

Stålförstärkning av limträbalkar för att öka hållfasthet och styvhet



**LUNDS
UNIVERSITET**

Lunds Tekniska Högskola

**LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för Byggvetenskaper/Byggnadskonstruktion**

Examensarbete:
Mateusz Kjellkvist
Fredrik Lindahl

© Copyright Mateusz Kjellkvist, Fredrik Lindahl

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2014

Sammanfattning

Dagens bostadsmarknad efterfrågar allt öppnare planlösningar, vilket kräver att balkar behöver sträcka sig över större spännvidder och därmed utsätts för större belastning. På grund av krav på att uppfylla standardiserade mått på dörrar, takhöjd och våningshöjd finns dock inte alltid utrymme för de balkdimensioner som belastningen kräver. Ett annat alternativ är förstärkning av balkarna med ett annat material för att bibehålla de mindre dimensionerna.

Detta arbete har syftat till att undersöka styrka och styvhet av limträbalkar förstärkta med stål samt vilken dimension och placering av stålet som är mest gynnsam för att öka hållfasthet och styvhet. Detta gjordes genom att beräkna styrka och styvhet enligt Bernoulli- Euler balkteori samt genom utförda böjprovningar av arton producerade balkexemplar. Dessa med fyra olika konfigurationer: en utan förstärkning, en med stålförstärkning i underkant, en med stålförstärkning i överkant och en med stålförstärkning i båda kanterna.

Resultaten från böjprovningarna visade 33-77 % förbättring i böjhållfasthet och 70 – 95 % förbättring i styvhet, beroende på balkkonfiguration. Denna förbättring korrelerade relativt väl med framtagna resultat ur beräkningar, även om skillnader kunde upptäckas. Den konfiguration som gav mest gynnsam förbättring, med hänsyn till hållfasthet, var stål i underkant men konfigurationen med stålet uppdelat i underkant och överkant var väldigt nära denna. Enligt beräkningarna skulle denna konfiguration ge bättre hållfasthetsvärden. Stål i underkant eller överkant korrelerade däremot väl med beräknat resultat. Vid provningarna visade sig konfigurationen med stål i underkant vara marginellt bättre hållfasthetsmässigt. Detta är däremot svårt att statistiskt fastställa då endast ett litet antal balkar provades.

Nyckelord: Limträ, balkar, förstärkning, hållfasthet, styvhet, stål, linjär-elastisk modell, provning

Abstract

In today's housing market, open house plans are requested increasingly. This puts a demand on the beams being used to manage longer spans and is therefore exposed to larger loads. To manage these larger loads, one solution is to increase the beam dimensions. Because of demands to fulfill standardized measurements for doors, ceiling heights and roofing heights, there is not always room for the beam dimensions required. Another option is to reinforce the beams with another material to maintain the smaller dimensions.

This report aims to examine the strength and stiffness of steel reinforced glulam beams and which dimensions and placement of the steel that is most beneficial for increasing strength and stiffness. This was accomplished by calculating strength and stiffness according to Bernoulli-Euler beam theory and by bend testing eighteen beams with four different configurations: one without reinforcement, one reinforced in the bottom, one reinforced on the top and one with reinforcement on both top and bottom.

The results from the bending tests showed an increase of 33 – 77 % in bending strength and 70 – 95 % improvement in stiffness, depending on the configuration. This improvement correlates relatively well with the produced result from the calculations, even though some differences could be found. The most beneficial configuration, with regards to strength, was steel on the top, but the configuration with steel on the top as well on the bottom came a very close second. This beam should produce better results according to the calculations. On the other hand, configurations with steel on the bottom or the top correlated well with the calculations. At testing, the configuration with steel on the bottom showed marginally better strength results. This is however difficult to statistically determine because few beams were tested.

Keywords: Glulam, beams, reinforcement, strength, stiffness, steel, linear-elastic model, testing

Förord

Detta examensarbete är utfört under högskoleingenjörsutbildningen *Byggteknik med Arkitektur* vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg.

Ett stort tack går ut till vår handledare och kontakt Lennart Axelsson på Moelven Töreboda AB för handledning, trevligt bemötande och som gjort detta examensarbete möjligt. Vi vill även tacka vår handledare Henrik Danielsson, vid avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds Tekniska Högskola för värdefulla tips och hjälp under arbetets gång. Tack till Susanne Heyden, Lektor vid avdelningen för byggnadsmekanik, Lunds Tekniska Högskola för handledning. Tack till Roberto Crocetti, professor vid avdelningen för konstruktionsteknik, för nyttiga synpunkter och tips under arbetsskedet. Slutligen vill vi tacka Mattias Hansson på SP Trä för trevligt bemötande och värdefulla synpunkter vid provningstillfället.

Helsingborg 2014

Mateusz Kjellkvist
Fredrik Lindahl

Innehållsförteckning

1 Inledning.....	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte och mål	2
1.3 Aktörer i projektet.....	2
1.4 Metod.....	2
1.5 Avgränsningar	2
1.6 Rapportdisposition.....	3
2 Litteraturstudie.....	5
2.1 Trä och dess struktur	5
2.2 Limträ	6
2.2.1 Framställning	7
2.2.2 Lim	8
2.2.3 Fördelar	9
2.3 Stål.....	10
2.4 Förstärkning.....	11
2.4.1 Förstärkning med stål.....	12
2.4.2 Förstärkning med CFRP	13
2.4.3 Tidigare arbeten om förstärkta limträbalkar	13
3 Materialdata.....	15
3.1 Material.....	15
3.1.1 Limträ.....	15
3.1.2 Stål.....	16
3.1.3 Lim	17
4 Material- och beräkningsmodell.....	19
4.1 Allmänt	19
4.2 Brottorsaker	19
4.2.1 Dragbrott i träet	19
4.2.2 Tryckbrott i träet, krossning	20
4.2.3 Skjuvbrott i träet	21
4.2.4 Dragbrott i stålet.....	21
4.2.5 Tryckdeformering av stålet	21
4.2.6 Brott i limfogen	21
4.3 Förenklingar.....	21
4.4 Analytisk beräkningsmodell	21
4.4.1 Linjär-elastisk modell.....	22
4.5 Alternativa modeller	22
4.5.1 Plastisk modell	22
4.5.2 FEM	23
5 Beräkningar	25

5.1 Val av balkdimension och ståldimension	26
5.2 Läge för neutrala lagret och böjstyvhet	27
5.3 Beräkningar vid utbredd last.....	29
5.3.1 Laster	29
5.3.2 Brottgränstillståndet.....	30
5.3.3 Bruksgränstillståndet	30
5.3.4 Nedböjning	30
5.3.5 Normalspänning	30
5.3.6 Skjuvspänning	31
5.4 Beräkningar vid belastning enligt provning.....	32
5.4.1 Skjuvspänning	32
5.4.2 Normalspänning	32
5.5 Resultat	33
5.5.1 Resultat för utbredd last	33
5.5.2 Resultat för belastning enligt provning	39
6 Provning.....	41
6.1 Testkonfiguration.....	41
6.1.1 Provexemplar och beteckningar	43
6.2 Tillverkning av balkarna	43
6.2.1 Tillvägagångssätt	45
6.3 Test av balkarna.....	50
6.3.1 Provexemplaren	50
6.3.2 Fyrpunktsböjning	50
6.3.3 Instrument	51
6.3.4 Testgenomförande	52
6.4 Resultat	55
6.4.1 Referensbalkar	55
6.4.2 Stålförstärkning i underkant.....	59
6.4.3 Stålförstärkning i överkant	68
6.4.4 Stålförstärkning i underkant & överkant	76
6.4.5 Sammanställning av resultat.....	83
6.4.6 Jämförelse.....	85
7 Diskussion och slutsatser	89
8 Referenser	93
9 Bilagor.....	95
9.1 APPENDIX 1 – VERKLIGT LASTFALL (MATLAB)	95
9.2 APPENDIX 2- PROVNINGSBALK (MATLAB)	99
9.3 APPENDIX 3 – BÖJSTYVHETSDIAGRAM (MATLAB)	102
9.4 APPENDIX 4 - NEDBÖJNINGSDIAGRAM (MATLAB)	105
9.5 APPENDIX 5 – FUNKTION FÖR BÖJSTYVHET (MATLAB) .	110
9.6 APPENDIX 6 – FUNKTION FÖR NEDBÖJNING (MATLAB) .	111
9.7 APPENDIX 7 – FUNKTION FÖR LASTER (MATLAB)	112

9.8 APPENDIX 8 – SPÄNNINGAR I TRÄ OCH STÅL	113
---	------------

1 Inledning

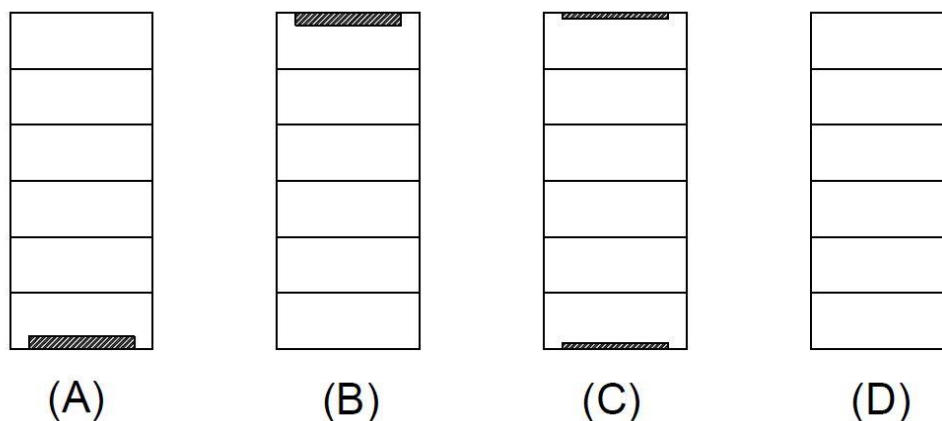
1.1 Bakgrund

Trä som byggnadsmaterial har använts under mycket lång tid, inte minst i Sverige, med dess rikliga tillgång. Trä är ett starkt och anses av många även vara ett vackert material, men spridningen i hur mycket träbalkar skiftar i hållfasthet och styvhet är mycket stor på grund av kvistar och växtförhållanden. Detta gör det svårt för ingenjörer att räkna ut kapaciteten för en viss balk, med hänsyn till hållfasthet, styvhet och deformationer. Med anledning av detta har så kallade sammansatta träprodukter utvecklats. En av dessa träprodukter är limträ.

