

Institutionen för Bygg- och miljöteknologi
Avdelningen för Byggnadsmaterial

Fiberarmerade tunna betongplattor

En utvärdering av olika fibertyper och tvärsnittshöjder

Fibre reinforced thin concrete plates

An evaluation of different fiber types and cross section heights

Andreas Johnsson

Johan Runesson

ISRN: LUTVDG/TVBM--13/5092--SE (1-129)
ISSN: 0348-7911 TVBM

Lunds Tekniska Högskola
Institutionen för Bygg- och Miljöteknologi
Avdelningen för Byggnadsmaterial
Box 118
221 00 Lund
www.byggnadsmaterial.lth.se

Tel: 046-222 74 15
Fax: 046-222 44 27

Förord

Detta examensarbete omfattar 30 högskolepoäng och utgör den avslutande terminen av Civilingenjörsprogrammet Väg- och Vattenbyggnad vid Lunds Tekniska Högskola. Examensarbetet genomfördes under vårterminen 2013 vid institutionen för Bygg- och Miljöteknologi, Avdelningen för Byggnadsmaterial på uppdrag av Abetong AB.

Katja Fridh vid Avdelningen för Byggnadsmaterial och Jan Lillieblad, Abetong AB har varit handledare för examensarbetet. Vi vill rikta ett stort tack till dem båda. Vi vill även tacka Lars Wadsö för det arbete han har lagt ner på exjobbsskolan och för hans insats som examinator av detta examensarbete.

Vi skulle även vilja rikta ett stort tack till följande personer:

Bo Johansson, Forskningsingenjör, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH
Stefan Backe, Forskningsingenjör, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH
Bengt Nilsson, Forskningsingenjör, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH
Oskar Larsson, Forskare, Avdelningen för Konstruktionsteknik, LTH
Tord Isaksson, Forskare, Avdelningen för Konstruktionsteknik, LTH
Magnus Hansson, Bekaert Svenska AB

Lund, våren 2013

Andreas Johnsson Johan Runesson

Sammanfattning

- Titel:** Fiberarmerade tunna betongplattor – En utvärdering av olika fibertyper och tvärsnittshöjder
- Författare:** Andreas Johnsson
Johan Runesson
- Handledare:** Katja Fridh, Universitetslektor, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH
Jan Lillieblad, Civilingenjör, Abetong AB
- Examinator:** Lars Wadsö, Professor, Avdelningen för Byggnadsmaterial, LTH
- Problemställning:** Cementproduktionen i världen står idag för 5% av världens totala utsläpp av koldioxid. Höjda miljökrav de senaste decennierna har gjort detta till en belastning för cement- och betongindustrin. Situationen har hanterats främst genom att ta fram nya cement där den hållfasthetsskapande Portlandklinkern delvis ersatts med andra material som genererar mindre koldioxidutsläpp.

Ett annat grepp för att reducera koldioxidutsläppen är att minska mängden använt material och bygga för ett längre perspektiv. Att bygga slankt och att dimensionera för lång livslängd blir då viktigt. När man med stålarmering bygger slankt i betong blir armeringens täckskikt ofta styrande för hur tunt man kan bygga. Täckskiktets uppgift är att över den bestämda livslängden skydda armeringsjärnen från korrosionsangrepp. För betongplattor i exempelvis sandwichväggar innebär detta att ytterplattans tjocklek blir 70 mm, ofta mer än vad som krävs med hänsyn till bärförmågan vid böjbelastning. Ett sätt att gå runt detta är att armera med icke korroderande armeringsmaterial som galvaniserat stål, basalt och polypropylen, de tre ingående materialen i denna studie.

Studien behandlar fiberarmering tillsatt i den färska betongen. Fibrerna sprider sig i blandningen och förbättrar betongens egenskaper vid dragbelastning. Hur stor effekt fibrerna får beror på hur många fibrer som skär en uppkommen spricka. Antalet fibrer tvärs en uppkommen spricka beror i första hand på fiberdoseringen men även på konstruktionsdelens dimensioner. En skiva med ett tunt tvärsnitt tvingar fibrerna att orientera sig i skivans plan.

Vid böjbelastning uppstår dragande krafter och sprickor tvärs skivans plan. Ligger fibrerna tvärs sprickorna innebär detta att fler fibrer skär den uppkomna sprickan, vilket ger en bättre effekt av den aktuella fiberdoseringen.

Dagens standardiserade testmetoder för att utvärdera fiberarmerad betong vid böjbelastning föreskriver större tvärsnittshöjder än de 30-45 mm som med hänsyn till produktionstekniska parametrar anses intressanta för olika typer av skivprodukter. För att utvärdera dessa tvärsnittshöjder med inverkan av fiberorientering krävs att man testar just de aktuella tvärsnittshöjderna.

Syfte: Syftet med denna studie var att ta fram underlag för att använda fiberarmering i produktionen av prefabricerade betongplattor med tvärsnittshöjder kring 30-45 mm.

Metod: En teoristudie genomfördes för att erhålla kunskap om fiberarmerad betong och dess egenskaper i såväl färskt som hårdnat tillstånd.

Dimensionering genom provning enligt den gällande byggnormen SS-EN 1990 användes för att bestämma karakteristisk bärförmåga vid böjbelastning för fiberarmerade balkar med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm. Bärförmågan bestämdes med trepunkts böjtester. Möjligheten att placera ingjutna byglar i betongplattor med de aktuella tvärsnittshöjderna studerades även genom att genomföra utdragstester.

Böjbjalkar och utdragsprover tillverkades i fyra gjutningar, en oarmerad, en stålfiberarmerad, en basaltfiberarmerad och en polypropylenfiberarmerad. Resultaten från testerna analyserades för att utreda fiberorienteringens effekt på bärförmågan samt framtida möjliga användningsområden.

Slutsatser: Studien visade att användning av fiberarmerad betong ger möjlighet att tillverka betongplattor med tvärsnittshöjder omkring 30-45 mm med hänsyn till böjbelastning. Ett underlag för vidare utveckling av fiberdoseringar och betongsammansättningar för specifika användningsområden har erhållits.

Vid utdrag av byglar ingjutna i betongplattor med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm erhöles böjbrott i betongprovet. Ytterligare arbete krävs för att utvärdera användandet av ingjutningsgods i tunna betongplattor.

Fiberarmerade tunna betongplattor

Dimensionering genom provning har visat sig användbart vid utvärdering av de genomförda testerna. Omräkningsfaktorn kräver vidare arbete.

En positiv effekt av fiberorienteringen kunde konstateras på sprickspänningen för tvärsnittshöjden 30 mm.

Nyckelord:

Fiberarmering, betong, dimensionering genom provning, fiberorientering, basaltfibrer, stålfibrer, polypropylenfibrer

Abstract

Title: Fibre reinforced thin concrete plates – An evaluation of different fibre types and cross section heights

Authors: Andreas Johnsson
Johan Runesson

Supervisors: Katja Fridh, PhD, Division of Building Materials, LTH
Jan Lillieblad, MSc Civil Engineering, Abetong AB

Examiner: Lars Wadsö, Professor, Division of Building Materials, LTH

Questions: The cement production is responsible for 5% of the global CO₂ emissions. Raised knowledge of the effects of CO₂ emissions has forced the cement industry to develop new cements with less CO₂ emissions.

Another way of reducing the environmental impact of concrete and other cement based products is to make slimmer constructions. Using steel reinforcement the minimum covering concrete layer often controls the thickness of for example concrete plates in sandwich wall elements.

Using non-corroding reinforcement materials the thickness of such concrete elements can be reduced. Examples of such materials are galvanized steel, basalt and polypropylen which are all part of this study.

The study involves fibre reinforcement made of the materials above. Fibre reinforcement is added to the fresh concrete and spreads throughout the concrete, adding good properties in tension. The effect of the fibre reinforcement is determined by how many fibres that cross a crack. The fibres keep the crack together when it tries to open due to added tension. The number of fibres crossing a crack is mainly controlled by the fibre dosage but also by the elements dimensions. A thin concrete plate forces the fibers to align with the plate orientation. This means that more fibres will cross a crack created by bending and thereby fibre reinforcement gives better effect in slim elements.

Standardized test methods for evaluating fibre reinforced concrete in bending sets the cross section height of the test beam to 75 – 150 mm. With the ambition to produce concrete plates with heights between 30 and 45 mm this

means that the full effect of fibre orientation is not accounted for. The solution is to test concrete beams with the heights intended to be taken into production.

Purpose: Evaluate the possibilities to produce fibre reinforced concrete plates with lower cross sections height than 70 mm.

Method: A study of fibre reinforced concretes properties, both fresh and hardened was initially conducted. "Dimensionering genom provning" (validation through testing) according to the Swedish construction code SS-EN 1990 was used to determine characteristic values of carrying capacity. The carrying capacity was determined through three-point bending tests of fibre reinforced beams with cross section heights 30, and 45 mm. The possibility of placing non-corrosive steel bars in concrete plates with such low cross sections heights was evaluated by pull-out tests.

The test specimens were manufactured in four batches; without fibre reinforcement, steel fibre reinforced, basalt fibre reinforced and polypropylen fibre reinforced.

Conclusions: The study showed that fibre reinforced concrete gives the possibility of manufacturing concrete plates with cross section heights around 30-45 mm with regard to load bearing capacity.

Tests show that the concrete plate cracks due to bending before the pull-out capacity is reached. More work needs to be done regarding concrete embedded goods with these cross section heights.

Validation through testing showed to be useful to determine a characteristic load bearing capacity. The conversion factor still needs to be determined.

A positive effect from fibre orientation on the crack tension was seen on the cross section height 30 mm.

Keywords: Fibre reinforcement, concrete, fibre orientation, validation through testing, basalt fiber, steel fiber, polypropylene fiber

Innehållsförteckning

Förord.....	III
Sammanfattning	IV
Abstract.....	VII
Innehållsförteckning	IX
1 Inledning.....	11
1.1 Bakgrund.....	11
1.2 Syfte.....	13
1.3 Frågeställningar	13
1.4 Avgränsningar.....	13
1.5 Metod och genomförande	14
2 Teoristudie.....	16
2.1 Betong	16
2.1.1 Cement.....	16
2.1.2 Vatten	17
2.1.3 Ballast.....	17
2.1.4 Tillsatsmedel.....	18
2.1.5 Tillsatsmaterial	18
2.1.6 Arbetbarhet	19
2.1.7 Konsistens	19
2.1.8 Lufthalt	20
2.1.9 Densitet	20
2.1.10 Härdning	20
2.1.11 Krympning.....	21
2.2 Fiberarmerad betong.....	22
2.2.1 Allmänt	22
2.2.2 Arbetbarhet med fiberarmering	23
2.2.3 Fiberbetongens mekaniska egenskaper vid böjbelastning.....	24
2.2.4 Böjdraghållfasthet.....	26
2.2.5 Fiberorientering	29
2.2.6 Beräkningsmetoder och testmetoder	30
2.3 Fibertyper som ingår i studien.....	32
2.3.1 Stålfiber – Dramix RC65/40CN	32
2.3.2 Polypropylenfibrer – Enduro HPP45.....	33
2.3.3 Basaltfibrer - Minibars	34
2.4 Dimensionering genom provning	36
2.4.1 Provningsplan.....	36
2.4.2 Förutsättningar för bestämning av dimensioneringsvärden.....	39
2.4.3 Metod för beräkning av karakteristiska värden.....	41
2.4.4 Val i samband med beräkning av karakteristiska värden	42
2.4.5 Beräkningsexempel för karakteristiska värden.....	44
3 Material och metod.....	45
3.1 Betongrecept	45
3.2 Val av fiberdosering.....	46
3.3 Genomförande av gjutningar	48
3.4 Härdning.....	51

Fiberarmerade tunna betongplattor

4. Tester på hårdnad betong	52
4.1 Bestämning av tryckhållfasthet	52
4.2 Bøjtester av låga tvärsnitt	53
4.3 Tester enligt SS-EN 14651	58
4.4 Utdragstester	61
4.4.1 Allmänt	61
4.4.2 Provkropparnas utseende	62
4.4.3 Provutrustning och utförande	63
4.4.4 Provning	66
4.4.5 Utvärdering av testerna	69
5. Resultat	71
5.1 Utbredningsmått	71
5.2 Lufthalt och densitet	71
5.3 Tryckhållfasthet	72
5.4 Karakteristiska värden	73
5.5 Bøjtester	76
5.5.1 Utan fiber	76
5.5.2 Stålfiber	79
5.5.3 Polypropylenfiber	82
5.5.4 Basaltfiber	85
5.6 SS-EN14651	88
6. Diskussion	89
6.1 Sprickspänning	89
6.2 Residualspänning	90
6.3 Bestämning av karakteristiska värden	91
6.4 Omräkningsfaktor	92
6.5 Jämförelse: Fiberarmering – stålnät	93
7. Slutsatser	95
Förslag till vidare studier:	95
8. Referenslista	96
Bilaga A – Temperatur under härdningstiden	99
Bilaga B – Kapacitet utdragsbrott	102
Bilaga C – Mått och vikter	104
Bilaga D – Egenviktens påverkan på momentet	108
Bilaga E – Produktdatablad Glenium Ace 30	109
Bilaga F – Produktdatablad för Enduro HPP45	110
Bilaga G – Produktdatablad för Dramix RC65/40CN	111
Bilaga H – Produktblad Minibars	113
Bilaga I – Behandling av testdata	115
Bilaga J – Nedböjningsberäkningar	119
Bilaga K – Verifiera normalfördelning	121
Bilaga L – Testresultat för enskilda balkar	124
Bilaga M – Siktkurvor	125
Bilaga N – Bärförmågeberäkning nätarmerad skiva	127

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Under senare delen av 1900-talet och ännu tydligare under 2000-talets första del har fokus för producenter av allt från livsmedel till byggnadsmaterial flyttats mer och mer mot att skapa produkter med låg miljöpåverkan. För byggbranschen kan detta exemplifieras med de skärpta krav som Boverket har infört på byggnaders energiförbrukning (Olsson, 2011). EU:s beslut om att från 2005 införa handel med utsläppsrätter är ett annat tydligt exempel som påverkar byggbranschen (Energimyndigheten, 2012). Cementa AB som är den största aktören på den svenska cementmarknaden står exempelvis årligen inför utgifter på hundratals miljoner kronor på grund av utsläppsrättshandeln. Cementa själva menar att detta delvis måste lösas genom att dra ner på produktionen (Aronsson, 2011). Ovanstående exempel visar på två sätt att styra marknaden mot ett mer miljöfokuserat agerande. Dels att direkt lagstadga om utsläppstak och dels att införa incitament för att hålla nere utsläppen.

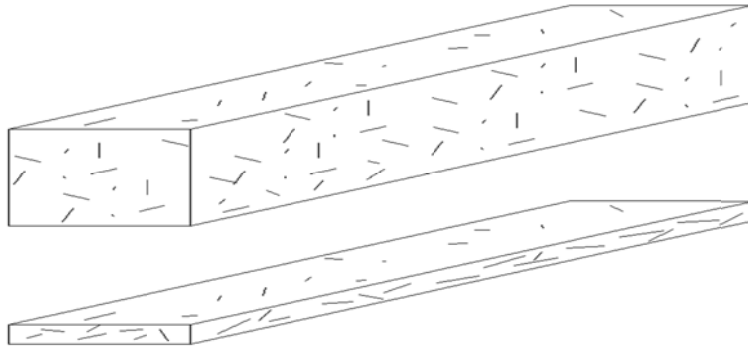
Cementtillverkningsprocessen är mycket energikrävande eftersom det krävs temperaturer runt 1500 °C för att tillverka cement (Burström, 2007b). Dessutom innebär tillverkningen av cement att koldioxid avgår från grundmaterialet kalksten när den reaktiva kalciumoxiden bildas. På ett ton tillverkad portlandcement avgår på grund av detta 700 kg koldioxid (Laninge, 2013). Utsläppsproblemen har under åren tvingat fram förändringar inom cement- och betongindustrin. Exempel på förändringar är mindre energikrävande tillverkningsmetoder samt att inte göra bättre betong än vad som krävs för ändamålet. Det har även skett en förändring bland de cement som används.

Standard portlandcement – ett rent Portlandcement - utgjorde länge ca 75% av cementkonsumtionen i Sverige. Standard portlandcementet ersattes för ca tio år sedan med det miljövänligare Byggcementet. I Byggcementet ersattes en del av portlandcement med kalkstensfiller (Burström, 2007b). Under 2013 lanseras Bascementet av Cementa AB på den svenska marknaden. I Bascementet har andelen portlandcement minskats ytterligare (Andersson, 2013). De höjda miljökraven och jakten på ekonomisk vinning pressar företag som använder cement i sin produktion att bygga tunnare och mindre materialkrävande konstruktioner. Ett exempel på detta är Abetong AB:s produktion av olika skivprodukter i betong. I dagsläget används armeringsnät av stål för att armera de betongskivor som i första hand ingår i olika typer av prefabricerade väggprodukter. Eftersom stål korroderar och behöver skyddas krävs ett minsta täckande betongskikt. Det innebär att skivtjockleken i många fall blir större än vad som krävs med hänsyn till bärförmåga. Att armera med icke korroderande material har på grund av detta blivit en intressant möjlighet. Icke korroderande armering ger möjligheten att minska tjockleken på betongskivorna i de fall där minsta täckande betongskikt i dagsläget är avgörande.

Alternativen med icke korroderande armering är många. Dels olika typer av material, till exempel korrosionsskyddat stål, olika plaster, kolfiber, basalt och glasfiber. Variationer kan även göras i hur armering distribueras i betongen. Det finns stänger och nät som likt konventionell stålarmring placeras med distanser i formarna. Det finns även fibrer som tillsätts betongen under blandningen (Skarendahl, 1994). Det finns fördelar med att använda de nya materialen med både konventionell armeringsteknik och att blanda fibrer fritt i betongen. Att arbeta med stänger och nät ligger närmare det konventionella arbetssättet. Detta innebär små omställningar i produktion vid en övergång. Fiberarmering ger möjlighet att utveckla nya arbetssätt med möjlighet att spara både tid och pengar i produktionen. Denna studie kommer att utvärdera användandet av fria fibrer för att tillverka skivprodukter i betong.

Ett problem med användning av fiberarmerad betong är att det inte finns någon svensk norm för mekaniska beräkningar. Arbeta pågår med en svensk standard och den planeras vara klar i början av 2014 (Carlsvärd, 2013). I avsaknad av en svensk standard har Svenska Betongföreningen gjort ett stort arbete med att ta fram råd och anvisningar för användning av främst stålfiberarmering (Winberg, 1995, Hellström, 2008). I majoriteten av de i dagsläget tillgängliga beräkningsnormerna, samt även den kommande svenska standarden baseras beräkningarna på framtestade kritiska spänningar för olika fiberdoseringar. Metodiken innebär att man exempelvis testar en balk i böjning efter en given provningsstandard. Provningsresultaten används sedan för att beräkna en given konstruktionsdels bärförmåga (Carlsvärd, 2013).

De teststandarder som används för utvärdering av fiberarmerad betongs egenskaper vid böjning föreskriver balkar med en tvärsnittshöjd på mellan 75 och 150 mm. Tvärsnittshöjderna i teststandarderna är valda för att erhålla en tredimensionell fiberorientering som i den övre balken i Figur 1. Tvärsnittsdimensionerna är så pass stora i förhållande till normala fiberlängder att fibrernas orientering blir marginellt påverkad (CEN, 2007, Winberg, 1995). I en balk med lägre tvärsnittshöjd tvingas fibrerna att orientera sig i balkens plan, se nedre balken Figur 1. Om konstruktionen utsätts för böjning är balkens förmåga att ta dragspänning den kritiska egenskapen. Detta innebär att en balk med lägre tvärsnittshöjd och därmed fler fibrer i spänningsriktningen får bättre bärförmåga av en given fiberdosering än en balk med högre tvärsnittshöjd (Winberg, 1995).



Figur 1. Schematisk skiss av fiberorientering i plattor tunnare än fiberlängden.

Kopplat till tillverkningen av betongskivor innebär detta att fiberorienteringen kan ge en positiv effekt på en tunn skivas bärförmåga som inte beaktas med de standardiserade testmetoderna.

1.2 Syfte

Ta fram underlag för att använda fiberarmering i produktionen av prefabricerade betongskivor med lägre tvärsnittshöjd än dagens 70 mm.

1.3 Frågeställningar

Följande frågeställningar formulerades:

1. Vilken bärförmåga vid böjbelastning har fiberarmerade balkar med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm före respektive efter uppsprickning?
2. Vilken utdragskapacitet har ingjutna byglar i fiberarmerade provkroppar med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm?
3. Hur väl lämpar sig metodiken för Dimensionering genom provning för att utifrån de genomförda testerna bestämma en betongplattas karakteristiska bärförmåga med hänsyn till böjbelastning och utdragskapacitet?
4. Vilken effekt har fiberorienteringen på balkarnas bärförmåga före och efter uppsprickning?

1.4 Avgränsningar

- Studien behandlar enbart stål-, polypropylen- och basaltfiber
- Studien behandlar enbart en doseringsmängd per fibertyp
- Studien behandlar enbart ett betongrecept
- Av praktiska skäl behandlar studien balkar och inte plattor
- Studien omfattar materialets bärförmåga, inte lastmodeller för verifiering

1.5 Metod och genomförande

Det beslutades att två tvärsnittshöjder skulle ingå i studien. Två tvärsnittshöjder ger möjlighet att genom jämförelse dem emellan utvärdera fiberorienteringens inverkan på resultatet för olika fibertyper. Två tvärsnittshöjder innebar även bra underlag för att välja en slutgiltig tvärsnittshöjd utifrån bärförmåga.

Abetong ABs ambition är att tillverka så tunna betongskivor som möjligt. Skivorna skall dock kunna tillverkas i fabrik. Därför måste hänsyn tas till vilken tvärsnittshöjd som är praktiskt möjlig att producera. Begränsningen ligger i att ingjutningsgods måste kunna placeras i skivan vid gjutning. Med Abetongs tidigare produktionserfarenhet sattes minsta möjliga skivtjocklek till 30 mm. Vid tunnare tvärsnitt bedömdes arbetet med ingjutningsgods bli för tidskrävande. Tvärsnittshöjden 45 mm valdes också ut med bakgrund mot att den rimliga tjockleken på en färdig produkt bedömdes ligga i intervallet 30-45 mm.

Inom ramen för studien utvärderas tre fibertyper; stålfiber, basaltfiber och polypropylenfiber. För motivering till varför dessa fibertyper valdes, se avsnitt 2.3. En doseringsmängd valdes för varje fiber med hänsyn till att den färdiga skivprodukten skall erhålla tillräcklig seghet. För motivering av valda fiberdoseringar se avsnitt 3.2. För att ytterligare kunna utvärdera fibrernas effekt inkluderades även oarmerad betong i studien.

Med hänsyn till studiens omfattning och projektets tidsram beslutades att enbart bärförmåga skulle komma att behandlas. Med bakgrund av det som står om fiberorientering och beräkningsmetodik i avsnitt 2.2.5 respektive 2.2.6 beslutades att utvärderingen skulle göras med hjälp av avsnittet Dimensionering genom provning i SS-EN 1990. Det innebär kort att tester används för verifiering av en egenskap, i detta fall en betongskivas bärförmåga. Utifrån de genomförda testerna beräknas sedan karakteristiska värden för bärförmåga. Inom ramen för studien ligger även att utvärdera möjligheten att använda Dimensionering genom provning på det sätt som gjordes i studien. Metodiken för Dimensionering genom provning behandlas i avsnitt 2.4. Diskussionen kring metodikens användning utvecklas i avsnitt 6.

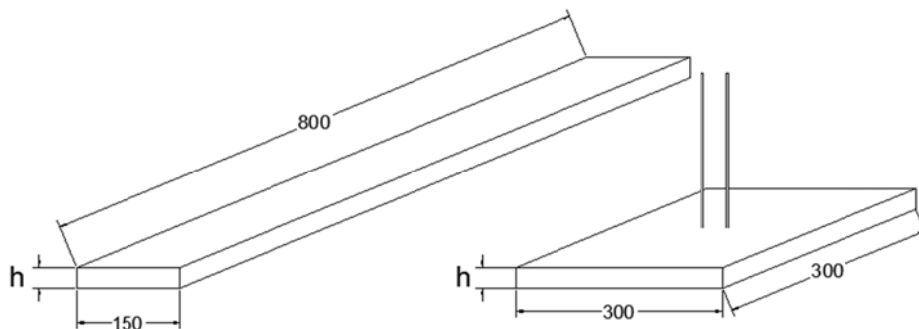
På grund av studiens bredd beslutades att inga fullskaliga tester skulle komma att genomföras. Ett exempel på fullskaletest är test av en hel sandwichvägg eller en hel skalvägg. Med utgångspunkt i den tillgängliga testutrustningen beslutades att två separata tester skulle genomföras. Dels ett trepunkts böjtest på fiberarmerade balkar för att utvärdera bärförmågan vid böjbelastning och dels ett utdragstest för att utvärdera utdragskapaciteten för byglar ingjutna i ett betongprov med de aktuella tvärsnittshöjderna. De två testerna beskrivs separat i rapporten. Tillsammans ger de två testerna gott underlag för att bedöma de valda tvärsnittshöjderna och fibertyperna tillsammans med det aktuella betongreceptet.

Med bakgrund mot utvärderingen av Dimensionering genom provning i avsnitt 2.4 beslutades att följande antal provkroppar skulle tillverkas:

Tabell 1. Antal provkroppar.

	Böjprover [antal prover]		Utdragsprover [antal prover]	
	h=30 mm	h=45 mm	h=30 mm	H=45 mm
1- Oarmerat	6	6	6	6
2- Stålfiber	6	6	6	6
3- Polypropylenfiber	6	6	6	6
4- Basaltfiber	6	6	6	6

Böjprovernas utseende styrdes av existerande provstandarder och resonemanget kring tvärsnittshöjd på föregående sida. Utdragsprovernas dimensioner styrdes av hur stora provkroppar som gick att testa i den tillgängliga utrustningen samt av de valda höjderna. Figur 2 nedan visar provkropparnas dimensioner.



Figur 2. Schematisk skiss av tillverkade provkroppar. F.v. böjbalk, utdragsprov.

Inom studien gjordes även standardiserade böjttester på basaltfiberarmerade balkar enligt provningsstandarden SS-EN14651. Detta gjordes för att verifiera de tester som fiberleverantören gjort. Avsnitt 4.3 beskriver de standardiserade testerna.

I avsnitt 2 redovisas den teoristudie som genomfördes i samband med testerna. Tillverkning och testning genomfördes enligt avsnitt 3 och 4. Provkropparna tillverkades och testades i labblokalerna i V-huset på Lunds Tekniska Högskola. I avsnitt 4.4 redovisas resultat och diskussion för utdragstesterna. Resultat och diskussion för böjtesterna avhandlas i avsnitt 5 och 6. Studiens slutsatser redovisas i avsnitt 7.

2 Teoristudie

2.1 Betong

Betong består av cement, vatten och ballast. Idag är det också vanligt med olika tillsatsmedel och tillsatsmaterial för att ändra betongens egenskaper, t.ex. flyttillsatsmedel för att göra betongen mer arbetbar eller flygaska för att minska användandet av portlandklinker och minska koldioxidutsläppen. Betongliknande material användes i olika byggnadsverk flera hundra år före vår tideräkning började. Ett av de mest kända som än idag står kvar är Pantheon i Rom (Burström, 2007b).

Betong är idag ett av de vanligaste byggnadsmaterialen och används ofta i bärande konstruktioner. Används betongen på rätt sätt är den beständig och klarar av stora påfrestningar av fukt och nötning. Det innebär att betong är lämpligt att använda som byggnadsmaterial i fasader, industrigolv, husgrunder etc. (Burström, 2007b). Varje år produceras ca 2 miljoner ton cement i Sverige som används för att blanda ca 6 miljoner ton betong (Laninge, 2013). Globalt växer användandet av betong och visar ingen tendens till att användas mindre i framtiden (Humphreys, 2002).

2.1.1 Cement

Cement är ett hydrauliskt bindemedel. Det innebär att cement hårdnar när det reagerar med vatten, där den hårdnande produkten inte är löslig i vatten. Den vanligaste cementtypen som idag används kallas för portlandcement (Burström, 2007b).

För framställning av cement är kalksten huvudråvaran tillsammans med lera. Materialen mals ner till ett fint pulver och bränns i långa roterande ugnar som är svagt lutande. Eftersom ugnarna roterar transporteras materialet långsamt genom ugnen mot brännzonen där temperaturen är ca 1500°C. Där klumpas materialet ihop och bildar cementklinker (Burström, 2007b). Vid bränningen sker ett flertal kemiska reaktioner. Bland annat bildas den viktiga beståndsdelen kalciumoxid (CaO). Kalciumoxiden bildas genom att koldioxid avges från kalkstenen (CaCO₃) under bränningen (Fagerlund, 1999a). Processen kallas för kalcinering och står för 60-65 % av koldioxidutsläppen inom betongindustrin. Resterande del består av förbränning av bränslen för att värma ugnar (Svensk, Betong, 2013). Cement bildas genom att klinkern mals tillsammans med gips. Det görs för att reaktionen med vatten inte ska bli för snabb (Burström, 2007b). Det finns olika typer av cement. Beroende på egenskaperna i beståndsdelarna och i vilka kombinationer de blandas skapas olika typer och klasser av cement. Huvudtyperna är:

- CEM I Portlandcement
- CEM II Portland-kompositcement
- CEM III Slaggcement

CEM I är ett rent portlandcement. CEM II måste innehålla minst 65% portlandklinker. Det innebär att CEM II även består av andra material som granulerad masugnsslagg, silikastoft, flygaska, kalksten eller blandningar av dessa. CEM III innehåller minst 20 och högst 65% portlandklinker. Resterande del består av masugnsslagg (Burström, 2007b).

Förr var Standard portlandcementet den vanligaste cementsorten i Sverige. Standard portlandcementet har sedan ca tio år tillbaka ersatts av Byggcementet som idag är det mest använda cementet i Sverige (Cementa, 2013b). Byggcementet innehåller förutom portlandcement även 12-17% kalkstensfiller och är ett CEM II. Det innebär att koldioxidutsläppet per producerat ton minskas (Burström, 2007b). Under 2013 lanserades Bascementet av Cementa AB på den svenska marknaden. Bascementet ger enligt Cementa AB 8% mindre koldioxidutsläpp per producerat ton jämfört med Byggcementet. Bascementet består av 16% flygaska, 4% kalkstensfiller och 80% portlandcement och är ett CEM II cement (Andersson, 2013). Bascementet har samma hållfasthetstillväxt och något högre 28 dygnshållfasthet jämfört med Byggcementet (Cementa, 2013a).

När cement blandas med vatten bildas cementpasta som utgör bindemedlet i betong. Egenskaperna för cementpastan och betongen, bland annat hållfastheten beror till stor del på förhållandet mellan cement och vatten. Förhållandet kallas vattencementtal och förkortas vct. Även härdningstid och värmeutveckling beror till stor del på vattencementtalet. Vattencementtalet beskrivs av följande uttryck (Burström, 2007b):

$$vct = \frac{W}{C}$$

Där:

W = blandningsvatten [kg], [kg/m³] eller [l/m³]
 C = cement [kg] eller [kg/m³]

2.1.2 Vatten

Vattenkvaliteten har inte så stor betydelse för betongens hållfasthet. Saltvatten bör dock undvikas eftersom det kan leda till armeringskorrosion. En tumregel är att allt drickbart vatten även går bra att använda vid blandning av betong (Burström, 2007b).

2.1.3 Ballast

Det bergartsmaterial som används vid betongtillverkning kallas för ballast. Vid tillverkning av vanlig betong används ballast av naturliga bergarter. Ballasten får olika beteckningar beroende på kornstorleken där sand < 4mm, fingrus ≤ 8mm och sten >8mm. Sten som utvinns naturligt kallas för singel medan sten som utvinns genom att material krossas kallas makadam. Singel utvinns ur rullstensåsar. Materialet är okrossat och kornen är därmed rundade. Makadam

används dock oftast som stenmaterial vid betongtillverkning. Eftersom makadamen består av krossat material är kornen kantiga. Grus, sand och filler kan också bestå av antingen okrossat eller krossat material.

Ballast till betongtillverkning har länge varit uteslutande singel. Under senare år har brist på naturgrus gjort att makadam blivit allt vanligare (Burström, 2007b).

Kornstorleksfördelningen beskrivs med en siktkurva. Både när det gäller naturliga förekomster och krossat material av sten och grus är det svårt att uppnå den siktkurva som krävs. Ballasten delas därför upp i olika fraktioner t.ex. 0-8 och 4-8 [mm]. Rätt mängd av varje fraktion tillsätts till betongblandningen så att en god siktkurva uppnås. En god siktkurva karaktäriseras av att det är en god spridning på kornstorlekarna inom intervallet för de valda kornfraktionerna (Burström, 2007b).

2.1.4 Tillsatsmedel

För att förändra både betongens färskas och hårdnade egenskaper kan olika typer av tillsatsmedel användas. Flyttillsatsmedel är ett av de vanligaste. Det används för att göra betongen mer lättflytande och öka arbetbarheten utan att förändra vattencementtalet. Det innebär att en lättflytande betong kan skapas med ett lågt vct (Burström, 2007b). Flyttillsatsmedlet som användes i studien heter Glenium ACE 30 och är endast dispergerande, vilket innebär att det enbart påverkar betongens konsistens. För produktblad se bilaga E.

Det finns även andra typer av tillsatsmedel som kan accelerera respektive retardera betongens hållfasthetstillväxt. För att förhindra frostsador finns t.ex. luftporbildande tillsatsmedel (Burström, 2007b).

2.1.5 Tillsatsmaterial

Några av de vanligaste tillsatsmaterialen är flygaska, silikastoft och granulerad masugnsslagg. Flygaskan är en restprodukt från koleldade kraftverk (Burström, 2007b). Askan är ett puzzolant material och kan därför ersätta en del av cementklinkern. Ett puzzolant material är ett bindemedel som inte reagerar med vatten och måste därför aktiveras. Aktiveringen sker genom tillförsel av kalk. När vanligt portlandcement reagerar med vatten bildas kalciumsilikathydrater, cementgel. Cementgelen ger hållfasthet till betongen. Vid reaktionen mellan portlandcement och vatten bildas även kalciumhydroxid. När en puzzolan används tillförs kiselsyra till betongen. Kiselsyran reagerar med kalciumhydroxiden och bildar mer cementgel. Ändras inte mängden portlandklinker i betongen vid tillsats av en puzzolan ökar mängden cementgel och därmed hållfastheten. Eftersom flygaskan används för att minska portlandklinkern i betongen blir det inga större skillnader på den fullutvecklade hållfastheten. Det som kan ge problem är betongens hållfasthetstillväxt eftersom puzzolaner tar längre tid att bidra med hållfasthet än portlandcement. I ung ålder ger detta en betong med lägre hållfasthet än med rent portlandcement. Puzzolana reaktioner förbrukar kalciumhydroxid i betongen vilket sänker pH-värdet. Vid för höga

halter puzzolaner kan detta försämra eventuell armerings korrosionsskydd (Fagerlund, 1999a).

2.1.6 Arbetbarhet

Den färdiga betongens egenskaper är det huvudsakliga målet med betongtillverkningen. För att uppnå dessa egenskaper t.ex. hållfasthet och beständighet ställs även krav på den färska betongen. Arbetbarhet är ett sådant krav. Arbetbarhet är ett mått på den energi som krävs för att komprimera betongen och på det sättet få betongen att fylla ut en form, komma åt att omsluta armeringsjärn, etc. (Burström, 2007b, Andersson, 1990). Det är också viktigt att betongen inte separerar under blandning, transport och gjutning. Vid separation klarar inte cementpastan att bära ballastkornen utan dessa sjunker till botten. Resultatet blir en inhomogen betong med varierande egenskaper över tvärsnittet. Det leder till lägre hållfasthet och större krympning i det övre skiktet.

Det finns flera faktorer som påverkar betongens arbetbarhet t.ex. vattenhalt, cementshalt, kornfördelningskurva, ballastens finmaterialhalt, kornform och tillsatsmedel (Burström, 2007b). Eftersom det inte finns något bra sätt att mäta arbetbarheten mäts istället konsistensen som är ett mått som indirekt bestämmer arbetbarheten (Andersson, 1990).

2.1.7 Konsistens

Betongens konsistens kan mätas på olika sätt. För en lättflytande betong används vanligtvis utbredningsmått. Utbredningsmättet utförs enligt SS-EN 12350-5. För att kontrollera en betongs utbredningsmått krävs en plåtkon och ett fallbord. Konen placeras på fallbordet och fylls med betong. Konen lyfts bort och betongen flyter ut. Fallbordet lyfts upp mot spärren och släpps. Denna procedur utförs 15 gånger. Spärren sitter på en enligt standarden bestämd höjd vilket innebär att bordet faller samma sträcka varje gång. Den utflutna betongen mäts parallellt med fallbordets sidor. Medelvärde av dessa utgör utbredningsmättet och anges i millimeter.



Eftersom det är svårt att uppnå en konsistens med ett exakt utbredningsmått anges konsistensbenämningar med ett intervall på utbredningsmättet. Konsistensklass bestäms enligt standard SS-EN 206-1 (Burström, 2007b). Eftersom konsistens och arbetbarhet inte är samma sak säger inte konsistensen allt om arbetbarheten. Det kan därför vara bra med en personlig bedömning av

betongen. Exempelvis är ofta betong med makadam kärvare än betong med singel. Det kan innebära att en sådan betong har sämre arbetbarhet vid samma konsistensklass som en betong med singel (Burström, 2007b).

2.1.8 Lufthalt

Lufthalten i den färska betongen bestäms enligt SS-EN 12350-7 med tryckmätningssmetoden. Vibreringsförfarandet anpassades för att matcha det som gjordes vid tillverkning av provkropparna. Lufthaltsmätning görs enligt följande: Behållaren fylls till hälften med betong och vibreras genom att behållaren skakas 20 gånger mot marken. Behållaren fylls sedan upp och skakas ytterligare 20 gånger. Den koniska överdelen placeras ovanpå behållaren och spänns fast. För att driva ut innesluten luft fylls konens överdel med vatten. Alla ventiler stängs sedan så att behållaren blir helt lufttät. Luft pumpas sedan in i behållaren. Trycket som uppstår gör att betongen komprimeras och en luftficka skapas överst i konen. Mängden luft i luftfickan motsvarar den som fanns i betongen. Med hjälp av manometern kan aktuell lufthalt i den färska betongen läsas av.

