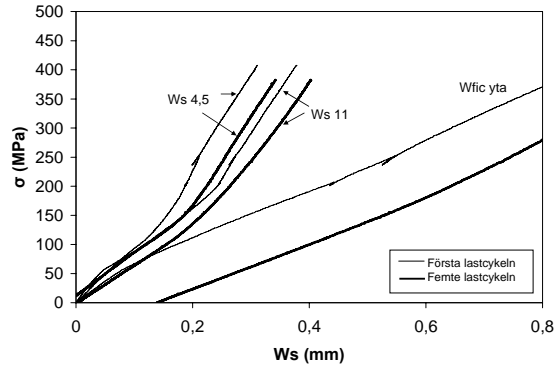


F. Täcksikt c = 30

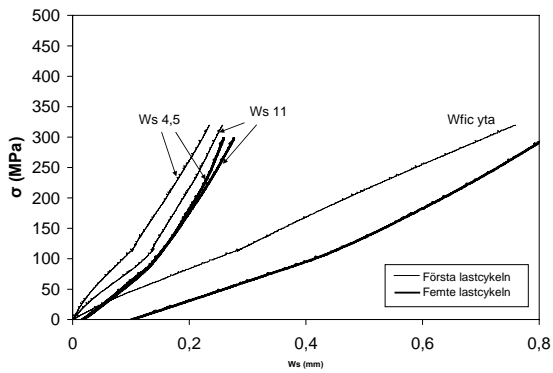
Sprickvidd nära armeringsjäm i betongbalkar



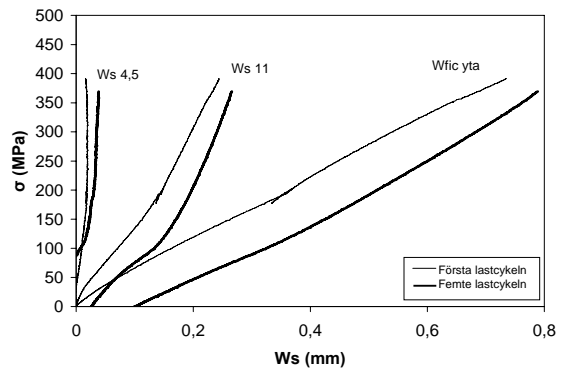
G. Täcksikt c = 50



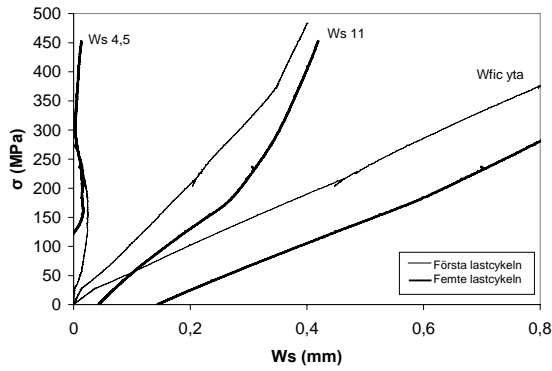
H. Täcksikt c = 50



I. Täcksikt c = 50



J. Täcksikt c = 50



K. Täcksikt c = 50