Limträ tillverkas genom att limma samman flera trälameller till en större sammansatt balk som med olika tillvägagångssätt kan formas till en mängd olika former. Med hjälp av fingerskarvningsteknik kan limträbalkarna i princip bli hur långa som helst. Längd begränsas snarare av transportmöjligheter.

På dagens bostadsmarknad efterfrågas allt fler öppna planlösningar vilket leder till att det behövs balkar som kan klara relativt långa spännvidder. Vid längre spännvidder krävs större tvärsnitt för balkarna vilket kan skapa problem då vissa balkdimensioner inte får överstigas för att till exempel behålla standardiserade mått för dörrkarmgräns och takhöjd utan att öka den totala våningshöjden.

En alternativ lösning till detta problem kan vara att förstärka limträbalkarna med plattstål i överkant respektive underkant (se figur 1.1).



Figur 1.1 – Stålplacering i limträbalkarna.

1.2 Syfte och mål

Arbetet syftar till att studera stålförstärkta limträbalkars kapacitet avseende styvhet och styrka. Mer specifikt syftar arbetet till att bestämma vilken stålförstärkning, med hänsyn till placering och dimension, som är mest gynnsam ur förstärkningssynpunkt. De specifika målen kan beskrivas som:

- Visa erhållen påverkan av limträbalkars kapacitet vid stålförstärkning med hänsyn till stålets placering och dimension.
- Dimensionera ett plattstål som ger mest gynnsam förstärkning av balken.

1.3 Aktörer i projektet

Examensarbetet är utfört på högskoleingenjörsutbildningen *Byggteknik med arkitektur* vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Arbetet handleds av Henrik Danielsson och utfördes i samarbete med Moelven Töreboda AB med Lennart Axelsson som handledare. Biträdande handledare är Susanne Heyden. Examinator är Ola Dahlblom.

1.4 Metod

Metoderna som använts för att uppnå målen:

- Beräkningar av styrka och styvhet enligt Bernoulli- Euler balkteori.
- Provningar av limträbalkar producerade av Moelven Töreboda AB hos SP Trä.

Relevant teori för rapporten är tagen från kurslitteratur, facklitteratur och internet.

1.5 Avgränsningar

Följande avgränsningar finns:

- Limträbalken räknas som ett homogent tvärsnitt, där ingen hänsyn tas till de eventuella skillnaderna i egenskaperna hos de olika trälamellerna.
- Limmet antas ge perfekt förbindelse mellan trälamellerna samt mellan trä och stål.
- Endast ett litet antal träbalkar testas i varje konfiguration vilket leder till att en statistisk säkerhet inte går att fastställa.
- Inga långtidseffekter på limträbalkarna undersöks.

1.6 Rapportdisposition

Arbetet är uppbyggt kring sju huvudkapitel, där det första kapitlet, *Inledning*, syftar till att beskriva en bakgrund för arbetet samt att ge tydliga syften och mål vilka arbetas mot. Även metoder som används för att besvara angivna frågeställningar presenteras.

Därefter följer ett avsnitt om *Litteraturstudie*, vilket har som syfte att ge en förståelse för de material som används i tester och provningar.

Materialdata beskriver den data som används vid beräkningar kopplat till materialens egenskaper. Detta kapitel används för att samla all information på ett ställe samt att redovisa vart materialdata är erhållen.

Kapitel fyra, *Material- och beräkningsmodell*, beskriver och förklarar de beräkningsmodeller som används vid beräkningar.

Kapitel fem, *Beräkningar*, redovisar alla relevanta beräkningar och förutsättningar.

Kapitel sex, *Provning*, syftar till att redovisa och beskriva de experiment som utfördes vid provtillfället, här kommer värden och resultat från provningar redovisas.

I det slutgiltiga kapitlet *Diskussion och slutsatser* analyseras resultatet för att bekräfta om mål och frågeställningar uppnåts/besvarats.

2 Litteraturstudie

2.1 Trä och dess struktur

Trä som byggnadsmaterial har använts under lång tid i Sverige samt resten av världen. Träet taget från naturen behöver för kvalitetens skull samt för de ekonomiska aspekterna, genomgå att antal processer för att det skall kunna nyttjas till specifika ändamål. Eftersom trä är ett naturligt material vars egenskaper skiftar med klimat och växtförhållanden kan variationer förekomma inom samma art och även inom olika delar av ett specifikt träd. Störningar så som kvistar, snedfibrihet, sprickor, insektsskador och fiberstörningar ger en inverkan på egenskaper så som densitet, hållfasthet och styvhet. Variationen för dessa egenskaper kan vara stor, bland annat kan densitet skifta $\pm 15 \%$, hållfasthet $\pm 40 \%$, styvhet $\pm 35 \%$ [4].

Trä har även skiftande hållfasthetsegenskaper beroende på vilken riktning relativt träets fibrer det belastas, på grund av detta är trä ett anisotropt material [4]. Detta kan förklaras genom själva strukturen i ett träd, där trädstammen ur ett statiskt perspektiv är en konsol belastad med sin egen vikt som ger upphov till tryckspänningar i stammens riktning. Vindlast påfrestar trädet och ger horisontella laster som verkar på trädet. Detta har under tidens gång gett upphov till materialegenskaper och en formmässig struktur som ur belastningsfallens synpunkt är optimalt med hänsyn till hållfasthet, styvhet och beständighet. Det strukturella resultatet av detta är en cirkulär kon uppbyggd av cellulosa-fibrer längsgående i stammens riktning, som binds samman med lignin [5].

Denna anisotropi är viktig speciellt i konstruktionssammanhang, men även imperfektioner behöver tas i beaktning. Tabell 2.1 visar olika ungefärliga medelvärden för hållfasthet för felfritt trä av sort gran och furu [5]:

Typ av hållfasthet	Värde
<i>Draghållfasthet parallellt fibrerna</i>	90 -100 MPa
<i>Draghållfasthet vinkelrätt fibrerna</i>	2-5 MPa
<i>Tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna</i>	7-12 MPa
<i>Tryckhållfasthet parallellt fibrerna</i>	40-50 MPa
<i>Böjhållfasthet parallellt fiberriktningen</i>	60 -90 MPa

Tabell 2.1. – Ungefärliga brottvärden för felfritt trä av sort gran och furu.

Tabell 2.2 visar motsvarande karakteristiska hållfasthetsvärden finns för konstruktionsvirke av virkeskvalitet K24, där imperfektioner tas i beaktning.

Typ av hållfasthet	Värde	
<i>Draghållfasthet parallellt fibrerna</i>	16	MPa
<i>Draghållfasthet vinkelrätt fibrerna</i>	0,5	MPa
<i>Tryckhållfasthet vinkelrätt fibrerna</i>	7	MPa
<i>Tryckhållfasthet parallellt fibrerna</i>	23	MPa
<i>Böjhållfasthet parallellt fiberriktningen</i>	24	MPa

Tabell 2.2. – Karakteristiska hållfasthetsvärden för konstruktionsvirke av virkeskvalitet K24.

Vanligt konstruktionsvirke har alltså en stor spridning vad det gäller hållfasthetsegenskaper, vilket gör att säkerhetsfaktorer behövs vid dimensionering. För att förbättra många av egenskaperna hos träbalkar finns limträ som alternativ, det ger många fördelar gentemot vanligt konstruktionsvirke.

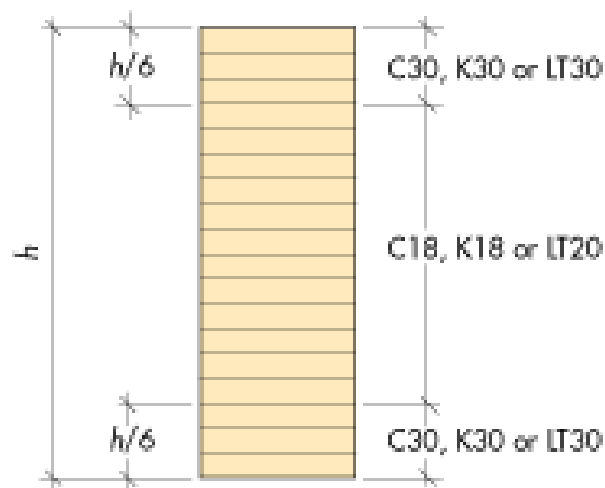
2.2 Limträ

Limträ är en drygt 100 år gammal uppfinning från Tyskland. Där togs det första patentet av Otto Hetzer (1846-1911). Hans limmade träkonstruktioner kallades för Hetzer Binder [6]. Limträ är en sammansättning av ett antal trälameller som limmas ihop med fiberriktningen parallellt med längden av elementen. I Sverige är tjockleken på raka lameller normalt 45 mm [6]. Vanliga bredder är 95, 115 och 140 mm vid villabyggen men kan gå upp till 225 mm, vilket oftast är den maximala bredden på lamellerna som används för tillverkning av limträ [7].