2.1.9 Densitet

Lufthaltsmätningar görs med en behållare som rymmer åtta liter. Vikten för åtta liter betong noteras i samband med att lufthalten kontrolleras. Ett värde på densiteten beräknas och redovisas i Tabell 11.

2.1.10 Härdning

Betongens hållfasthetstillväxt är starkt kopplad till temperaturen. Ju högre temperatur desto snabbare hållfasthetstillväxt. Innan avformning kan ske är det viktigt att betongen har uppnått tillräckligt hög hållfasthet. Vid för låg hållfasthet är risken stor för kraftiga permanenta deformationer eller ras (Fagerlund, 1999b).

Betongens hållfasthetstillväxt startar efter ca 4 timmar i rumstemperatur. När cement reagerar med vatten startar en kemisk reaktion som kallas hydratisering varvid cementgel bildas (Hillerborg, 2013). Allteftersom hydratationsgraden växer ökar hållfastheten i betongen. När temperaturen är konstant bestäms hållfasthetstillväxten av vct och cementets reaktionshastighet. Den hållfasthetstillväxt som betongen har vid referenstemperaturen 20 °C kallas för tendenskurva (Fagerlund, 1999b). När betongen har härdat 28 dygn i referenstemperaturen 20 °C anses betongens hållfasthet vara fullt utvecklad även om hydratiseringen kan pågå i flera år (Burström, 2007b).

Ekvivalent härdningstid eller mognadsålder (t_{20}) är den härdningstid vid 20 °C som motsvarar samma mognadsgrad som den aktuella temperaturen betongen härdats i. För att beräkna mognadsåldern när temperaturen varierar under härdningstiden kan följande uttryck användas (Fagerlund, 1999b):

$$t_{20} = \sum_{i=1}^n (k_{\theta})_i * \Delta t$$

Där:

$$k_{\theta} = \left(\frac{\theta + 10}{30} \right)^2$$

θ = aktuell temperatur under tiden Δt [°C]

Δt = valt tidsintervall [h]

Uttrycken ovan används för att beräkna den ekvivalenta härdningstiden för betongen när temperaturen är känd i betongen.

Beräkningar kan utföras för att bestämma hur lång tid betongen behöver härda i en viss omgivande temperatur för att uppnå 28-dygnshållfastheten. Hänsyn behöver tas till omgivande temperatur, värmeutvecklingen samt avkylningstalet som beskriver hur lätt värme avgår från betongen (Fagerlund, 1999c).

Inom prefabindustrin kan en högre härdningstemperatur utnyttjas. Genom att låta betongen härda vid en högre temperatur, kan en snabbare hållfasthetstillväxt erhållas och därmed kan produktionstakten ökas.

2.1.11 Krympning

Om nygjuten betong utsätts för uttorkning kan sprickbildningar uppstå i betongen. Eftersom sprickbildningarna sker i den plastiska betongen kallas det för plastisk krympning. Den plastiska krympningen beror till stor del på för snabb avdunstning av vatten. För att undvika den plastiska krympningen kan betongen täckas med plastfolie eller kan en membranvätska appliceras på betongen (Burström, 2007b).

Krympning sker även i den hårdnande betongen. När vattnet lämnar porsystemet dras cementpastan ihop och sprickbildningar kan uppstå. När betongen fuktas upp och torkas ut sker svällning respektive krympning i betongen. Vid krympning av hårdnande betong är det främst förstagångskrympningen som avses eftersom den är störst. De parametrar som har störst betydelse för krympningen är betongens sammansättning, konstruktionens dimensioner och omgivningens relativa fuktighet (Burström, 2007b).

2.2 Fiberarmerad betong

2.2.1 Allmänt

Fiberarmering av betong är en metod för att ge betongen bättre egenskaper vid dragbelastning. Fibrerna blandas i den färska betongen, se Bild 2 och förankras i cementpastan när betongen härdar. Fibrerna bildar tillsammans med betongen som matris en fiberkomposit där fibrerna ger tøjbarhet, sprickkontroll och draghållfasthet till betongens goda egenskaper i tryck. De egenskaper som fiberarmering tillför är i princip endast nyttiga vid dragbelastning och det är utifrån detta perspektiv fiberarmeringens effekter ses. Dragbelastning i betong innebär oftast konstruktionsdelar belastade med böjande moment.



Bild 2. Stålfibrer blandat med färsk betong, dosering: 30 kg/m³.

Fiberbetong är i ännu större utsträckning än vanlig betong ett sammansatt material med flera olika komponenter som påverkar egenskaperna. Vid utvärdering av egenskaperna hos fiberarmerad betong är det dock föredra att utvärdera det sammansatta materialet som ett material. För att göra detta krävs kunskap kring hur de olika komponenterna påverkar helheten (Skarendahl, 1994). Bild 3 visar hur stålfibrer håller ihop sprucken betong.



Bild 3. Stålfibrer i sprucken betong.

Fiber för armering av betong förekommer i olika varianter. Exempel på material i fiberarmering:

- Stål
- Glas
- Cellulosa
- Polypropylen
- Kolfiber
- Basalt
- Asbest

Stålfiber, polypropylenfiber och basaltfiber ingår i denna studie och behandlas mer i detalj i avsnitt 2.4.

Glas har traditionellt använts mycket i fasadelement och vid reparationer. Den glastyp som används är alkaliresistent glas, s.k. AR-glas (Daniel et al., 2002). Cellulosafibrer används i första hand i olika typer av cementbaserade byggskivor. Då cellulosans egenskaper påverkas av fukt begränsas användningsområdet till inomhusmiljö (Hassanzadeh, 1986). Asbest har historiskt sett använts mycket i cementbaserade skivor både för inomhus och utomhusbruk. Asbest är totalförbjudet sedan länge på grund av dess hälsofarlighet (Arbetsmiljöverket, 2006). Kolfiber har hög elasticitetsmodul (E-modul) och utvecklades i första hand för att användas inom rymdindustrin. Jämfört med andra fibersorter är kolfiber dyrt vilket har lett till begränsad kommersiell användning. Nya tillverkningsmetoder gör dock att priset på kolfiber sjunker och på senare år har materialet börjat användas mer i byggindustrin, främst vid reparationer av skadade konstruktioner (Daniel et al., 2002, Enochsson, 2006).

2.2.2 Arbetbarhet med fiberarmering

Vid tillverkning av fiberarmerad betong finns det ett antal parametrar att beakta som inte är aktuella vid tillverkning av betong utan fibrer. Framförallt gäller det konsistensen vid blandning. Vid för höga fiberdoseringar ökar risken för bollbindning kraftigt vilket innebär att fibrerna inte sprider sig jämnt i betongen utan samlas i bollar. Vid för höga doser kan betongens konsistens även bli för trögflytande eftersom fibrerna håller ihop betongen och hindrar den från att flyta ut. Den kritiska fiberdoseringen med hänsyn till arbetbarhet varierar mycket mellan olika fibertyper (Skarendahl, 1994). Fiberslankheten, fiberns längd i förhållande till dess tjocklek styr en viss fiberdoserings påverkan på konsistensen. Minskad slankhet ger större maximal dosering eftersom en kort och tjock fiber inte påverkar konsistensen lika mycket som en lång och smal (Winberg, 1995).

Betongens sammansättning påverkar också hur höga fiberdoseringar som är möjliga. En liten största stenstorlek tillsammans med stor mängd cementpasta i förhållande till ballast ger större kritisk dosering. Fibrerna kan då lättare röra sig i betongen och påverkar inte arbetbarheten lika mycket (Winberg, 1995).

2.2.3 Fiberbetongens mekaniska egenskaper vid böjbelastning

Vid böjbelastning av fiberarmerade betongelement kan man på liknande sätt som vid konventionell armering urskilja olika brottstadier. Initialt fås ett elastiskt stadium där materialets E-modul kan beskrivas med sambandet för en fiberkomposit:

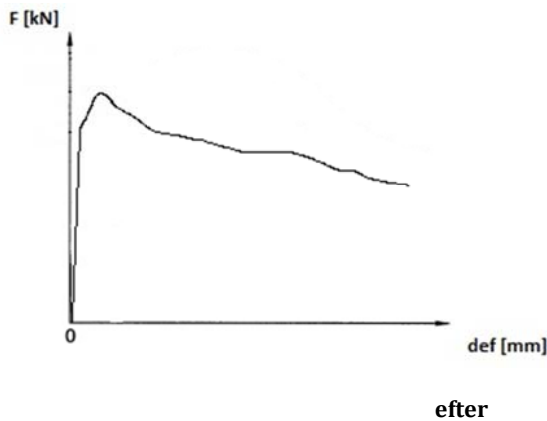
$$E_{fc} = E_f \cdot V_f \cdot \eta + E_c \cdot V_c$$

Där:

E	= E-modul [GPa]
V	= volymandel [%]
f	= volymandel fibrer [%]
c	= volymandel betong [%]
η	= effektivitetsfaktor [-]

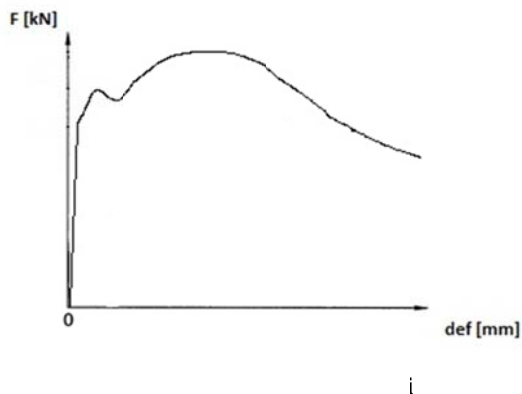
Volymandelen fibrer i fiberarmerad betong är av ekonomiska skäl generellt sett för liten för att ge någon påverkan på hur materialet beter sig i det elastiska stadiet. När betongen spricker överbryggar fibrerna de uppkomna sprickorna. Högre fiberdosering ger fler fibrer som korsar sprickan och därmed ett styvare beteende efter uppsprickning (Skarendahl, 1994).

Beroende på fibertyp och dosering agerar den fiberarmerade betongen på olika sätt efter uppsprickning. Det vanliga sättet att dela in betongens beteende är i tøjningshårdnande och tøjningsmjuknande beteende.



Ett tøjningsmjuknande beteende, se arbetskurva i Figur 3, karaktäriseras av att maxlasten vid böjning styrs av betongens sprickspänning. Spänningen avtar därefter med ökad tøjning. Detta innebär att fiberarmeringen inte ökar konstruktionsdelens brottlast, däremot kan den fortfarande reducera sprickor och ge en seghet efter uppsprickning som oarmerad betong inte uppvisar. Tøjningsmjuknande fiberarmerad betongs användningsområden är ofta

exempelvis golv, väggar eller andra större ytor där konstruktionsdelen inte är fritt bärande. Fiberarmeringen används då oftast som krympsprickshämmande eller sprickbegränsande vid böjbelastning. Tøjningsmjuknande beteende fås genom relativt låga fiberdoseringar (Skarendahl, 1994).



Ett tøjningshårdnande beteende se Figur 4, karaktäriseras av att maxspänningen uppstår efter betongen spruckit upp. Vid ett tøjningshårdnande beteende ökas alltså konstruktionsdelens bärförmåga, effekten blir jämförbar med konventionellt armerad betong där armeringsmängden oftast väljs så att maxspänningen uppstår efter uppsprickning i betongen. För att uppnå ett tøjningshårdnande beteende krävs högre doseringar än för tøjnings-

mjuknande och ett fibermaterial med hög e-modul och draghållfasthet. Stålfiberarmering är ett vanligt material för att uppnå tøjningshårdnande beteende (Skarendahl, 1994).

I dagsläget används tøjningshårdnande fiberbetong oftast inom samma användningsområden som tøjningsmjuknande. Tøjningshårdnande betong används i mer belastade konstruktionsdelar där en högre dosering krävs för att begränsa sprickorna. Exempel på användningsområden är balkongplattor och industrigolv (Winberg, 1995).

Det finns potential att använda tøjningshårdnande fiberarmerad betong till mer utsatta konstruktioner, exempelvis som primärarmering i bärande delar i byggnadsverk. Den möjligheten utnyttjas inte i någon större utsträckning. Förklaringen till detta ligger mycket i att olika nationella verk och föreningar som styr reglerna kring användandet av fiberarmering inte tillåter den typen av användning av fiberarmering. Efterhand som forskning bedrivs på området flyttas gränsen fram för vad som får, kan och bör göras. I framtiden kan det finnas betydligt fler användningsområden för tøjningshårdnande fiberarmering än det gör i dagsläget (Daniel et al., 2002).

När deformationen fortsätter efter uppsprickning händer en av två saker:

- Fiberbrott, fibrerna dras av.
- Förankringsbrott, fibrernas förankring i betongen brister.

Tøjningsmjuknande eller tøjningshårdnande beteende är beroende av båda dessa faktorer. För att uppnå ett tøjningshårdnande beteende behövs både god förankring mellan fibrer och betong samt en fiber med hög E-modul och draghållfasthet (Skarendahl, 1994).

Förankringen är beroende av betongens kvalitet och fiberns utformning. Högre betongkvalitet ger högre vidhäftning till de fibrer som blandas i betongen. Det finns flera olika typer av ändkrokar, räfflingar och ytstrukturer som är avsedda

att ge fibern bättre förankring i betongen. Bild 4 de ingående fibertyperna i studien och hur de är anpassade för att få bättre förankring.

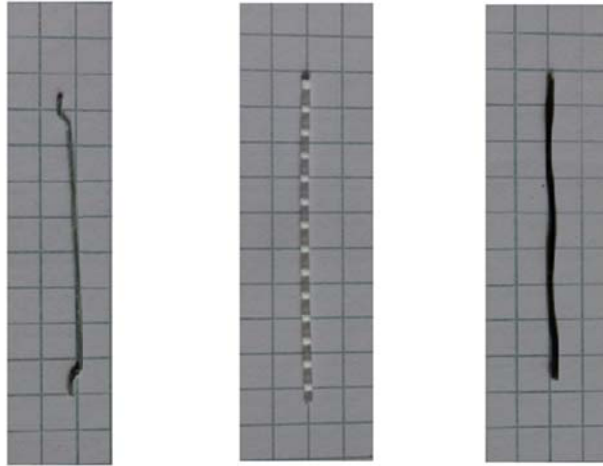


Bild 4. Exempel på fiberutseende. F.v. stålfiber, polypropylenfiber, basaltfiber.

Olika typer av ändförankringar är vanligast bland stålfiber. En krok i änden på fibern gör att kroken måste rätas ut eller betongen krossas för att fibern skall dras ur betongen. Förankringen är även kopplad till fiberns slankhetstal. En längre och tunnare fiber ger mer yta i kontakt med betongen än en kortare och tjockare med samma volym. Man utnyttjar alltså materialet bättre ur förankringssynpunkt genom att göra fibrer med högre slankhetstal. Ett vanligt sätt att påverka en fibers förankring är att ändra slankhetstalet (Daniel et al, 2002).

Hur fibern i sig agerar vid påförd last beror på fibermaterialets E-modul, draghållfasthet och fiberns slankhetstal. Används material med hög E-modul och draghållfasthet, exempelvis stål, fås ett styvt beteende förutsatt att förankringen är tillräcklig. Material med hög E-modul och draghållfasthet ger möjlighet till att göra fibrer med ett högre slankhetstal (l/d) vilket även ger bättre förankring. Använder man material med lägre E-modul och draghållfasthet, exempelvis plast krävs fibrer med lägre slankhetstal (l/d) för att ta upp den kraft som erfordras när betongen spricker (Skarendahl, 1994).

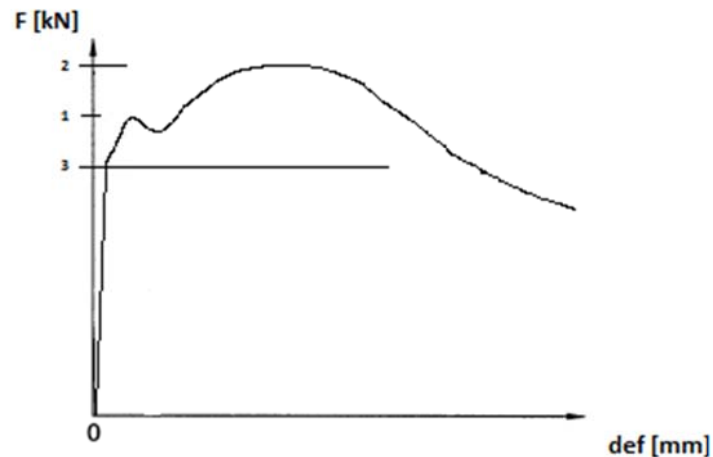
2.2.4 Böjdraghållfasthet

Att enbart ange vilken mängd fiberarmering i kg/m^3 eller volymprocent som en betongblandning innehåller säger inte speciellt mycket om vilket resultat man kommer att få. Eftersom olika fibrer har olika egenskaper är det inte lämpligt att ställa krav på doseringsmängder utan istället fokusera på den hårdnade betongens böjdraghållfasthet som är resultatet av alla de ingående delarna i betongen. Böjdraghållfastheten är ett sätt att bedöma en provkroppss egenskaper vid dragbelastning (Winberg, 1995, Hellström, 2008).

Fiberbetongs böjdraghållfasthet definieras av dess:

1. Sprickhållfasthet
2. Brotthållfasthet
3. Residualhållfasthet

De tre egenskaperna identifieras genom att göra ett bøjtest på en balk armerad med den fiber, den dosering och det betongrecept som är av intresse att studera. Resultatet av ett sådant test redovisas i Figur 5.



Figur 5. Schematisk presentation av (1) sprickhållfasthet, (2) brotthållfasthet och (3) residualhållfasthet.

Sprickhållfasthet och brotthållfasthet läses enkelt av från arbetskurvan. Exemplet i Figur 5 visar en töjningshårdnande balk. Vid töjningsmjuknande beteende, se Figur 3 är sprickhållfasthet (1) och brotthållfastheten (2) samma (Winberg, 1995). Residualhållfastheten redovisas på olika sätt beroende på vilken provningsstandard som används. Residualhållfasthet innebär böjdraghållfasthet efter uppsprickning. Vid en viss given deformation efter uppsprickning läses kraften av (se (3) i Figur 5) och residualspänningen beräknas. Trepunkts-bøjtest är ett vanligt sätt att bestämma residualhållfasthet. Följande uttryck används för beräkning av residualspänningen utifrån erhållen kraft, F_R (CEN, 2007):

$$f_R = \frac{3F_R L}{2bh^2}$$

Där:

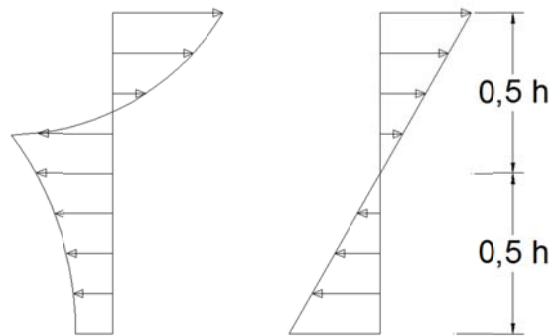
- f_R = residualspänning [MPa]
- F_R = kraft efter uppsprickning [kN]
- L = upplagslängd [m]
- b = testbalkens tvärsnittsbredd [m]
- h = testbalkens tvärsnittshöjd [m]

Uttrycket för residualspänning baseras på uttrycket för fältmomentet för en fritt upplagd, punktbelastad balk (1) samt uttrycket för momentkapaciteten i ett rektangulärt tvärsnitt (2):

$$(1) M = \frac{F_R L}{4}$$

$$(2) M = f_R W$$

Användandet av ovanstående uttryck innebär att en linjär spänningsfördelning i tvärsnittet antas samt att sprickan uppstår i mitten på spannet. Båda dessa antaganden skapar osäkerheter i modellen. Nedan visas den verkliga spänningsfördelningen efter uppsprickning, samt den antagna linjära fördelningen.



Figur 6. F.v. verklig, respektive antagen spänningsfördelning i ett sprucket, fiberarmerat betongtvärsnitt.

Antagandet av en linjär spänningsfördelning är vedertaget i flera provningsmetoder och en förutsättning för att på ett enkelt sätt kunna genomföra testerna (Winberg, 1995, CEN, 2007).

Vid tester för att utvärdera residualhållfasthet ställs oftast den uppmätta kraften i relation till balkens nedböjning. Fiberarmering används ofta för att verka sprickvidds begränsande varför det även är relevant att presentera kraft eller spänning i relation till sprickvidd. Vid ett genomfört kraft- nedböjningstest kan följande uttryck användas för att beräkna sprickvidden (Winberg, 1995):

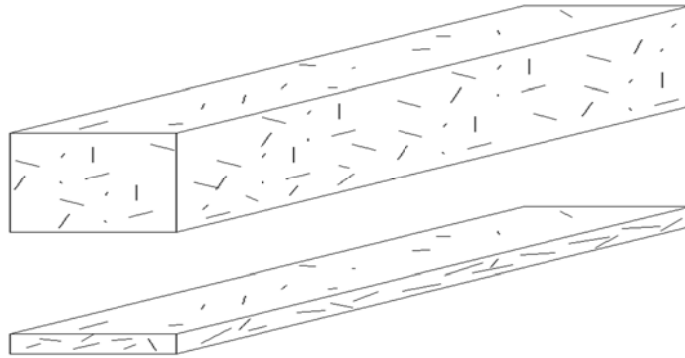
$$w = 4 \frac{h \cdot \Delta d}{L}$$

Där:

- w = sprickvidd [mm]
- h = balkens tvärsnittshöjd [mm]
- Δd = uppmätt deformation [mm]
- L = balkens upplagslängd [mm]

2.2.5 Fiberorientering

Fiberarmerad betong är ett anisotropt material vilket innebär att materialets egenskaper inte är samma i alla riktningar oavsett vilket område i konstruktionen som analyseras. Materialets egenskaper beror på hur fibrerna är orienterade i betongen. Nära den aktuella konstruktionsdelens ytor tvingas fibrerna att orientera sig i ytans riktning. Om tillräckligt tunna element tillverkas så får närheten av elementets ytor inverkan på fibrerna i hela konstruktionens tjocklek, se Figur 1.



Figur 1. Schematisk skiss av hur fiberorienteringen påverkas av konstruktionsdelens tjocklek.

Fiberorienteringen är beroende av förhållandet mellan fibrernas längd och konstruktionens minsta tvärsnittsdimension. Fiberorienteringen kan även påverkas med gjutnings- och vibreringsförfarandet. På grund av detta är det viktigt att vara medveten om hur betong placeras i formarna och hur den kompakteras (Winberg, 1995).

Det har bedrivits forskning för att ta fram beräkningsmodeller för att avgöra hur fibrerna orienteras i betongen i förhållande till konstruktionsdelens tvärsnittsmått. Antalet fibrer (N_f) som korsar ett tvärsnitt används som ett sätt att beskriva fibrernas effekt på betongen (Zandi et al., 2011). N_f är beroende av fiberorienteringsfaktorn, α enligt följande uttryck (Soroushian, Lee, 1990):

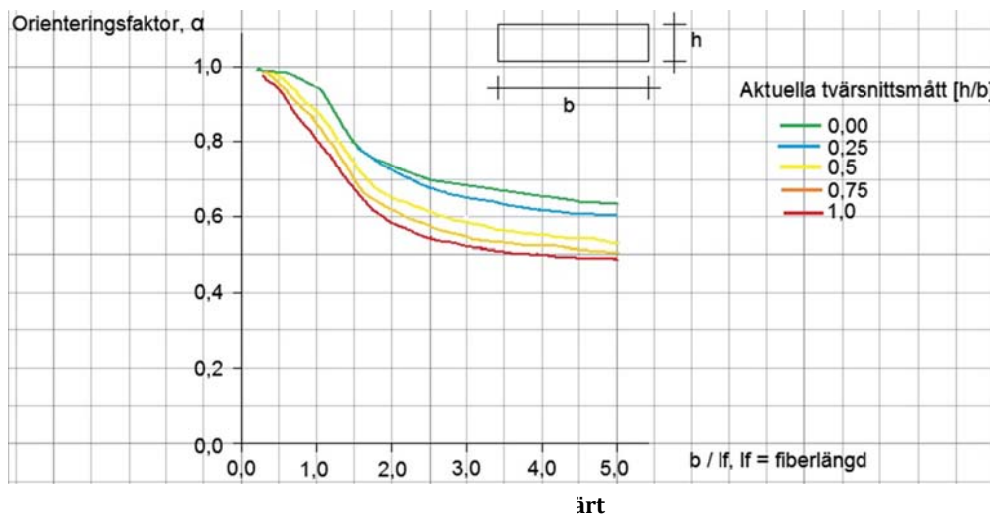
$$N_f = \alpha \cdot \frac{V_f}{A_f}$$

- N_f = antal fibrer i tvärsnitt
- V_f = volym % fibrer i betongen
- A_f = en fibers tvärsnittsarea
- α = fiberorienteringsfaktorn

Fiberorienteringsfaktorn, α har undersökts i många olika studier där matematiska modeller för att bestämma α har jämförts med praktiska försök. Varianterna på tillvägagångssätt varierar men metoderna grundar sig i frånan hur många sidor fibrerna är påverkade av det aktuella elementets ytor (Zandi et al., 2011). Exempelvis har det gjorts en jämförelse av hur fibrerna orienterar sig i olika delar av en fiberarmerad betongbalk med kvadratisk tvärsnitt. De olika

beräknade resultaten jämförs sedan med resultat från försök där balkar sågas upp och fibrerna i de olika zonerna räknas. Resultaten från jämförelsen visar att beräkningarna inte stämmer överens med försöken på ett tillförlitligt sätt (Dupont, Vandewalle, 2004).

En metod för att ta fram orienteringsfaktorn, α för ett rektangulärt tvärsnitt redovisas i Figur 7. Förhållandena mellan elementbredd (b) och fiberlängd (l_f) samt elementbredd (b) och elementhöjd (h) ger ett visuellt avläsbart värde för orienteringsfaktorn (Soroushian, Lee, 1990). Ovan nämnda, samt liknande metoder ger alltså möjlighet att utnyttja effekten av fiberorientering i en teoretisk utvärdering av en konstruktionsdels egenskaper vid dragbelastning. Som nämns i avsnitt 2.2.6 baseras dock merparten av de vedertagna beräkningsmetoderna på framtestade värden för böjdragspänning (Jansson et al., 2008).



2.2.6 Beräkningsmetoder och testmetoder

Metoderna i avsnitt 2.2.5 kan användas när man med teoretiska modeller beräknar en fiberarmerad betongs egenskaper vid böjbelastning. I en artikel av (Jansson et al., 2008) gjordes en genomgång av tio olika standarder för att beräkna bland annat momentkapacitet och sprickvidd. Standarderna ges ut av branschföreningar i olika länder och syftar till att skapa ett vedertaget sätt att beräkna exempelvis bärförmåga och sprickvidd för fiberarmerad betong. I genomgången visar det sig att de framtagna beräkningsmetoderna grundar sig i standardiserade tester där den fiberarmerade betongens egenskaper vid drag- eller böjdragspänning utvärderas. Materialets egenskaper tas på så sätt fram och kan användas vid beräkningar av exempelvis bärförmåga och sprickvidd (Jansson et al., 2008).

Metoder där materialegenskaperna tas fram teoretiskt har alltså inte fått någon större genomslagskraft vilket innebär att teoretiska metoder för att utvärdera fiberorientering i dagsläget inte används i någon större utsträckning i praktiken.

De testmetoder som används av de flesta företag är SS-EN 14651 samt olika testmetoder utformade av ASTM, såsom ASTM 1399, ASTM C1018 (Hellström, 2008). SS står för Svensk Standard, EN står för European Norme och innefattar de europeiska gemensamma byggnormerna. ASTM står för American Society for Testing and Materials och kallas numera för ASTM International. Testmetoderna föreskriver höjder på provkropparna som är mellan 75 mm och 150 mm (CEN, 2007, Hellström, 2008). Höjderna är anpassade för att uppnå en tredimensionell fördelning av fibrerna i betongproverna. En tredimensionell fiberfördelning i provkroppen innebär att man kan räkna med de framtestade värdena i hur tjocka konstruktioner som helst med hänsyn till fiberorienterings inverkan på kapaciteten (Winberg, 1995).

För att tillverka konstruktionsdelar med lägre höjd än 75 mm innebär detta att de standardiserade testmetoderna inte kan ta hänsyn till den fiberorientering som uppstår när höjden minskar.

2.3 Fibertyper som ingår i studien

Det ingår tre olika typer av fiber i studien, galvaniserade stålfibrer, basaltfibrer och polypropylenfibrer. Det grundläggande kravet var att fibrerna skulle vara av icke korroderande material. Utifrån detta valdes fibertyperna valdes av Abetong med bakgrund av vad som kan vara intressant för deras produktion. Eftersom det tidigare gjorts mycket forskning kring stålfibrer valdes den främst som referens till de andra fibrerna. Eftersom stålfibern är galvaniserad kan den även användas i korrosiva miljöer. Basaltfibern har enligt leverantören visat goda egenskaper när det gäller bärförmåga. Basalt är dessutom ett icke korroderande material och ska enligt leverantören ha god beständighet vilket gör att basaltfibern är lämplig att använda som armering i tunna skivor. Polypropylenfibern har inte samma goda egenskaper som stål och basalt vad det gäller E-modul och draghållfasthet. Polypropylenfibern ansågs ändå intressant eftersom skillnaden i egenskaper eventuellt kan kompenseras med ökad doseringsmängd. Studien utförs inte med ett enskilt användningsområde som mål vilket gör att fibrer med olika egenskaper tas med eftersom de kan vara intressanta på olika sätt.

Fiberlängderna valdes genomgående till ca 45 mm för att inte få en avvikande effekt av fiberorienteringen mellan fibertyperna. Längden 45 mm ansågs intressant att studera då den kan ge en intressant skillnad för effekten av fiberorientering mellan de två använda tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm.

2.3.1 Stålfiber – Dramix RC65/40CN

Eftersom stål har hög E-modul och hög draghållfasthet kan stålfibern ta upp höga spänningar. Även vid höga spänningar är deformationen i stålet små. Stålet töjs när dess sträckgräns uppnås. Det innebär att ett segt brott uppstår i stålet (Burström, 2007a).

Stålfibrer kan användas för att ge tillskott i bärförmåga eller för att begränsa sprickvidder i betongkonstruktioner. Stålfibrer kan användas för att förhindra att krympsprickor uppstår i t.ex. grundläggningsplattor där detta ofta är ett problem. Stålfiber används också som armering i sprutbetong (Daniel et al., 2002).

Stålfibern som används i studien heter Dramix RC65/40CN. För produktblad se bilaga G. Egenskaper i Tabell 2 nedan:

Tabell 2. Egenskaper för Dramix RC65/40CN

Längd [mm]	40
Diameter [mm]	0,62
Slankhetstal(l/d)	65
Draghållfasthet [MPa]	1440
E-modul [GPa]	210

Fibrerna är gjorda av kalldraget stål. Stålet är förzinkat vilket innebär att ingen risk för korrosion skall föreligga. Eftersom stål har högre densitet än betong kan fibrerna fördelas ojämnt i konstruktionen. Fler fibrer kan hamna i botten av konstruktionen om inte konsistensen är anpassad för användningsområdet.



Bild 5. Dramix RC65/40CN placerad på 5 mm rutat papper.

Fibrerna förankras i betongen med ändkrokar. Dramix RC65/40CNs ändkrokar är utformade med en krok, se Bild 5, varianter med flera krokar kan också användas. Fibern är designad för att vid dragbelastning dras ut ur betongen. Vid för hög förankringskapacitet når stål fibrerna sin maximala draghållfasthet och stålet dras av. Detta skall undvikas för denna fibertyp. Hänsyn skall tas till detta när betongsammansättning väljs. Bilaga G visar hur en fiber med en ändkrok är tänkt att fungera vid belastning.

2.3.2 Polypropylenfibrer – Enduro HPP45

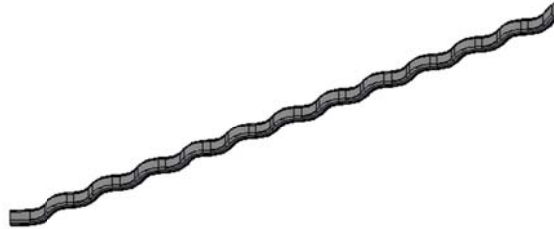
Polypropylen även kallat polypropen har låg E-modul och betydligt lägre draghållfasthet än stål. Det innebär att polypropylenfibrer inte kan ta upp lika höga spänningar. När polypropylenfibers draghållfasthet uppnås töjs fibrerna utan att spänningen ökar i fibern. En stor töjning uppstår i polypropylen innan brott uppstår (Terselius, 2013). Polypropylenfibrer finns i två olika huvudtyper. En typ har väldigt liten diameter. Den används i låga doseringar för att påverka den färskas betongens egenskaper och därmed förhindra att plastiska krympsprickor uppstår. Det finns också polypropylenfiber med större diameter som kan användas som primär armering i den hårdnade betongen (Skarendahl, 1994, Winberg, 1995). Det är även vanligt att polypropylenfibrer används för att förhindra brandspjälkning (Persson, 2003).

Polypropylenfibern som används i studien heter Enduro HPP45. Fibern är av den senare typen som beskrivs ovan. Den är alltså utvecklad för att kunna bära last. För produktblad se bilaga F. Egenskaper i Tabell 3 nedan:

Tabell 3. Egenskaper för Enduro HPP45.

Längd [mm]	45
Diameter [mm]	-
Slankhetstal(l/d)	-
Draghållfasthet [MPa]	37
E-modul [GPa]	1,5-2

E-modulen och draghållfastheten i Tabell 3 ovan gäller för materialet polypropylen (Terselius, 2013). Fiberns tvärsnitt är inte cirkulärt utan istället rektangulärt med rundade hörn. Slankhetstalet redovisas därför inte. Fibern är monofilament vilket innebär att fibern består av polypropylen i ett stycke.



Figur 8. Principiell bild av Enduro HPP45s utseende.

För att fibern bättre ska förankras i betongen är fibern vågigt räfflad. Precis som stålfibern kan Enduro HPP45 dras ur betongen eller dras av. Vilket av detta som händer beror på betongsammansättningen. Fibern är tänkt att dras ur betongen för att ge maximal effekt på bärförmågan (Evans, 2013).

2.3.3 Basaltfibrer - Minibars

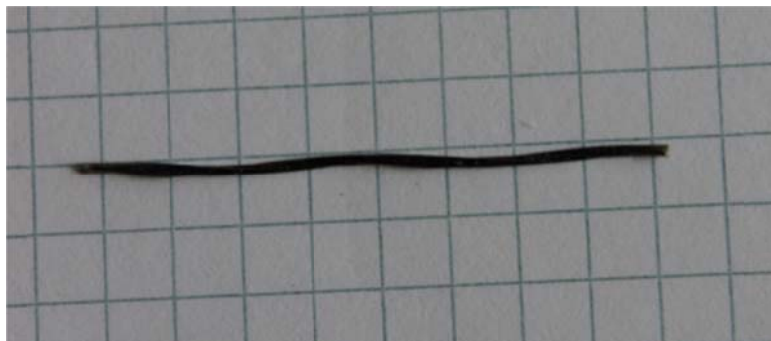
Basalt är en vulkanisk bergart. Basaltfibern tillverkas genom att smält basalt tvinnas till en tunn tråd se produktblad i bilaga H. Basaltfiberns E-modul är betydligt lägre än stålets men högre än polypropylenets. Basaltfibern har en hög draghållfasthet, men flyter inte innan brott uppstår. Det innebär att ett brott i basaltfibern blir sprött. Eftersom E-modulen är relativt låg i förhållande till draghållfastheten blir töjningarna i basaltfibrerna stora innan brott uppstår (Knudsen, Skadal, 2012). Basaltfibern finns i olika typer. Dels finns den med väldigt liten diameter där användningsområdet är att kontrollera sprickbildningen i betongen. Basaltfibern finns också som så kallade Minibars. Det är en makrofiber som består av flertalet tunna basaltfiber som hålls ihop av en epoxymatris. Minibars kan användas som primärarmering i betongen.

Basaltfibrernas densitet är lik betongens, det kan göra det enklare för fibrerna att fördelas jämt i betongen, se produktblad för Minibars bilaga H. Den basaltfiber som används i studien är Minibar Gen. 2 och har egenskaper enligt Tabell 4 nedan.

Tabell 4. Egenskaper för den produkt som används i studien.

Längd [mm]	45
Diameter [mm]	0,67
Slankhetstal(l/d)	67
Draghållfasthet [MPa]	1100
E-modul [GPa]	60

Utdragstester av enskilda fibrer har gjorts på den aktuella fibern. Dessa tester tyder på att fiberns slankhetstal i kombination med E-modul och draghållfasthet är sådant att betongsammansättningen avgör om fibern dras ut eller går av (Patnaik, 2012). Det spröda brottet vid uppnådd maxspänning gör att fibern verkar bäst i en betongsammansättning där utdrag ur betongen ger seghet.



Figur 9. Bild på basaltfiber, Minibar Gen. 2 placerad på rutat papper 5 mm.

Leverantören Reforcetech har presenterat data på residualhållfasthet för olika doseringar av basaltfiber i en specifik betong (Patnaik, 2012). Residualhållfastheten är bestämd enligt teststandarden ASTM1399. Under projektets gång har det framgått att den svenska marknaden inte är bekant med värden från denna standard utan föredrar att använda residualhållfasthetsfaktorer enligt ASTM C1018 eller SS-EN14651. SS-EN-14651 kommer att vara den gällande provningsstandard för residualhållfasthet enligt den kommande svenska fiberarmeringsstandard (Carlsvärd, 2013). I syfte att komplettera data erhållen från Reforcetech genomfördes därför tester enligt SS-EN 14651 med doseringen 10 kg/m³.

2.4 Dimensionering genom provning

Med bakgrund av det som står i avsnitten 2.2.5 och 2.2.6 finns det en möjlighet att skivprodukter med låg tvärsnittshöjd kan ha bättre bärförmåga än vad som kan verifieras genom den vanliga beräkningsmetodiken. Med bakgrund mot detta fanns det intresse hos Abetong AB att prova den verkliga bärförmågan. Vidare är kunskapen om hur man borde arbeta med ingjutningsgods i skivprodukter med låga tvärsnitt begränsad. Med bakgrund mot detta fanns även ett intresse av att utvärdera ingjutna byglars utdragshållfasthet genom att testa fram en kapacitet.