Limträ lämpar sig vid långa spännvidder tack vare dess höga hållfasthets-/styvhetsvärden. Limträ kan även formas i en mängd olika former, i teorin nästan vilken form som helst, den begränsande faktorn är oftast de praktiska begränsningarna vid produktion, transport och montage [5]. De stora utformningsmöjligheterna innebär att många typer av större byggnader så som kyrkor, auditorium och ridhallar använder sig av limträbalkar. Limträ används även till mindre byggnader där långa spännvidder behövs.

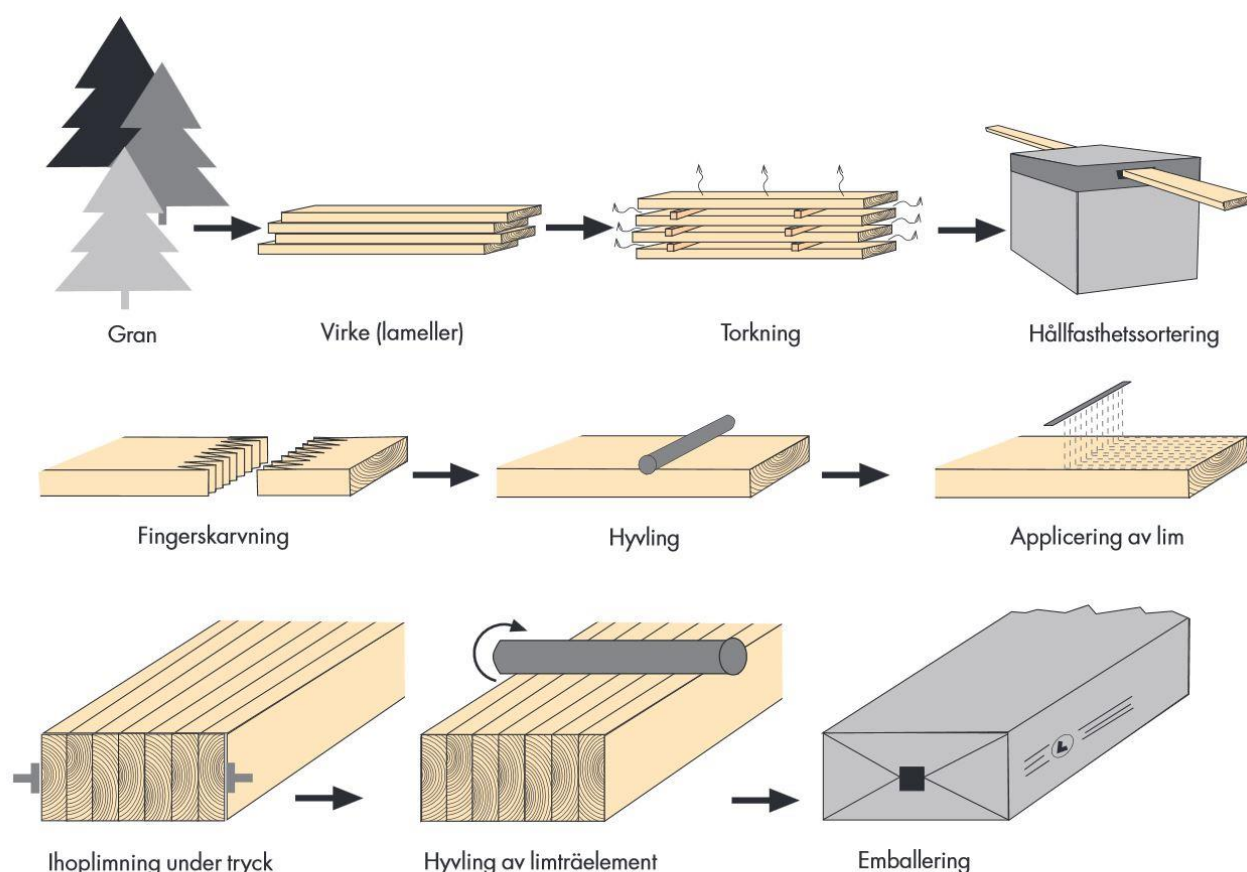
2.2.1 Framställning

Limträets framställning utförs i princip likadant oavsett land eller fabrik. Figur 2.2 visar en schematisk skiss över förloppet. Råvaran varierar från land till land men i Sverige används som regel barrträ (gran). Vid långvariga fuktförhållanden kan däremot tryckimpregnerat furuvirke användas. Oftast levereras virket torkat direkt från sågverken, men tillverkarna kan låta virket ligga i temperatur- och fuktsäkrade lokaler, så att de är säkra på att virket har rätt fuktkvot. Denna fuktkvot ska vid limning ligga mellan 8 – 15 % [6]. Det är även viktigt att skillnaden i fuktkvot inte överstiger 5 % mellan intilliggande lameller för att limmet ska fungera optimalt. Innan virket kan limmas samman måste tester utföras för att fastställa virkets hållfasthet. För att få ett så kallat homogent tvärsnitt används samma hållfasthetsklass i alla lameller, men oftast används virke av bättre kvalitet i de yttre delarna av tvärsnittet, kallat kombinerat limträ, eftersom det ofta är de yttersta delarna som utsätts för störst påkänningar. Figur 2.1 visar exempel på detta.



Figur 2.1 – Kombinerat limträtvärsnitt med olika lamellkvalitet. Bild tagen från Limträhandboken [6].

Detta följs av fingerskarvning i ändarna för sammanfogning med flera lameller och hyvling för jämning av kontaktytorna. Efter det återstår applikationen av limmet varefter ett visst antal lameller pressas samman och torkas för att ge önskad höjd. Limtypen och temperaturen bestämmer hur lång tid härdningen tar. Det är i samband med pressningen och härdningen som utseende på balken bestäms, då man kröker lamellerna till önskad form. Efter att härdningen är avslutad i kontrollerad miljö med hänsyn till fukt- och värmeförhållanden hyvlar man balken en sista gång för att få en jämn yta. Därefter sågas kanterna till, håltagning och förborring sker och balkarna emballeras innan utskickning till kund.



Figur 2.2 – Schematisk skiss över tillverkningsprocessen för limträ. Bild tagen från Limträhandboken [6].

2.2.2 Lim

Vid limning av trä mot trä eftersträvas egenskaper så som hög hållfasthet och beständighet vid långtidsbelastning. Lim ska följa europastandard EN 301, där lim klassas i två olika typer, limtyp I och limtyp II. Till limtyp I tillhör limmer som får användas för konstruktioner i samtliga klimatklasser och limtyp II begränsas till konstruktioner i klimatklass 0 -2 [6].

PRF-lim, där PRF är en förkortning av fenol – resorcinol – formaldehyd, är ett syntetiskt tvåkomponentlim som förr användes i större utsträckning. Det klassificeras som limtyp I och ger upphov till karakteristiskt mörkbruna limfogar.

En limtyp som nuförtiden används i större utsträckning än tidigare är MUF-lim, där MUF är en förkortning av melamin – urea – formaldehyd, detta lim klassificeras även som limtyp I och har en ljus färg vid tidigt skede som sedan skiftar till en mörkare nyans.

PUR-lim, där PUR står för polyuretan, är ett enkomponentslim som är relativt nytt och klassificeras som limtyp II [6].

2.2.3 Fördelar

En stor anledning till att limträ används är dess egenskaper gällande styrka och styvhet, vilka är större än motsvarande dimension av konstruktionsvirke. Som nämnts tidigare kan man i princip få vilken form och längd man vill på balken. Ytterligare fördelar är:

- **Starkt konstruktionsmaterial:** Limträbalkar är ett av de starkaste konstruktionsmaterialen som finns i förhållande till sin egenvikt. Densiteten är normalt 430 kg/m^3 [8]. Detta kan jämföras med stål som har en densitet runt 7850 kg/m^3 [4] och betong med en densitet runt 2200 kg/m^3 [4]. Vikten är också en fördel vid montering och transport då det inte krävs lika stora kostnadsåtgärder vid dessa aktiviteter som vid tyngre alternativ.
- **Miljömässigt hållbart:** Biprodukterna vid tillverkningen av balkarna kan användas som biobränsle. Här kan även nämnas att energiåtgången vid tillverkningen är mycket låg, vilket indirekt påverkar miljön. Limträet kan återanvändas och råvaran är förnyelsebar [6].
- **Långa spännvidder:** Tack vare limträets styvhet och hållbarhet kan mycket långa spännvidder produceras.
- **Formbarhet/mångsidighet:** Tack vare limträets egenskaper kan praktiskt taget vilken form som helst tillverkas, t.ex. valv, tak, portaler eller något nytt som inte förr skådats. De kan användas till allt från vinklade konstverksbyggnader till mer strukturellt effektiva lösningar för vanliga raka balkar.
- **Brandmotstånd:** Limträ har ett högt motstånd mot brand och behåller sin bärförmåga även under en längre tid brand. Försäkringsbolagens premiesättning för limträstomme är dessutom likställd med betongstomme [6].