Som ett alternativ till att beräkna bärförmåga ger den idag gällande byggnormen *SS-EN 1990 – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk (CEN, 1990)* möjlighet att testa fram olika typer av egenskaper, t.ex. bärförmåga- och brukbarhetsegenskaper. *SS-EN 1990 avsnitt 5.2 – Dimensionering genom provning* anger att dimensionering genom provning enligt *bilaga D, SS-EN 1990* t.ex. kan användas i följande fall:

- Om det inte finns några lämpliga beräkningsmetoder
- Om ett stort antal liknande komponenter ska användas
- För att kontrollera antaganden som gjorts under dimensioneringen

Första punkten kan med bakgrund av diskussionen kring fiberorientering i avsnitt 2.2.6 ge anledning att använda dimensionering genom provning. Ett stort antal av de aktuella skivorna kan komma att tillverkas vilket även det motiverar användning av Dimensionering genom provning.

SS-EN 1990, bilaga D.3, punkt (1) och (2) anger att om provningar för att direkt bestämma bärförmågan görs bör karakteristiska värden bestämmas med hjälp av vedertagna statistiska utvärderingsmetoder enligt avsnitt *D.5 till D.8 i SS-EN 1990*. Avsikten med studien är att göra detta. I avsnitt *4.2 punkt (3), SS-EN 1990* står att undre 5% -fraktilen skall användas som karakteristiskt värde i de fall ett undre värde är ogynnsamt. För utvärdering av bärförmåga gäller detta och därmed användes den undre 5% -fraktilen. Beräkning av karakteristiska värden för bärförmåga presenteras i avsnitt 2.4.3.

I avsnitt 2.4.1 och 2.4.2 presenteras och kommenteras de krav som gäller för användandet av Dimensionering genom provning.

2.4.1 Provningsplan

Avsnitt *D.4, Bilaga D SS-EN 1990* anger att en provningsplan bör fastställas när man skall använda sig av Dimensionering genom provning. Provningsplanen bör omfatta:

- Syfte och omfattning
- Förutsägelse av provningsresultaten
- Specificering av provkroppar samt uttagning av stickprov

- Specificering av laster
- Provningsanordning
- Mätningar
- Utvärdering och redovisning av provningen

Provningsplanens syfte är att säkerställa att provningarnas kvalitet blir tillräcklig. Kvalitetskraven som provningsplanen innehåller uppfylls inom ramarna för studien. Studiens rapport är dock inte upplagd enligt provningsplanen varför informationen inte följer den ordning som föreskrivs. Nedan följer en genomgång av delarna i provningsplanen och hur de relaterar till den aktuella studien. I *kursivt* följer kraven samt referenser till var i studien relevant information är presenterad.

- Syfte och omfattning

Syftet med provningen bör anges. Det innefattar även efterfrågade egenskaper och inverkan av vissa dimensionerande parametrar som varierar under provningen. Provningens begränsningar och omräkningstal bör anges. Det kan t.ex. vara inverkan av provkroppsstorleken.

Syfte, efterfrågade egenskaper, inverkan av dimensionerande parametrar behandlas i avsnitt 1 och reds ut mer i detalj avsnitt 2. Provningens begränsningar framgår av avsnitt 4. Omräkningstal diskuteras i avsnitt 6.

- Förutsägelse av provningsresultaten

De förväntade brottmoderna bör redovisas tillsammans med följande information:

- Geometriska parametrar och dess variation
- Geometriska imperfektioner
- Materialegenskaper
- Parametrar som påverkas av tillverknings- och utförandemetoder
- Effekter som beror på miljöns inverkan varvid ordningsföljden beaktas där så erfordras

Böjprovningen är utformad för att erhålla böjbrott. I avsnitt 3.2 väljs fiberdoseringar med hänsyn till hur böjbrott skall uppstå. Utdragstesterna utformades för att erhålla utdragsbrott, beskrivet i avsnitt 4.4. Geometriska parametrar och dess variation kopplade till skillnaderna i tvärsnittshöjd reds ut i avsnitt 1.5 samt 2.3.5. Provkropparnas geometriska imperfektioner redovisas i bilaga C. Materialegenskaper och parametrar som påverkas av tillverkning och utförande avhandlas i avsnitt 2. Effekter som beror av miljöns inverkan kopplas till härdning av provkropparna vilket redovisas i avsnitt 3.5.

- Specificering av provkroppar

Faktorer som bör beaktas:

- Mått och toleranser

- *Material och tillverkning av prototyper*
- *Antalet provkroppar*
- *Förfaranden vid uttagning av stickprov*
- *Yttre tvång*

Toleranser redovisas tillsammans med resultaten i avsnitt 4. Provkropparnas mått i bilaga C. Material och tillverkning redovisas i avsnitt 2 och 3. Valet av antalet provkroppar redovisas senare i detta avsnitt. Stickprovstaggning och yttre tvång har inte varit aktuellt i denna studie.

- **Specificering av laster**

Följande bör specificeras:

- *Lastpunkter*
- *Lasthistoria*
- *Yttre tvång*
- *Temperaturer*
- *Relativ fuktighet*
- *Pålastning genom deformation- eller kraftstyrning*

Ovanstående beskrivs i avsnitt 4 där testmetoderna beskrivs.

Den last som påverkar provkropparna är i alla tester deformationsstyrd pålastning med en punktlast. De verkliga laster som kommer att vara aktuella för betongskivorna kommer i huvudsak att vara utbredda laster, av dynamisk (vindlast) eller statisk karaktär (egentyngd). Resultatet från de genomförda testerna är en bärförmåga redovisat i momentkapacitet för tvärsnittet. Vid användande av de framtestade värdena gäller sedan att de verkliga lasterna behandlas med erforderliga säkerhetsparametrar enligt SS-EN 1991 – Laster på bärverk.

- **Provningsanordning**

Provningsutrustning bör vara anpassad till den typ av provning som skall genomföras. Detta innefattar att utrustningen skall ha tillräcklig styvhet, om inte bör detta beaktas.

Under provningen av böjbalkarna visade det sig att erforderlig styvhet inte uppnåddes. Detta beaktas i bilaga I.

- **Mätningar**

Alla egenskaper som skall utvärderas vid provningarna skall antecknas på förhand. Vid registrering av resultaten bör följande dessutom beaktas:

- *Mätpunkter*
- *Tidshistorik för förskjutningar*
- *Hastigheter*

- *Accelerationer*
- *Töjningar*
- *Krafter och tryck*
- *Erforderlig frekvens*
- *Mättnoggrannhet*
- *Lämplig mätutrustning*

Ovanstående krav relaterar till hur provningarna genomförs. Detta redovisas i avsnitt 4 för de olika provningarna.

- **Utvärdering och redovisning av provningen**

Resultaten bör redovisas enligt avsnitten D.5 till D.8 i bilaga D, SS-EN 1990.

Genomgång av vad de aktuella avsnitten säger kring resultathantering följer i avsnitt 2.5.2.

2.4.2 Förutsättningar för bestämning av dimensioneringsvärden

Förutom att provningarna skall innefatta den information som krävs i provningsplanen, se föregående avsnitt skall även följande krav och anvisningar beaktas:

Avsnitt *D.5, SS-EN 1990* anger att bestämning av dimensioneringsvärden för en bärförmåga bör utföras genom någon av följande punkter:

- *Bestämma karakteristiskt värde som divideras med en partialkoefficient och som eventuellt multipliceras med en omräkningsfaktor för att erhålla ett dimensionerande värde.*
- *Genom att dimensioneringsvärdet bestäms direkt. Det görs genom direkt eller indirekt beaktning av resultaten och den totala tillförlitlighet som krävs.*

Då bestämning av det karakteristiska värdet är målet med studien väljs detta alternativ. Beskrivning av beräkningen av karakteristiska värden presenteras i avsnitt 2.5.3 enligt instruktioner i avsnitt *D.7.2, SS-EN 1990*. Avsnitt *D-5, D-6, D.7.1, SS-EN1990* anger principer för hur resultat skall tas fram. De för studien relevanta kraven redovisas nedan.

SS-EN1990, D.5, (4) anger att om bärverksdelens beteende inte tillräckligt omfattas av provningarna med hänsyn till följande aspekter så bör beräkningsmodellen beakta detta.

- *Effekter av tid och lasters varaktighet*
- *Skal- och storleksfaktorer*
- *Olika miljö-, last- och randvillkor*
- *Bärförmågeeffekter*

Detta innebär att när man använder de karakteristiska bärförmågor som tas fram enligt 2.4.3 och redovisas i 5.4 så skall den beräkningsmodell man använder för att jämföra bärförmåga och last beakta ovanstående. Ett balktest och ett utdragstest har använts för att utvärdera en skiva och dess ingjutningsgods bärförmåga. Användningen av resultaten från testerna innebär vissa svårigheter på grund av den uppenbara skillnaden i funktion jämfört med en faktisk skiva. Detta ämne diskuteras ytterligare i avsnitt 6.

SS-EN 1990, D.6 (1) anger att när resultatet utvärderas bör jämförelse göras med de förväntade resultaten. Finns det stora skillnader bör den anledningen sökas. Detta hände både vid böjtesterna där större deformation än förväntat erhöles och för utdragstesterna där en annan brottmod än den förväntade erhöles. I båda fallen söktes en förklaring för utdragstesterna se avsnitt 4.4, för böjtesterna se bilaga I.

SS-EN 1990, D.6 (2) anger krav för att egenskaper som bärförmåga skall få utvärderas med statistiska modeller:

- Statistisk data tas från identifierade populationer som är tillräckligt homogena
- Ett tillräckligt antal observationer finns att tillgå

Denna studie bedöms uppfylla båda kraven då totalt 51 böjbalkar och 48 utdragsprover gjutna efter samma betongrecept ingick i studien. De parametrar som varierades, höjd, fibertyp och dosering varierades kontrollerat. Utöver detta har dessutom ett antal provkörningar gjorts med andra provkroppar. Avsnittet i fråga ställer dessutom krav på förkunskap om den utvärderade parametern. Förkunskapen om böjbalkarnas beteende var god med en teoristudie, provkörningar av testerna samt underlag från fiberleverantörerna. Förkunskapen om utdragstesterna visade sig i efterhand vara mindre god. Vidare diskussion kring detta i avsnitt 4.4.

SS-EN 1990 D.7.1 (3) ger att beräkningsproceduren enligt D.7.2 skall användas för bärförmågan hos en produkt. *SS-EN 1990 D.7.1 (5)* anger att beräkningsproceduren enligt D.7.2. är baserade på följande antaganden:

- Alla variabler följer en normal- eller log-normalfördelning
- Det finns ingen tidigare känd kunskap om medelvärdet
- För fallet V_x okänd finns ingen tidigare känd kunskap om variationskoefficienten
- För fallet V_x känd finns fullständig kunskap om variationskoefficienten

V_x är variationskoefficienten för de genomförda testerna. V_x kan betraktas som känd eller okänd beroende på kunskapen om V_x från tidigare provningar.

Beroende på om V_x är känd eller ej väljs olika fördelaktiga värden för fraktilfaktorn, k_n se Tabell 5 avsnitt 2.5.3.

SS-EN 1990, D.7.1, (5) ger möjligheten att använda fallet " V_x känd" även om variationskoefficienten inte är känd. För att göra detta krävs en försiktig övre uppskattning av variationskoefficienten. Detta innebär alltså att man använder fallet " V_x känd" förutsatt att man använder en lite sämre variationskoefficient än vad som erhöles vid testerna.

Om " V_x okänd" används bör V_x inte sättas lägre än 0,1 oavsett vilka värden på variationskoefficienten som erhålls. För motivering av de inom studien använda variationskoefficienterna se avsnitt 2.5.3. I bilaga K visas att testresultaten är normalfördelade.

2.4.3 Metod för beräkning av karakteristiska värden

Nedan följer en beskrivning av den beräkningsmetod för karakteristiska värden som användes i studien. Beräkningarna genomfördes enligt avsnitt *D.7.2 i SS-EN 1990*. I avsnitt 2.4.4 presenteras val relaterade till beräkningen av karakteristiskt värde. Avsnitt 2.4.5 redovisar ett beräkningsexempel baserat på erhållna resultat från testerna.

X_d i uttryck (1) nedan refererar till den dimensionerande bärförmågan. I studien beräknas det karakteristiska värdet $X_{k(n)}$ enligt (2). Diskussion kring möjlighet till bestämning av X_d förs i avsnitt 6.

$$(1) \quad X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} * m_x * (1 - k_n * V_x)$$

$$(2) \quad X_{k(n)} = m_x * (1 - k_n * V_x)$$

Där:

X_d = dimensioneringsvärdet för en egenskap eller bärförmåga

$X_{k(n)}$ = karakteristiska värdet för en egenskap eller bärförmåga.

η_d = dimensioneringsvärdet på eventuell omräkningsfaktor om den inte ingår i partialkoefficienten för bärförmågan, γ_m . η_d kan t.ex. ta hänsyn till provkroppsstorlek. Omräkningsfaktorn är starkt beroende av provningstypen och material.

γ_m = partialkoefficient för bärförmåga. Bör väljas med hänsyn tagen till provningsresultatens tillämpningsområde.

Fiberarmerade tunna betongplattor

n = antalet försök eller numeriska provresultat

m_x = medelvärdet för n stycken provningsresultat

k_n = karakteristiskt värde för fraktilfaktorn, bestäms ur Tabell 5 nedan

Tabell 5. Värderna på k_n för 5% karakteristiska värden.

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x känd	2,31	2,01	1,89	1,83	1,8	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x okänd	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Variationskoefficienten beräknas enligt uttrycken nedan:

$$(3) \quad V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

Där s_x är standardavvikelsen och beräknas genom:

$$(4) \quad s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2}$$

Där:

n = antalet försök eller numeriska provresultat

x_i = resultatet från det enskilda försöket, i

m_x = medelvärdet för n stycken provningsresultat, x

2.4.4 Val i samband med beräkning av karaktäristiska värden

Nedan följer beskrivning och motivering av de val som gjordes kopplat till Dimensionering genom provning.

Efter utvärdering av bilaga D i SS-EN 1990 samt beräkning av karakteristiska värden för antagna provserier togs beslut om att sex provkroppar per provserie skulle ge erforderligt statistiskt underlag. Detta innebar en provningsmatris enligt Tabell 1 nedan:

Tabell 1. Provningsmatris

	Böjprover [antal prover]		Utdragsprover [antal prover]	
	h=30 mm	h=45mm	h=30 mm	h=45mm
1- Oarmerat	6	6	6	6
2- Stålfiber	6	6	6	6
3- Polypropylenfiber	6	6	6	6
4- Basaltfiber	6	6	6	6

Karakteristiska värden bestämdes för balktesterna med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm. Karakteristiska värden för utdragstesternas bärförmåga beräknades inte, mer om detta i avsnitt 4.4. Beräkning av karakteristiska värden genomfördes inte för kubhållfasthet eller böjtester enligt SS-EN 14651 då dessa enbart var avsedda som jämförelseunderlag.

Den karakteristiska bärförmågan redovisas genom värden för karakteristiska moment. För varje genomfört böjtest erhöles data för:

- Sprickmomentet, M_{sprick}
- Momentet vid sprickvidd 0,2 mm, $M_{0,2}$
- Momentet vid sprickvidd 0,4 mm, $M_{0,4}$

0,2 och 0,4 mm sprickvidd valdes med hänsyn till Abetongs gällande krav på sprickvidder för fasadelement. Vid risk för saltstänk sätts maximala sprickvidden till 0,2. Utan risk för saltstänk begränsas maximala sprickvidden till 0,4 mm (Lillieblad, 2013). Med bakgrund mot detta har $M_{0,2}$ och $M_{0,4}$ redovisats för att ge en uppfattning om vilken bärförmåga tvärsnitten har vid de givna sprickvidderna. Utifrån den resultatinformation som presenteras i avsnitt 5 kan den karakteristiska bärförmågan vid önskad sprickvidd beräknas.

I brist på tidigare kunskap om variationskoefficienter för de genomförda testerna användes " V_x okänd" för val av k_n enligt Tabell 5 i avsnitt 2.4.3. Detta innebär ett högre värde för k_n för samma antal genomförda tester än för användande av " V_x känd". Det ger ett försiktigt valt karakteristiskt värde vilket bedömdes rimligt med tanke på den bristande tidigare kunskapen om variationskoefficienten för de genomförda böjtesterna. Vidare bör inte V_x sättas lägre än 0,1 om " V_x okänd" används.

Med bakgrund mot detta togs beslutet att använda " V_x okänd" vid val av k_n samt att V_x sätts till minst 0,1. Om den verkliga V_x för den aktuella provserien är högre än 0,1 används det verkliga värdet.

2.4.5 Beräkningsexempel för karakteristiska värden

Nedan följer ett beräkningsexempel av karakteristiskt sprickmoment för tvärsnittshöjden 45 mm baserat på erhållna testvärden i Tabell 6.

Tabell 6. Sprickmoment för provserie FF45, Fiberfri h=45 mm

Balkbeteckning	Moment [kNm]
FF45 - 1	0,293
FF45 - 2	0,275
FF45 - 3	0,293
FF45 - 4	0,300
FF45 - 5	0,280
FF45 - 6	0,260
Medelvärde	0,284

Sprickmoment för enskilda balkar hämtades från bilaga L. Val av variationskoefficient och fraktilfaktor enligt avsnitt 2.4.4.

Tabell 7. Beräkning av karakteristiskt värde

s_x	0,015
Verklig - V_x	0,052
Antagen - V_x	0,1
$X_{k(n)}$	0,22 kNm

Beräkningar genomförs enligt uttryck listade i föregående avsnitt:

$$(4) \quad s_x = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2}$$

$$(3) \quad V_x = \frac{s_x}{m_x}$$

$$(2) \quad X_{k(n)} = m_x * (1 - k_n * V_x)$$

$n = 6$ ger $k_n = 2,18$ för V_x okänd, se Tabell 5.

3 Material och metod

3.1 Betongrecept

Det inom studien använda betongreceptet enligt Tabell 8 erhöles från Abetong AB. Receptet utformades för att ge god arbetbarhet även efter tillsats av fibrer. Receptet har en hög andel cementpasta i förhållande till ballast samt liten största stenstorlek. Receptet förväntades ge en kubhållfasthet på 55 MPa. Receptet togs fram till denna studie, kubhållfastheten var därför överifierad.

Provgjutningar genomfördes med olika fiberdoseringar för att utvärdera betongens arbetbarhet. Upprepade provgjutningar med fiberdoseringarna valda enligt avsnitt 3.2 gav att konsistensklass F4 (utbredningsmått 490-550 mm) var rimligt att uppnå utan betongseparation. Under provgjutningarna varierades mängden flyttillsats samt att cementhalt ändrades från 470 kg/m³ till 485 kg/m³. Flyttillsatsmedlet Glenium ACE 30 användes vid gjutningarna, för produktblad se bilaga E.

Vid gjutning togs hänsyn till fukthalten i ballasten vid det enskilda gjutningstillfället. Lufthalten antogs vara 2% i recepten för alla gjutningar. Lufthalten kontrollerades under gjutningen enligt avsnitt 2.1.8.

0-8 fraktionen hämtades från Oby grustäkt nära Vislanda. 4-8 fraktionen hämtades från Räfte grustäkt utanför Växjö. Abetong hämtar ballast till sin produktion i Vislandafabriken från dessa två grustäkter. Siktcurvor för de två kornfraktionerna redovisas i bilaga M. Bascement användes i studien då detta på sikt kommer att bli det dominerande cementet på den svenska marknaden.

Recepten som har använts för respektive fibersort följer av Tabell 8 nedan.

Tabell 8. Betongrecept för genomförda gjutningar

	Fiberfri	Stålfiber	Polypropylenfiber	Basaltfiber
Material	kg/m ³ [kg]	kg/m ³ [kg]	kg/m ³ [kg]	kg/m ³ [kg]
Bascement	485,0	485,0	485,0	485,0
Grus Oby 0-8	1 086,5	1 152,2	1 146,9	1 149,5
Räfte 4-8	467,4	495,7	493,4	494,5
Vatten	201,7	201,7	201,7	201,7
Luft	2 %	2 %	2 %	2 %
Plastfiber	-	-	6,0	-
Stålfiber	-	30,0	-	-
Basaltfiber	-	-	-	10,0
ACE 30 – flyt	1,13*	1,72	1,72	1,72

*Vid fullskalegjutningar uppmärksammades att flytmängden som använts för gjutning 1 inte var tillräcklig vid tillsats av fibrer. Mer om detta i avsnitt 6.

3.2 Val av fiberdosering

Valet av fiberdoseringar gjordes med hänsyn till förväntad residualhållfasthet. Underlaget för förväntad residualhållfasthet för de tre fibrerna var baserat på olika teststandarder och genomförda med olika referensbetonger. Underlagets osammanhängande natur innebar att det inte gick att direkt jämföra de olika fibertyperna med varandra. Studiens syfte var inte heller att jämföra fibertyperna sinsemellan utan utvärdera den enskilda fibertypens möjligheter individuellt. De olika fibertyperna kan vara intressanta inom olika användningsområden beroende på vilken egenskap man söker. Att definiera konkreta användningsområden och dosera efter detta har lämnats åt Abetong att arbeta vidare med. Studien syftar till att ge underlag för vidare utveckling av fiberarmerade plattor mot specifika användningsområden.

Resonemanget kring vilken dosering som skulle ge tillräcklig seghet för användningsområdet fördes i första hand med Bekaert (stålfiberleverantören). En dosering och därmed även en förväntad residualhållfasthet bestämdes först för stålfiberbetongen. Baserat på den doseringen och den förväntade residualhållfastheten gjordes även valen av doseringar för basaltfiberbetongen och polypropylenfiberbetongen. Valen av fiberdoseringar gjordes alltså baserat på ett resonemang kring vilken residualhållfasthet som krävs för det aktuella användningsområdet. Nedan följer en beskrivning av resonemanget för de tre fibertyperna:

Stålfiber - RC65/40CN, Bekaert

Det initiala valet stod mellan att göra en tøjningshårdnande eller tøjningsmjuknande fiberbetong. På grund av de höga doseringsmängder som krävdes för att uppnå tøjningshårdnande togs beslutet att skapa en tøjningsmjuknande fiberbetong. De höga doseringsmängderna hade skapat problem med arbetbarheten samt skulle ha gett höga kostnader i produktion. Tøjningshårdnande beteende uppgavs ske med doseringar kring 50-60 kg/m³. 50 kg/m³ fick utifrån detta gälla som en övre doseringsgräns. Den aktuella fiberns minimidoseringsmängd med avseende på seghet var 20 kg/m³ se bilaga G, vilket sattes som en undre gräns för doseringen.

I samråd med Bekaert AB och Abetong AB valdes en dosering på 30 kg/m³ eller 0,38 volymprocent, vilket ansågs säkerställa en tillräcklig seghet för användning i skivor med avsikt att verka sprickbegränsande och lasttagande efter uppsprickning. Bekaert hade inte tillgång till några bøjtester genomförda med den aktuella fibern. Baserat på tester som gjorts med liknande fibrer bedömdes residualhållfastheten ligga på runt 3 MPa vid måttlig uppsprickning (upp till ca 0,4 mm sprickvidd). Kubhållfastheten för betongen som användes vid de testerna var 50 MPa. Förväntad kubhållfasthet för betongen i denna studie var ca 55 MPa. Provgjutningar med 30 kg/m³ gav konsistens matchande den definierad i avsnitt 3.1 (konsistensklass F, utbredningsmått 490-550 mm).

Basaltfiber - Minibars, gen. 2, Reforcetech

10 kg/m³ (0,5 vol.%) ger enligt de tester som Reforcetech genomfört en residualhållfasthet på 3 MPa, se produktdatablad i bilaga H. Detta med en betong med en cylinderhållfasthet på 64 MPa. Cylinderhållfastheten uppgår till 80-90% av kubhållfastheten (Burström, 2007b), vilket innebar att detta motsvarar en kubhållfasthet på ca 54 MPa (85%).

Med bakgrund mot resonemanget med stålfibern där ca 3 MPa ansågs ge tillräcklig seghet valdes 10 kg/m³ som doseringsmängd för basaltfibern. Provgjutningar med 10 kg/m³ gav en konsistens matchande den definierad i avsnitt 3.1.

Polypropylenfiber - Enduro HPP45, BASF

Polypropylen har en draghållfasthet på 37 MPa, vilket relaterat till stål (1440 MPa) och basalt (1100 MPa) är lite. Detta ger att mycket höga doseringar av Enduro HPP45 måste användas för att komma upp i samma residualhållfasthet som stålfiber och basaltfiber. Maxdoseringen för Enduro HPP45 är enligt produktdatabladet 9 kg/m³, se bilaga F. Provgjutningar med betongreceptet använt i studien gav att 8 kg/m³ gav förändringar i arbetbarheten.

Vid kontakt med BASF gällande genomförda tester av residualhållfasthet uppgavs att en dosering på 6 kg/m³ med en kubhållfasthet på 50 MPa skulle ge en residualhållfasthet på 2 MPa vid CMOD 0,5 mm (Evans, 2013), se Figur 12. Kraft - CMOD förhållande redovisat enligt SS-EEN14651Figur 12 för innebörden av 2 MPa vid CMOD 0,5 mm. 6 kg/m³ ansågs lämpligt med hänsyn till arbetbarhet. Fiberns egenskaper innebär att den inte är lika effektiv som stålfiber eller basaltfiber varför 2 MPa ansågs tillräckligt för Enduro HPP45.

3.3 Genomförande av gjutningar

Fem gjutningar genomfördes i studien sammanfattade i Tabell 10:

Tabell 9. Sammanfattning av gjutningar

Gjutning nr	Armering	Satsvolym [l]	Fiberdosering [kg/m ³]
1	Oarmerad	120	-
2	Stålfiber	130	30
3	Polypropylenfiber	130	6
4	Basaltfiber - 1	130	10
5	Basaltfiber - 2	90	10

Gjutning 1-4 omfattade provkroppar enligt Tabell 10.

Tabell 10. Provkroppar tillverkade i gjutningar 1-4

	Böjdraghållfasthet [antal prover]		Utdragshållfasthet [antal prover]	
	h=30 mm	h=45 mm	h=30 mm	h=45 mm
1 - Oarmerat	6	6	6	6
2- Stålfiber	6	6	6	6
4- Polypropylenfiber	6	6	6	6
4- Basaltfiber	6	6	6	6

Gjutning 5 omfattade tre balkar med samma fiberdosering som gjutning 4. Balkarna tillverkades 150x150x800 avsedda att testas enligt provningsstandard SS-EN14651 se avsnitt 4.3.

Alla blandningar genomfördes i en 130 liters blandare. Grus (0-8), sten (4-8) och cement blandades först i ca 30 sekunder. Vattnet tillsattes sedan i blandaren. När betongen blandats i ca 180 sekunder tillsattes flyttillsatsmedlet. Betongen blandades sedan i ytterligare 60 sekunder.

Efter att ovanstående genomförts skiljer sig förfarandet för den fiberfria blandningen och de fiberarmerade blandningarna enligt nedan:

Fiberfri blandning

Utbredningsmått, lufthalt och densitet kontrollerades. För utförande av utbredningsmått, lufthalt och densitet se avsnitt 2.1.7 - 2.1.9. Betong placerades i de aktuella formarna enligt avsnittet Formfyllning nedan. Så mycket betong som möjligt skrapades ur blandaren. På grund av oväntat mycket betongspill vid skarp gjutning i 130 liters blandaren räckte betongen enbart till att tillverka två tryckkuber för den fiberfria blandningen. I gjutningarna 2-5 blandades 130 liter istället för 120 liter som i sats 1 för att undvika problem med betongmängden.

Fiberarmerade blandningar

Gjutningen av tryckkuberna genomfördes innan fibrerna tillsattes, för beskrivning av placering av betong i kuberna se avsnitt Formfyllning nedan. Efter att tryckkuberna gjutits tillsattes fibrerna och blandaren kördes i ytterligare 5 minuter. Efter blandningen av fibrer genomförs kontroll av utbredningsmått, lufthalt och densitet för den fiberarmerade betongen, se avsnitt 2.1.7 - 2.1.9. Därefter placeras den fiberarmerade betongen i de aktuella formarna enligt avsnittet Formfyllning nedan.

Formfyllning

- Kuberna tillverkades i oljade stålformar med måtten 150 x 150 x 150 mm. Tryckkuberna fylldes till hälften och skakades därefter 20 gånger mot underlaget. Kuberna fylldes därefter upp till kanten och skakades ytterligare 20 gånger varefter överflödig betong skrapades av. Formarna täcktes därefter med plast.
- De tunna balkarna (h=30 och 45 mm) och utdragstesterna göts i formar tillverkade i formplywood. Formarna fylldes till hälften varefter formarna skakades mot golvet 20 gånger. Formarna fylldes sedan till bredden varefter formarna skakades mot golvet 20 gånger. Betongen placerades centrerat i formarna och skakades sedan ut. Överflödig betong skrapades av och ytorna jämnades av med en blöt murslev. Bild 7 och 8 visar betong placerad i formarna.
- De tre standardiserade balkarna göts i träformar tillverkade av formplywood med måtten 150x150x800 mm. Formarna fylldes till hälften varefter formarna skakades mot golvet 20 gånger. Formarna fylldes sedan till bredden varefter formarna skakades mot golvet 20 gånger. Betongen placerades centrerat i formarna och skakades sedan ut. Överflödig betong skrapades av och ytorna jämnades av med en blöt murslev. Tre skruvtvingar placerades jämnt utspridda längs balkens längd för att minska deformationen av formen på grund av betongtrycket. Innan provning av balkarna sågades de till en längd av 600 mm samt den enligt avsnitt 4.3 föreskrivna skåran sågades fram.

Enligt anvisningar från Abetong AB skulle formarna inte vibreras. På grund av detta frångicks det normala förfarandet med vibrering vid gjutning av provkroppar och kontroll av lufthalt. Då gjutningsförfarandet i fabrik inte gick att efterlikna på grund av provkropparnas storlek så beslutades att skakningar på ett konsekvent genomfört sätt skulle användas.

Fiberarmerade tunna betongplattor

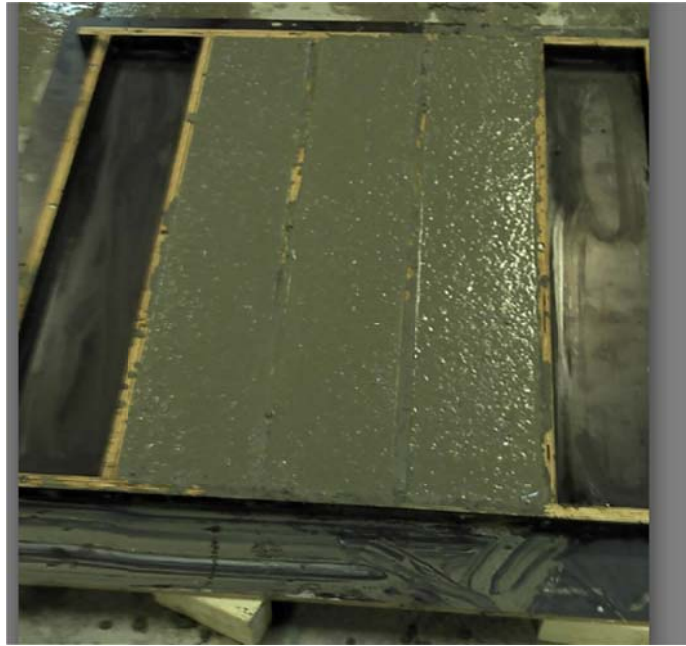


Bild 6. Gjutning av balkar med tvärsnittshöjd 30 mm.



Bild 7. Gjutning av utdragstester med tvärsnittshöjd 30 mm.

3.4 Härdning

Efter gjutning härdades proverna i rumstemperatur i ca 16 timmar innan de placerades i ett temperaturstyrt klimatrums. Klimatrummet har endast varit temperaturstyrt, luftfuktigheten kontrollerades ej. Temperaturen i klimatrummet varierades mellan 23 och 33 °C för att styra härdningstiden för att passa provningsplaneringen. Under de tre första dyggen i klimatrummet hölls provernas yta konstant fuktig genom att för hand sprida vatten över dem. Proverna täcktes med plast för att förhindra snabb avdunstning.

Vid varje gjutning placerades ett termoelement i en av provkropparna i varje gjutning. Termoelementet anslöts till en logger som registrerade temperaturen i betongen under härdningstiden. Temperaturer för provkropparna under härdningstiden redovisas i bilaga A. Bärförmågetesterna inleddes så snart som möjligt efter att proverna uppnått en ekvivalent härdningsålder, $t_{20} = 28$ dygn. Temperaturen i klimatrummet styrdes med två värmefläktar med effektreglage. För beräkning av ekvivalent härdningsålder när temperaturen är känd i betongen se avsnitt 2.1.10.

4. Tester på hårdnad betong

4.1 Bestämning av tryckhållfasthet

Parallellt med provkropparna för böjdraghållfasthet och utdragskapacitet tillverkades kuber för att bestämma tryckhållfastheten. Kuberna testades samma dag som böjdraghållfasthets- och utdragskapacitetstesterna genomfördes.



ng.

Provningsutrustningen är en manuellt styrd maskin av märket Seidner. Den undre delen är en rörlig kolv. Den övre delen är en fast lastcell som registrerar med vilken kraft provkroppen trycks mot anläggningsytan. Pålastning sker med ett reglage som styr hastigheten på kolven. Vid provning korrigeras reglaget för att hålla en konstant pålastningshastighet, [kN/sek].

Provningsförfarande:

1. Kuberna mäts och vägs
2. Tryckytorna torkas av och kuben centreras i tryckpressen.
3. Provet placeras så att lasten påförs vinkelrätt gjutriktingen.
4. Kolven förs upp tills provkroppen är i kontakt lastcellen.
5. Lasten påförs med en hastighet om 25 kN/sek tills provet spricker.
6. Maxlasten registreras.

Maxlasten divideras med kubens anläggningsyta för att ge kubens tryckhållfasthet, [MPa]. Resultaten redovisas i avsnitt 5.3.

4.2 Bøjtester av låga tvärsnitt

För att avgöra böjdraghållfastheten i balkarna med höjderna 30 och 45 mm genomfördes ett trepunkts bøjtest. Den påförda lasten registreras tillsammans med motsvarande nedböjning i balken. Bakgrund till hur testerna har utformats har hämtats ur SS-EN14651, beskriven i avsnitt 4.3 samt ASTM C1018 (Winberg, 1995). Testet följer ingen given provningsstandard då avsikten är att testa balkar i just de dimensioner studien behandlar. Testet är utformat för att kunna registrera last och nedböjning med så stor noggrannhet som är möjligt med den tillgängliga utrustningen. Testerna genomförs så snart som möjligt efter att provkropparna uppnått 28 dygns ekvivalent härdningstid. För härdningstider se bilaga A. Temperatur och luftfuktighet i rummet under testningen var 20°C respektive 50% med en avvikelse på ± 2 °C och $\pm 5\%$.

Nedan följer en beskrivning steg för steg av provningsmetodik:

1. Mätning och vägning

Innan testerna inleds mäts och vägs alla proverna, för måttagning och vikter se bilaga C.

2. Slipning av provkroppar

Balkarna testas med formsidan nedåt vilket innebär den övre ytan är av varierande jämnhet på olika balkar. Innan testerna slipas därför en yta på 90x60 mm med vinkelslip i syfte att ta bort uppstickande ballastkorn och därmed skapa en jämnare anläggningsyta för det plattstål som placeras på balken enligt Bild 14.

3. Mjukvara

För att styra testmaskinen används mjukvarorna MTS Teststar version 4.0C samt Testware SX version 4.0C. Mjukvaran ger möjlighet att styra deformationshastigheten under testets gång samt registrera deformation från externa mätare. Deformationshastigheten styrs utifrån lägesgivaren i testutrustningens rörliga kolv.

4. Testutrustning

Testerna utförs med MTS 810 Material Test System, se Bild 10. Den undre delen består av en rörlig kolv som vid ett bøjtest rör sig uppåt och pressar den aktuella balken mot lastcellen i den övre delen av testmaskinen. Kolven har en lägesgivare som registrerar hur mycket kolven rört sig. Lastcellen registrerar med vilken kraft en balk trycks mot den.

Fiberarmerade tunna betongplattor



› monterad



Bild 11. Övre griplon med en inspänd stålstav avsedd att anlägga kraften på balken.

Fiberarmerade tunna betongplattor

I både kolv och lastcell finns gripklor, se Bild 10 och Bild 11 avsedda att fästa utrustning för att utföra olika tester. I det aktuella balktestet har en balkrigg enligt Bild 12 fästs i kolvens gripklo samt en stav i lastcellen avsedd att anföras av lastcellen registrerade kraften på balken.

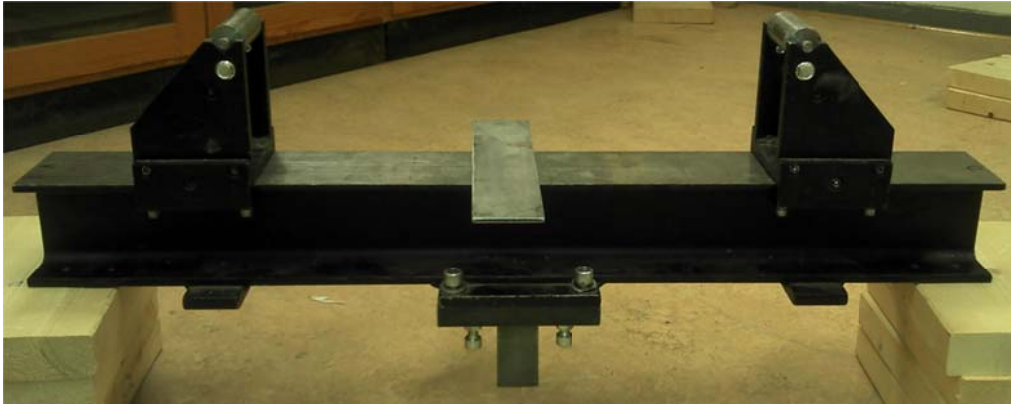


Bild 13 nedan visar en färdig uppställning där en balk är redo att testas.

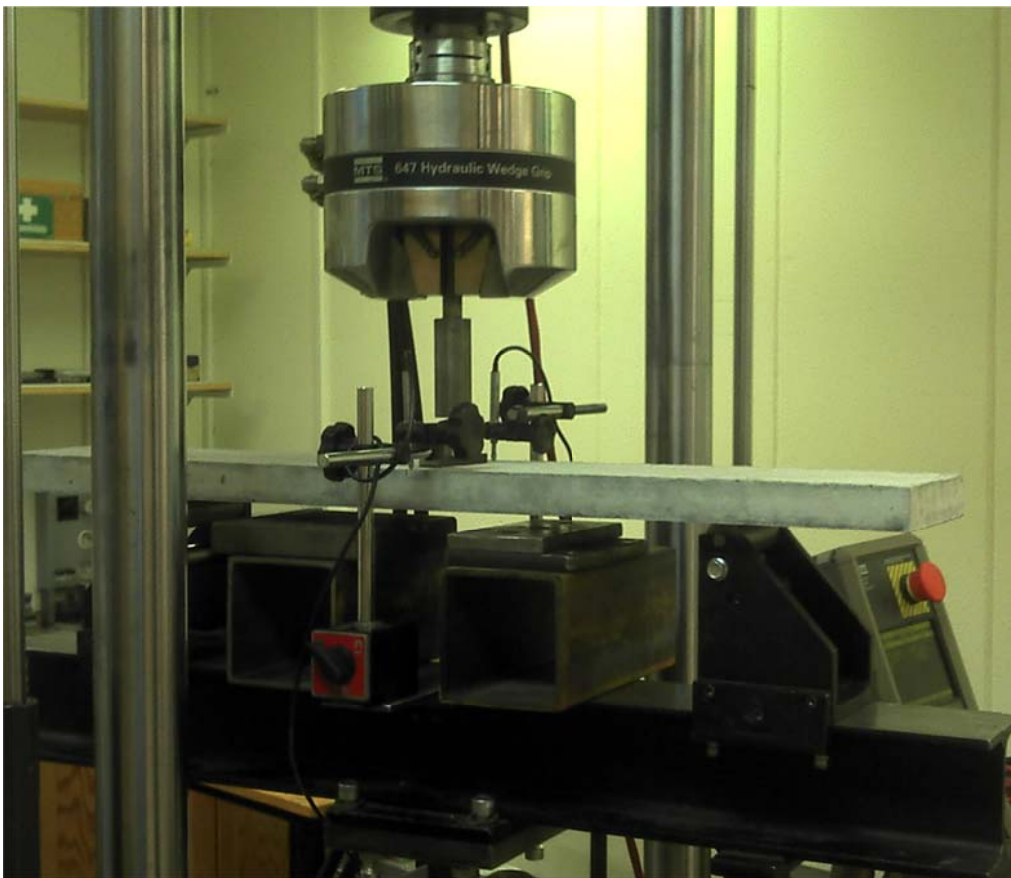
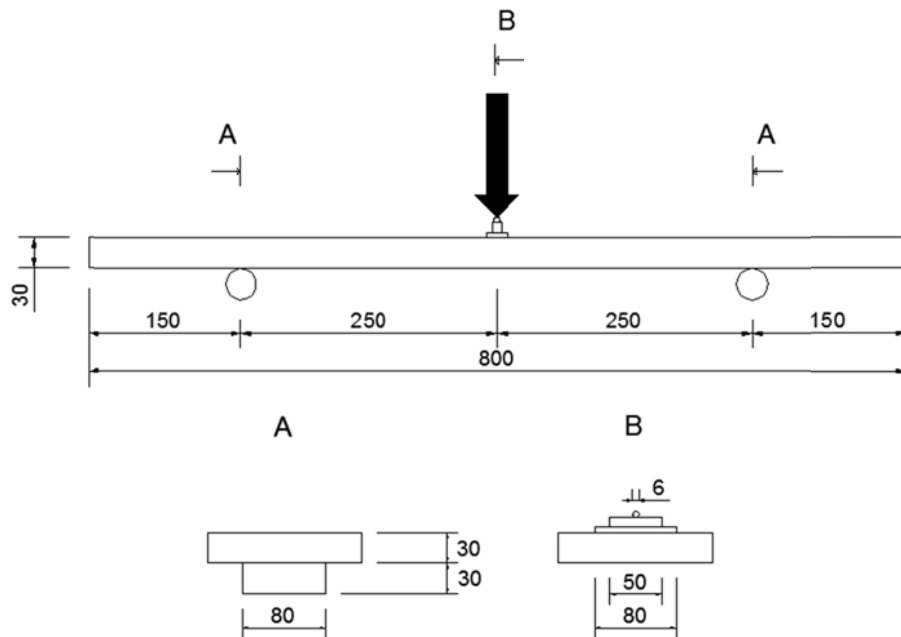


Bild 13. Bild av balk riggad för test.

5. Testuppsättning



Figur 10. Skiss av testuppsättning.

Balken läggs upp på rullupplag i respektive ände. Trycket förs på balken av ett plattstål (80x15x7 mm). På skivan som är i kontakt med balken placeras ett stålstycke (50x15x15 mm) med en försänkning avsett att passa den kula ($r=3$ mm) som placeras i försänkningen. Kulan säkerställer att det inte blir några tvångsspänningar vid anläggningen. Innan testningen inleds centreras provkroppen i längsled och i sidled med en exakthet på 1 mm. Kula och plattstål för anläggningen placerades sedan centrerat under lastcellen med en exakthet på 1 mm, se Bild 14.



1g.

Deformationen mäts med den interna längd- givaren i tryckkolven samt två externa LVDT-givare. LVDT-givarna placeras i kontakt med ovansidan av provkropparna och registrerar alltså hur mycket provkroppens ovansida rör sig under testet, se Bild 14. Tryckkraft från kraftcellen samt deformation från de tre mätkällorna registreras av mjukvaran och redovisas enligt avsnitt 5.5.

6. Teststyrning

Testet är deformationstyrt vilket innebär att deformationshastigheten hålls konstant medan kraften som krävs för att deformera provkroppen i den hastigheten registreras.

Mjukvaran innehåller en funktion där lastcellen söker kontakt med balken. När den i lastcellen registrerade lasten uppnår 75 N inleds det deformationsstyrda testet. Denna funktion har använts i de aktuella testerna.

Därefter används följande två deformationshastigheter i respektive intervall:

- $0 \text{ mm} \leq 0,0013 \text{ mm/s} \leq 0,13 \text{ mm}$
- $0,13 \text{ mm} \leq 0,0035 \text{ mm/s} \leq 3,44 \text{ mm}$

Hastigheterna ovan är angivna i SS-EN 14651 och satta för att kunna registrera snabba lastförändringar med tillräcklig noggrannhet. Med bakgrund mot att de angivna hastigheterna används i SS-EN14651 har de även används i det aktuella testet. Hastigheten ändras manuellt i mjukvaran vid 0,13 mm deformation. För att säkerställa att tillräcklig deformation uppnås körs testerna i 20 minuter, vilket motsvarar en nedböjning större än 3,44 mm. Pålastning sker i en kontinuerlig cykel, ingen avlastning och pålastning sker under ett test. Maxlasten vid en testcykel är satt till 50 kN vilket påverkar med vilken noggrannhet testutrustningen läser av lasten. Detta innebär att testmaskinen registrerar ett värde varje gång lasten förändras med 20 N.

7. Resultat

Resultatet registreras i datafiler innehållande, kraft, kolvläge samt de två LVDT-mätarnas läge. Även tiden för loggningen registreras. Behandling av resultaten med hänsyn till styvhet i testriggen redovisas i bilaga I. De färdiga resultaten redovisas i avsnitt 5.5.

4.3 Tester enligt SS-EN 14651

Böjtester enligt provningsstandard SS-EN 14651 genomfördes på tre basaltfiberarmerade balkar. Testerna gjordes i syfte att skapa bättre underlag för utvärderingen av basaltfibern.

Provningsstandardens fulla namn är:

SS-EN 14651:2005+A1:2007: Förtillverkade betongprodukter – Provningsmetod för betong med metallfibrer – Bestämning av böjdraghållfasthet

1. Förutsättningar

Standarden föreskriver en metod att utvärdera böjdraghållfastheten i stålfiberarmerade balkar. Metoden ger möjlighet att bestämma brottlasten samt ett antal värden för residualspänning vid givna deformationer. Testmetoden gäller för metalliska fibrer upp till 60 mm långa. Metoden kan också användas till en kombination av metalliska fibrer och andra typer av fibrer. Standarden har i branschen använts av etablerade aktörer även för balkar enbart armerade med andra typer av fibrer än stålfibrer. Testprincipen innebär att dragbeteendet i fiberarmerad betong utvärderas med hjälp av residualspänningar bestämda från antingen en kraft/sprickvidds-kurva eller en kraft/nedböjnings-kurva från ett trepunkts-böjtest.

Referenser ges i standarden till följande dokument som anger villkor för de element som tillverkas:

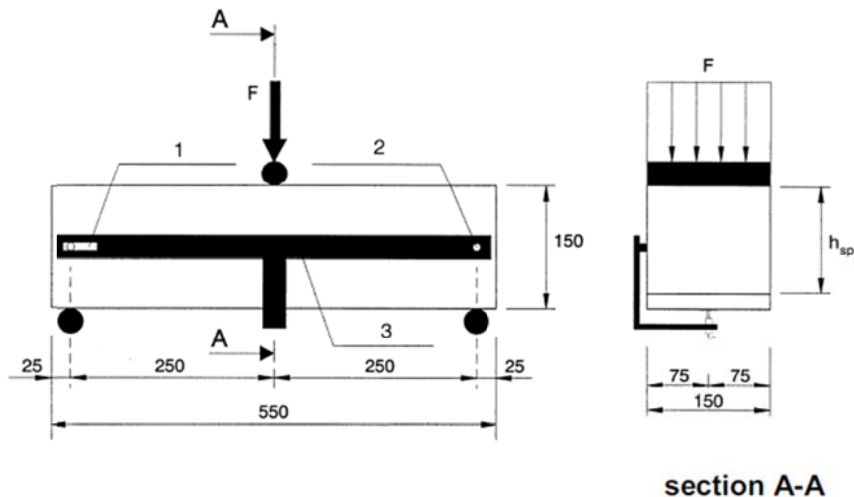
- SS-EN 12350-1, Provning av färsk betong, Del 1: Provtagning
- SS-EN 12390-1, Provning av hårdnad betong, Del 1: Form, dimensioner och övriga krav på provkroppar och formar
- SS-EN 12390-2, Provning av hårdnad betong, Del 2: Tillverkning och härdning av provkroppar för hållfasthetsbedömning
- SS-EN 12390-4, Provning av hårdnad betong, Del 4: Tryckhållfasthet – Fordringar på tryckpressar

Avvikelse vid tillverkningen: SS-EN 12390-1 föreskriver formar av stål med krav på måttavvikelse. Eftersom stålformar för tillverkning av balkar med de rätta dimensionerna inte fanns tillgängliga tillverkades engångsformar i formplywood. Detta gav större måttavvikelse på de färdiga provkropparna än för provkroppar gjutna enligt SS-EN 1239-1. I bilaga C redovisas måtten för provkropparna. Måttavvikelsen för de färdiga provkropparna låg inom ± 2 mm för yttermåtten. Samt ± 3 mm för skåran som sågades i balkens underkant. Kompaktering skulle enligt SS-EN 12390-2 ske med vibrostav eller vibreringsbord. Formarna skakades istället mot golvet enligt avsnitt 3.3. Avvikelsen vid tillverkning bedömdes påverka testets exakthet något. Resultaten bedömdes ändå bli relevanta nog för att använda som underlag inom studien.

2. Provkroppar

Provkropparna tillverkades 150x150x600 mm med en 25 mm djup skåra i mitten av balkens underkant i enlighet med provningsstandarden.

3. Testuppsättning



Figur 11. Skiss av testuppsättning hämtat från SS-EN 14651

Standarden föreskriver att nedböjning skall mätas enligt Figur 11 ovan. En LVDT-givare (lägesgivare) skall placeras på en styv ram (3 i Figur 11) som fixeras i testelementet vid stöden. Ena änden av ramen skall fästas med en glidanordning (2 i Figur 11) och den andra ändan fästs med möjlighet att rotera (2 i Figur 11) LVDT-givaren placeras sedan på en arm som sträcker sig in under elementet, se sektion A-A i Figur 11.

Den utrustning som fanns tillhands vid testerna gav inte möjlighet att mäta nedböjning enligt det sätt som föreskrivs i SS-EN 14651. Deformationen mättes istället med två externa LVDT-givare. LVDT-givarna placeras i kontakt med ovansidan av provkropparna och registrerar alltså hur mycket provkroppens ovansida rör sig under testet, se Bild 14.

Den tillgängliga utrustningen när testerna genomfördes gav enbart möjlighet till en upplagsbredd samt en anläggningsbredd för kraften på 80 mm istället för föreskrivna 150 mm. Detta bedömdes inte påverka resultatet nämnvärt.

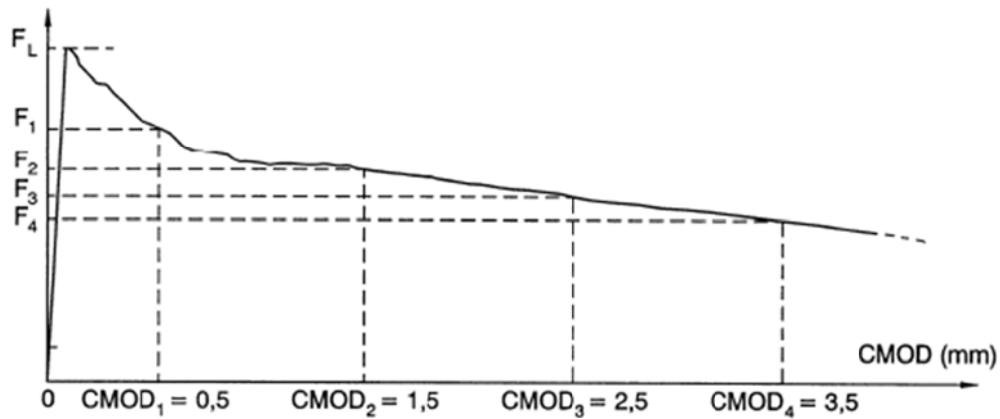
Testet genomfördes deformationskontrollerat med de föreskrivna deformations-hastigheterna:

1. $0 \leq 0,0013 \text{ mm/s} \leq 0,13 \text{ mm}$
2. $0,13 \leq 0,0035 \text{ mm/s} \leq 3,44 \text{ mm}$

Testet skall alltså köras till minst en nedböjning på 3,44 mm.

4. Resultat

Resultat erhöles i en graf enligt Figur 12 nedan. Detta innebär att den uppmätta nedböjningen konverteras till CMOD (Crack Mouth Opening Displacement, sprickvidd) enligt uttryck (1) nedan.



Nedanstående uttryck kan även användas för att omvandla CMOD till nedböjning och vice versa.

$$(1) \Delta d = 0,85 \cdot \Delta_{CMOD} + 0,04$$

Där:

Δd = nedböjningen [mm]

Δ_{CMOD} = sprickvidden [mm]

Resultat från testerna enligt avsnitt 5.6. Bilaga I beskriver den korrigerings av resultatet som genomfördes p.g.a. deformationer i testriggen. Den uppmätta kraften räknades om till spänning enligt avsnitt 2.2.4.

4.4 Utdragstester

4.4.1 Allmänt

I de flesta produkter av betongskivor används ingjutningsgods av olika typer för att sammanbinda betongskivan med andra bärverksdelar. De ingjutningsgods som används måste kunna bära de krafter som krävs för att hålla ihop bärverksdelarna samt kunna hantera aktuella yttre laster. För att klara detta krävs att ingjutningsgodsets förankring i betongen är tillräckligt god samt att ingjutningsgodset i sig har tillräcklig lastkapacitet. Ingjutningsgodsen utvärderade i den aktuella studien är i första hand avsedda att användas som bärankare, alltså för att hålla ihop två skivor. Belastningsfallet med rakt utdrag som ses i figur 14 avsågs i första hand simulera betongtrycket som uppstår vid fyllning av en skalvägg. Testet syftade också i allmänhet till att utvärdera möjligheten att använda det aktuella ingjutningsdjupet, se figur 14.

De parametrar som påverkar ett ingjutningsgods utdragshållfasthet är:

- **Förankringslängd, ingjutningsgodsets geometri**

En lång förankringssträcka ger högre utdragshållfasthet. Om ingjutningsgodset består av delar som är vinkelräta i förhållande till den utdragande kraftens riktning så ger detta ytterligare positivt tillskott till utdragshållfastheten.

- **Ingjutningsgodsets ytstruktur**

En skrovlig ytstruktur ger bättre förankring mellan betong och ingjutningsgods.

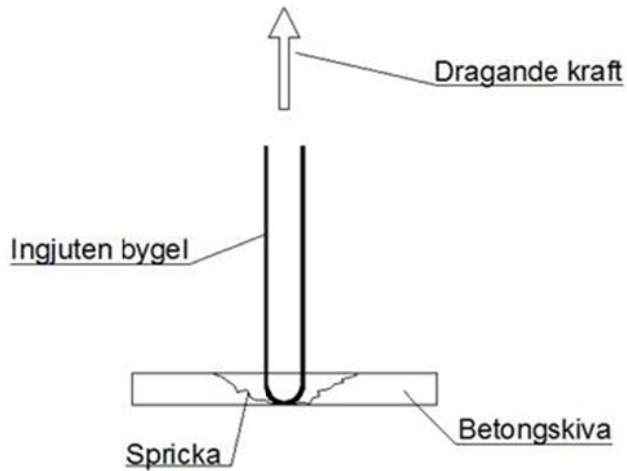
- **Ingjutningsgodsets materialkvalitet**

Material med hög E-modul och hög brottspänning ger möjlighet att ta större krafter innan ingjutningsgodset i sig ger vika. Det finns ofta fördelar att utforma ingjutningsgodsen på ett sådant sätt att brottet inte sker i betongen. Betongbrott är spröda brott vilket innebär att brottet kommer plötsligt. På grund av detta kan det vara bra att använda sig av material med lägre E-modul där tydliga deformationer uppstår innan brott. Materialvalet beror på önskvärt verkanssätt hos den enskilda produkten.

- **Betongsammansättning**

En hög betongkvalitet ger bättre utdragshållfasthet. Som nämnt ovan skall betongklassen väljas tillsammans med ingjutningsgodset då utdragshållfastheten är beroende av materialens samverkan.

Den förväntade brottmoden för utdragstesterna i studien är dragbrott i betongen. Vid ett dragbrott i betongen dras en betongkon loss ur betongen, se Figur 13. Kapaciteten för den här typen av brott styrs av betongens draghållfasthet, samt geometrin på ingjutningsgodset som avgör hur stor kona som dras loss (CEN, 2005).



rott.

Att placera byglar i tunna betongplattor är svårt eftersom det kräver hög noggrannhet. Att placera bygeln i kontakt med formbotten, se figur 14, gör arbetet i fabrik enklare och mindre tidsödande eftersom byglarna inte behöver placeras på en viss höjd med hjälp av upphängare (Lillieblad, 2013).

4.4.2 Provkropparnas utseende

Som en inledande studie för att utvärdera utdragshållfastheten i skivor med tjocklekarna 30 och 45 mm genomfördes provningar där byglar drogs ur oarmerade och fiberarmerade betongskivor. Byglar med diametern 4,6 mm göts in i provkroppar med tjocklekarna 30 mm och 45 mm enligt Bild 15.

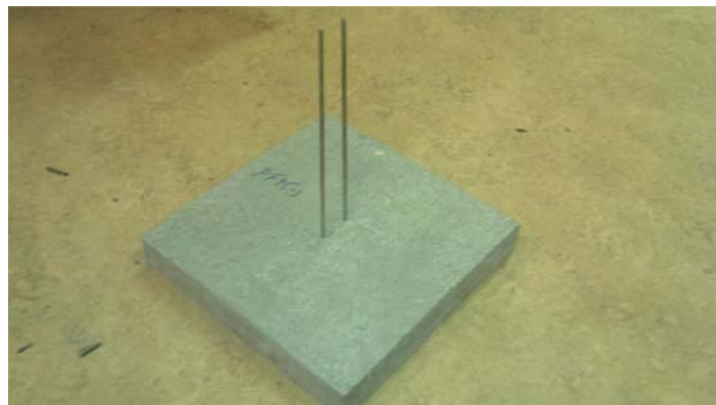
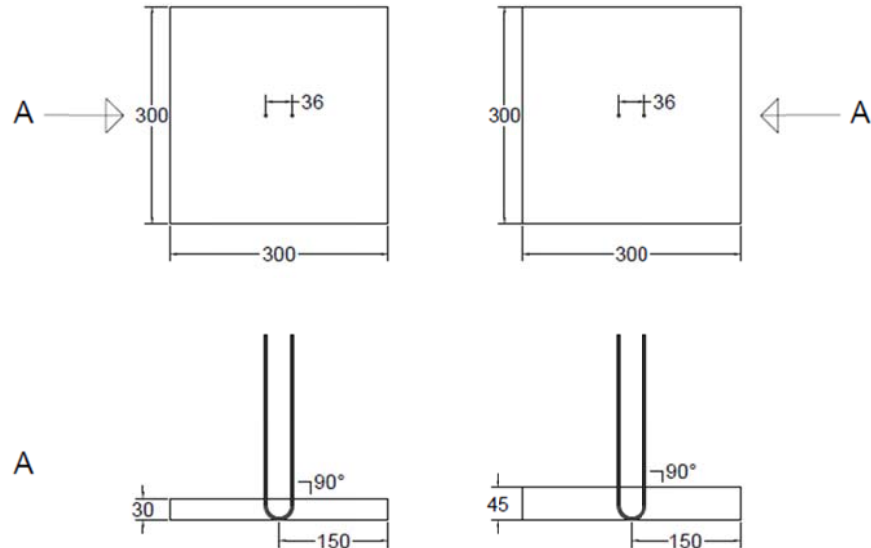


Bild 15. Utdragsprov med sidan 300 mm och tvärsnittshöjden 45 mm.

Bygeln göts in centrerat och 90° mot betongytan enligt Bild 15 och Figur 14. Byglarna är i rostfritt stål med dorndiametern 30 mm. Maximala avvikelserna i horisontalled mellan punkten där bygeln går in i skivan och bygelns topp är 5 mm. Provkropparna gjordes så stora som möjligt i den aktuella provnings-

maskinen, se avsnitt 4.4.3. Betongrecept, gjutningsförfarande samt härdning framgår av avsnitten 3.1 till 3.4.

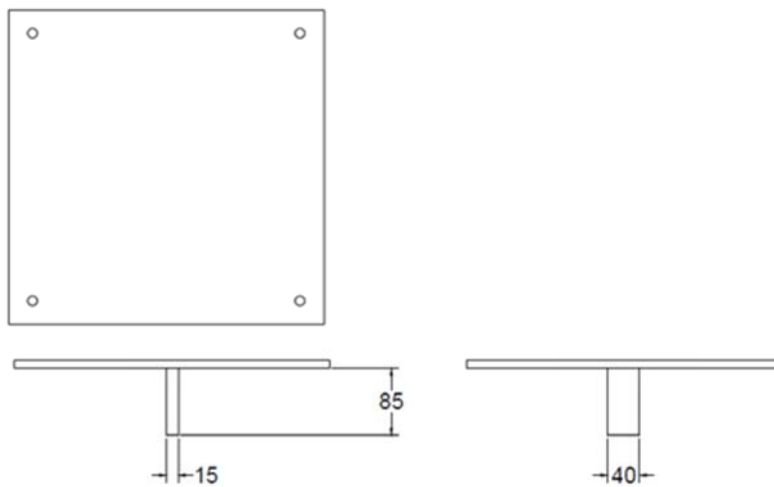


Figur 14. Måttfatt skiss av utdragsproverna.

4.4.3 Provutrustning och utförande

Testerna utfördes med samma hårdvara och mjukvara som de genomförda böjtesterna, se avsnitt 4.2. Vid de aktuella testerna fördes kolven nedåt och drar då med hjälp av provningsriggen med sig provkroppen, se Bild 16. Den ingjutna bygeln späades in i lastcellen vilket innebär att den dragande lasten registrerades i lastcellen när kolven rörde sig nedåt. Testerna kördes med en konstant deformationshastighet, 0,0035 mm/s.

Följande provutrustning användes för att fästa in provkropparna och dra ut bygeln ur betongen. Den undre plattan av stål fästes i MTS:ens undre gripklo. För utseende och mått för den undre plattan se Figur 15.



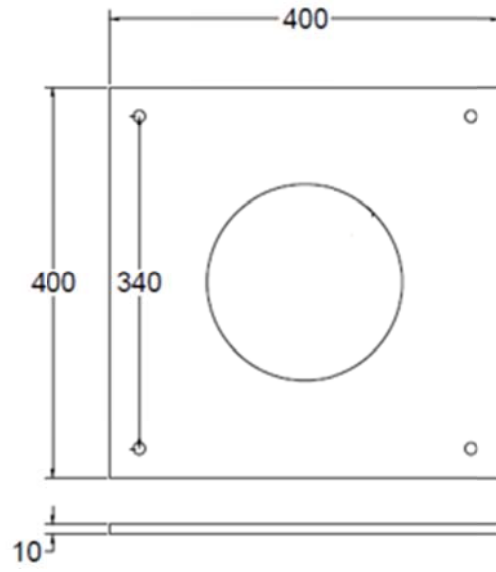
Figur 15. Principiell bild av den undre stålplattan

Provkroppen placerades sedan på den undre plattan. En övre platta med ett cirkulärt hål placerades sedan på provkroppen. För utseende och mått på den övre plattan se Figur 16. Bygeln stack upp genom hålet och klämdes fast i MTS:ens övre gripklo. Den övre och undre plattan skruvades ihop med skruv. Det innebär att betongprovet var fixerat mellan stålplattorna och bygeln kunde dras ut ur betongproverna. Måtten på stålplattorna (400x400 mm) styrdes av utrymmet i provningsmaskinen.



TS:en.

Fiberarmerade tunna betongplattor

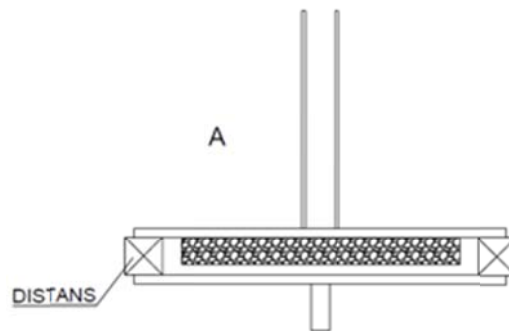


4.4.4 Provning

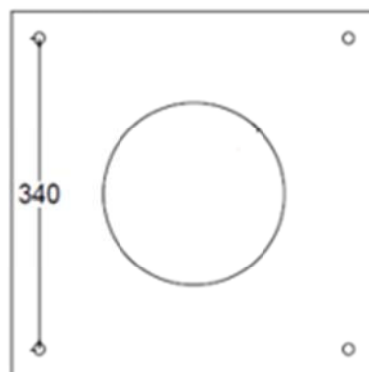
Brottnoden blev inte den förväntade enligt avsnitt 4.4.1 Därför förfinades provningsutrustningen under provningens gång. För att skapa förutsättningar för ett utdragsbrott ändrades upplagsförhållandena för provkroppen och förstävningar av provutrustningen gjordes. En genomgång av hur provningsförfarandet ändrades under provningens gång och resonemang till varför upplagsförhållanden och förstävningar gjordes beskrivs under varje provning.

- Provning 1

Provkroppen placerades i provutrustningen enligt avsnitt 4.4.3 ovan. Eftersom en betongyta inte är jämn placerades ett mellanlägg av skumgummi mellan provkroppen och den övre stålplattan för att skapa en större anläggningsyta. För att skapa ett mellanrum mellan betongprovet och den undre plattan placerades distanser mellan stålplattorna enligt Figur 17. Det gjordes för att betongprovet inte skulle vara påverkat av någon kraft innan provningen startade. Den övre och undre stålplattan spändes ihop med en skruv i varje hörn enligt Figur 18. Diametern på hålet i den övre plattan var under första provningen 200 mm.



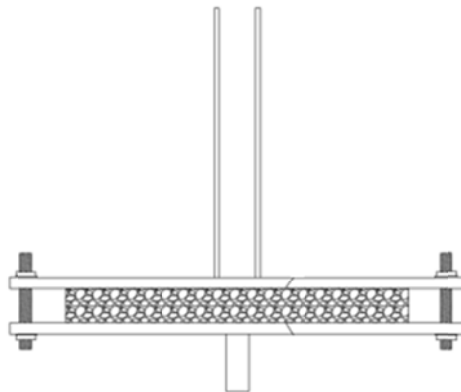
nder



Utvärdering provning 1: Det förväntade utdragsbrottet uppstod inte. Istället uppstod ett böjbrott i provkroppen. Mer om detta i avsnitt 4.4.5. Skumgummit som användes var för mjukt vilket ledde till att betongen bara låg an mot den övre stålskivan i några få punkter trots skumgummit. För att undvika detta och försöka få till ett utdragsbrott ändrades provningsmetoden och utfördes enligt provning 2.

- **Provning 2**

Skumgummit som användas som mellanlägg mellan den övre skivan och betongprovet i provning 1 ansågs vara för mjuk. För att skapa en bättre anläggningsyta byttes skumgummit ut mot en hårdare skiva i cellplast. För att skapa en inspänning av betongprovet som liknar en fast inspänning spändes stålskivorna ihop med fyra stycken skruvar i varje hörn som under provning 1 fast utan distanser. Provkroppens inspänning såg ut som i Figur 19. Med mellanlägg i ovankant och stålplattan direkt mot provkroppen i underkant. En inspänning som mer liknar en fast inspänning ger mindre böjdragspänning i betongprovet och därmed skulle ett utdragsbrott istället kunna uppstå. Det cirkulära hålet i den övre plattan var 200 mm i diameter.



Figur 19. Principiell bild över inspänningen av provkroppen mellan stålplattorna.

Utvärdering provning 2: Det uppstod fortfarande böjbrott i provkroppen. Cellplasten skapade en bättre anläggningsyta. När kraften blev för stor deformerades cellplasten kring hålet och böjning uppstod i provkroppen. Cellplasten fick ungefär samma effekt som distanserna under provning 1. Inspänningen som gjordes för att mer likna en fast inspänning var fortfarande mer lik en fritt upplagd provkropp.

Eftersom provkroppen var inspänd mellan de två stålplattorna var provkroppen påverkad av en kraft innan provningen startade. Den kraften visade sig vara försumbar i förhållande till kraften som påverkade provkroppen när bygeln dras ut ur betongen.

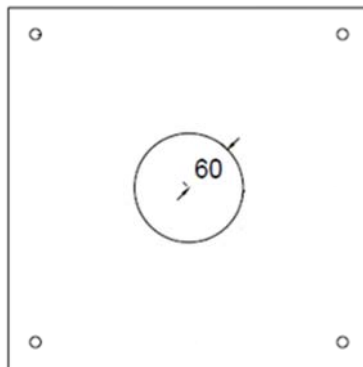
- **Provning 3**

För att skapa en inspänning som mer liknar en fast inspänning byttes mellanlägget mellan övre plattan och provkroppen till neopren-gummi. Stålp Plattorna spändes sedan ihop med fyra stycken skruvar, en i varje hörn så att provkroppen precis som under provning 2 klämdes in mellan stålp Plattorna. Provkroppens inspänning såg ut som i Figur 19 ovan. Eftersom neopren-gummi är betydligt hårdare än cellplast borde en inspänning av provkroppen som mer liknar en fast inspänning ha skapats. Hålet i den övre plattan var 200 mm i diameter.

Utvärdering provning 3: Även under provning 3 uppstod böjbrott i provkroppen. Böjdragsspänningen blev fortfarande för stor i provkroppen för att ett utdragsbrott skulle kunna ske. Inspänningen var här mer lik en fast inspänning än tidigare.

- **Provning 4**

Provning 4 utfördes på samma vis som i provning 3 med en skillnad. För att minska böjdragsspänningen i provkroppen tillverkades en ny övre stålp latta med ett mindre cirkulärt hål. Hålet gjordes med en diameter på 120 mm enligt Figur 20 nedan. Hålet gick inte att göra mindre p.g.a. brottkonen som borde bildas.



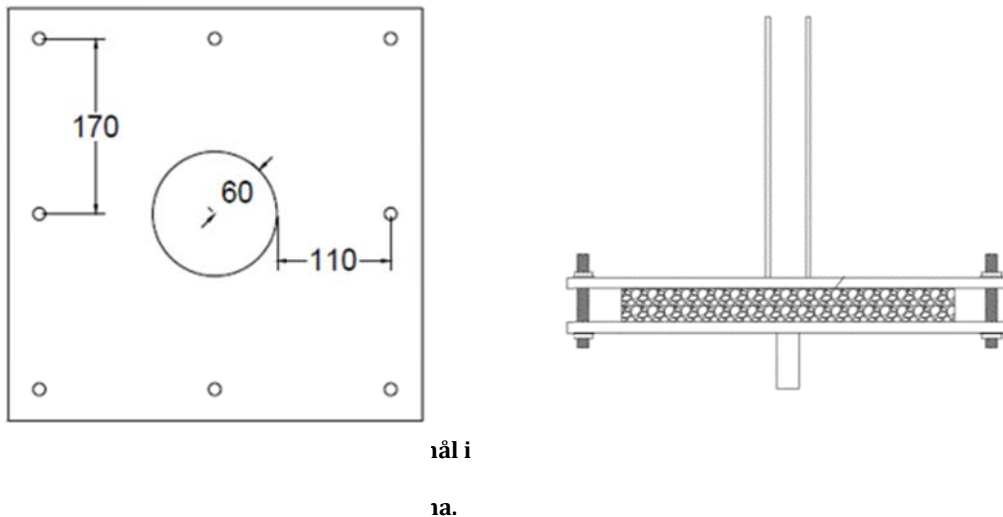
Figur 20. Figur på den övre stålp lattan i försök 4.

Utvärdering provning 4: Böjbrott uppstod fortfarande i provkroppen. Misstanke om att den övre plattan inte var tillräckligt styv började dock uppstå. Kunde plattan på något sätt göras styvare borde inspänningen av provkroppen likna en fast inspänning än mer.

- **Provning 5**

Eftersom den övre stålskivan inte ansågs vara tillräckligt styv gjordes försök att göra den styvare. För att göra den övre plattan styvare och mindre benägen att deformeras borrades 4 nya hål enligt Figur 22 nedan för att kunna spänna ihop de två stålp lattan. Resterande del av provningen var precis som för provning 4

med cirkulärt hål med diameter 120 mm och neopren-gummi som mellanlägg mellan övre stålplattan och provkroppen. I underkant spänns provkroppen fortfarande in direkt mot stålskivan enligt Figur 21.



Utvärdering provning 5: Böjbrott uppstod fortfarande i provkroppen. Okulärt såg den övre skivan betydligt styvare ut. Ingen synlig deformation kunde upptäckas. Inspänningen ansågs nu ligga nära en fast inspänning. Det ansågs nu svårt att göra något för att minska böjdragspänningen i provkroppen med den aktuella provmetoden.

4.4.5 Utvärdering av testerna

Testmetoderna är utformade med utgångspunkt i att utdragsbrott skall uppstå när en dragande kraft påförs den ingjutna bygeln. En förutsättning för detta är att böjbrott inte blir den dimensionerande brottmoden.

Oberoende av vilken testmetod listad i avsnitt 4.4.4 som användes uppstod böjbrott i betongskivan före utdragsbrott. Variationerna i testmetoderna gjordes i syfte att söka en så fast inspänning som möjligt. En fast inspänning ger lägre moment i skivan än om skivan är fritt upplagd, vilket innebär att man kunde belasta skivan mer innan böjbrott. Testmetod 5 är den styvaste rigg som användes, det går inte att påstå att den var helt fast inspänd men så nära det gick att komma med den aktuella testmetoden. Brottets utseende visas i Bild 17 och Bild 18 nedan.



Bild 17. Exempel på böjbrott, testmetod 1.



Bild 18. Exempel på böjbrott, testmetod 1.

Oavsett testmetod såg första brottet ut enligt ovan. En genomgående spricka med placering och riktning enligt Bild 17. Sprickorna var som i Bild 18 mer vidgade i ovankant. Detta konsekventa brottmönster visar tydligt att betongprovet spricker av ett böjande moment.

Beräkning av den förväntade utdrags hållfastheten genomfördes enligt bilaga B. Beräkningen gav att utdragsbrott borde uppstå vid 23 kN för $h=30$ mm samt 38 kN för $h=45$ mm. Vid de genomförda testerna uppmättes en brottkraft på som mest 15 kN för 45 mm och 9 kN för 30 mm. Vilket innebär att den uppnådda brottkraften för momentbrott var mindre än hälften av den beräknade kapaciteten för utdragsbrott.

Med bakgrund mot detta drogs slutsatsen att böjbrott i provkroppen var den dimensionerande brottmoden. Ingjutningsdjupet var för stort i förhållande till skivtjockleken för att utdragsbrott skulle uppstå. Vidare studier krävs här med andra ingjutningsdjup eller andra testmetoder för att utvärdera en ingjuten bygels bärförmåga.

5. Resultat

5.1 Utbredningsmått

Utbredningsmåten som togs för varje betongblandning redovisas i Tabell 11 nedan. Resultaten visar att alla blandningar utom Basalt 2 var av konsistensklass F4 (utbredningsmått 490-550 mm). Ingen hänsyn har tagits till Basalt 2s avvikande konsistensklass. Blandningen ansågs vara fullt gjutbar. Utbredningsmått utfört enligt avsnitt 2.1.7.

Tabell 11. Utbredningsmått

Blandning	Utbredningsmått [mm]
Utan fiber	500
Stålfiber	530
Polypropylen	540
Basalt 1	490
Basalt 2	480

5.2 Lufthalt och densitet

Lufthalterna som uppmättes för varje betongblandning under gjutningarna redovisas nedan tillsammans med betongblandningens densitet. Mätningarna beskrivs i avsnitt 2.1.8 och 2.1.9.