2.3 Stål

Stål är ett vanligt material i byggbranschen. Det har använts väldigt länge, men det var först i mitten av 1800-talet som nya metoder togs fram så att stål kunde massframställas. Idag används det i allt från fackverk till förstärkning av betong. Stålet är ett material med mycket hög hållfasthet och det har väldigt bra deformationsegenskaper. Några nackdelar är att stålet är relativt lätt utsatt för korrosion och brandegenskaperna är inte de bästa [5].

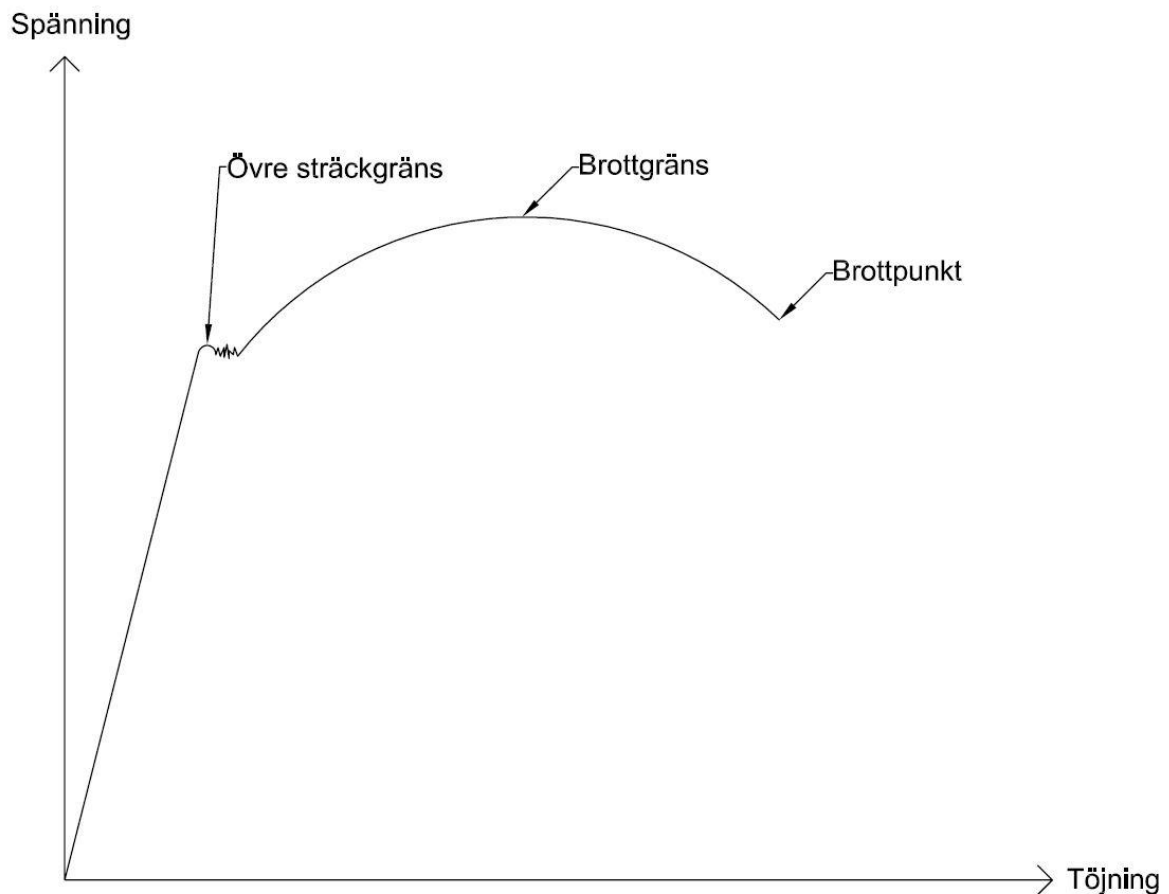
Tack vare stålets mångsidighet gällande utformning och dess hållfasthetsegenskaper lämpar det sig bra vid förstärkning av balkar.

Stål och trä beter sig på olika sätt, för att kunna använda stålet på korrekt sätt krävs det kunskap om stålets egenskaper.

Alla material deformeras vid belastning. Elastiska deformationer kallas de deformationer som återgår efter belastning, kvarstående deformationer kallas för plastiska deformationer.

Vid provning kan stålets så kallade arbetskurva bestämmas och på så sätt kan stålets materialegenskaper bestämmas. Denna kurva kan bestämmas utifrån dragprovningar av stålstavar. Kurvan visar sambandet mellan spänning, σ , och töjning, ε , för materialet, se figur 2.3.

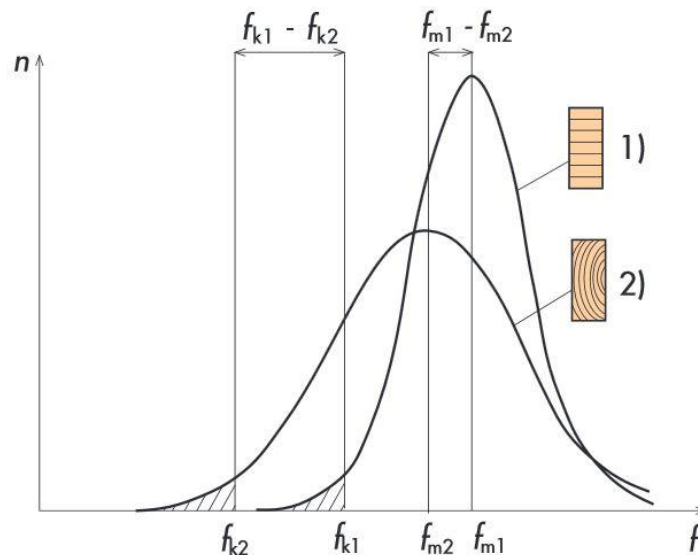
Vid den elastiska delen av kurvan är spänning- töjnings-sambandet rätlinjigt och följer Hooke's Lag, $\sigma = E\varepsilon$, tills den övre sträckgränsen nås. Efter denna punkt kommer den plastiska deformationen att uppstå och stålet kommer att börja flyta. Kurvans maxpunkt kallas brottgränsen, i denna punkt uppstår den högsta spänningen som stålet klarar [5].



Figur 2.3 – Arbetskurva för stål

2.4 Förstärkning

Som tidigare beskrivet är en av de stora svagheter med trämaterial den stora spridningen i materialegenskaper. Kvistar och små sprickor förekommer alltid i trä, men i olika utsträckning. Dessa faktorer spelar en stor roll för träets hållfasthets- och styvhetsegenskaper. Av denna anledning skapades limträ vilket ger en mindre spridning och högre hållfasthet, se figur 2.4. Spridningen är mindre på grund av att man vid tillverkningen kan ha större kontroll över kvistar och imperfektioner i träet.



Konstruktionselement av limträ har högre genomsnittlig hållfasthet och mindre spridning i hållfasthet än motsvarande element av konstruktionsvirke.

$f_{k1} - f_{k2}$ = skillnad i dimensionerande hållfasthetsvärde

$f_{m1} - f_{m2}$ = skillnad i hållfasthetens medelvärde.

Figur 2.4 – Jämförelse av hållfasthet och spridning för konstruktionsvirke och limträ. Bild tagen från Limträguiden [7].

Som tidigare nämnt används oftast trälameller med bättre kvalitet i limträbalkens yttre ändar, då dessa delar ofta utsätts för störst belastning/spänning. Detta är en form av förstärkning fast med samma material. En annan anledning till detta är också att det är överflödigt med bättre träkvalité i mitten, då de oftast utsätts för lägre belastning/spänning.

För att få ytterligare bättre hållfasthets-/styvhetsegenskaper kan man förstärka limträbalken med något annat material. Träet i kombination med något förstärkande material medför att man kan utnyttja båda materialens egenskaper och fördelar och på så sätt minska nackdelarna hos de båda materialen. Tack vare den förstärkta limträbalkens egenskaper kan balken i fråga användas i konstruktioner där vanligt konstruktionsträ inte klarar av spänningarna. Limträ kan idag vara förstärkta med olika sorters material.

2.4.1 Förstärkning med stål

Genom att förstärka limträbalkarna med stål kan man nyttja båda materialens egenskaper. Genom placering av stålet i limträbalkens yttre, mest utsatta delar, för att på så sätt öka hållfastheten och styvheten i balken, kan för tidigt brott av balken förhindras. Tack vare stålets höga hållfasthet och styvhet kommer träet att användas fullt ut.

2.4.2 Förstärkning med CFRP

Alternativ till förstärkning kan göras med CFRP, vilket står för Carbon Fibre Reinforced Polymer, vilket är polymerer förstärkt med kolfiber.

Tabell. 2.3 visar en jämförelse mellan stålförstärkning och förstärkning med CFRP.