Tabell 12. Lufthalt och densitet

Blandning	Lufthalt [%]	Densitet [kg/m ³]
Fiberfri	2,5	2340
Stålfiber	2,8	2353
Polypropylen	2,65	2331
Basalt 1	3,2	2313
Basalt 2	3,2	2331

5.3 Tryckhållfasthet

De uppmätta tryckhållfastheterna enligt avsnitt 4.1 för respektive betongblandning redovisas nedan. Eftersom inte alla anläggningsytor mättes antogs alla anläggningsytor vara 0,15 x 0,15 m². P.g.a. av betongbrist när den fiberfria blandningen utfördes göts endast två kuber. Alla kuber göts innan fiber tillsattes i betongblandningen. Ekvivalent ålder är beräknad enligt avsnitt 2.1.10 med temperaturvariationer enligt bilaga A.

Tabell 13. Tryckhållfasthet

Kubbeteckning	Area [m ²]	Kraft [kN]	Hållfasthet [MPa]	Hållfasthet medel [MPa]	t ₂₀ [dygn]	vct
Fiberfri 1	0,0225	1405	62,4	63,1	28-29	0,42
Fiberfri 2	0,0225	1435	63,8			
Stålfiber 1	0,0225	1520	67,6	67,4	30-31	0,42
Stålfiber 2	0,0225	1540	68,4			
Stålfiber 3	0,0225	1490	66,2			
Polypropylen 1	0,0225	1600	71,1	71,9	29-30	0,42
Polypropylen 2	0,0225	1615	71,8			
Polypropylen 3	0,0225	1635	72,7			
Basalt 1.1	0,0225	1625	72,2	71,2	28-29	0,42
Basalt 1.2	0,0225	1580	70,2			
Basalt 1.3	0,0225	1600	71,1			
Basalt 2.1	0,0225	1620	72,0	70,5	28-29	0,42
Basalt 2.2	0,0225	1580	70,2			
Basalt 2.3	0,0225	1560	69,3			

Som synes avviker resultaten för fiberfri och stålfiber något. Effekten av detta diskuteras i avsnitt 6.

5.4 Karakteristiska värden

De karakteristiska värdena presenteras tillsammans med medelvärden för de olika provserierna. Vid beräkning av de karakteristiska värdena har variationskoefficienten, V_x antagits vara okänd vid val av fraktilfaktorn, k_n . Vid beräkning av karakteristiska värden har variationskoefficienten antagits till minst 0,1. För mer information se avsnitt 2.5.3–2.5.5. För redovisning av sprickmoment, moment vid 0,2 mm och moment vid 0,4 mm för respektive balk se bilaga L. Även värdena på standardavvikelser, s_x och variationskoefficienter, V_x för varje provserie redovisas. Värdena på standardavvikelsen och variationskoefficienten redovisas för att ge en uppfattning om hur stor spridningen är inom varje provserie. Varje provserie betecknas enligt nedan.

Tabell 14. Tabell över hur provserierna betecknas.

Provserie	Beteckning provserie
Balkar utan fiber, tvärsnittshöjd 30 mm	FF30
Balkar utan fiber, tvärsnittshöjd 45 mm	FF45
Balkar stålfiber, tvärsnittshöjd 30 mm	SF30
Balkar stålfiber, tvärsnittshöjd 45 mm	SF45
Balkar polypropylenfiber, tvärsnittshöjd 30 mm	PF30
Balkar polypropylenfiber, tvärsnittshöjd 45 mm	PF45
Balkar basaltfiber, tvärsnittshöjd 30 mm	BF30
Balkar basaltfiber, tvärsnittshöjd 45 mm	BF45

Tabell 15. Karakteristiska värden för sprickmoment och moment vid sprickvidd 0,2 respektive 0,4 mm.

Provserie	Sprickmoment [kNm]	Moment vid sprickvidd 0,2 mm [kNm]	Moment vid sprickvidd 0,4 mm [kNm]
FF30	0,09	-	-
FF45	0,22	-	-
SF30	0,14	0,08	0,06
SF45	0,26	0,18	0,13
PF30	0,15	0,02	0,01
PF45	0,27	0,05	0,02
BF30	0,13	0,04	0,03
BF45	0,21	0,03	0,01

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 16. Medelvärden över sprickmoment och moment vid sprickvidd 0,2 respektive 0,4 mm för de olika balkarna.

Provserie	Sprickmoment [kNm]	Moment vid sprickvidd 0,2 mm [kNm]	Moment vid sprickvidd 0,4 mm [kNm]
FF30	0,12	-	-
FF45	0,28	-	-
SF30	0,19	0,15	0,15
SF45	0,34	0,24	0,22
PF30	0,19	0,04	0,02
PF45	0,34	0,09	0,05
BF30	0,17	0,08	0,07
BF45	0,30	0,15	0,13

Tabell 17. Standardavvikelser för de olika provserierna för sprickmoment och för moment vid sprickvidd 0,2 respektive 0,4 mm.

Provserie	Sprickmoment	Moment vid sprickvidd 0,2 mm	Moment vid sprickvidd 0,4 mm
FF30	0,01	-	-
FF45	0,01	-	-
SF30	0,01	0,03	0,03
SF45	0,01	0,03	0,04
PF30	0,02	0,02	0,02
PF45	0,04	0,05	0,05
BF30	0,01	0,01	0,01
BF45	0,02	0,02	0,01

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 18. Variationskoefficient för de olika provserierna för sprickmoment och för moment vid sprickvidd 0,2 respektive 0,4 mm. Vid beräkning användes $V_x=0,1$ som minsta variationskoefficient. I de fall den beräknade variationskoefficienten överstiger 0,1 har den beräknade variationskoefficienten enligt nedan använts.

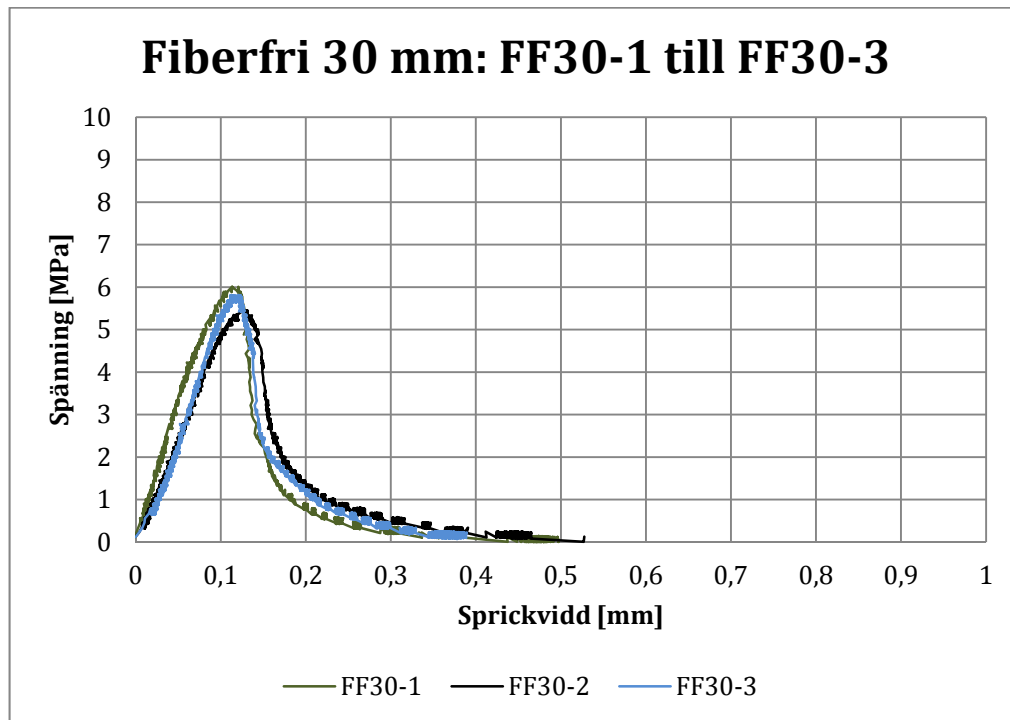
Provserie	Sprickmoment	Moment vid sprickvidd 0,2 mm	Moment vid sprickvidd 0,4 mm
FF30	0,10	-	-
FF45	0,05	-	-
SF30	0,06	0,19	0,22
SF45	0,04	0,11	0,19
PF30	0,02	0,27	0,33
PF45	0,05	0,22	0,27
BF30	0,09	0,20	0,26
BF45	0,13	0,34	0,41

5.5 Böjtester

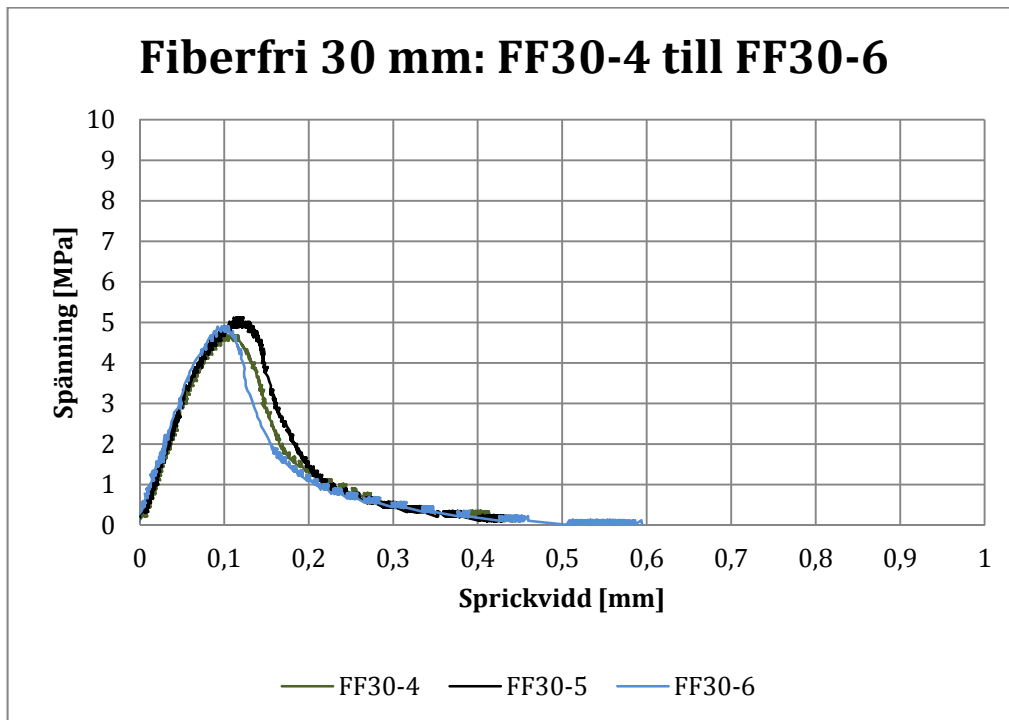
Alla balkar som testats redovisas i spänning-sprickvidds diagram. Spänningen som redovisas är beräknad böjdragspänning utifrån kraften enligt avsnitt 2.2.4. Sprickvidden är beräknad utifrån deformationen enligt samma avsnitt. Beteckningarna i diagrammen är enligt Tabell 14. Kommentarer till resultaten följer efter resultaten för varje fibertyp.

5.5.1 Utan fiber

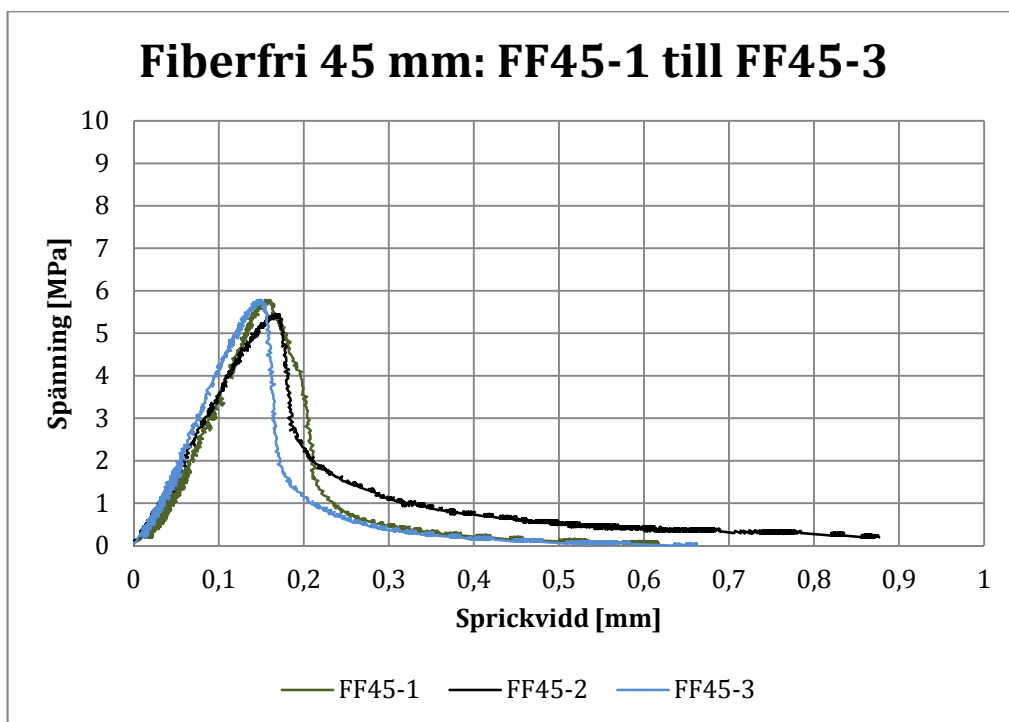
Följande fyra diagram visar spänning-sprickvidds förhållandet för två olika tvärsnittstjocklekar. De två diagrammen första redovisar tre testresultat var för tvärsnittshöjden 30 mm. De två därpå följande redovisar tre testresultat var för tvärsnittshöjden 45 mm. Skalan på alla grafer är samma och storleken på diagrammen är lika stora.



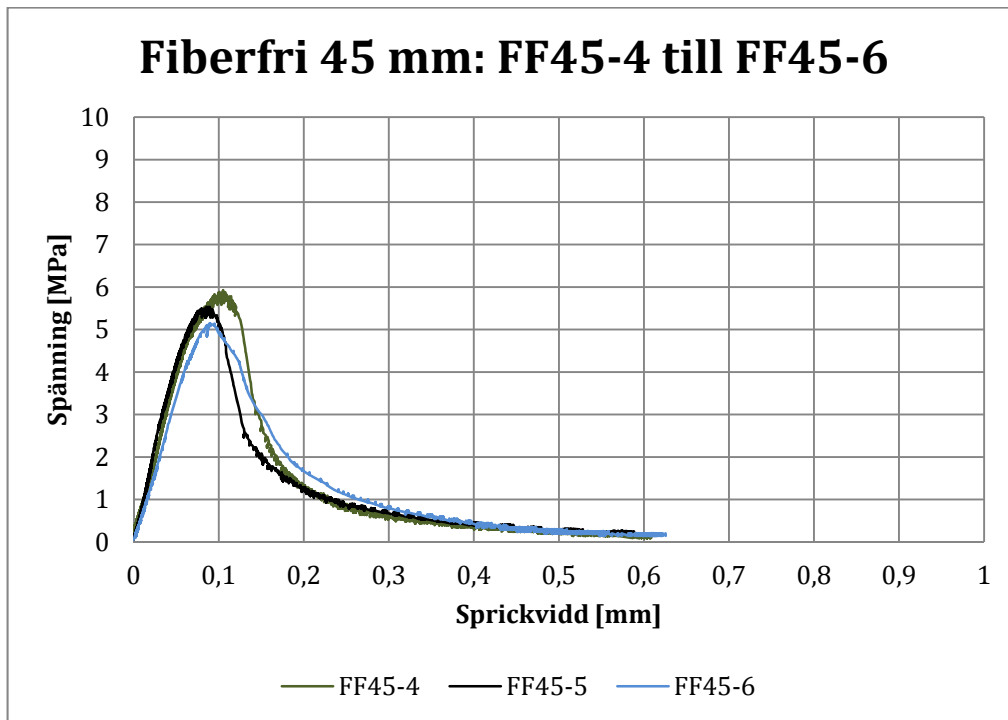
Figur 23. Spänning-sprickvidds förhållande för fiberfria balkar 1-3, tvärsnittshöjd:30 mm.



Figur 24. Spänning-sprickvidds förhållande för fiberfria balkar 4-6, tvärsnittshöjd:30 mm.



Figur 25. Spänning-sprickvidds förhållande för fiberfria balkar 1-3, tvärsnittshöjd:45 mm.

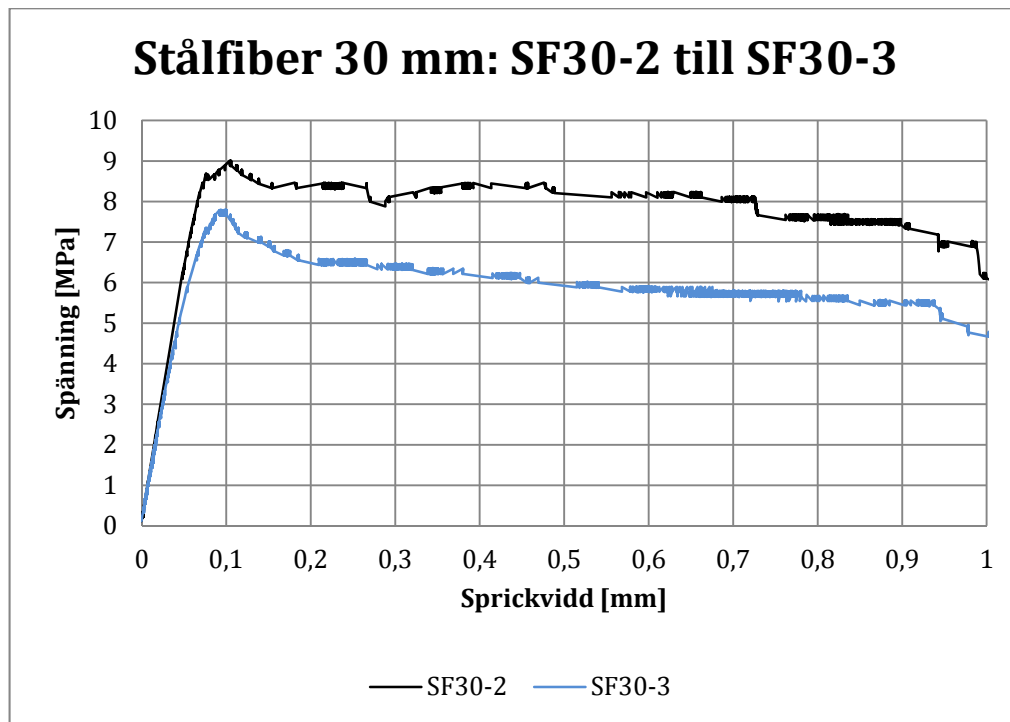


Figur 26. Spänning-sprickvidds förhållande för fiberfria balkar 4-6, tvärsnittshöjd:45 mm.

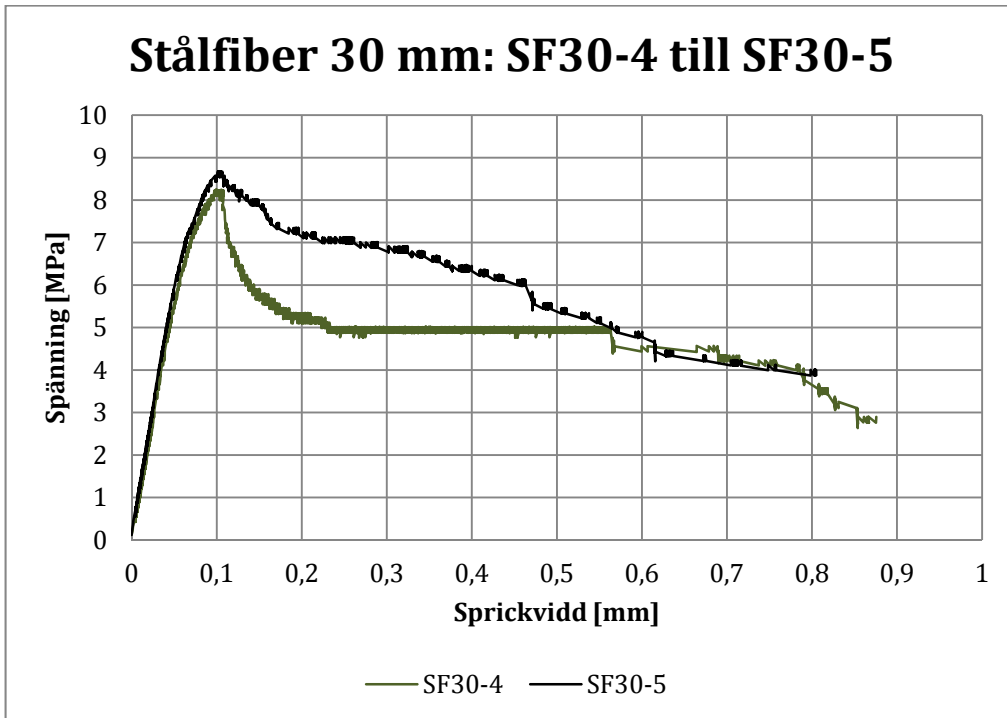
Sprickspänningen är väl samlad för båda tvärsnittstjocklekarna. Sprickspänningarna är lika stora för de båda tvärsnittstjocklekarna. Efter uppsprickning har balkarna i princip ingen bärförmåga. Resultatet är att förvänta för oarmerad betong och visar på behovet att armera för att erhålla bärförmåga efter uppsprickning.

5.5.2 Stålfiber

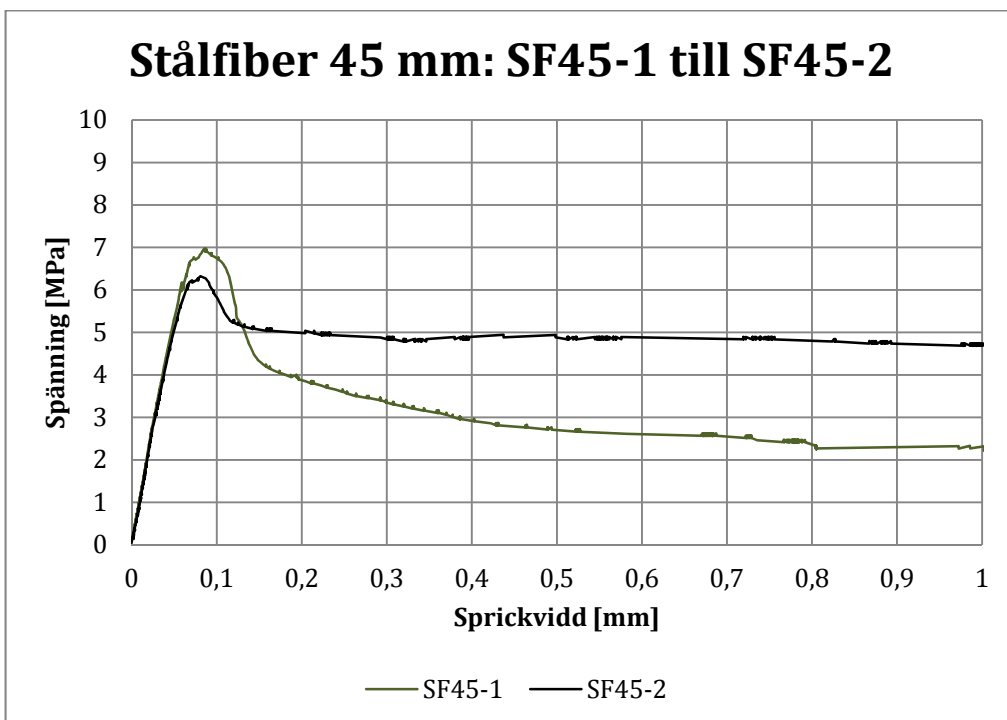
Följande fyra diagram visar spänning-sprickvidds förhållandet för två olika tvärsnittstjocklekar. De två första diagrammen redovisar två testresultat var för tvärsnittshöjden 30 mm. De två därpå följande redovisar två respektive tre testresultat var för tvärsnittshöjden 45 mm. De ej redovisade resultaten beror på att de balkarna kasserades innan testerna inleddes på grund av att de hade spruckit under hanteringen. Skalan på alla grafer är samma och storleken på diagrammen är lika stora.



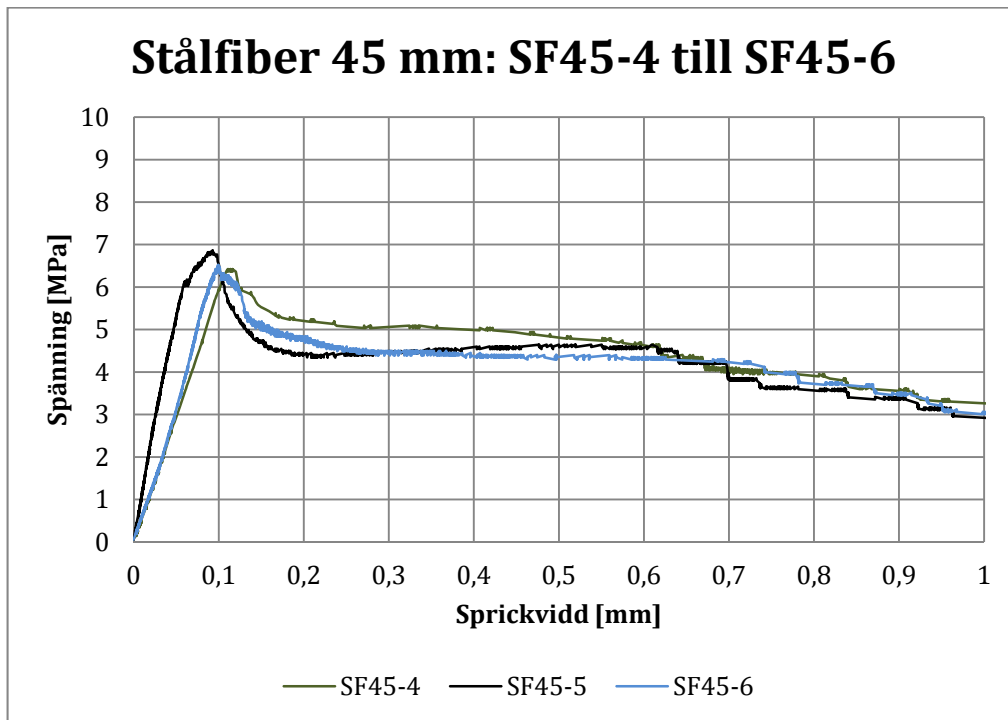
Figur 27. Spänning-sprickvidds förhållande för stålfiberarmerade balkar 2-3, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 28. Spänning-sprickvidds förhållande för stålfiberarmerade balkar 2-3, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 29. Spänning-sprickvidds förhållande för stålfiberarmerade balkar 1-2, tvärsnittshöjd: 45 mm.

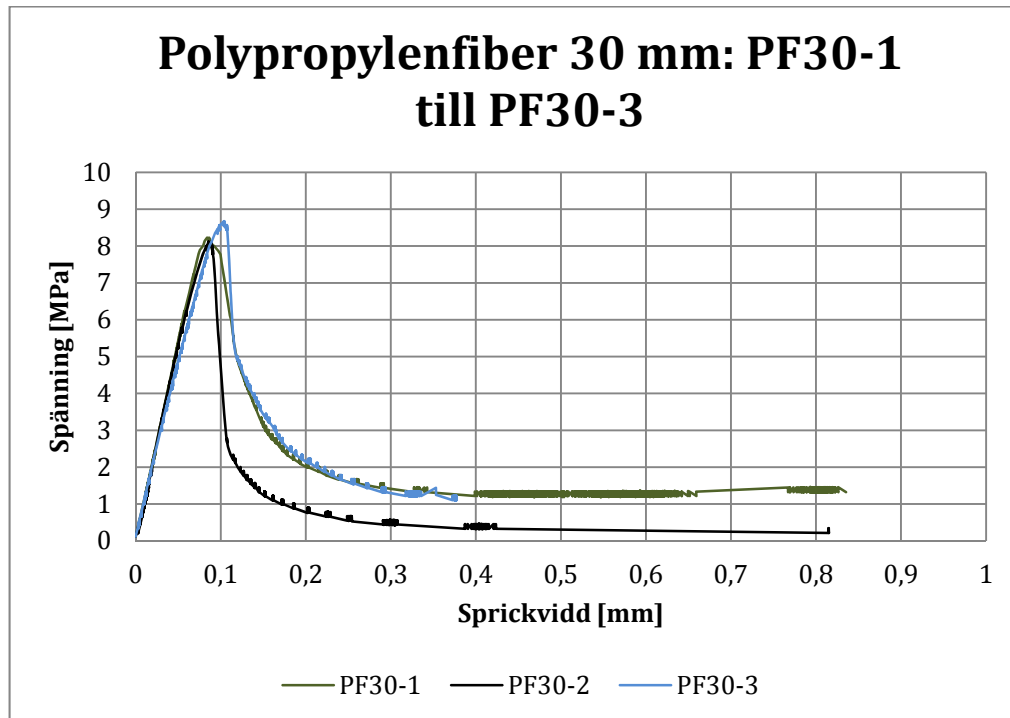


Figur 30. Spänning-sprickvidds förhållande för stålfiberarmerade balkar 4-6, tvärsnittshöjd: 45 mm.

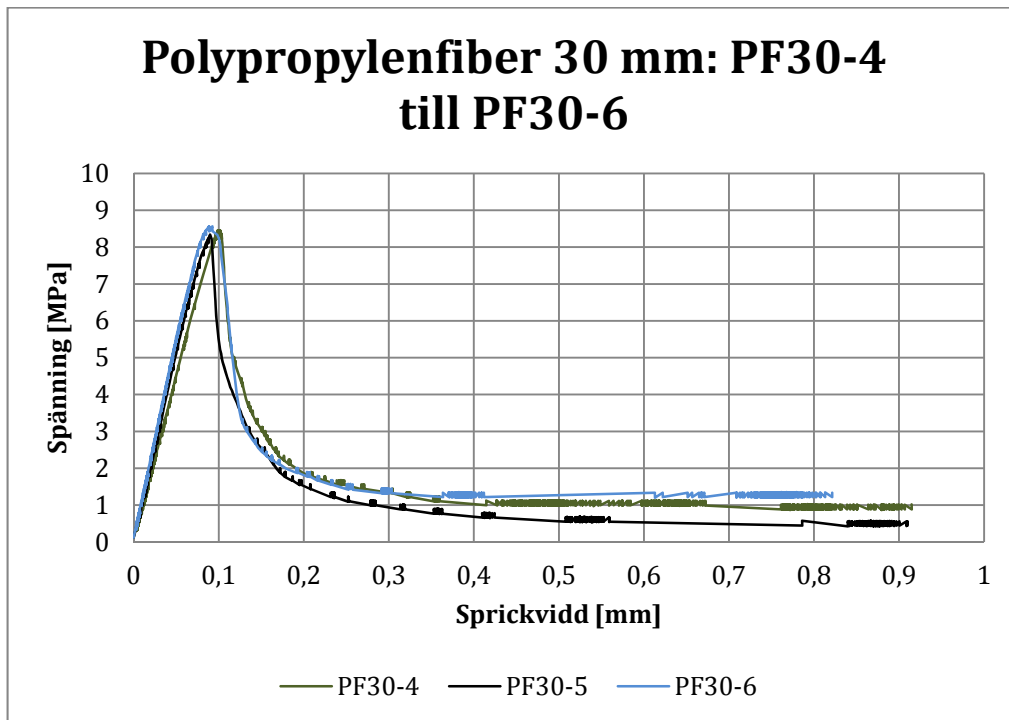
Sprickspänningen är genomgående högre för balkarna med tvärsnittstjocklek 30 mm. Efter uppsprickning är tendenserna de samma. Balkarna med det tunnare tvärsnittet har högre spänning. Sprickspänningarna för respektive tvärsnittshöjd är väl samlade. För tvärsnittshöjden 30 mm är spridningen av residualspänningarna större än för residualspänningarna för tvärsnittshöjden 45 mm. Resultaten är att förvänta för stålfiberarmerad betong. Det erhållna värdena för residualhållfasthet låg dock generellt över det förväntade värdet på 3 MPa.

5.5.3 Polypropylenfiber

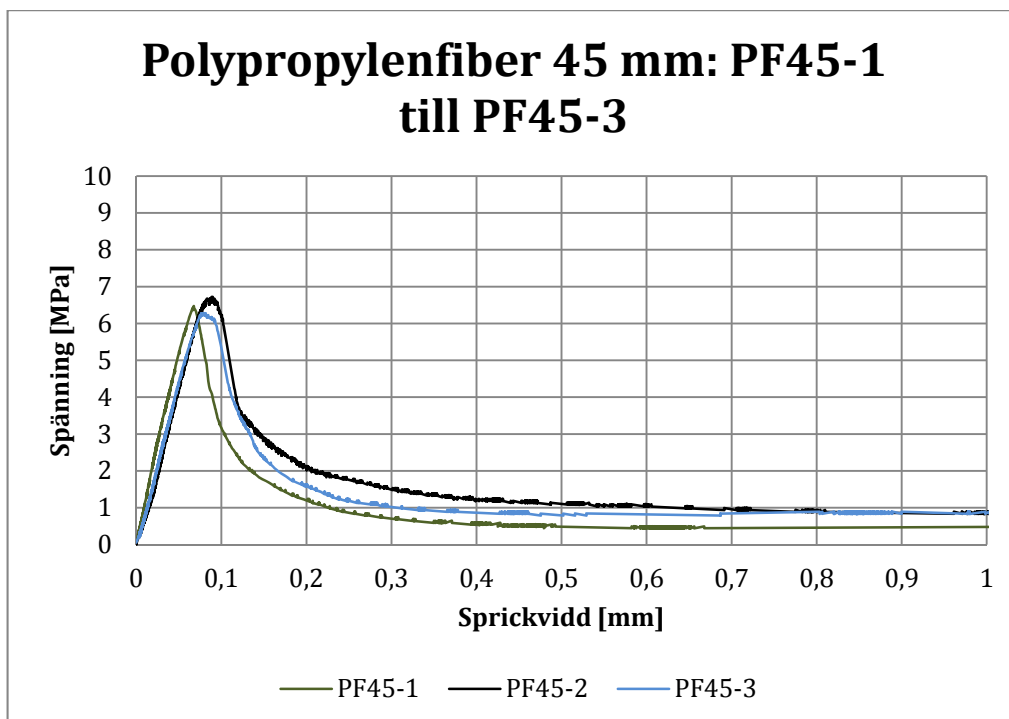
Följande fyra diagram visar spänning-sprickvidds förhållandet för två olika tvärsnittstjocklekar. De två första redovisar tre testresultat var för tvärsnittshöjden 30 mm. De två därpå följande redovisar tre testresultat var för tvärsnittshöjden 45 mm. Skalan på alla grafer är samma och storleken på diagrammen är lika stora.



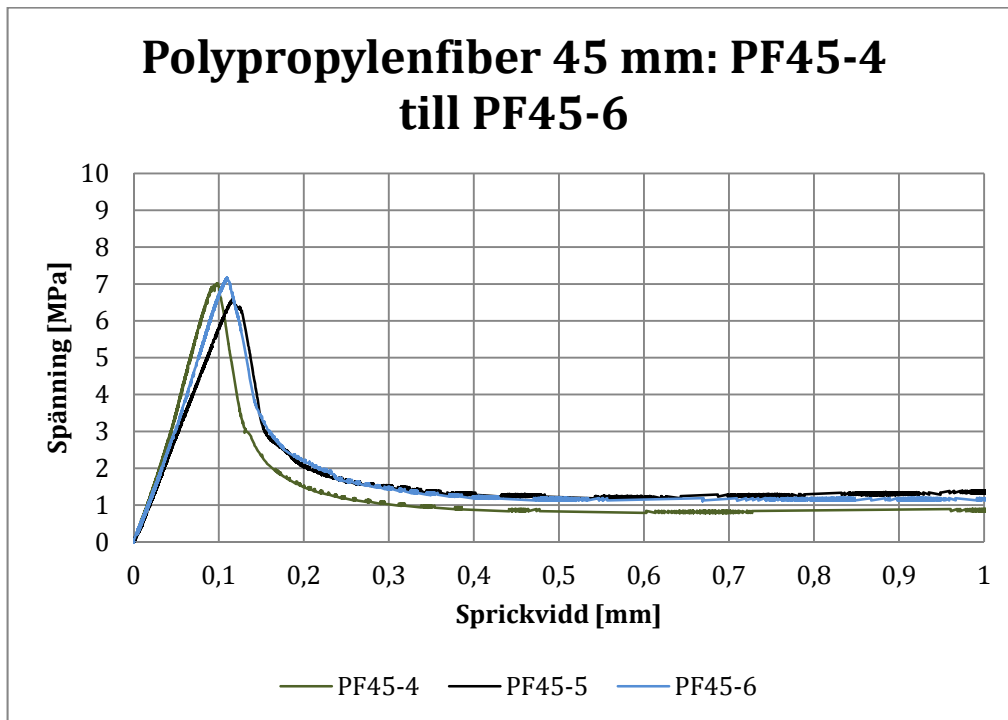
Figur 31. Spänning-sprickvidds förhållande för polypropylenfiberarmerade balkar 1-3, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 32. Spänning-sprickvidds förhållande för polypropylenfiberarmerade balkar 4-6, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 33. Spänning-sprickvidds förhållande för polypropylenfiberarmerade balkar 1-3, tvärsnittshöjd: 45 mm.