Stål	CFRP
Billigare- Materialkostnad är lägre	Aningen dyrare
Bättre egenskaper vid tillfälliga laststötar	Sämre egenskaper vid tillfälliga laststötar, risk för spröda sprickor
Plastiskt deformerbart i större utsträckning	Sämre plastiska deformationsegenskaper
Större längdutvidgningskoefficient, vilket ger upphov till större termisk deformation.	Lägre längdutvidgningskoefficient vilket ger bättre termiska deformationsegenskaper.
Jämförelsevis bättre brandmotstånd	Sämre brandmotstånd
Högre densitet, vilket ger upphov till högre egentyngder	Betydligt lägre densitet
Risk för rostning vid obehandlad yta	Mindre risk för korrosion
Lättare vid sammanfogning	Svårare att sammanfoga

Tabell 2.3 – Jämförelse mellan stål och CFRP [1].

2.4.3 Tidigare arbeten om förstärkta limträbalkar

Det finns ett antal studier av träbalkar förstärkta med olika material för att öka träs styvhet och styrka.

En mastersuppsats från Chalmers gjord 2007 av Jacob och Lucia Garzon Barragán[1], beskriver olika förstärkningsalternativ för limträbalkar vilket är nära relaterat detta examensarbete. Mastersuppsatsen beskriver förstärkningar med material så som stål och kolfiberförstärkta polymerer (CFRP) i olika utföranden. Experimentella tester utfördes och resultaten visade en 80-107 % ökning av styvheten och en 57-97 % ökning av momentkapaciteten.

Ytterligare en mastersuppsats utförd vid Chalmers 2011 av Persson och Wogelberg [2], behandlar förstärkning av limträbalkar, där fokus ligger vid de analytiska beräkningsmodellerna vid förstärkning med stål och fiberförstärkta polymerer (FRP). Resultaten av provningarna visar att de stämmer bra överens med de teoretiska modellerna som framtagits och en markant förbättring kan ses i de försäkrade balkarna. Även en ekonomisk analys utfördes för att titta på

kostnaderna som förstärkningen av limträbalkar medför. Resultaten för detta var mycket positiva och visade på bra lönsamhet vid användning av upp till 1,5 % förstärkning av det totala tvärsnittet.

Ett examensarbete vid Luleå Tekniska Universitet 2007 av André [3] behandlar naturliga fiberkompositer vid förstärkningen av limträ då dessa har mindre påverkan på vår miljö än till exempel CFRP vid återvinning. Resultaten visar bland annat att bomull har för låga hållfasthetsvärden för att användas på grund av dess låga cellulosa-mängd. Däremot visade det sig att lin och hampa är bra alternativ till glasfiber.

3 Materialdata

3.1 Material

Detta kapitel syftar till att visa använd data för materialens egenskaper samt data relaterad till materialen som används vid beräkningar och provningar. Materialdata är erhållet från tillverkare, Eurokod 3, 5 samt svensk standard [9,10,11,12,13]. Data används i beräkningar i MATLAB.

3.1.1 Limträ

Tabell 3.1 redovisar hållfasthetsvärden samt styvhetsvärden för limträ av hållfasthetsklass GL30c.

Limträ, hållfasthetsklass GL30c		
Egenskap	Beteckning	Värde (MPa)
Hållfasthetsvärden		
Böjning parallellt fibrerna	f_{mk}	30
Tryckhållfasthet parallellt med fibrerna	f_{ck}	24,5
Draghållfasthet parallellt med fibrerna	f_{tk}	19,5
Längsskjuvning	f_{vk}	3,5
Styvhetsvärden för deformationsberäkningar		
Elasticitetsmodul parallellt med fibrerna	E_k	13000
Elasticitetsmodul vinkelrätt mot fibrerna	E_{90k}	300

Tabell 3.1 – Hållfasthet- och styvhetsvärden för limträ.[10]

Tabell 3.2 redovisar faktorer och koefficienter vid dimensioneringsberäkningar.

	Beteckning	Värde	Källa/Standard
Omräkningsfaktor för limträ för beräkning av deformationer	k_{def}	0,8	EN 14080
Partialkoefficient för limträ vid beräkning av momentkapacitet	γ_M	1,25	SS- EN 1995-1-1,2.4.1.
Reduktionsfaktor för sprickor i limträet	k_{cr}	0,86	
Omräkningsfaktor för beräkning av bärförmåga i klimatklass 2. För kortvarig last M.	k_{mod}	0,8	EN 14080

Tabell 3.2 – Faktorer och koefficienter vid dimensioneringsberäkningar.

3.1.2 Stål

Plattstålet är av stålqualität S355. Tabell 3.3 visar värden för stålet enligt Europastandard [9] och tabell 3.4 redovisar stålets egenskaper.

Stål, hållfasthetsklass S355			
Egenskap	Godstjocklek t (mm)	Beteckning	Värde (MPa)
Karakteristiskt värde på sträckgränsen	≤ 40	f_y	355
Karakteristiskt värde på brotthållfastheten	≤ 40	f_u	510

Tabell 3.3 Materialdata för stål av kvalitet S355 enligt [9].

Stål, hållfasthetsklass S355		
Egenskap	Beteckning	Värde
Elasticitetsmodul	E	210 GPa
Densitet	ρ	7850 kg/m ³

Tabell 3.4 – Egenskaper hos stålet[4][8].

3.1.3 Lim

För intern bindning av lamellerna i limträbalkarna användes ett MUF-lim av fabrikat Casco i tillverkningsprocessen. Tabell 3.5 redovisar limtypen.

Fabrikat	Casco
Limtyp	MUF
Lim/Härdare	1247/2526

Tabell 3.5 – Limtyp

Förbindning mellan stål och limträ kräver ett annat lim av annan struktur än för limning av trälameller. För limning av stål till trä för de balkar som använts vid experimentella provningar presenterade i detta arbete har ett tvåkomponents- polyuretanlim använts. Limmet heter Purbond CR 421, från tillverkaren Purbond, och dess egenskaper redovisas i tabell 3.6.

Fabrikat	Purbond
Limtyp	Tvåkomponents-polyuretan
Viskositet	
Komp A	ca. 15 000 mPa·s
Komp B	ca. 250 mPa·s
Blandning (A + B)	ca. 4 000 mPa·s
Densitet	
Komp A	1,40 g/ml
Komp B	1,23 g/ml
Blandning (A + B)	1,34 g/ml
Blandningskvot	
Vikt	A:B = 2,28:1
Volym	A:B = 2:1

Tabell 3.6 – Egenskaper hos limmet för limning av plattstålet.

Under processen rekommenderas en temperatur på 20°C. Lägre temperatur medför en längre härdningstid och högre temperaturer medför en kortare härdningstid. Fuktkvoten i träet får ej överstiga 15 %. Blandningen måste göras noggrant, annars kan limmet släppa lokalt. Limmets datablad specificerar inget erforderligt presstryck för limmet och kräver enbart en fixering av stålet för att kunna fästa. Detta kan ses som en fördel.

4 Material- och beräkningsmodell

4.1 Allmänt

Vid förstärkning av limträbalkar kan olika material användas, denna rapport kommer endast att undersöka effekterna av förstärkning med stål. Utformning, placering och fästning av stålet kommer att vara avgörande för hur väl förstärkningen kommer att fungera. Detta kapitel avser att identifiera de olika brottsakerna som kan vara aktuella. Beräkningsmodellen för arbetet baseras på Bernoulli-Euler balkteori och materialmodellen antas vara linjärelastisk.

4.2 Brottorsaker

Att identifiera de viktigaste brottsakerna är av stor betydelse för att kunna förhindra att de inträffar. Modellerna tar inte hänsyn till imperfektioner i träet, men dessa bör beaktas vid dimensioneringsberäkningar genom säkerhetsfaktorer.

Nedan listas de olika identifierade möjliga brottsakerna:

4.2.1 Dragbrott i träet

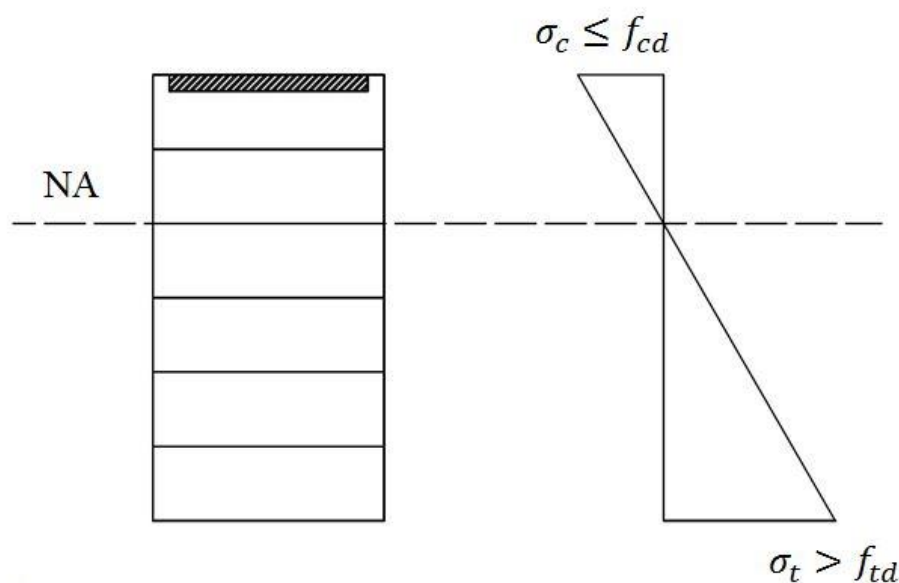
Trä är endast elastiskt i dragsidan, till skillnad från trycksidan där det är elastoplastiskt [5]. Detta medför en stor risk att brott i dragsidan uppkommer. Brott anses inträffa då dragspänningen, σ_t , uppnår draghållfastheten, f_{td} , i de yttersta fibrerna. Dragningen av träet sker i undersidan av balken om denna utsätts för ett positivt moment. Med tanke på att olika beräkningsmetoder används för om träet befinner sig i elastiskt tillstånd eller i plastiskt tillstånd kan två brottsaker identifieras:

- **Brott inträffar i dragsidan vid linjär-elastiskt tillstånd genom tvärsnittet:**

Detta inträffar då dragspänningen i yttersta delen av tvärsnittet är större än draghållfastheten för träet och innan träet i trycksidan når sin tryckhållfasthet, f_{cd} , samt innan trycksidan plasticeras. Se figur 4.1.

- **Brott inträffar i dragsidan vid linjär-elastiskt-ideal-plastiskt tillstånd genom tvärsnittet:**

Detta inträffar då draghållfastheten nås i dragsidan medan trycksidan befinner sig i det plasticerade tillståndet men innan brott inträffar i trycksidan.



Figur 4.1 – Dragbrott.

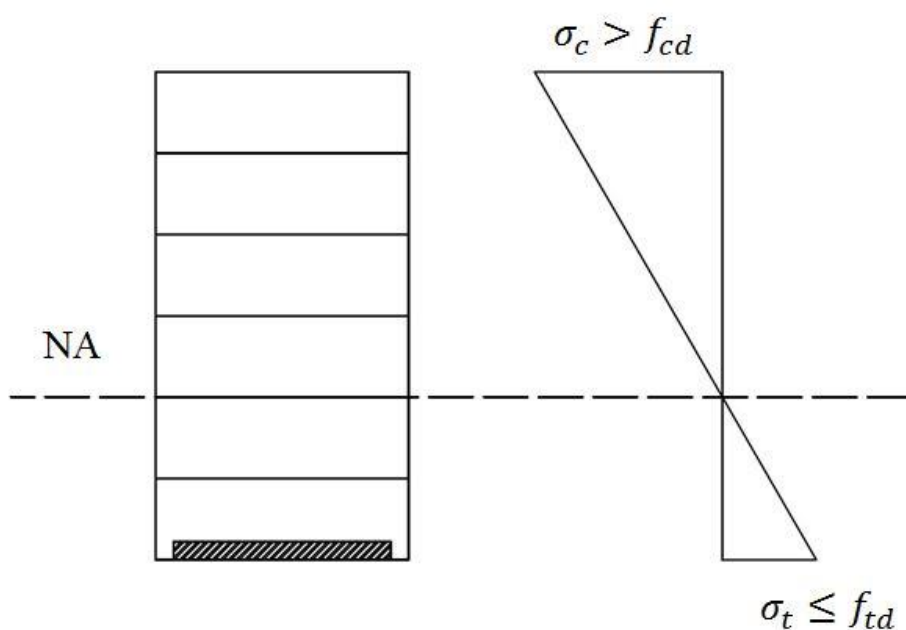
4.2.2 Tryckbrott i träet, krossning

Som nämnts tidigare är träet elastoplastiskt i trycksidan. Med tanke på detta kan slutsatsen dras att brott i träet mest troligen kommer att ske i dragsidan före trycksidan, förutsatt att balken inte är tillräckligt förstärkt i dragsidan. Detta brott inträffar då tryckspänningen, σ_c , uppnår tryckhållfastheten, f_{cd} , i de yttersta fibrerna. En brottsak identifieras:

- **Brott inträffar i trycksidan innan brott inträffar i dragsidan**

Risken för brott i trycksidan är störst då dragsidan är förstärkt.

Se figur 4.2.



Figur 4.2 – Tryckbrott.

4.2.3 Skjuvbrott i träet

Med träets relativt låga skjuvhållfasthet längs med fibrerna anses risken för skjuvbrott stor vid förstärkning av limträbalken. Stålet kommer i första hand att förstärka balken med hänsyn till böjmoment. Detta kan leda till skjuvbrott i träet före andra sorters brott.

4.2.4 Dragbrott i stålet

Stål är ett elastoplastiskt material, se figur 2.3. Då stål är ett material som kan tåla stora spänningar innan brott sker, anses sannolikheten att dragbrott i stålet inträffar vara liten, med tanke på de förhållanden för balken som provas i denna rapport. Stålet kommer att ta upp högre spänningar på grund av sin, i förhållande till träet, höga E-modul, varför möjligheten finns att stålet når sin draghållfasthet innan träet. Detta är däremot svårt att säga, då träet, som nämnts innan, bara fungerar elastiskt i dragsidan medan stålet kan plasticeras innan brott sker. För praktiskt relevanta dimensioneringsfall anses risken däremot vara större att balken inte kommer att klara deformationskraven innan draghållfastheten nås.

4.2.5 Tryckdeformering av stålet

Stålet kan deformeras i trycksidan och egenskaperna i trycksidan är nästan lika de i dragsidan. Däremot anses sträckgränsen vara något högre i tryck. Tryckbrott i stål förekommer inte [4]. Om limningen mellan stål och trä brister kan knäckning uppstå och stålets bärförmåga minskar därmed.

4.2.6 Brott i limfogen

Brott i limfogen innebär att limmet släpper mellan lamellerna eller mellan en lamell och stål. Risken för detta är större vid sprickor i lamellerna där limmet inte har kontakt mellan de två ytorna. Brott i limfogen behandlas inte teoretiskt i detta arbete.

4.3 Förenklingar

Följande förenklingar antas råda:

- Limmet antas fungera perfekt.
- Imperfektioner i träet kommer inte att räknas med för provningsbalkarna.
- Linjärelastiskt tillstånd anses råda i både drag och tryck innan brott sker.

4.4 Analytisk beräkningsmodell

Denna rapport fokuserar på en analytisk modell baserad på Bernoulli- Eulers balkteori. Den syftar till att få fram data över hur väl olika

balkkonfigurationer, d.v.s. dimensioner på limträbalken, samt dimensioner på stålet, kommer att klara kraven som ställs på hållfasthet- och styvhetsvärden. Detta utförs med hjälp av MATLAB. Data redovisas i diagram för lätt överskådlighet.

4.4.1 Linjär-elastisk modell

Beräkningarna i denna modell utförs med antagandet att alla material beter sig linjär-elastiskt fram till brott. Den linjär-elastiska modellen ger en viss förenklad bild av verkligheten, då träet kan plasticeras i trycksidan och stålet kan plasticeras i både drag- och trycksidan. Vid modellering av icke-förstärkta limträbalkar kan detta ge en tillräckligt riktig bild av verkligheten, då limträbalken oftast har ett lägre hållfasthetsvärde i dragsidan än i trycksidan, vilket leder till att brott i balken sker i dragsidan innan balken når plasticering i trycksidan. Men även detta är en förenkling av verkligheten, då defekter m.m. i balken kan få dessa värden att förändras.

Vid förstärkning av balken måste hänsyn tas till både träets och stålets egenskaper. Det neutrala lagret kommer att förflyttas, beroende av var och hur stålet utformas och placeras. Vid förstärkning i limträbalkens undersida kan man inte längre förutsäga att brott kommer att ske i dragsidan. Med största sannolikhet är risken för brott genom skjuvning eller tryck då större. Vilken sida som brott förväntas inträffa först i undersöks genom att titta på spänningarna i både tryck- och dragsidan.

4.5 Alternativa modeller

I denna rapport behandlas endast den linjärelastiska modellen, men det finns även andra modeller som kan undersökas. Anledningen till att dessa modeller ej behandlas här, är dels att det ej har funnits tid till det och dels att vid vanlig dimensionering så anses plasticeringen av träet inte vara tillräckligt tillförlitlig för att räkna med. Däremot kan plasticering spela roll under provningen.

4.5.1 Plastisk modell

Den plastiska modellen avser att titta på vad balken kan utsättas för då träet antas kunna plasticera under tryck. När balken böjer ner p.g.a. transversell belastning kommer tryckspänningar att uppstå i tvärsnittets övre del och dragspänningar uppstå i tvärsnittets undre del. Vid drag kan trä inte plasticeras och brott sker så fort träet når sin draghållfasthet. Men vid tryck kan träet plasticeras och det är först efter detta som träet når sin tryckhållfasthet. Detta kan spela roll över hur mycket balken tål och kan därför vara bra att analysera.