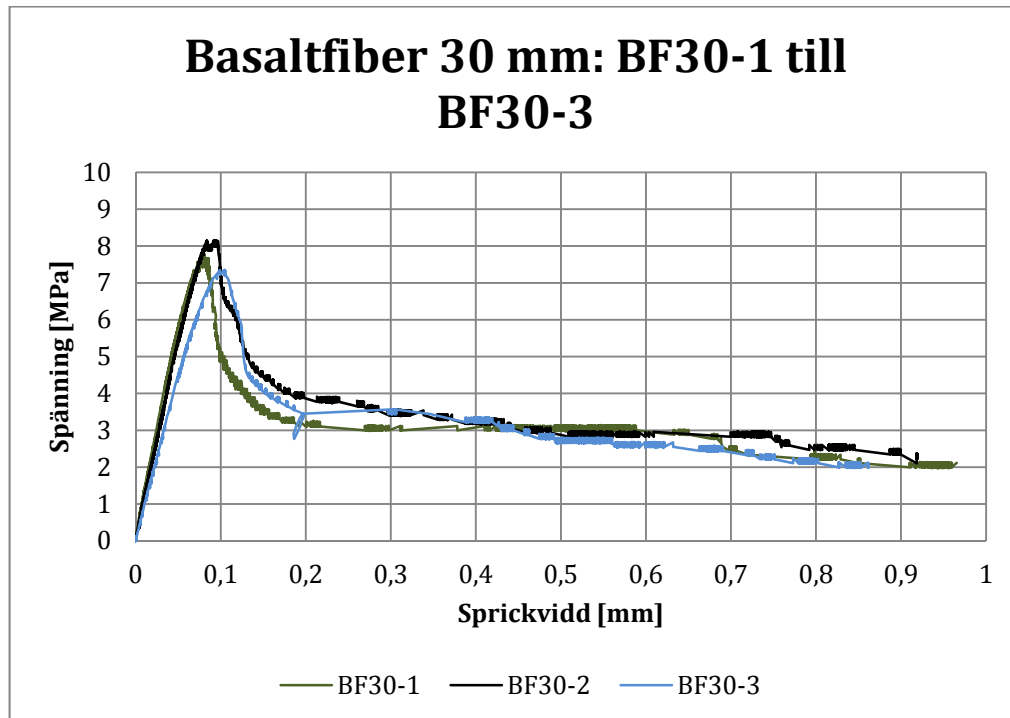


Figur 34. Spänning-sprickvidds förhållande för polypropylenfiberarmerade balkar 4-6, tvärsnittshöjd: 45 mm.

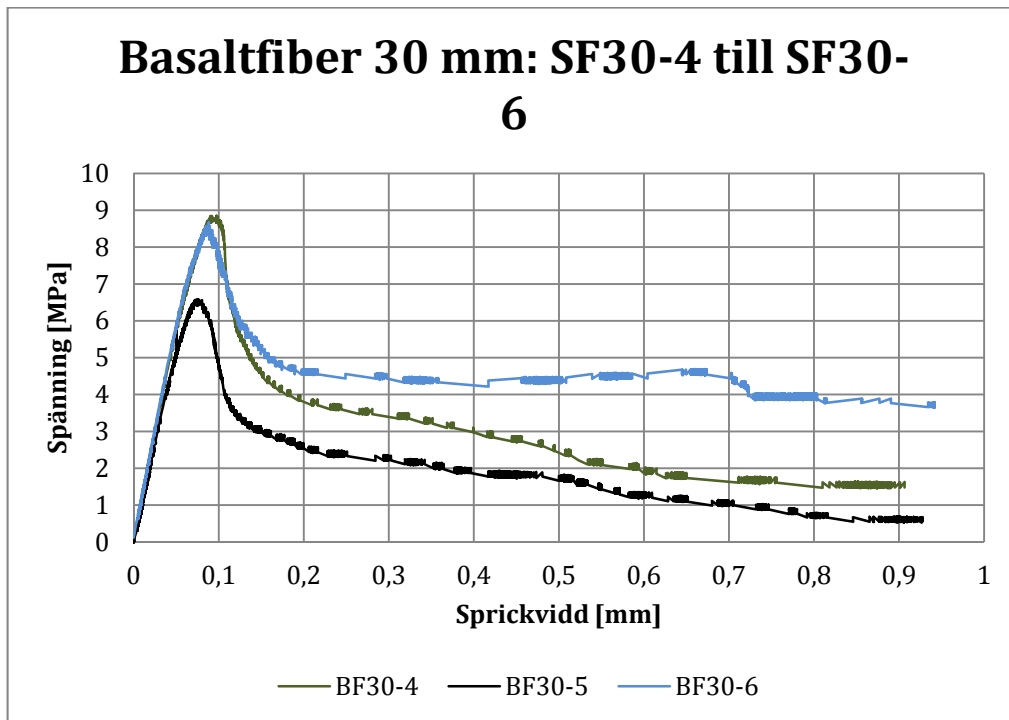
Sprickspänningen är genomgående högre för balkarna med tvärsnittstjocklek 30 mm. Residualspänningen är ungefär den samma för de båda tvärsnittshöjderna. Sprickspänningen är inom tvärsnittshöjderna väl samlade. Även residualspänningen för de båda tvärsnitten är samlade. Vidare diskussion kring resultaten följer i avsnitt 6.

5.5.4 Basaltfiber

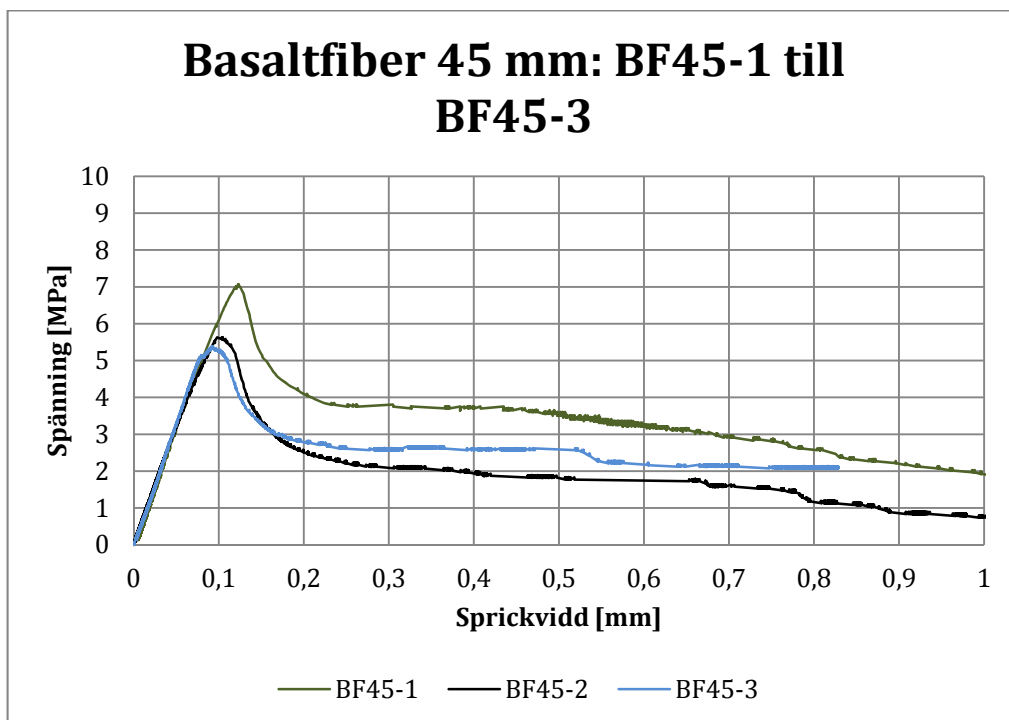
Följande fyra diagram visar spänning-sprickvidds förhållandet för två olika tvärsnittstjocklekar. Skalan på alla grafer är samma och storleken på diagrammen är lika stora. Tre grafer visas i varje diagram för tvärsnittstjockleken 30 mm. För tvärsnittstjockleken 45 mm visas tre respektive två grafer eftersom ett prov kasserades innan provningen genomfördes.



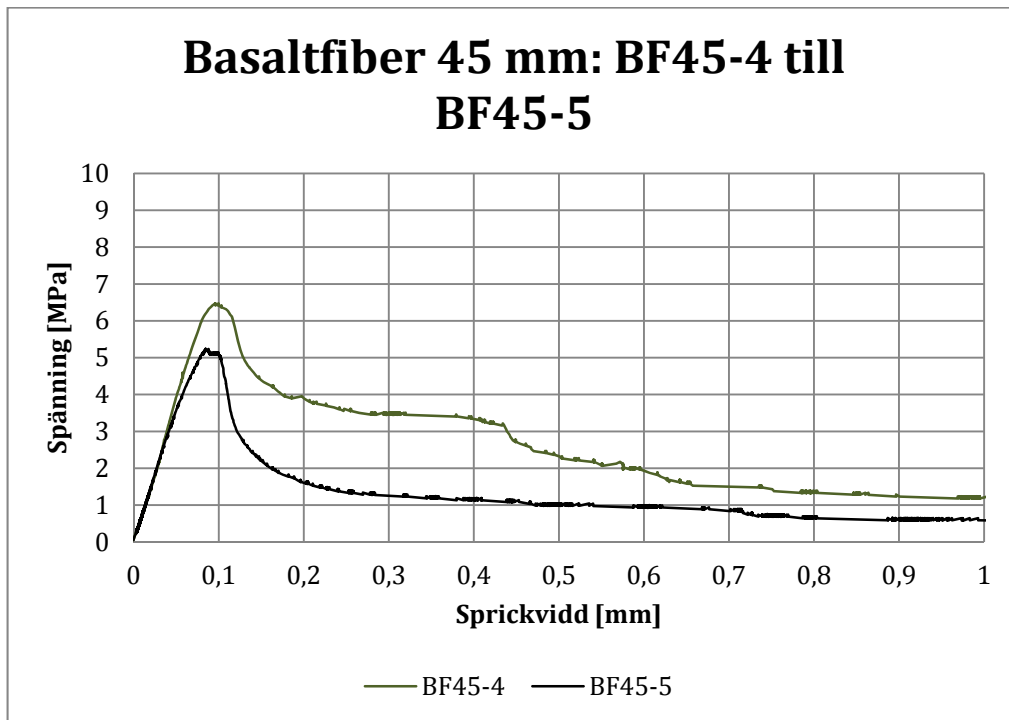
Figur 35. Spänning-sprickvidds förhållande för basaltfiberarmerade balkar 1-3, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 36. Spänning-sprickvidds förhållande för basaltfiberarmerade balkar 4-6, tvärsnittshöjd: 30 mm.



Figur 37. Spänning-sprickvidds förhållande för basaltfiberarmerade balkar 1-3, tvärsnittshöjd: 45 mm.



Figur 38. Spänning-sprickvidds förhållande för basaltfiberarmerade balkar 4-5, tvärsnittshöjd: 45 mm.

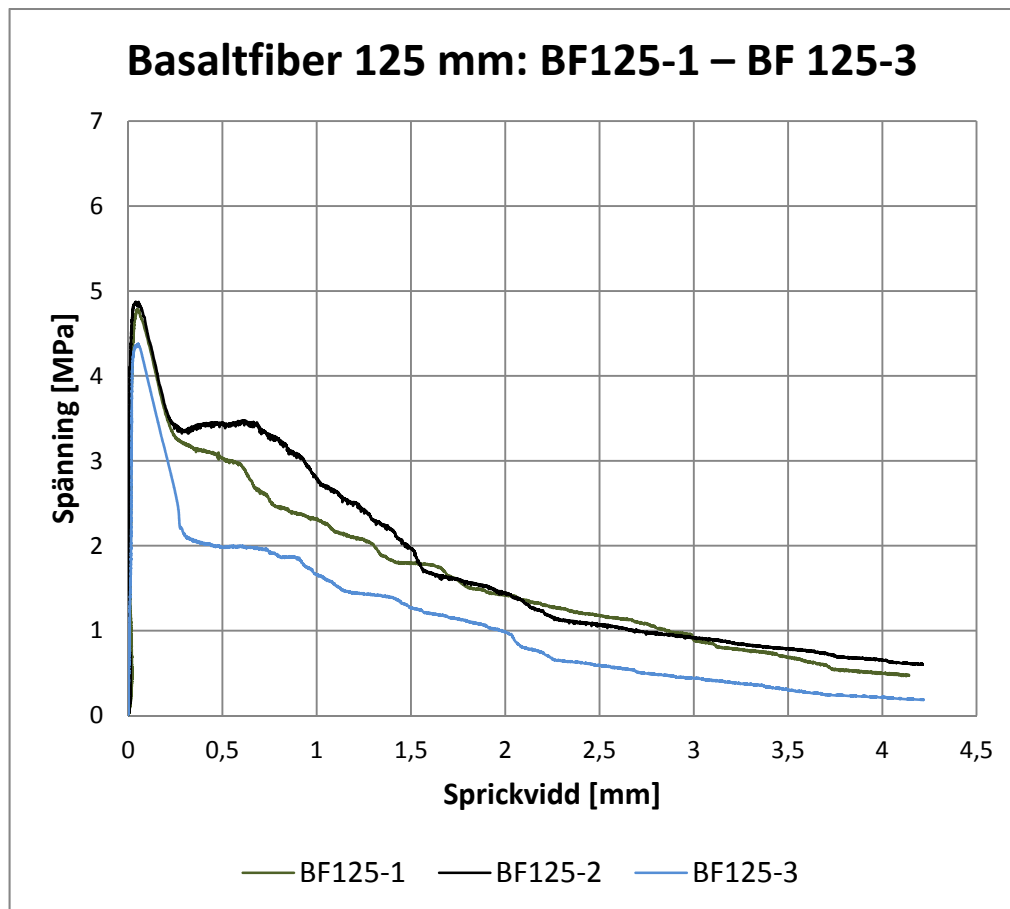
Sprickspänningen är genomgående högre för balkarna med tvärsnittstjocklek 30 mm. Efter uppsprickning är spänningen lika för de båda tvärsnittshöjderna.

Både för sprickspänningen och för residualspänningen finns en spridning av resultaten. Spridningen är större för residualspänningen än för sprickspänningen.

5.6 SS-EN14651

Följande diagram visar spänning-sprickvidds förhållandet för balkar utformade enligt standard EN-14561. Testerna genomfördes i syfte att komplettera den information som leverantören erbjöd. Skalan på axlarna i diagrammet har ändrats jämfört med axlarna på diagrammen för de tunna balkarna. Diagrammet är dessutom större.

Resultaten för sprickspänningen är väl samlade. För residualspänningen finns en spridning av resultaten.



Figur 39. Spänning-sprickvidds förhållande för basaltfiberarmerade balkar 1-3, tvärsnittshöjd: 125 mm, tester utförda enligt SS-EN 14561

6. Diskussion

Diskussionen behandlar områdena sprickspänning, residualsänning, karakteristiska värden och omräkningsfaktor. Avslutningsvis görs en jämförelse av de fiberarmerade balkarna i studien med beräknad bärförmåga för konventionellt armerade betongbalkar i olika tvärsnittshöjder.

6.1 Sprickspänning

Sprickspänningarna för de oarmerade balkarna var lika höga för båda tvärsnittshöjderna. Sprickspänningen för de fiberarmerade balkarna var högre i balkarna med den lägre tvärsnittshöjden jämfört med de fiberarmerade balkarna med det tjockare tvärsnittet. Det gällde genomgående för de olika fibersorterna. Det som först och främst är intressant med ovanstående är att sprickspänningen skiljer mellan tvärsnittshöjderna. Detta kan vara kopplat till balkarnas geometri, exempelvis skulle bågverkan i balken kunna påverka resultatet. Effekten av bågverkan ökar dock med minskad slankhet vilket är omvänt jämfört med vad testresultaten visar.

Resultaten visar att fibrerna påverkar betongens sprickspänning. Att det lägre tvärsnittet dessutom kan ta upp en högre spänning än det tjockare skulle kunna vara en indikation på de tunnare balkarna utnyttjar fibrerna på ett effektivare sätt. Att denna skillnad inte uppstår mellan tvärsnittshöjderna för de oarmerade balkarna styrker att det är fibrerna som påverkar resultatet. Tidigare studier har visat att fiberarmering har en effekt på sprickhållfastheten. För att erhålla denna effekt behövs det dock höga doseringar, ca 2 vol.% basaltfiber (Patnaik, 2012). Resultaten i denna studie visar att även 0,5 vol.% basaltfiber ger en effekt på sprickspänningen vid tvärsnittshöjden 30 mm. Vid en lägre tvärsnittshöjd visar det sig att en given fiberdosering påverkar sprickspänningen på ett effektivare sätt än vid högre tvärsnittshöjd.

När det gäller jämförelsen mellan oarmerade och armerade balkar med tvärsnittshöjden 45 mm kan ingen skillnad påvisas. En viss skillnad kan visserligen ses i diagrammen från böjtesterna (avsnitt 4.5) men sannolikt kan den förklaras av skillnaden i betongkvalitet som framkom av tryckhållfasthetstesterna (Tabell 13). På grund av detta går det inte att säga så mycket gällande hur tillsats av fibrer påverkat sprickhållfasthet vid tvärsnittshöjd 45 mm. Tendensen är dock att skillnaden inte blir påtaglig. Detta pekar mot att tvärsnittshöjden behöver vara lägre än 45 mm för att få en tydlig effekt på sprickspänningen med den aktuella fiberlängden.

En förhöjd sprickspänning genom tillsats av relativt låga fiberdoseringar kan vara intressant på flera sätt. Vid tillverkning av ytor med estetiska krav eller krav på täthet ger höjd sprickhållfasthet fördel. Fibrerna skulle även kunna användas tillsammans med konventionell armering. Fibrerna höjer betongens sprickspänning och reducerar dessutom sprickvidden efter uppkommen spricka.

Detta kan bidra till att öka konventionellt armerad betongs livslängd eftersom armeringsjärnen blir bättre skyddade mot korrosionsangrepp.

6.2 Residualspänning

Den förväntade residualspänningen för stålfibern och basaltfibern var samma, ca 3 MPa. Den förväntade residualspänningen för polypropylenfibern var 2 MPa. Underlaget för dessa förväntade värden var dock tunt, se avsnitt 3.2 för resonemang kring förväntade värden. Studien visade också att residualhållfastheterna för de olika fibertyperna avvek från det förväntade värdet. Stålfibern uppvisade bättre värden än vad som var förväntat medan basaltfibern och polypropylenfibern gav ungefär de förväntade värdena.

Vid tolkning av resultaten är det viktigt att ha en förståelse för att residualspänningen avtar med ökad uppsprickning. Olika testmetoder med olika tvärsnittshöjder på balkarna ger olika sprickvidder vid olika nedböjningar. Detta gör det svårt att jämföra resultaten med varandra. Exempelvis motsvarar CMOD (sprickvidd) 0,5 mm (se Figur 12) enligt SS-EN1990 inte sprickvidd 0,5 mm i de tester som genomfördes med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm i den här studien. Detta blir i första hand relevant vid tolkning av resultaten från de polypropylenfiberarmerade balkarna.

Att stålfibern gav bättre värden än förväntat kan ha berott på att betongkvaliteten i studien var högre än den referensbetong som ingick i underlaget för bedömning av det förväntade värdet. Högre betongkvalitet gav stålfibern bättre förankring och därmed högre residualhållfasthet. Eftersom det inte fanns några tidigare genomförda tester för den specifika fiber och fiberdosering som användes kan skillnaden också bero på att fibern i studien egentligen hade ett högre förväntat värde än vad som bedömdes. Någon information om hur residualhållfastheten borde ha utvecklats med ökad sprickvidd för den specifika fibern fanns inte tillhands.

Basaltfibern vars underlag baserades på en betong med 54 MPa kubhållfasthet påverkades inte på samma sätt av den bättre betongen i studien. Det kan bero på att basaltfibers förankring inte påverkades lika positivt av förhöjd betongkvalitet. I underlaget för basaltfibern presenteras ARS (Average Residual Strength) enligt teststandard ASTM 1399. ARS innebär alltså bara ett medelvärde för residualspänningen och ger ingen information om hur residualspänningen beror av sprickvidden. Medelvärdet ger heller ingen information om spridningen för de genomförda testerna.

Hur polypropylenfibern förhöll sig till de förväntade värdena var svårt att avgöra. De förväntade 2 MPa vid CMOD 0,5 baserades på tester enligt SS-EN14651 vilken föreskriver helt andra balkhöjder än de använda i studien. Detta gör att sprickvidden inte blir jämförbar. CMOD 0,5 mm är i SS-EN 1990 den första mätpunkten efter uppsprickning, alltså vid liten sprickvidd. Analys av resultaten i avsnitt 5.5.3 ger att 2 MPa skulle kunna ha uppnåtts vid en

motsvarande sprickvidd. Jämförelsen är dock svår att genomföra. Jämför man den oarmerade betongen med plastfibern så framgår det att plastfibers effekt på residualhållfastheten är begränsad tidigt i uppsprickningsfasen. Skillnaden uppkommer vid större uppsprickning där plastfibern håller en spänning på 0,5-1 MPa.

För att påvisa en effekt av fiberorienteringen utvärderades resultaten för de olika fibersorterna var för sig. Stålfiberarmerade balkar med tvärsnittshöjd 30 mm jämfördes med stålfiberarmerade balkar med tvärsnittshöjd 45 mm osv. De stålfiberarmerade balkarna med det lägre tvärsnittet visar tendenser på en högre spänning efter uppsprickning jämfört med balkarna med det högre tvärsnittet. Det gäller för hela sprickviddsintervallet. För de polypropylenarmerade balkarna går det inte att se någon skillnad mellan de olika tvärsnittstjocklekarna. Samma sak gäller för de basaltfiberarmerade balkarna. Det fanns inte heller någon märkbar skillnad på de grövre basaltfiberarmerade balkarna enligt SS-EN 14561 och de två lägre tvärsnittstjocklekarna. Balkarna med högre tvärsnittshöjd har dock fått ett visst tillskott till sin bärförmåga p.g.a. bågverkan. Effekten av bågverkan beror på balkens slankhet (l/h). Slankare balkar får mindre tillskott till bärförmågan p.g.a. bågverkan.

Det går inte att dra några slutsatser om fiberorienteringens effekter efter uppsprickning när endast en av tre fibertyper (stålfibern) visar någon sådan effekt. Anledningen till att stålfibern ensam uppvisar tydliga tendenser till effekt av fiberorientering på residualhållfastheten skulle kunna vara att dess egenskaper är bättre i förhållande till de andra fibrerna. Några få extra stålfiber i brottsnittet ger en betydligt större effekt än några få polypropylenfibrer. För att kunna utvärdera effekten av fiberorientering på ett tydligare sätt hade det behövts mer fokus på antal fibrer, i betongblandningen och i brottsnittet. Fiberorienteringens effekter hade då kunnat utvärderas direkt istället för att vara beroende av de olika fibrernas egenskaper.

6.3 Bestämning av karakteristiska värden

I avsnitt 2.5.4 motiveras anledningen till att fallet " V_x okänd" används för att välja fraktilfaktorn k_n . Användning av de högre värdena för k_n ger ett försiktigt valt karakteristiskt värde. Om vidare tester genomförs kan värdena från de i denna studie genomförda testerna användas som underlag.

Resultaten för sprickmomenten är väl samlade, spridningen är alltså liten. Det innebär att det karakteristiska värdet hamnar nära medelvärdet för sprickmomentet. Det visar även på att gjutningar och tester i studien genomfördes på ett konsekvent sätt. Efter uppsprickning redovisas moment vid två olika förutbestämda sprickvidder. Genomgående är spridningen för $M_{0,2}$ och $M_{0,4}$ större än för M_{sprick} vilket också syns tydligt på de karakteristiska värdena. Skillnaden mellan medelvärde och karakteristiskt värde är större efter uppsprickning. En bidragande orsak till detta är i fallet för stålfibrerna där totalt

tre prover var spruckna innan testerna inleddes, vilket gav sämre statistiskt underlag.

För att erhålla bättre karakteristiska värden hade fler provkroppar behövt ingå i studien. Sprickmomenten ger dock redan vid sex provkroppar relativt goda värden. De karakteristiska värdena för residualhållfasthet hade gynnats av större provserier. Om vidare studier genomförs i syfte att fastställa ett slutgiltigt karakteristiskt värde finns det med bakgrund mot den genomförda studien anledning att använda större provserier.

En högre fiberdosering hade gett högre residualhållfasthet och därmed ett högre karakteristiskt värde. En högre fiberdosering skulle också kunna ge mer samlade värden för residualhållfastheten. En högre dosering ger fler fibrer i brottsnittet vilket innebär att en enskild fibers påverkan på resultatet blir mindre.

6.4 Omräkningsfaktor

I studien presenteras karakteristiska värden för balkarnas bärförmåga. De karakteristiska värdena beräknas enligt avsnitt 2.4.3 till 2.4.5. I avsnitt 2.4.3 presenteras ett uttryck för den dimensionerande bärförmågan.

För att ta fram ett dimensionerande värde för bärförmågan krävs förutom en partialkoefficient även en omräkningsfaktor. Omräkningsfaktorn översätter det som skiljer provkroppen från den verkliga bärverksdelen. Det innebär att omräkningsfaktorn tar hänsyn till olika saker för olika material. För trä kan det gälla lastvaraktighet och fuktighet i materialet. För betong i första hand provkroppsstorlek och randvillkor.

För att översätta de tunna balkarnas egenskaper till en plattas egenskaper krävs denna omräkningsfaktor. För att bestämma omräkningsfaktorn krävs information och kunskap om beteendet som skiljer de tunna balkarna och skivan åt. Omräkningsfaktorn kan baseras på flertalet antaganden. Ju större avvikelser mellan de genomförda testerna och den verkliga produkten desto svårare blir det att bedöma omräkningsfaktorn. För att verifiera antaganden eller ta reda på mer information om omräkningsfaktorn kan ett fullskaletest göras.

När ett fullskaletest utförts finns det mer information om omräkningsfaktorn. Omräkningsfaktorn kan då baseras på skillnader i bärförmåga mellan de tunna balkarna och den verkliga plattan istället för antaganden. En väl utvärderad omräkningsfaktor för balk till platta skulle kunna innebära att det i framtiden går att dra större slutsatser om en plattas bärförmåga utifrån de tester som genomförts i studien.

Böjning av balkar ger ett gott underlag för att bedöma vilka egenskaper olika fibrer ger vid olika doseringar och betongrecept. För att använda det som slutgiltig dimensioneringsmetod för plattor krävs dock ytterligare studier gällande omräkningsfaktorn.

6.5 Jämförelse: Fiberarmering – stålnät

I syfte att kunna relatera de erhållna karakteristiska momenten till något genomfördes bärförmågeberäkningar på balkar armerade med centrerade armeringsnät i stål.

I Abetongs produktion är ett centrerat 5150 stålnät ett vanligt alternativ. Vid jämförelse med de genomförda testerna innebar det att beräkning gjordes på en 150 mm bred balk med ett centrerat järn, diameter 5 mm, stålqualität nps 500 och betongqualität C30. Se bilaga N för fullständiga beräkningar. Beräkningar gjordes på tvärsnittshöjderna 70, 45 och 30 mm. 45 och 30 mm med armeringsnät i stål är p.g.a. krav på minsta täckande betongskikt inte ett realistiskt alternativ. Beräkningar gjordes enbart i syfte att kunna relatera de erhållna resultaten till existerande produkter.

Resultaten är inte helt lätta att jämföra rakt av då det beräknade brottmomentet för de stångarmerade balkarna gäller vid full plasticering av armeringsjärnet. Detta innebär relativt stora sprickvidder. Bärförmågorna efter uppsprickning för de testade balkarna relaterar till betydligt mindre sprickvidder. Jämförelsen syftar istället till att jämföra armeringens sammanhållande effekt. En stor skillnad ligger också i att de stångarmerade balkarnas brottlast uppstår efter uppsprickning. Något som skulle motsvaras av töjningshårdnande beteende för fiberarmering. Tabell 20 redovisar erhållna beräknade karakteristiska moment för de konventionellt armerade balkarna. Tabell 21 och 22 redovisar sedan dessa i jämförelse med de framtestade karakteristiska momenten.

Tabell 19. Beräknad karakteristisk bärförmåga för stålnätarmerade balkar.

h [mm]	Sprickmoment [kNm]	Brottmoment [kNm]
70	0,42	0,33
45	0,17	0,21
30	0,08	0,14

Tabell 20. Jämförelse av karakteristiska värden för bärförmåga, tvärsnittshöjd 45 mm.

Beteckning	M_{sprick} [kNm]	M_{brott} [kNm]	$M_{0,2}$ [kNm]	$M_{0,4}$ [kNm]
45 mm	0,17	0,21	-	-
SF45	0,26	-	0,18	0,13
BF45	0,21	-	0,03	0,01
PF45	0,27	-	0,05	0,02

Tabell 21. Jämförelse av karakteristiska värden för bärförmåga, tvärsnittshöjd 30 mm.

Beteckning	M_{sprick} [kNm]	M_{brott} [kNm]	$M_{0,2}$ [kNm]	$M_{0,4}$ [kNm]
30 mm	0,08	0,14	-	-
SF30	0,14	-	0,08	0,06
BF30	0,13	-	0,04	0,03
PF30	0,15	-	0,02	0,01

Jämförelse ger att sprickhållfastheten är betydligt högre för de fiberarmerade tvärsnitten. Detta ges av den högre betongkvaliteten samt, för tvärsnittshöjden 30 mm en effekt av fibrerna på sprickhållfastheten. Hög sprickhållfasthet är viktigt för väggprodukter då en spricka kan synas tydligt och förstöra väggens estetiska intryck. För elementtjocklekar under 30 mm ger fibrerna en markant ökning av sprickhållfastheten vilket skulle kunna utnyttjas för flera olika typer av produkter. I första hand vid höga krav på täthet eller utseende.

Efter uppsprickning uppvisar stålfibern jämförbara värden med de beräknade för samma tvärsnittshöjd. Ett ytterligare antal provkroppar hade kunnat ge bättre karakteristiska värden efter uppsprickning. De på förhand planerade sex proverna hade varit tillräckligt, tyvärr behövde ett antal prover kasseras innan testerna inleddes. En något högre fiberdosering skulle också kunna vara aktuell beroende på vilken bärförmåga som söks.

Basaltfibern uppvisade för stor spridning för att ge jämförbara resultat med de . En högre fiberdosering samt fler provkroppar ger möjlighet att nå jämförbara värden med de beräknade ifall detta skulle eftersträvas. Basaltfibern har i tidigare studier visat på god möjlighet till höga doseringar. Den valda doseringen låg lågt i det angivna doseringsintervallet från leverantören och gav ungefär de förväntade 3 MPa i residualhållfasthet.

För polypropylenfibern visade en dosering på 6 kg/m³ ge en otillräcklig bärförmåga efter uppsprickning, vid just den här jämförelsen. Vidare studier med polypropylenfibern borde innehålla betydligt högre doseringar för att ge jämförbar bärförmåga efter uppsprickning med den nuvarande produkten. Förmodligen behöver doseringen pressas uppåt maxdoseringen 10 kg/m³ med hänsyn till arbetbarhet. Högre doseringar är möjliga men de kräver ett betongrecept som tillåter detta.

Jämförelsen med den beräknade bärförmågan för h=70 mm visar att kapaciteten efter uppsprickning är betydligt sämre för de fiberarmerade balkarna. Som nämndes tidigare gäller dock denna bärförmåga för relativt stora sprickvidder.

Generellt sett kan sägas att en fiberarmerad skiva enligt de i studien skulle ge högre sprickspänning och bättre sprickviddsbegränsning än dagens produkt. Fiberarmeringens sammanhållande effekt vid stora deformationer når dock inte samma nivåer som den nätarmerade. Behovet av att uppta stora deformationer varierar dock mellan olika användningsområden. En fasadskiva är ett bra exempel på en produkt där fiberarmeringens egenskaper skulle passa bra.

7. Slutsatser

- Studien visade att användning av fiberarmerad betong ger möjlighet att tillverka betongplattor med tvärsnittshöjder omkring 30-45 mm med hänsyn till böjbelastning. Ett underlag för vidare utveckling av fiberdoseringar och betongsammansättningar för specifika användnings- områden har erhållits.
- Vid utdrag av byglar ingjutna i betongplattor med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm erhöles böjbrutt i betongprovet. Ytterligare arbete krävs för att utvärdera användandet av ingjutningsgods i tunna betongplattor.
- Dimensionering genom provning har visat sig användbart vid utvärdering av de genomförda testerna. Omräkningsfaktorn kräver vidare arbete.
- En positiv effekt av fiberorienteringen kunde konstateras på sprickspänningen för tvärsnittshöjden 30 mm.

Förslag till vidare studier:

- En studie av kombinerad fiberarmering och konventionell armering för att utvärdera hur man på bästa sätt kan kombinera dessas egenskaper.
- Dimensionering genom provnings användbarhet för utvärdering av beständighetsparametrar.
- En studie med fokus på antal fibrer i brottsnittet för att på ett tydligare sätt kunna dra slutsatser om fiberorienteringen.
- Fullskaletester att kunna ställa i relation till de genomförda balktesterna och därmed kunna göra en bedömning av omräkningsfaktorn.
- En ekonomisk jämförelse av användningen av konventionell armering respektive fiberarmering.

8. Referenslista

- Andersson, R. 1990. Byggmateriellära - Grundläggande materialkunskap. Härnösand: Härnö-förlaget, ISBN: 91 88104 11 7
- Andersson, R. 2013. Bascement tillsatsmedlens skräck.
<http://betong.se/2013/02/bascement-tillsatsmedlens-skrack/> , hämtad 2013-02-27
- Arbetsmiljöverket 2006. AFS 2006:01 Asbest. ISBN 91-7930-466-4
- Aronsson, C. 2011. Priset på utsläpptsrätter ökar. Sveriges Radio - Nyheter -
<http://sverigesradio.se/sida/artikel.aspx?programid=83&artikel=4821312>,
hämtad 2013-02-14
- Burström, P. G. 2007a. Byggnadsmaterial - kap 14.3 - Metoder att påverka metallers egenskaper
- Burström, P. G. 2007b. Byggnadsmaterial, kap. 12- Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper
- Carlsvärd, J. 2013. Betong Industri AB - Korrespondens kring svensk standard för fiberarmerad betong
- Cementa 2013a. Bascement teknisk beskrivning.
http://www.heidelbergcement.com/NR/rdonlyres/DDE7041C-8F39-49DB-8A6E-04D608F8BFDE/0/Bascement_25mars2013203624.pdf hämtad 2013-05-07
- Cementa 2013b. Välkommen till Cementa.
http://www.heidelbergcement.com/NR/rdonlyres/09CAD7D9-24A1-435A-9444-C2EB0CAB29CE/0/V%C3%A4lkommen_2009.pdf, hämtad 2013-06-01
- CEN 1990. European Committee for Standardization. SS-EN 1990 - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk
- CEN 1992. European Committee for Standardization. CEN/TS 1992-4 - Design of fastenings for use in concrete - Part 4-2: Headed Fasteners
- CEN 2005. European Committee for Standardization. Avsnitt 8.4, SS-EN 1992 - Dimensionering av betongprodukter
- CEN 2007. European Committee for Standardization. SS-EN 14651 - Förtillverkade betongprodukter - Provningsmetod för betong med metallfibrer - Bestämning av böjdraghållfasthet
- Daniel, J., Gopalaratnam, V. & Galinat, M. 2002. State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI Committee 544, Report nr: ACI 544.1R-96
- Dupont, D. & Vandewalle, L. 2004. Distribution of steel fibres in rectangular sections. Cement and Concrete Composites nr 27

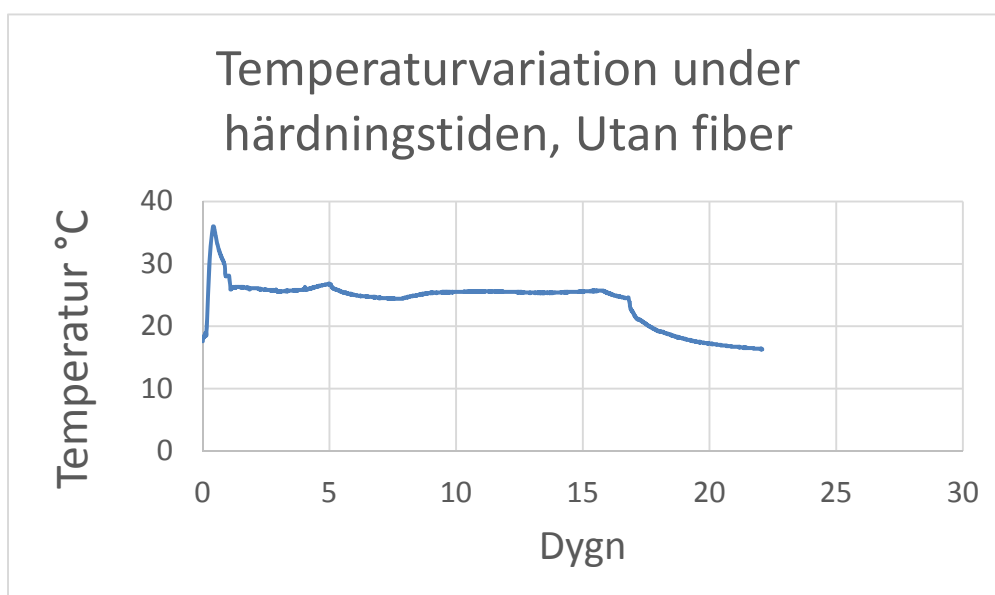
- Energimyndigheten 2012. Utsläppshandel i EU.
<http://www.energimyndigheten.se/sv/Foretag/Utslappshandel/Om-utslappshandel/> , hämtad 2013-02-19
- Enochsson 2006 Ola Enochsson, Ola Lagerqvist. Förstärkning av betongplattor, med och utan öppningar. SBUF Informerar nr 06:26
- Evans, S. 2013. Propex Global, Korrespondens gällande Enduro HPP45
- Fagerlund, G. 1999a. Byggnadsmaterial, LTH. Betong i ett livscykelerspektiv. Cement och andra oorganiska material. Studentlitteratur
- Fagerlund, G. 1999b. Byggnadsmaterial, LTH. Betong i ett livscykelerspektiv. Mognadsgrad och mognadsålder för bedömning av betonghållfasthet. Studentlitteratur
- Fagerlund, G. 1999c. Byggnadsmaterial, LTH. Betong i ett livscykelerspektiv. Temperaturutveckling hos betong. Studentlitteratur
- Hassanzadeh, M. 1986. Cellulosafiberförstärkt betong - Bestämning av mekaniska egenskaper och tillämpning av kompositteorier. LTH: Avdelningen för Byggnadsmaterial
- Hellström, A. 2008. Betongrapport 13 - Industriegolv - Rekommendationer för projektering, materialval, produktion, drift och underhåll, Svenska Betongföreningen, Stockholm
- Hillerborg, A. 2013. Cement. Nationalencyklopedin.
http://www.ne.se/lang/cement/142529?i_h_word=hydratisering hämtad 2013-05-07
- Humphreys, M. 2002. Toward a Sustainable Cement Industry - Substudy 8: Climate change. Battelle Memorial Institute
- Isaksson, T. & Mårtensson, A. 2010. Byggekonstruktion - Regel- och formelsamling, Lund, LTH, ISBN: 978-91-44-07032-2
- Jansson, A., Gylltoft, K. & Lövgren, I. 2008. Design methods of fibre reinforced concrete: a state-of-the-art review. Nordic Concrete Research, nr 38 - 2008
- Knudsen, E. & Skadal, K. L. 2012. Basalt Reinforced Concrete in Load Carrying Structures, Norwegian University of Science and Technology
- Laninge, M. R. 2013. Kemisk process gör att betong suger upp koldioxid. Byggindustrin - http://www.byggindustrin.com/teknik/kemisk-process-gor-att--betong-suger-upp_9897 hämtad 2013-05-07
- Lillieblad, J. 2013. Korrespondens om sprickvidder
- Olsson, C. 2011. Boverkets byggregler 18, BFS 2011:6

- Patnaik, A. 2012. Gen 3.1 Minibar Reinforced Concrete. University of Acron: Department of Civil Engineering
- Persson, B. 2003. Brandspjälkning i betong kan undvikas, Husbyggaren nr 2 / 2003
- Skarendahl, Å. 1994. Betonghandbok Material - kap 29 - Fiberbetong, AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, ISBN: 91-7332-709-3
- Soroushian, P. & Lee, C. D. 1990. Tensile strength of steel fibre reinforced concrete: Correlation with some measures of fiber spacing. ACI Material Journal, nr 87
- Svensk Betong, 2013. Koldioxidutsläpp.
<http://www.svenskbetong.se/miljoe-och-hallbarhet/koldioxidutslaep.html> hämtad 2013-06-01
- Terselius, B. 2013. Polypropen. Nationalencyklopedin -
<http://www.ne.se/lang/polypropen> hämtad 2013-05-09
- Winberg, F. 1995. Betongrapport nr 4: Stålfiberbetong - rekommendationer för konstruktion, utförande och provning, Svenska Betongföreningen, Stockholm, ISBN: 91 97155 5 2
- Zandi, Y., Husem, M. & Pul, S. 2011. Effect of distribution and orientation of steel fiber reinforced concrete. Corfu Island, Greece: Civ. Eng. Dep. Karadeniz Technical University, Turkey

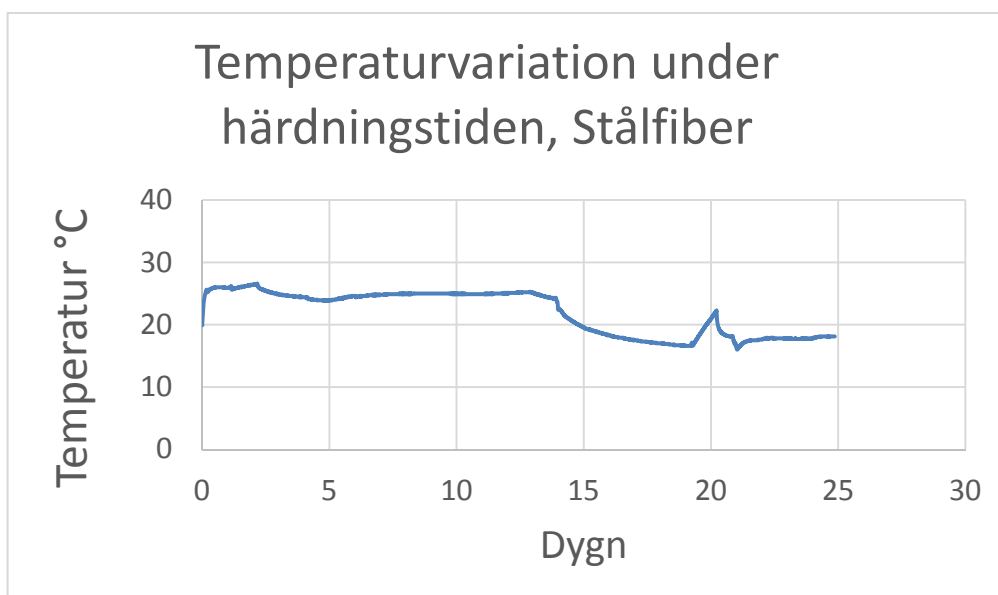
Bilaga A – Temperatur under härdningstiden

Termoelementen för stålfiber, basalt 1 samt basalt 2 anslöts till loggern när provkropparna härdats i 16 timmar. 16 timmar härdning i temperaturen 20 °C antas under de första 16 timmarna. Dessa timmar räknas med i härdningstiden för de stålfiberarmerade provkropparna. Detta innebär att den initiala temperaturstegringen i betongen försummas.