4.5.2 FEM

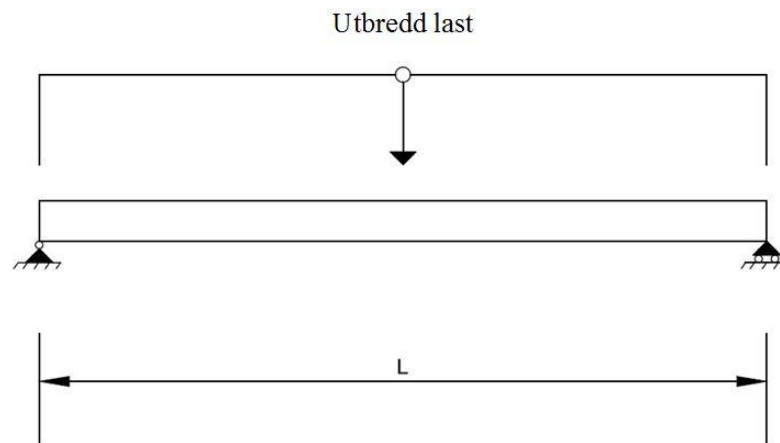
FEM används ofta då speciella omständigheter råder, t.ex. då det finns relativt stora hål i balken eller, mer generellt, om noggrannare analys behövs av objektet som undersöks. Detta bland annat för att spänningar även uppkommer i vertikalled, vilka försummas i vanlig balkteori. FEM kan analysera spänningar i alla led, men i fallet med en balk gör man ofta modellen i två dimensioner, då det vanligtvis endast uppkommer mycket små spänningar i breddriktningen. FEM går ut på lösa en mängd olika partiella differentialekvationer approximativt med hjälp numeriska metoder och datorer. Genom att dela upp, i det här fallet, balken i ett approximativt beräkningsnät, eller ett antal så kallade finita element, kan programmet beräkna alla de spänningar som uppstår i balkens olika delar.

5 Beräkningar

Detta kapitel inleds med att bestämma balk- och ståldimensioner samt stålets hålbild. Utifrån dessa förutsättningar beräknas läget för det neutrala lagret samt böjstyvheten.

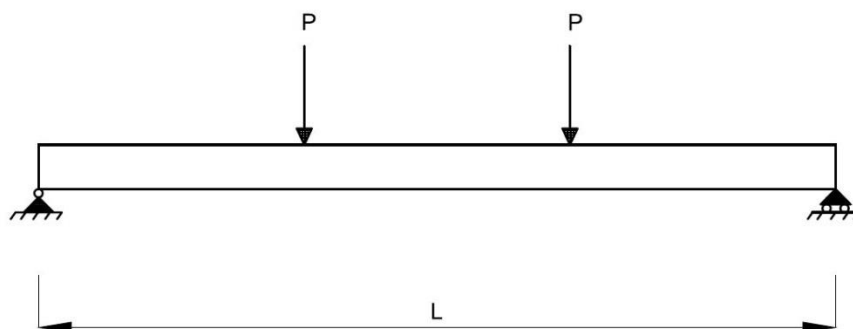
Beräkningarna delas upp i två fall, avsnitt 5.3 Beräkningar vid utbredd last och avsnitt 5.4 Beräkningar vid belastning enligt provning. För varje fall beräknas spänningar som balken utsätts för.

Avsnitt 5.3 syftar till att redovisa beräkningar för en balk vid ett typiskt dimensioneringslastfall, där utbredd last verkar, se figur 5.1. Detta för att undersöka ifall de utvalda balkarna klarar vanliga dimensioneringskrav.



Figur 5.1- Lastfall utbredd last

Avsnitt 5.4 redovisar beräkningarna för belastningsfallet som uppstår vid provning, vilket är bestämt enligt standard EN 408 [11]. I detta fall verkar två punktlaster, se figur 5.2.



Figur 5.2 – Lastfall punktlaster

Beräkningarna används för att fastställa lämplig dimension på plattstålet och även undersöka hållfasthet och böjstyvhet. Denna del syftar att visa använda ekvationer och beräkningsgång som används vid beräkningar i MATLAB. Beräkningar redovisas i APPENDIX 1-7. Resultat redovisas för respektive lastfall. I avsnitt 5.5.1 visas resultatet för utbredd last. Avsnitt 5.5.2 redovisar resultatet för belastning enligt provning.

5.1 Val av balkdimension och ståldimension

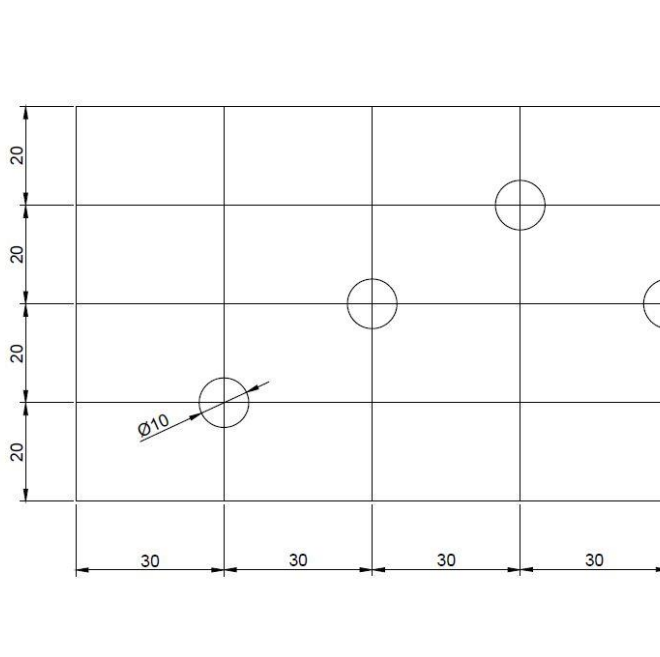
Limträbalkarnas bredder har bestämts av Moelven Töreboda AB och är 90, 115 respektive 140 mm. Höjderna kommer ifrån ett krav på att höjden på balken ej får överstiga 300 – 400 mm. Med anledning av detta undersöks höjder på 270, 315 respektive 360 mm. Provning kommer att göras på utvalda balkar med dimensionerna 115 x 270 mm.

Aktuella stålbredder är 60, 80 och 110 mm. Bredd väljs utifrån bredden på limträbalken, då bredden på stålet måste vara mindre än den för limträbalken. 15 mm trä bör även få plats på varje sida om stålet, tabell 5.1 visar plattstålets bredd med denna marginal tagen i beaktning. Ståltjocklek ligger mellan 0 - 15 mm.

Plattstål kvalitet S355	
<i>Limträbalk- Bredd (mm)</i>	<i>Plattstål – Bredd (mm)</i>
90	60
115	80
140	110

Tabell 5.1 -Valda stålbredder vid aktuell limträbredd

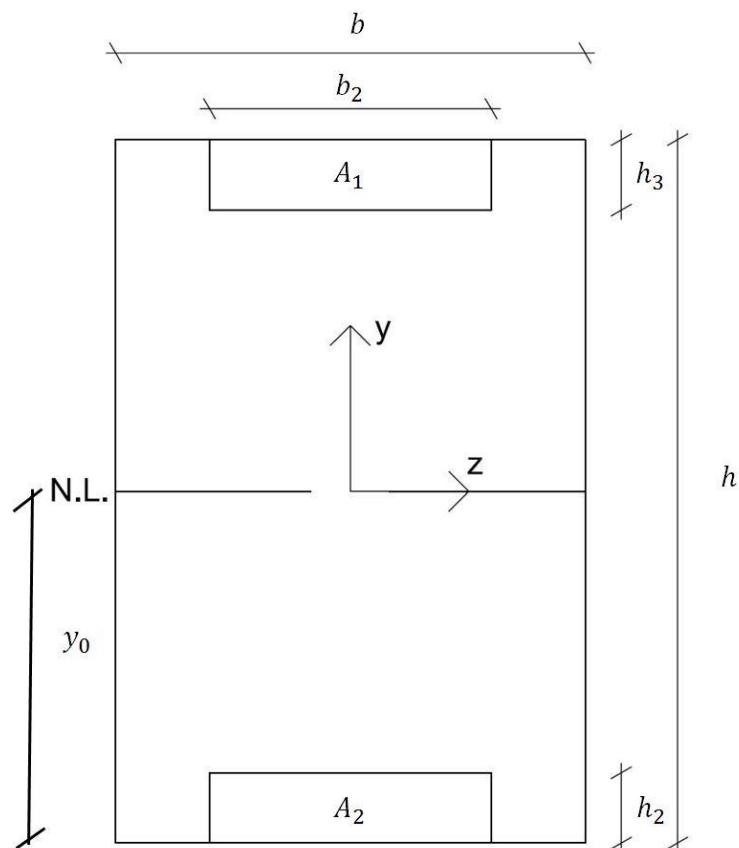
Stålets hålbild har utformats utefter kriteriet att uppnå ett stort antal hål utan att förlora styvhet. Skälet till att många hål vill uppnås är för att hålen kan hjälpa till att fästa stålet mot träet då limmet dras upp i hålen och på så vis ökar kontaktytan. Anledningen att hålen inte placeras i horisontalled eller veritakalled, utan placeras diagonalt, är för att undvika att tvärsnittet minskar lokalt. Hålbilden medför att styvheten för stålet minskar. Vid beräkningar medför detta att elasticitetsmodulen reduceras till 85 % av det totala. Detta framgår i Appendix 1. Figur 5.3 visar hålbilden.



Figur 5.3 – Stålets hålbild

5.2 Läge för neutrala lagret och böjstyvhet

För att fastställa böjstyvheten, D_{EI} , för tvärsnittet krävs att läget för det neutrala lagret bestäms. Figur 5.4 visar tvärsnittets geometri.