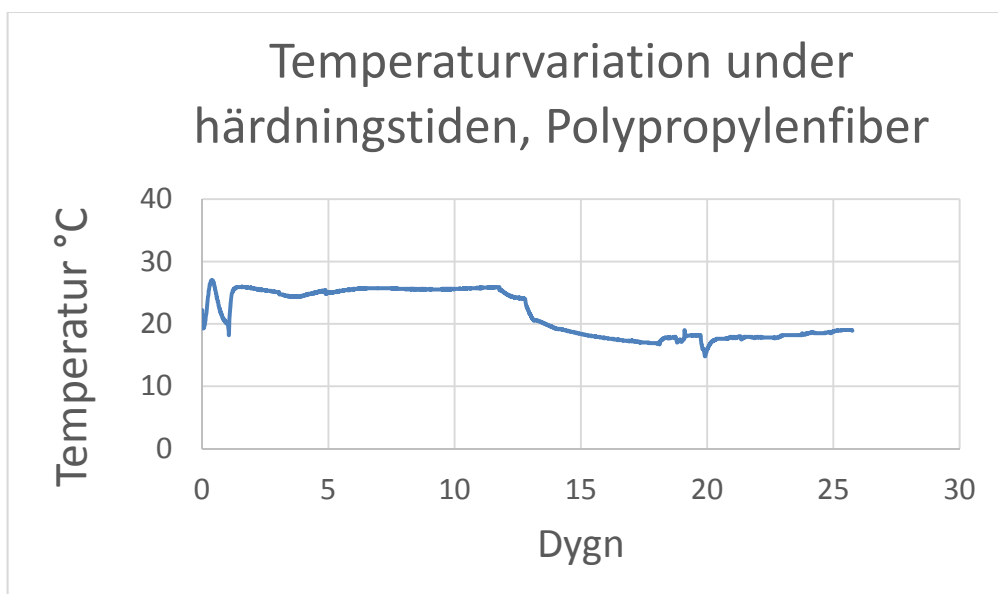
Termoelement för de oarmerade provkropparna samt de polypropylen-fiberarmerade provkropparna anslöts till loggern direkt efter genomförd gjutning. Det innebär att hela härdningsförloppet registrerades för de två blandningarna. Ingen hänsyn har tagits till denna skillnad i behandling av temperaturdata eftersom effekten ansågs marginell.



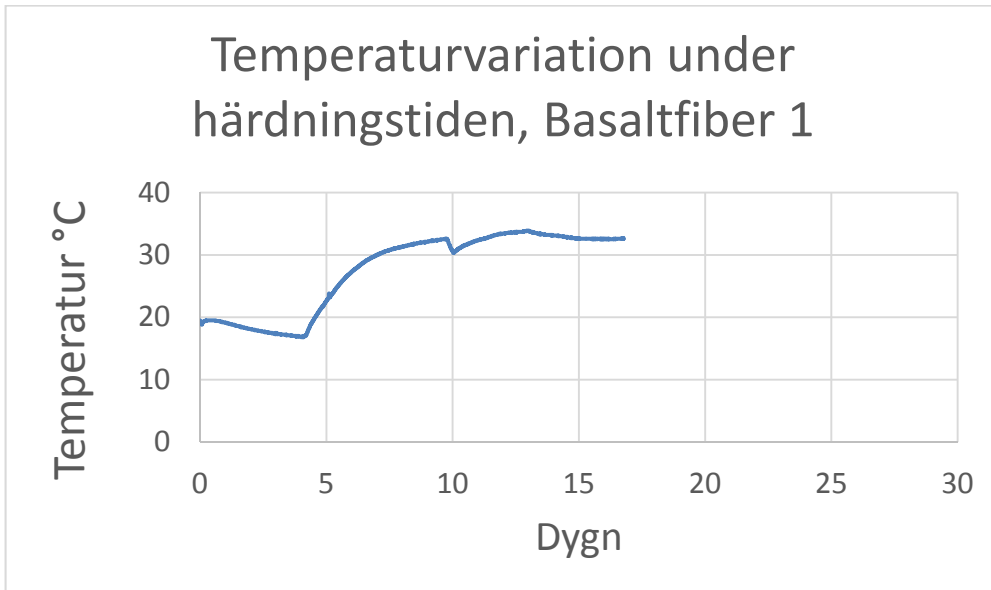
Figur 40. Temperaturutveckling i betong, provkroppar utan fiber.



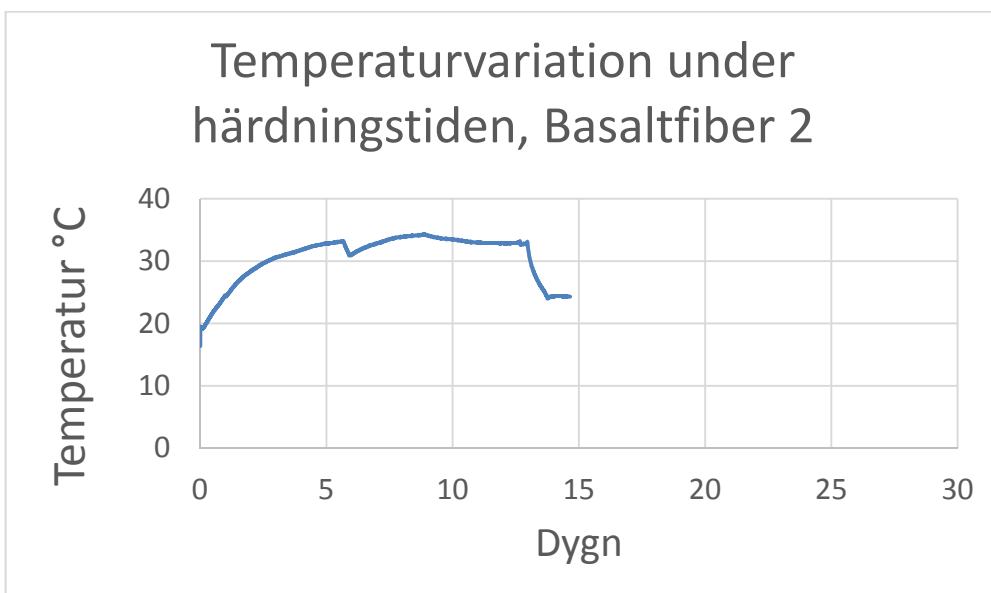
Figur 41. Temperaturutveckling i betong, provkroppar med stålfiber.



Figur 42. Temperaturutveckling i betong, provkroppar med polypropylenfiber.



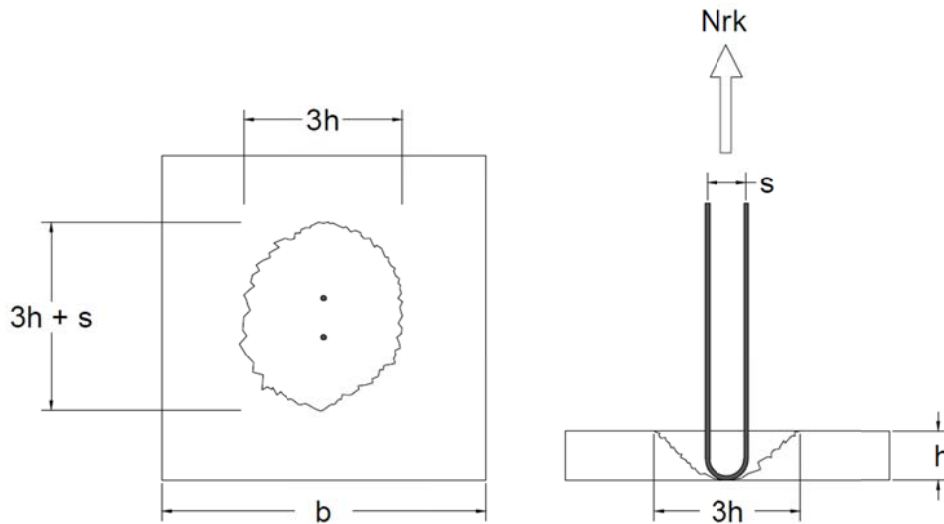
Figur 43. Temperaturutveckling i betong, provkroppar med basaltfiber 1.



Figur 44. Temperaturutveckling i betong, provkroppar med basaltfiber 2.

Bilaga B – Kapacitet utdragsbrott

Beräkning hämtad från (CEN, 1992).



Figur 45. Skiss av utdragsbrott

Figur 45 ovan redovisar utseendet för sprickorna som uppkommer vid utdragsbrott. Sprickans lutning ger måtten på utdragskonan enligt skissen till vänster.

$$N_{rk} = \Delta A \cdot k_{cr} \cdot \sqrt{f_{ck,kub}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (1)$$

$$\Delta A = \frac{(1,5h_{ef} + s + 1,5h_{ef}) \cdot 2 \cdot 1,5h_{ef}}{9h_{ef}^2} = \frac{3h_{ef} + s}{3h_{ef}} \quad (2)$$

$f_{ck,kub}=?$

$s=?$

$h_{ef}=?$

$b = 30 \text{ mm}$

$k_{cr} = 11,9$

$\Delta A =$ enligt uttryck (2)

betongens tryckhållfasthet [MPa]

avstånd mellan bygeländar [mm]

effektiva höjden, $h = h_{ef}$ [mm]

elementbredden [mm]

[-]

konarean [m²]

h=30 mm

Utdragsbrott:

$f_{ck,kub} = 70$

$s = 37$

$h_{ef} = 30$

$b = 300$

$k_{cr} = 11,9$

$\Delta A =$ enligt uttryck (2)

betongens tryckhållfasthet [MPa]

avstånd mellan bygeländar [mm]

effektiva höjden, $h = h_{ef}$ [mm]

elementbredden [mm]

[-]

konarean [m²]

$N_{rk} = 23,1$ kN enligt uttryck (1) ovan.

$h=45$ mm

Utdragsbrott:

$f_{ck, kub} = 70$

$s = 37$

$h_{ef} = 45$

$b = 300$

$k_{cr} = 11,9$

$\Delta A =$ enligt uttryck (2)

betongens tryckhållfasthet [MPa]

avstånd mellan bygeländar [mm]

effektiva höjden, $h=h_{ef}$ [mm]

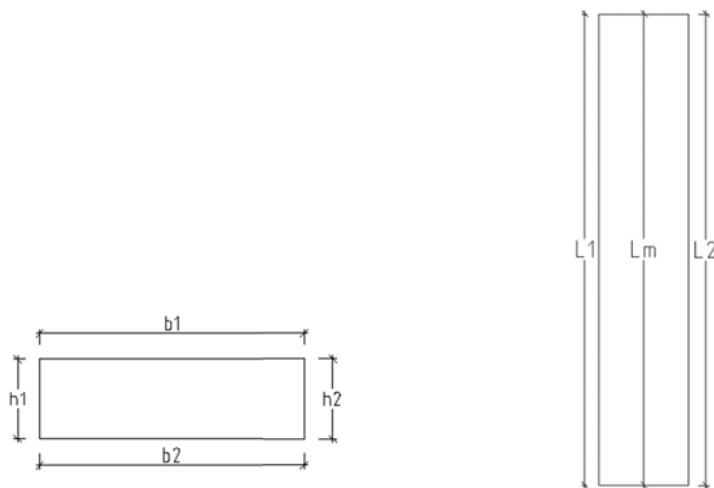
elementbredden [mm]

[-]

konarean [m²]

$N_{rk} = 38,3$ kN enligt uttryck (1) ovan.

Bilaga C - Mått och vikter



ifrån

Innan balkarna böjprovades har flertalet mått tagits. I mittvärsnittet har mått enligt Figur 47 tagits och redovisas i Tabell 22 till Tabell 30 nedan. Även balkarnas längder har mätts enligt Figur 46. Beteckningarna i figurerna är de som används i tabellerna nedan.

Tabell 22. Mått och vikt för balkarna utan fiber med tvärsnittshöjd 30 mm

Utan fiber, h = 30 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	799	799	799	799	800	800
L2 [mm]	800	799	799	799	800	800
Lm [mm]	799	799	799	799	800	799
Bredd b1 [mm]	149	150	150	151	150	149
Bredd b2 [mm]	149	150	150	151	150	149
Höjd h1 [mm]	31	30	31	31	31	31
Höjd h2 [mm]	31	31	30	31	31	31
Vikt [kg]	8,39	8,50	8,50	8,40	8,79	8,12

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 23. Mått och vikt för balkarna utan fiber med tvärsnittshöjd 45 mm

Utan fiber, h = 45 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	799	799	799	798	798	798
L2 [mm]	799	799	799	799	798	798
Lm [mm]	799	799	799	799	799	799
Bredd b1 [mm]	150	150	150	149	150	151
Bredd b2 [mm]	150	150	150	149	150	150
Höjd h1 [mm]	45	44	45	45	46	46
Höjd h2 [mm]	46	44	45	45	46	45
Vikt [kg]	12,90	12,08	12,57	12,59	12,73	12,82

Tabell 24. Mått och vikt för de stålfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 30 mm.

Stålfiber, h = 30 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	800	800	800	800	799	799
L2 [mm]	799	800	800	799	799	799
Lm [mm]	799	799	800	800	799	799
Bredd b1 [mm]	149	149	148	150	149	150
Bredd b2 [mm]	149	150	148	149	150	150
Höjd h1 [mm]	32	31	31	32	32	32
Höjd h2 [mm]	32	32	31	32	32	31
Vikt [kg]	9,21	9,18	8,70	9,36	9,23	9,39

Tabell 25. Mått och vikt för de stålfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 45 mm.

Stålfiber, h = 45 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	800	799	800	799	799	799
L2 [mm]	799	799	800	799	799	799
Lm [mm]	800	799	800	799	798	799
Bredd b1 [mm]	150	148	149	151	151	151
Bredd b2 [mm]	149	149	159	159	150	150
Höjd h1 [mm]	45	45	45	45	47	45
Höjd h2 [mm]	45	45	45	44	46	46
Vikt [kg]	13,00	12,96	12,67	12,97	13,42	12,97

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 26. Mått och vikt för de polypropylenfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 30 mm.

Polypropylen, h = 30 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	799	799	799	799	800	799
L2 [mm]	800	799	799	799	800	799
Lm [mm]	800	799	799	799	800	799
Bredd b1 [mm]	150	149	149	150	149	150
Bredd b1 [mm]	149	150	150	150	149	150
Höjd h1 [mm]	32	31	32	32	31	31
Höjd h2 [mm]	32	31	31	31	32	32
Vikt [kg]	9,29	8,75	8,97	8,88	8,71	8,85

Tabell 27. Mått och vikt för de polypropylenfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 30 mm.

Polypropylen, h = 45 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	800	799	800	800	799	799
L2 [mm]	7999	800	800	800	799	799
Lm [mm]	800	800	800	800	799	799
Bredd b1 [mm]	151	148	150	150	150	151
Bredd b2 [mm]	151	149	150	150	151	150
Höjd h1 [mm]	45	45	45	45	46	45
Höjd h2 [mm]	45	45	46	47	45	46
Vikt [kg]	13,01	12,76	12,82	12,99	12,98	12,73

Tabell 28. Mått och vikt för de basaltfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 30 mm.

Basaltfiber, h = 45 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	798	799	799	799	798	798
L2 [mm]	798	799	799	799	798	799
Lm [mm]	798	799	799	799	798	799
Bredd b1 [mm]	151	150	148	149	151	152
Bredd b2 [mm]	151	149	149	149	150	152
Höjd h1 [mm]	45	45	46	47	45	47
Höjd h2 [mm]	45	46	45	46	45	47
Vikt [kg]	12,92	12,88	13,00	13,27	13,32	13,02

Tabell 29. Mått och vikt för de basaltfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 30 mm.

Basaltfiber, h = 30 mm	1	2	3	4	5	6
L1 [mm]	799	800	799	799	798	799
L2 [mm]	799	800	799	799	798	798
Lm [mm]	799	800	799	799	798	798
Bredd b1 [mm]	149	149	150	150	150	150
Bredd b2 [mm]	150	148	150	150	149	150
Höjd h1 [mm]	31	31	32	32	31	32
Höjd h2 [mm]	32	32	32	32	31	31
Vikt [kg]	9,05	8,75	8,91	9,06	8,87	8,86

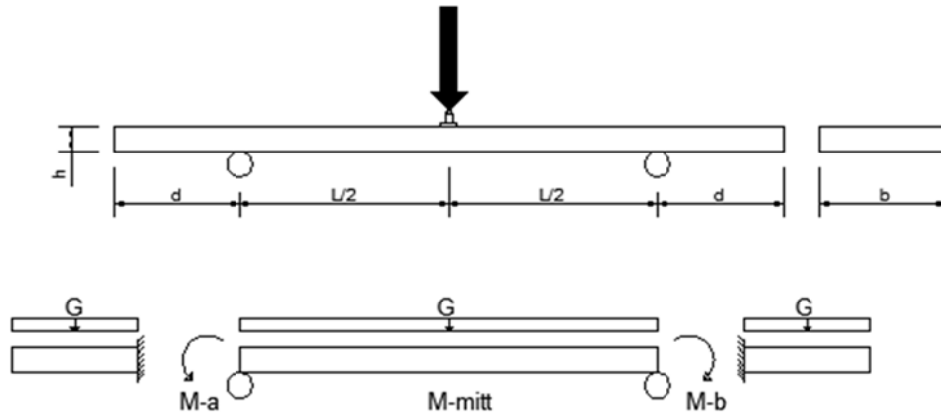
Tabell 30. Mått och vikt för de basaltfiberarmerade balkarna med tvärsnittshöjd 125 mm.

Basaltfiber, h = 125 mm	1	2	3
L1 [mm]	598	602	601
L2 [mm]	599	600	602
Lm [mm]	599	601	602
Bredd (b1/b2) [mm]	150	150	152
Bredd b2	151	150	150
Höjd h1 [mm]	127	125	127
Höjd h2 [mm]	135	125	125
Höjd h3 [mm]	124	127	127
Vikt [kg]	31,86	32,32	32,11

För balkarna i Tabell 30 togs tre mått på tvärsnittshöjden, h1, h2 och h3. Skårdjupet mättes och drogs av från den totala balkhöjden på 150 mm.

Bilaga D – Egenviktens påverkan på momentet

Balkarna i höjderna 30 och 45 mm har tillverkats med längden 800 mm. Upplagslängden vid testerna har varit 500 mm, vilket ger ett utstick på 150 mm på varje sida om stöden. Dessa utsticks egentyngd ger upphov till momenten $M-a$ och $M-b$ nedan. Betongbalkens egentyngd i mittspannet ger upphov till $M-mitt$. Beräkningen nedan redovisar egentyngdens inverkan på resultatet.



Figur 48. Skiss av fritt upplagd balk.

$$G = h \cdot b \cdot \rho$$

$$M - a = M - b = \frac{G \cdot d^2}{2}$$

$$M - mitt = \frac{G \cdot L^2}{8}$$

$$L = 0,5 \text{ m}$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$\rho = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$M-a = M-b = 1,16 \text{ Nm}$$

$$M - mitt = 2,33 \text{ Nm}$$

$$2,33 - 1,16 \cdot 2 = 0,01 \text{ Nm}$$

Momentet som egentyngden bidrar med är försumbart. Samma sak gäller för höjden 45 mm.

Beräkning utförd enligt (Isaksson, Mårtensson, 2010).

Bilaga E – Produktdatablad Glenium Ace 30



The Chemical Company

Produktblad

Glenium ACE 30

Högpresterande superplasticerare.

Produktbeskrivning

Glenium ACE 30 är en superplasticerare baserad på en ny generation modifierade polymerer. Produkten ger en förbättrad betong med högsta krav på livslängd och kvalitet.

Användningsområde

- * Glenium ACE 30 är speciellt designad för användning i högkvalitetsbetong till betongelement och förspänd betong samt i fabriksbetong när man har krav på snabbt tillstyvnande och snabb hållfasthetstillväxt.
- * Betongelement med högsta krav på tidig styrka och tryckhållfasthet.
- * Betong med krav på snabb avformning.
- * Betongblandningar med låga vattencementtal.
- * Självkompakterande betong (SKB).

Egenskaper

- * Extremt goda vattenreducerande egenskaper.
- * Utmärkta plasticerande egenskaper.
- * Utmärkt arbetbarhet.
- * Förbättrad dispergeringseffekt.
- * Minskat värmehärdningsbehov.
- * Ekonomisk, genom möjlighet till kortare produktionsstider.

Förpackning

GLENIUM ACE 30 levereras på fat om 210 liter, palltank om 1000 liter eller i bulk. Om produkten frusit, tina upp vid +20°C under omrörning. Produkten bör användas inom ett år.

Fördelar

- * Kortare gjutningstid.
- * Snabb hållfasthetsutveckling och därmed snabbare avformning.
- * Energibesparande genom minskat behov av ånghärdning.
- * Små eller inga blödnings-tendenser.
- * Nästan ingen tendens till separation.
- * Kortare eller ingen vibrering.

Lagring

Vid normal temperatur (mellan +5°C och +25°C) och frostfri förvaring i väl slutna original-emballage är hållbarheten upp till 12 månader. Skall omröras vid lagring i tank.



1274-CPD-705
SS-EN 934-2 T.3.1 T.3.2
2010

Anmält organ: Vattenfall Research and Development AB,

Miljö

Se säkerhetsdatablad.

Tekniska data

Form & färg:	Vätska ljusgul
Frys punkt:	0° C.
Densitet:	1,06 ± 0,03 kg/l
Klorldhalt	<0,01%
pH-värde:	5-8
ekv. Na ₂ O	1,08%
Torrhalt:	30 ±1%

Bilaga F – Produktdatablad för Enduro HPP45



The Chemical Company

Produktblad Enduro HPP45

Makrosyntetisk fiber

Produktbeskrivning

Enduro HPP45 är en makrosyntetisk plastfiber för användning som armering i betong och andra cementbaserade material. Enduro HPP45 har en utformning som skapar en mycket god förankring och vidhäftning i betong vilket medför att doseringen oftast kan minskas i jämförelse med konventionella stålfibrer.

Enduro HPP45 är en korrosionsfri fiber som i de flesta fall kan ersätta såväl sekundär konventionell armering som stålfiber

Användningsområden

- Platta på mark
 - Vägar
 - Flygfält
 - Vågbrutare
 - Pågjutningar
 - All platsgjuten ej fribärande betong
- Fördelar
- Mycket god vidhäftning.
 - Ökad böjdraghållfasthet hos betongen.
 - Minskad risk för separation.
 - Omagnetisk.
 - Rostfri
 - Kemiskt och alkali-beständig.
 - Minskat slitage i pumpar och pumpledningar
 - Enkel och ofarlig att hantera
 - Ekonomiskt alternativ till konventionell nätarmering och stålfiber

Överensstämmelse och funktion

Överensstämmer med ASTM C 116 Type III 4.1.3. Enduro HPP45 är kompatibel med alla typer av membranhärdare och tillsatsmedel.

Förpackning och hantering

Enduro HPP45 levereras i kartonger om 10 kg. De makrosyntetiska fiberna är paketerade i buntar omslutna med ett självupplösande band. Lagra Enduro HPP45 svalt och torrt. Lagra aldrig i direkt solljus.

Materialåtgång

Doseringen av Enduro HPP45 beror på användningsområde. Normalt sett ligger den mellan 2 – 9 kg/m³ betong. Enduro HPP45 skall tillsättas i betongblandaren efter att alla övriga material tillsatts. Efter tillsatts av Enduro HPP45 skall betongen blandas ytterligare minst 5 minuter.

För rekommendation avseende dosering kontakta din lokala BASF-säljare.

Säkerhet

Enduro HPP45 kräver inga föreskrifter avseende hanteringen.

Tekniska data

Längd: 45 mm
Typ/Form: Makro/Monofilament
Absorption: Ingen
Elektrisk konduktivitet: Mycket låg
Kemisk beständighet: Hög
Smältemperatur: 164°C
Antändningstemperatur: >550 °C
Termisk konduktivitet: Låg
Alkalibeständig: Ja!
Densitet: 0.9 kg/liter

Hantering


RheoMac FROST 45% är ej hälsofarlig vid normal användning, se separat varuinformation.

Tekniska data

Längd: 45 mm
Typ/Form: Makro/Monofilament
Absorption: Ingen
Elektrisk konduktivitet: Mycket låg
Kemisk beständighet: Hög
Smältemperatur: 164°C
Antändningstemperatur: >550 °C
Termisk konduktivitet: Låg
Alkalibeständig: Ja!
Densitet: 0.9 kg/liter


Bilaga G – Produktdatablad för Dramix RC65/40CN


Dramix®



better together

DATA SHEET

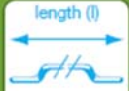




RC-65/40-CN


GEOMETRY AND PERFORMANCE

length (l)



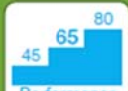
40 mm

diameter (d)



0,62 mm

Performance class: 65




10.000 Fibres/kg **Minimum dosage: 20 kg per m²** (according to CE)
Minimum fibre network: 8 km per m² (for 20 kg/m²)


MATERIAL PROPERTIES

Tensile strength: Rm nom: 1.440 N/mm²
Tolerances: ± 7,5% Avg
Young's Modulus (Emod): ± 210.000 N/mm²

PACKAGING




60 BAGS (20kg)
1200 kg




BIG BAG
1000 kg

STORAGE




KEEP DRY




NO STACKING

PRODUCT APPROVALS




CE




ASTM A820

- **CE LABEL:** Dramix® is certified for CE mark system 1: steel fibres for structural use. For detailed info: CE info sheet available on request.

SYSTEM APPROVALS



ISO 9001

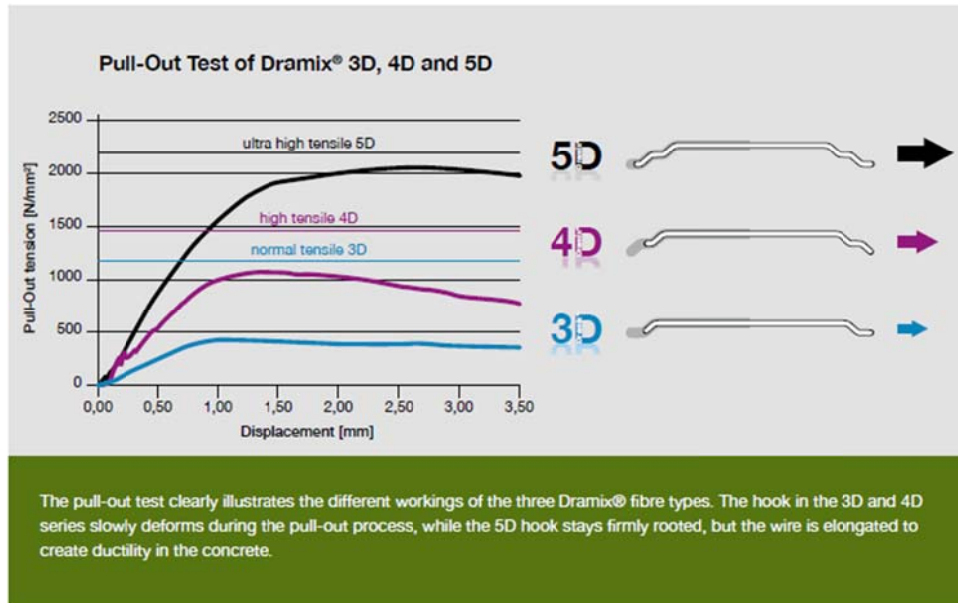


ISO 14001


- **ISO 9001:** All Dramix® plants are ISO 9001 certified. The same quality standards are applied.
- **ISO 14001:** Some plants are already ISO 14001 certified. All plants will be ISO 14001 certified before end 2011.

Bekaert will advise on the most suitable fibre for your application.
- For our recommendations on handling, dosing and mixing.
- For composition and safe application and in the frame of Reach art.33.
Please go to: www.bekaert.com/dosingdramix
infobuilding@bekaert.com

Modifications reserved.
All details describe our products in general form only. For detailed information, product specifications available on request.
© 2010 Bekaert



Bilaga H – Produktblad Minibars



ReforceTech™
Basalt Fiber Reinforcement Technology

BFRP MiniBars™
Patent Pending

PRODUCT DESCRIPTION

ReforceTech Basalt Fiber Reinforced Polymer BFRP MiniBars™ are an engineered macro fiber reinforcement designed to increase the structural strength of concrete by uniform distribution of MiniBars throughout the concrete matrix.

Concrete reinforced with RFT MiniBars™ demonstrates excellent flexural toughness and energy absorption capability after cracking when tested according to ASTM C78 and C1399 and EN16451.

Testing demonstrates that MiniBars™ satisfy the relevant residual strength requirements based on ASTM C1609 tests (as specified in ACI 318-08) using MiniBars™ as shear reinforcement in reinforced concrete slabs and beams.


ReforceTech BFRP MiniBars™ are engineered to deliver high flexural toughness and energy absorption in concrete in conjunction with proven alkali resistance and engineered bond strength.

PRODUCT DATA SHEET

Det Norske Veritas (DNV) testing has demonstrated that the unique ReforceTech process delivers a strong bond between the concrete and the BFRP bars. Further testing with the University of Akron demonstrated results of Flexural Tensile Strength (ASTM C78) enabling the increase from 4.5 MPa (653 psi) for normal concrete up to 17 MPa (2465 psi) depending on volume fraction of MiniBars™. Testing Average Residual Strength (ASTM C1399) has developed ARS from zero in normal concrete to over 17 MPa (2465 psi).

From volcanic basalt stone thin basalt fibers are combined in ReforceTech's patented process to create unique macro fiber called MiniBars™. The MiniBars™ are engineered to create the optimal mechanical bond and cut to the prescribed length 20 to 60 mm (0.79" to 2.36") to achieve the desired concrete performance.

FROM BASALT TO STRUCTURAL PRE-REINFORCED CONCRETE



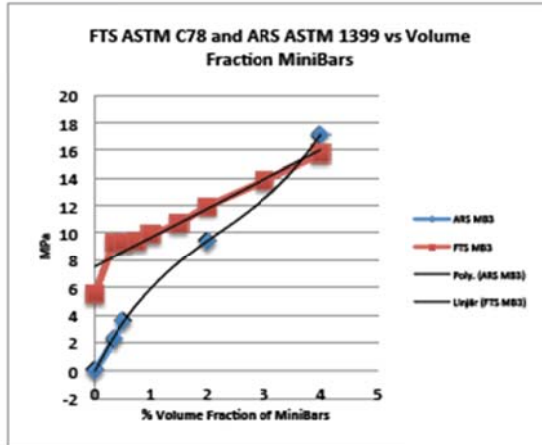
UNIQUE ENABLING FEATURES TO REDUCE PROJECT COSTS

- Corrosion Free allows thinner lighter structures
- Zero Conductivity, eliminates galvanic corrosion
- Improved Flexural and Average Residual Strength of Concrete allowing design freedom, elimination or reduction of normal reinforcement
- Compatible Specific Gravity – 1.9 g/cm3 means uniform distribution, MiniBars™ do not settle or float and are easily mixed.
- Suitable for site work, precast or dry concrete.
- No MiniBars protrude from Concrete; no MiniBars™ are visible on the surface.
- Improved freeze thaw resistance
- Savings of labor costs and faster construction
- Improved abrasion resistance
- Improves safety on site by eliminating handling of traditional steel reinforcement
- Excellent Bond related to engineered helix, rough fiber surface, bond length and diameter.

Business Case comparing Black Steel minimum reinforcement to MiniBars for inner walls.

	7500	
	20	20
	Blacksteel min reinforcement	BFRP MiniBars Gen3.1
Project wall area		
Wall thickness cm		
Reinforcement		0.30%
	VF	
Steel Reinforcement	cost for the project	1,125,000
Form Work	labor savings	225,000
MiniBar Reinforcement	Macro Fiber Cost for wall project	81,250
Concrete	costs of minibars over steel reinforcement	-64%
	Concrete Cost for wall project	855,000
	base	-24%
Bill of Materials and Labor for casting wall	1,650,000	1,650,000
Savings	3,000,000	2,586,250
		0%
		-14%

Improved Concrete Tensile Properties



ADVANTAGES

- Greatly increases toughness and strength of concrete at low dosage
- Enables thinner sections, lower weight products, for easier installation and transportation
- Suitable for aggressive chloride environments
- Acts as minimum reinforcement to lower cost
- Transforms concrete from a brittle material requiring steel reinforcement to ductile concrete with tensile strength capacity
- Enables innovative applications to take advantage of the Basalt MiniBars to reduce costs

MiniBars Properties

Diameter	0.67mm
Length	20 to 55mm
Specific Gravity	1.9g/cc
Water Absorption	None
E modulus	60GPa
Tensile Strength	1100MPa
HDT VE Deg C	115
Alkaline Resistance	Excellent

APPLICATIONS

- Thinner Precast Facades Elements
- Submersed Concrete Products
- Low Cost Structural Slab on Grade
- Low Cost Inner walls
- Highway Slabs & Bridge Decks
- Floating Infrastructure
- Agricultural Products
- Drainage systems
- Grout Systems
- Blast & Impact Resistance
- High Performance Concrete

DOSAGE AND MIX DESIGN

- Specific applications can be developed as a custom engineered solution
- Up to 4 % by volume mixes well in concrete. Engineering reports available.
- Available in 10kg bags, Totes, or customer specified quantities

The information shown here inclusive of all drawings and tables is for informational purposes only. Details are subject to change, every effort has been made to ensure accuracy. The user shall ensure the appropriate guidelines and building codes are followed. ReforceTech has no control over the use of their products and assumes no responsibility for the end products or uses of our materials.

ReforceTech AS
Luftveien 4
3440 Røyken
Norway
Phone: +47 66 76 77 80
www.reforcetech.com

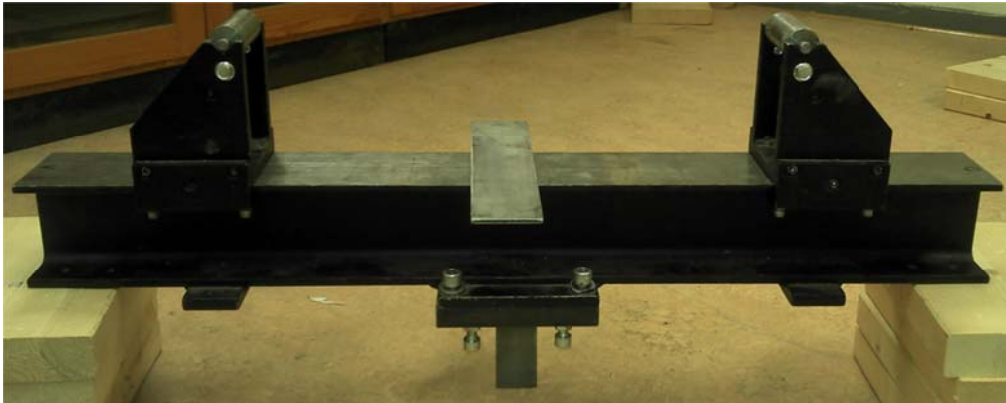
ReforceTech Qatar
P.O.Box 3889,
Doha
Qatar
Phone +974 77 44 7732
www.reforcetech.com

Basalt Products Group LLC
2285 Botanica Circle
Melbourne, FL 32904-7340
USA
Phone: 321-537-1810
www.basaltproducts.com

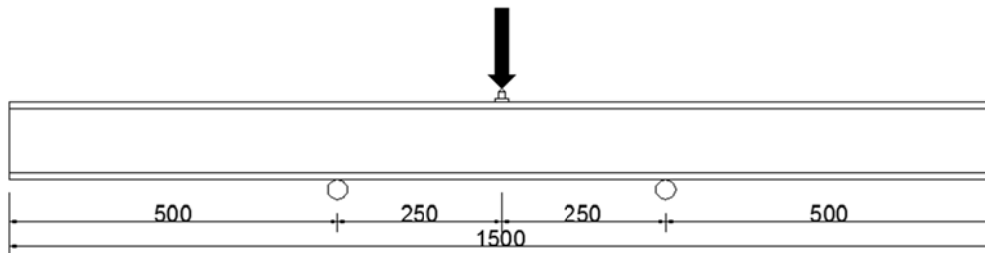
ReforceTech Sales office Sweden
Olof Palmes Gata 20 B
SE - 111 37 Stockholm
Sweden
Phone: +46 (0) 8 20 92 07
www.reforcetech.com

Bilaga I – Behandling av testdata

Efter de genomförda böjtesterna erhöles större deformationer än förväntat. Tydligast var detta för balkarna testade enligt SS-EN14651. De i avsnitt 5 presenterade resultaten är behandlade enligt nedan beskriven metod. En balk enligt SS-EN14651 borde erhålla en deformation på 0,039 mm vid en last på 15 kN (ungefärlig spricklast), för beräkning se bilaga J. Uppmätt nedböjning var närmare 0,3 mm. Efter övervägande om olika orsaker till detta framstod testriggens styvhet som den mest troliga felkällan.

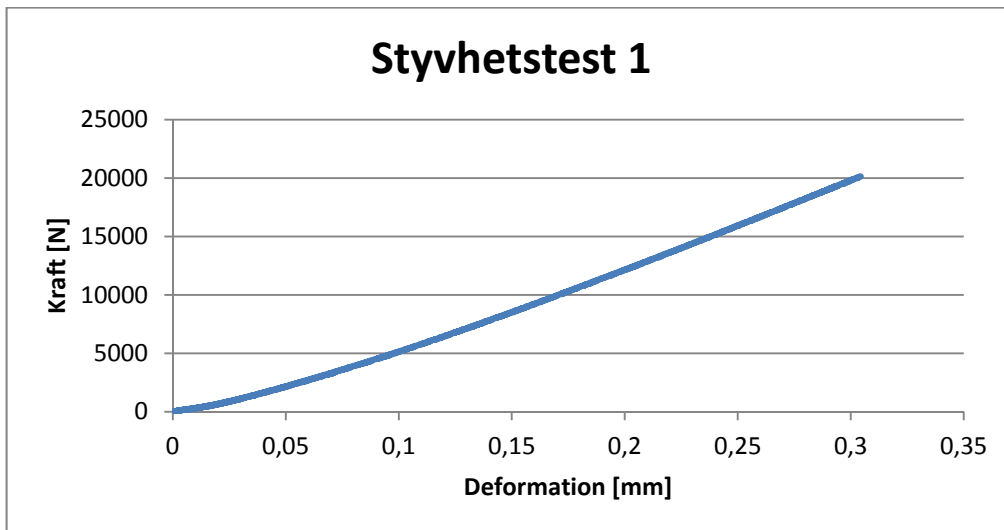


För att verifiera att riggens deformerar sig och för att erhålla korrigeringsvärden för denna deformation genomfördes ett böjtest med testuppställning enligt Figur 49 nedan.



Figur 49. Skiss av HEB140 upplagd på testriggen.

En stålbalk HEB140 riggades på samma sätt som beskrivs för betongbalkarna i avsnitt 4.2. Lägesgivarna placeras som tidigare i mitten på balken rakt över kolven. Lägesgivaren är fix i höjddled i förhållande till resten av testriggen vilket ger att de uppmätta deformationerna vid detta test antingen sker i den upplagda HEB140-balken eller i riggen. Testet kördes upp till en belastning på 20 kN. Deformationshastigheten under testet var 0,0035 mm/s.

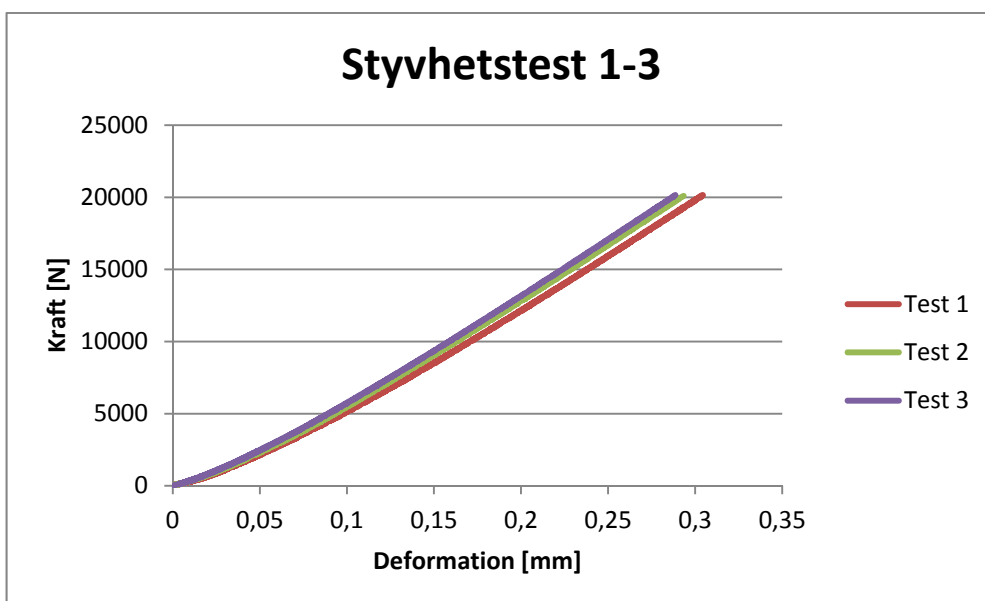


Figur 50. Kraft-deformation erhållen från styvhetstest 1.

Grafen ovan visar den uppmätta deformationen vid ett böjtest genomfört med HEB140-balken. Enkel avläsning i grafen ovan ger att deformationen vid 15 kN var 0,24 mm.

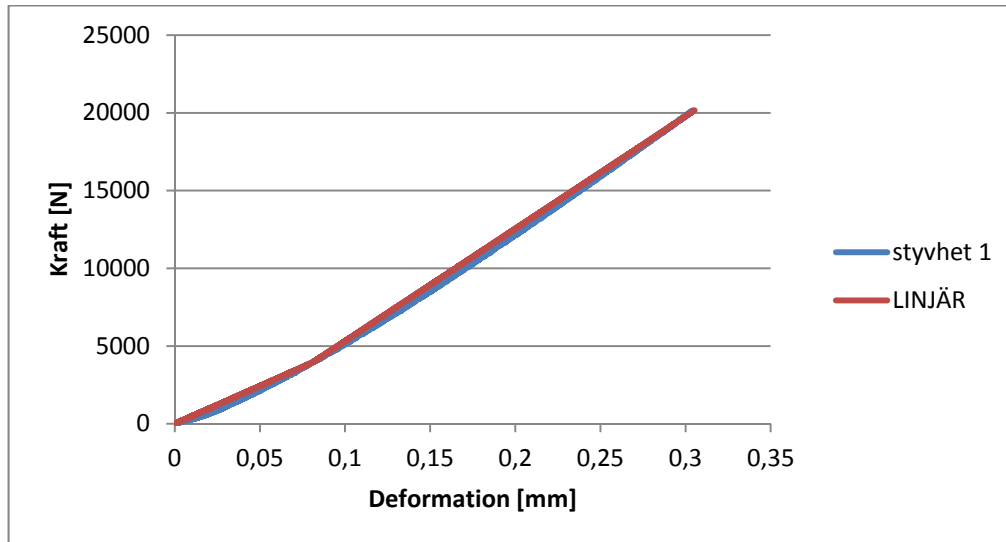
$$0,30 - 0,24 = 0,04 \text{ mm}$$

0,04 mm får anses vara så nära den beräknade deformationen man kan komma. Beräkning av nedböjningen i HEB140-balken visar att denna kan försummas, för beräkning se bilaga J. Ytterligare två identiska tester genomfördes. Hela riggingen gjordes om för varje enskilt försök. Resultaten från alla tre testerna redovisas i Figur 51 nedan.



Figur 51. Kraft-deformation för styvhetstest 1-3.

Resultaten från de tre testerna låg väl samlade. Utifrån detta togs beslut om att ta fram en funktion som beskriver riggens deformation i förhållande till den påförda lasten. Funktionen värde subtraherades sedan från de uppmätta deformationerna för alla betongbalkar i studien.



Figur 52. Jämförelse av uppmätta värden och linjärisering för styvhetstest 1.

För varje enskilt test genomfördes en linjärisering enligt ovan. Lutningsförändringen valdes i $d=0,08$ mm. Lutningarna beräknades enligt nedan:

$$A1 = \frac{F(0,08) - F(0)}{0,08 - 0}$$

$$A2 = \frac{F(MAX) - F(0,08)}{MAX - 0,08}$$

$F(X)$ = kraften vid deformationen X

Funktionens natur ger att $F(0,08) \times A1$ och $F(0,08) \times A2$ ger olika värden. För att knyta samman kurvan beräknas D som:

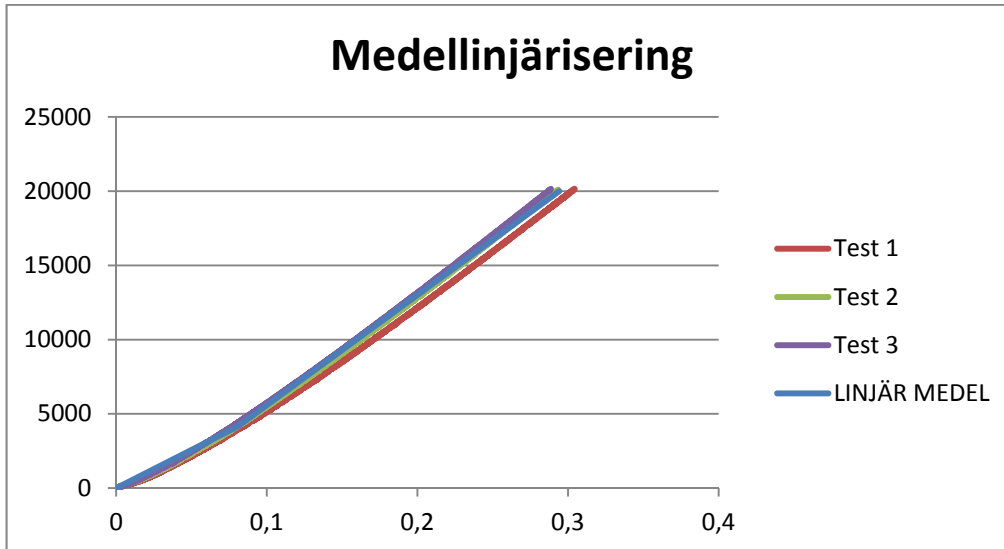
$$D = F(0,08) \times A2 - F(0,08) \times A1$$

De framtagna värdena för $F(0,08)$, A1, A2 och D används i Excel enligt funktionen nedan:

$$=OM(F(X)<F(0,08);F*A1;F*A2+D)$$

$F(0,08)$, A1, A2 och D beräknas för alla tre tester enligt metoden ovan. Ett medelvärde för $F(0,08)$, A1, A2 och D beräknas utifrån dessa tester vilket ger en funktion i förhållande till de genomförda testerna enligt Figur 53. Jämförelse av

medellinjäriseringen och styvhetstest 1-3. nedan. Tabell 31 redovisar de aktuella medelvärdena.



Figur 53. Jämförelse av medellinjäriseringen och styvhetstest 1-3.

Figuren ovan redovisar den linjäriserade nedböjningen i förhållande till de tre genomförda testerna. Linjäriseringen ansågs representera riggens beteende på ett tillräckligt bra sätt.

Tabell 31. Värden ingående i funktion för nedböjningsavdrag.

	Medel
F(0,08)	4155,334
A1	1,95E-05
A2	1,35E-05
D	0,024778

Värdena i Tabell 31 ovan har använts för att korrigera de uppmätta deformationerna för betongbalkarna i studien. För varje enskilt registrerat värde av kraft och deformation har ett avdrag gjorts på den uppmätta deformationen enligt funktionen nedan:

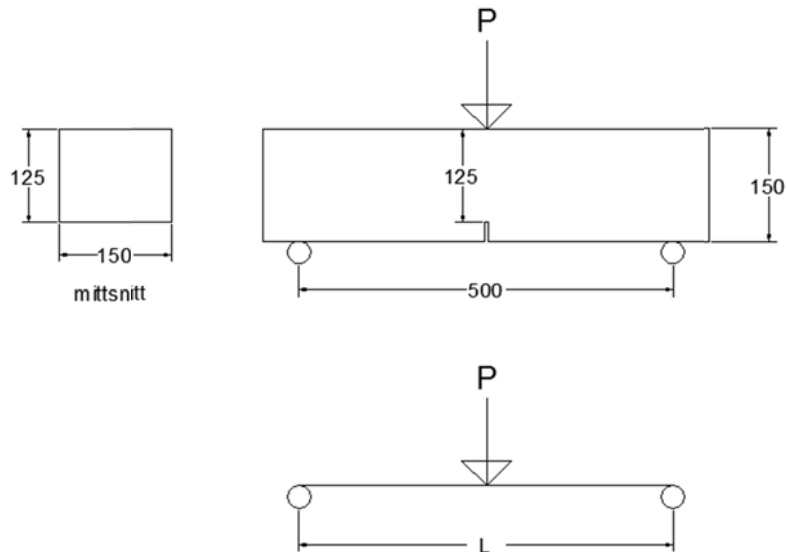
$$=OM(F(X) < F(0,08); F * A1; F * A2 + D)$$

Där F(X) är kraften för den aktuella mätpunkten.

Bilaga J – Nedböjningsberäkningar

Betongbalk

Nedan följer beräknad nedböjning för en balk enligt SS-EN14651. Utsticken utanför stöden har försumrats. Beräkning görs för $P = 15$ kN vilket är den ungefärliga spricklasten för de aktuella balkarna. Egentyngdens inverkan på nedböjningen har försumrats då den i sammanhanget är marginell.



Figur 54. Skiss av balk enligt SS-EN 14651

Beräkning enligt (Isaksson, Mårtensson, 2010). Nedböjning i osprucket stadium:

$$v_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$$

Där:

v_{max} = mittnedböjningen [m]

P = punktlast [kN]

L = upplagslängden [m]

E = elasticitetsmodul [GPa]

I = tröghetsmoment [m⁴]

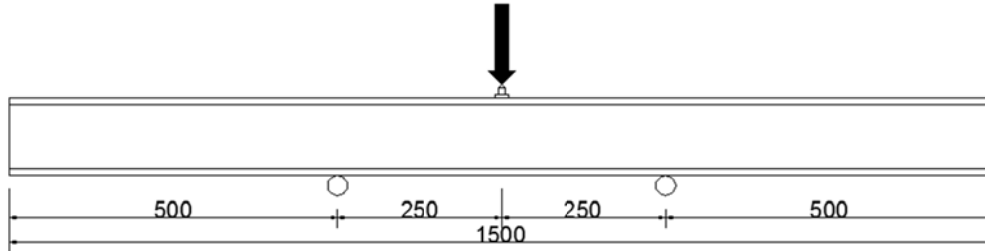
$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,15 \cdot 0,12^3}{12} = 2,44 \cdot 10^{-5} m^4$$

$E = 41$ GPa (K70)

$P = 15$ kN

$v_{max} = 0,039$ mm

HEB140



Figur 55. Skiss av fritt upplagd HEB140

Beräkning enligt (Isaksson, Mårtensson, 2010). Egentyngdens inverkan på nedböjningen har försumrats då den i sammanhanget är marginell.

$$v_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$$

Där:

v_{max} = mittnedböjningen [m]

P = punktlast [kN]

L = upplagslängden [m]

E = elasticitetsmodul [GPa]

I = tröghetsmoment [m⁴]

HEB140:

I = 15,09 x 10⁻³ m⁴

E = 210 GPa

P = 15 kN

Ger: $v_{max} = 2,46 \cdot 10^{-5} mm$

HEB140-balkens nedböjning försummas vid beräkningen av deformationsavdraget.

Bilaga K – Verifiera normalfördelning

För att verifiera att resultaten för sprickmoment och moment vid bestämda sprickvidder följer en normalfördelning plottas mätvärdena i ett normalfördelningspapper. Eftersom det endast ingår 6 mätvärden eller resultat i varje mätserie standardiseras observationerna. Det gör att alla värden kan plottas i samma normalfördelningspapper. Metoden för att standardisera observationer är följande:

provserie 1 : $x_1, x_2 \dots \dots x_6$

provserie 2 : $y_1, y_2 \dots \dots y_6$

provserie a : $a_1, a_2 \dots \dots a_6$

För varje provserie beräknas ett medelvärde, m_x och en skattning av standardavvikelsen, s_x . För att beräkna standardiserade observationer:

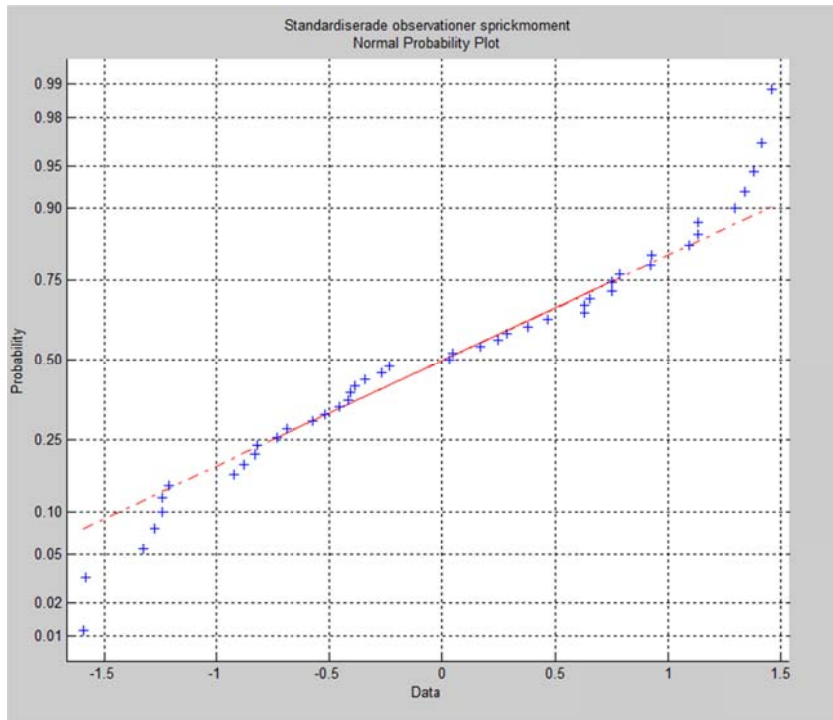
$$\text{provserie 1: } \left(\frac{x_1 - m_x}{s_x} \right), \left(\frac{x_2 - m_x}{s_x} \right), \dots \dots \left(\frac{x_6 - m_x}{s_x} \right)$$

$$\text{provserie 2: } \left(\frac{y_1 - m_y}{s_y} \right), \left(\frac{y_2 - m_y}{s_y} \right), \dots \dots \left(\frac{y_6 - m_y}{s_y} \right)$$

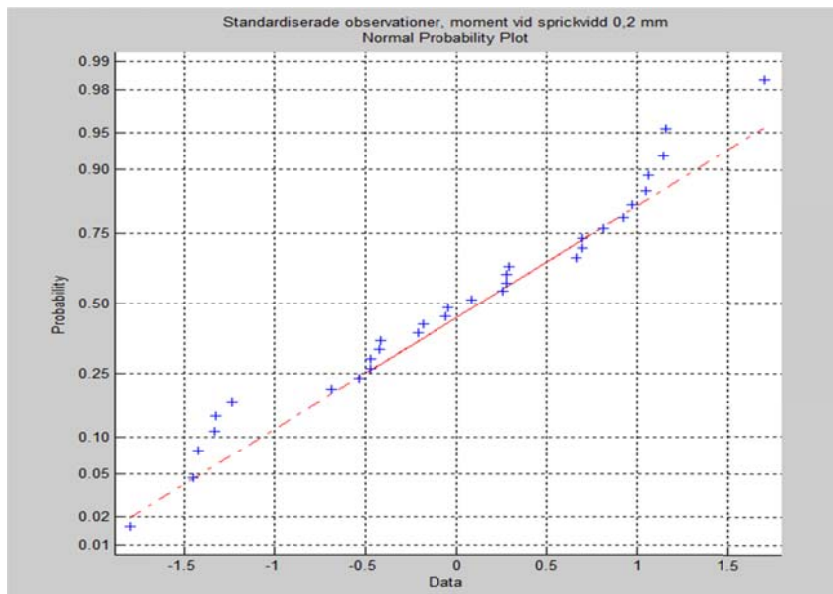
$$\text{provserie a: } \left(\frac{a_1 - m_a}{s_a} \right), \left(\frac{a_2 - m_a}{s_a} \right), \dots \dots \left(\frac{a_6 - m_a}{s_a} \right)$$

Istället för 6 mätningar eller resultat att plotta i ett normalfördelningspapper ges nu istället $a * 6$ standardiserade observationer som kan plottas i samma normalfördelningspapper. För att verifiera att resultaten följer en normalfördelning plottas resultaten i ett normalfördelningspapper. För plottade resultat se Figur 56 - Figur 58.

Fiberarmerade tunna betongplattor

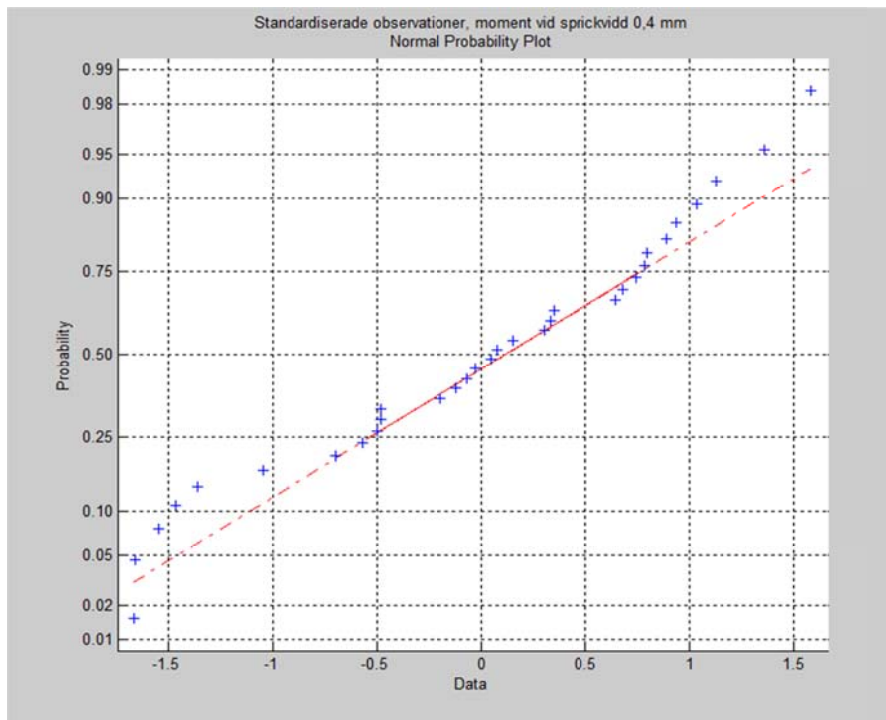


Figur 56. Standardiserade observationer för sprickmomentet plottat i ett normalfördelningspapper.



Figur 57. Standardiserade observationer för moment vid sprickvidd 0,2 mm plottat i ett normalfördelningspapper.

Fiberarmerade tunna betongplattor



Figur 58. Standardiserade observationer för moment vid sprickvidd 0,4 mm plottat i ett normalfördelningspapper.

Då de standardiserade observationerna följer de räta linjerna i figurerna 58 till 60 konstateras att testresultaten är normalfördelade.

Bilaga L – Testresultat för enskilda balkar

Tabellerna nedan redovisar sprickmoment samt moment vid sprickvidderna 0,2 och 0,4 mm för alla enskilda balkar med tvärsnittshöjderna 30 och 45 mm.

Tabell 32. Tabell över alla sprickmoment

Balk nr.	FF30	FF45	SF30	SF45	PF30	PF45	BF30	BF45
1	0,14	0,29	-	0,35	0,19	0,33	0,18	0,33
2	0,12	0,28	0,20	0,32	0,18	0,34	0,17	0,34
3	0,13	0,29	0,18	-	0,20	0,32	0,17	0,32
4	0,11	0,30	0,19	0,35	0,19	0,36	0,18	0,36
5	0,12	0,28	0,20	0,35	0,19	0,33	0,15	0,33
6	0,11	0,26	-	0,33	0,19	0,36	0,20	0,36

Tabell 33. Alla moment vid sprickvidden 0,2 mm

Balk nr.	FF30	FF45	SF30	SF45	PF30	PF45	BF30	BF45
1	-	-		0,20	0,05	0,06	0,07	0,06
2	-	-	0,19	0,25	0,02	0,11	0,08	0,11
3	-	-	0,15		0,05	0,08	0,08	0,08
4	-	-	0,12	0,27	0,04	0,08	0,08	0,08
5	-	-	0,16	0,23	0,03	0,11	0,06	0,11
6	-	-		0,24	0,04	0,11	0,11	0,11

Tabell 34. Alla moment vid sprickvidden 0,4 mm

Balk nr.	FF30	FF45	SF30	SF45	PF30	PF45	BF30	BF45
1	-	-	-	0,15	0,03	0,03	0,07	0,03
2	-	-	0,19	0,25	0,01	0,06	0,07	0,06
3	-	-	0,14	-	0,02	0,04	0,08	0,04
4	-	-	0,11	0,26	0,02	0,04	0,06	0,04
5	-	-	0,14	0,23	0,02	0,06	0,04	0,06
6	-	-	-	0,22	0,03	0,06	0,10	0,06

Bilaga M – Siktkurvor

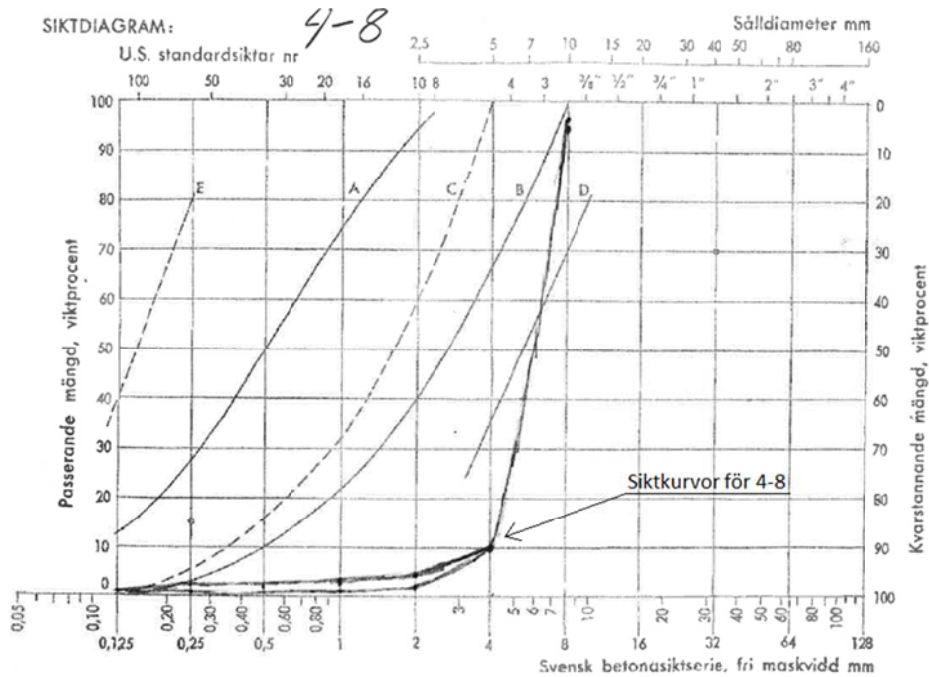
Undersökning genomförd 2013-05-14.

Tabell 35. Materialuppgifter 4-8

Prov nr	Materialbeteckning
1	Räppe 4-8
2	Räppe 4-8

Tabell 36. Siktanalys 4-8

Sikt fri maskvidd [mm]	1. 4-8				2. 4-8			
	stannar		Passerar	Stannar	stannar		Passerar	Stannar
	gram	%	Σ %	Σ %	gram	%	Σ %	Σ %
16								
8	55,8	5	95	5	47,1	4	96	4
4	946,6	85	10	90	971,8	86	10	90
2	92,6	8	2	98	71,8	6	4	96
1	8,7	1	1	99	13,8	1	3	97
0,5	2,5	0	1	99	7,3	1	2	98
0,25	1,7	0	1	99	4,8	0	2	98
0,125	3,8	0	1	99	8,2	1	1	99
<0,125	7,5	1	0	100	6	1	0	100
Summa	1119,2	100			1130,8	100		
Finmodul	M ₁ =			5,4	M ₂ =			5,3



Figur 59. Siktdiagram 4-8

Fiberarmerade tunna betongplattor

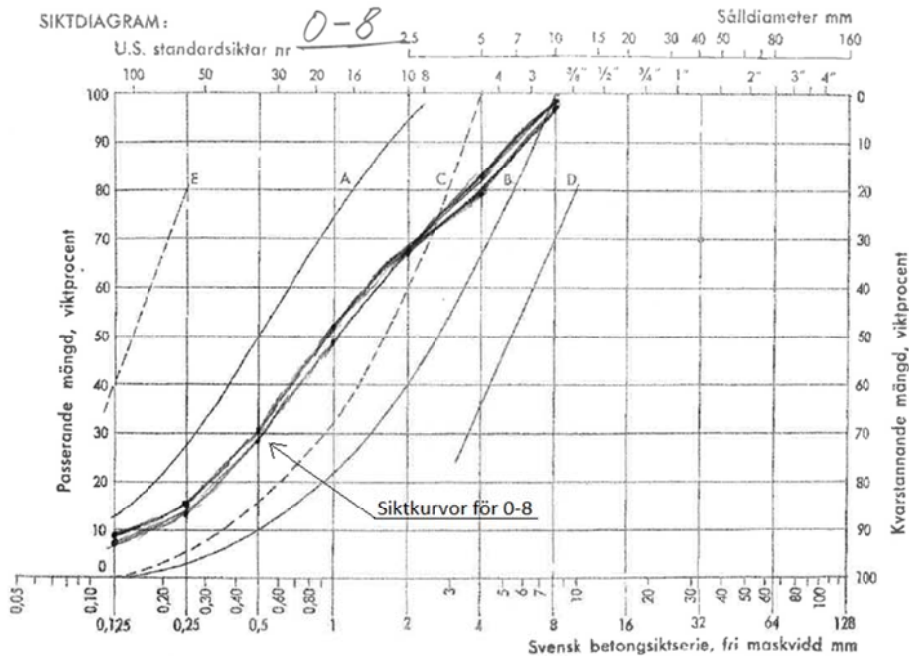
Undersökning genomförd 2013-05-14

Tabell 37. Materialuppgifter 0-8

Prov nr	Materialbeteckning
1	Grus Oby 0-8
2	Grus Oby 0-8

Tabell 38. Siktanalys 0-8

Sikt fri maskvidd [mm]	1. 0-8				2. 0-8			
	stannar		Passerar	Stannar	stannar		Passerar	Stannar
	gram	%	Σ %	Σ %	gram	%	Σ %	Σ %
16								
8	23,3	2	98	2	29,4	3	97	3
4	165	15	83	17	199,9	18	79	21
2	166,4	15	68	32	128,4	11	68	32
1	203,5	19	49	51	182	16	52	48
0,5	225,4	21	28	72	227	21	31	69
0,25	166,6	15	13	87	175,5	16	15	85
0,125	55,5	5	8	92	63,5	6	9	91
<0,125	89,1	8	0	100	99,5	9	0	100
Summa	1094,8	100			1105,2	100		
Finmodul	M ₁ =			3,1	M ₂ =			3,0

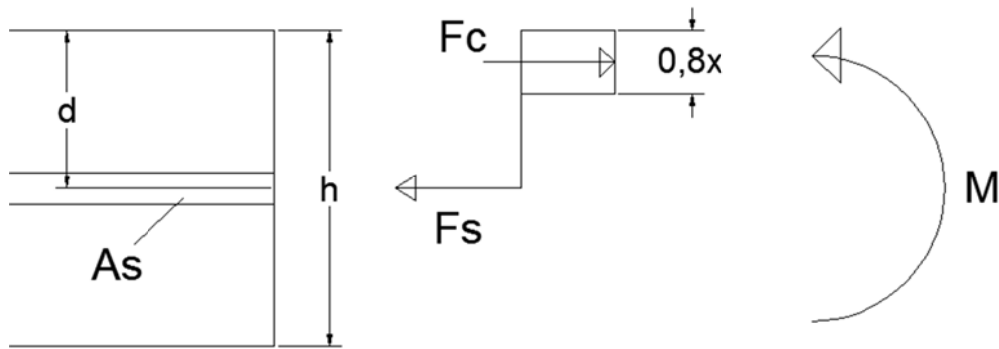


Figur 60. Siktendiagram 4-8

Bilaga N – Bärförmågeberäkning nätarmerad skiva

N.1 Brottmoment

Beräkning utförd enligt kapitel 3.3.1 (Isaksson, Mårtensson, 2010).



Figur 61. Skiss av betongtvärsnitt med centrerad armering

$$\text{Kraftjämvikt: } F_s = F_c \rightarrow A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot f_c \cdot x \cdot b \quad (1)$$

där:

F_s = dragkraften i stålet [kN]

A_s = $1,96 \times 10^{-5}$ [m²]

σ_s = spänning i stålet [MPa]

F_c = tryckkraften i betongen [kN]

f_c = spänningen i betongen [MPa]

x = den teoretiska tryckzonens höjd [m]

b = 0,15 [m]

Momentjämvikt:

$$M = A_s \cdot \sigma_s (d - 0,4x) \quad (2)$$

$$M = f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot (d - 0,4x) \quad (3)$$

Ovanstående ger:

$$A_s \cdot \sigma_s (d - 0,4x) = f_c \cdot 0,8 \cdot b \cdot (d - 0,4x) \quad (4)$$

Efter antagande om att $\sigma_s = f_{yk}$ samt $f_c = f_{ck}$ löses x ut ur uttryck (4) och stoppas in i uttryck (2) eller (3) för att ge M .

Efter detta kontrolleras antagandet om att $\sigma_s = f_{yk}$ genom att kontrollera att töjningen i stålet ε_s är större än vid betongtöjningen $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ enligt uttryck (5).

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \leq \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-x}{x} \quad (5)$$

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 39. Beräknat brottmoment, h=70 mm.

h	0,07	m
d	0,035	m
b	0,15	m

Fck	37	MPa
Fyk	500	MPa
As	1,96E-05	m ²

x	0,002211	m
---	----------	---

M	0,33	kNm
---	------	-----

ϵ_{sy}	2,175	‰
-----------------	-------	---

ϵ_s	51,9	‰
--------------	------	---

Tabell 40. Beräknat brottmoment, h=45 mm.

h	0,07	m
d	0,035	m
b	0,15	m

Fck	37	MPa
Fyk	500	MPa
As	1,96E-05	m ²

x	0,002211	m
---	----------	---

M	0,21	kNm
---	------	-----

ϵ_{sy}	2,175	‰
-----------------	-------	---

ϵ_s	32,1	‰
--------------	------	---

Tabell 41. Beräknat brottmoment, h=30 mm.

h	0,07	m
d	0,035	m
b	0,15	m

Fck	37	MPa
Fyk	500	MPa
As	1,96E-05	m ²

x	0,002211	m
---	----------	---

M	0,08	kNm
---	------	-----

ϵ_{sy}	2,175	‰
ϵ_s	20,2	‰

N.2 Sprickmoment

Beräkning enligt (CEN, 2007).

$$M_{sprick} = f_{ctb} \cdot W$$

$$f_{ctb} = 1,7 \cdot f_{ct}$$

(Winberg, 1995)

M_{sprick} = sprickmomentet [kNm]

f_{ctb} = betongens böjdraghållfasthet [MPa]

f_{ct} = betongens draghållfasthet [MPa]

Tabell 42. Beräknat sprickmoment, h=70 mm.

f_{ck}	37	MPa
f_{ctk}	2	MPa
f_{ctb}	3,4	MPa
h	0,07	m
W	0,0000225	m ³
M	0,42	kNm

Fiberarmerade tunna betongplattor

Tabell 43. Beräknat sprickmoment, h=45 mm.

f_{ck}	37	MPa
f_{ctk}	2	MPa
f_{ctb}	3,4	MPa
h	0,045	m
W	0,0000225	m ³
M	0,17	kNm

Tabell 44. Beräknat sprickmoment, h=30 mm.

f_{ck}	37	MPa
f_{ctk}	2	MPa
f_{ctb}	3,4	MPa
h	0,03	m
W	0,0000225	m ³
M	0,08	kNm