Figur 5.4 – Tvärsnittets geometri.

$$\text{Villkoret } \int_A E y dA = 0 \text{ gäller.} \quad (1.1)$$

I kombination med ovan angivna villkor fås uttrycket:

$$\int_{A_{tot}} E_{trä} y dA + \int_{A_{stål}} (E_{stål} - E_{trä}) y dA = 0 \quad (1.2)$$

$E_{trä}, E_{stål}$	Elasticitetsmodul för respektive material.	(Pa)
$A_{stål} = A_1 + A_2$	Arean för plattstålet.	(m ²)
A_{tot}	Arean för hela tvärsnittet	(m ²)

Avståndet till det neutrala lagret, y_0 , kan nu beräknas:

$$y_0 = \frac{E_{trä} A_{tot} \frac{h}{2} + (E_{stål} - E_{trä}) A_1 (h - \frac{h_3}{2}) + (E_{stål} - E_{trä}) A_2 \frac{h_2}{2}}{E_{trä} A_{tot} + (E_{stål} - E_{trä}) A_1 + (E_{stål} - E_{trä}) A_2} \quad (\text{m}) \quad (1.3)$$

A_1	Stålets area i överkant	(m ²)
A_2	Stålets area i underkant	(m ²)
h	Tvärsnittets höjd	(m)
h_2	Stålets höjd, undersida	(m)
h_3	Stålets höjd, ovansida	(m)

Det allmänna uttrycket för böjstyvheten, D_{EI} , kan skivas som:

$$D_{EI} = \int_A E \bar{y}^2 dA \quad (\text{Nm}^2) \quad (1.4)$$

Stålförstärkningen leder till ett inhomogent tvärsnitt, tvärsnittets ytttröghetsmoment ändras eftersom tvärsnittet är sammansatt av ett antal deltvärsnitt med egna individuella tröghetsmoment kring sina respektive tyngdpunktsaxlar. För att beräkna ytttröghetsmomentet för hela tvärsnittet används Steiners sats, som allmänt skrivs:

$$I_z = (I_{z'} + A e^2) \quad (\text{m}^4) \quad (1.5)$$

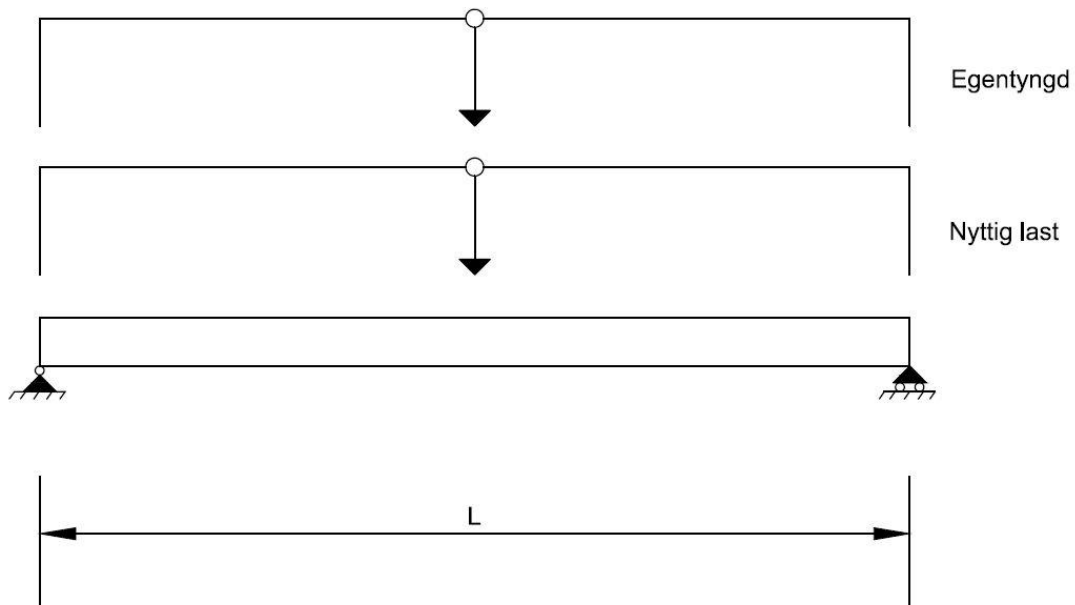
$I_{z'}:$	Ytttröghetsmoment för delarea.	(m ⁴)
$A:$	Delytans area.	(m ²)
$e:$	Avståndet från hela tvärsnittets tyngdpunkt till delareans tyngdpunkt.	(m)

För tvärsnittet i figur 5.4, bestående av tre delareor, kan böjstyvheten D_{EI} skrivas som:

$$D_{EI} = \sum_{i=1}^3 E_i I_{z,i} \quad (\text{Nm}^2) \quad (1.6)$$

5.3 Beräkningar vid utbredd last

För balkdimensionering görs en kontroll av verkande laster i bruksgränstillståndet samt brottsgränstillståndet. Brottsgrenstillståndet motsvarar brott i en konstruktionsdel eller i hela konstruktionen. Bruksgränstillståndet motsvarar oacceptabel funktion vid normal användning. Figur 5.5 visar aktuellt lastfall.



Figur 5.5 – Aktuellt lastfall, egentyngd, nyttig last.

5.3.1 Laster

Tabell 5.2 visar data använd vid dimensionering vid brottgräns och bruksgränstillståndet.

Data	Beteckning	Värde
Karakteristisk Nyttig last i kontorslokaler	q_k	$2,5 \text{ kN/m}^2$
Egentyngd bjälklag	g_k	$0,5 \text{ kN/m}^2$
Lastbredd	b	$4,0 \text{ m}$
Spännvidd för balk	L	$6,0 \text{ m}$
Reduktionsfaktor, nyttig last kontorslokal.	$\psi_{1,1}$	$0,5$
Partialkoefficient för säkerhetsklass 2.	γ_d	$0,91$

Tabell 5.2 – Data använd vid dimensionering.

5.3.2 Brottgränstillståndet

Dimensionerande last i brottgränstillståndet bestäms med hjälp av lastkombinationen STR enligt Eurokod 1[12].

$$q_d = \gamma_d 1,2 G_{k,j} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} \quad (\text{N/m}) \quad (1.7)$$

Där G står för de permanenta lasterna, i detta fall: Balkens egentyngd, egentyngd av stål samt egentyngd av bjälklag. Den variabla lasten Q består av nyttig last för kontorslokal. Den nyttiga lasten är den enda variabla lasten och sätts därför som huvudlast.

Partialkoefficienten γ_d representerar säkerhetsklass, där klass beror på konsekvens av brott. Konsekvens sätts till normal – någon risk för allvarliga personskador, vilket i detta fall ger säkerhetsklass 2.

5.3.3 Bruksgränstillståndet

Lastkombinationen för bruksgränstillståndet är av typ frekvent lastkombination vilket motsvarar tillfällig olägenhet. Detta ger ekvationen:

$$q_{db} = 1,0 G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} \quad (\text{N/m}) \quad (1.8)$$

Där $\psi_{1,1}$ är en reduktionsfaktor för tillhörande typ av last, i detta fall nyttig last för kontorslokal.

5.3.4 Nedböjning

För en utbredd last, q , kan nedböjning fastställas enligt ekvationen:

$$v_{max} = \frac{5qL^4}{384D_{EI}} \quad (\text{m}) \quad (1.9)$$

I bruksgränstillståndet kan beräknad nedböjning för hela lasten $q = q_{db}$ jämföras med kriteriet för nedböjning: $\frac{L}{300}$.

5.3.5 Normalspänning

För att bestämma den maximala normalspänningen i stål och trä kan följande samband användas:

$$\sigma_i = -\frac{E_i M y}{D_{EI}} \quad (\text{Pa}) \quad (1.10)$$

σ_i	Normalspänningen	(Pa)
E_i	Elasticitetsmodul i avsedd punkt	(Pa)
M	Böjmoment	(Nm)
D_{EI}	Böjstyvheten för hela tvärsnittet	(Nm ²)

$$M = \frac{ql^2}{8} \quad \text{Böjmoment för aktuellt lastfall (Nm)} \quad (1.11)$$

Beroende på vart beräkningspunkten ligger kommer det beräknade värdet att jämföras med dimensionerande hållfasthetsvärdet, drag eller tryck, för respektive material i den specifika punkten.

För att kontrollera hållfastheten ska spänningen, σ_i , vara mindre än det angivna dimensionerande hållfasthetsvärdet för det specifika materialet:

$$\sigma_i \leq f_{cd}, f_{td}, f_{yd}$$

f_{cd}	Dimensionerande hållfasthetsvärde, tryck parallellt fibrerna	(Pa)
f_{td}	Dimensionerande hållfasthetsvärde, drag parallellt fibrerna	(Pa)
f_{yd}	Dimensionerande värde på sträckgränsen, stål	(Pa)

De dimensionerande värdena för träet beräknas enligt:

$$f_d = \frac{k_{mod} f_k}{\gamma_M} \quad (1.12)$$

k_{mod}	Omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet	
γ_M	partialkoefficient för material, limträ	
f_k	Karakteristiskt värde	(Pa)

5.3.6 Skjuvspänning

En kontroll av den maximala skjuvspänningen görs.

Skjuvspänningen beräknas med ekvation:

$$\tau = \frac{VS}{Ib_{ef}} \quad (\text{Pa}) \quad (1.13)$$

För trä reduceras tvärsnittets bredd med hänsyn till effekten av eventuella sprickor.

$$b_{ef} = k_{cr} b \quad (1.14)$$

k_{cr}	Reduktionsfaktor för limträ	
b	Tvärsnittets bredd	(m)
S	Avskjuvade delytans statiska moment kring böjaxeln	(m ³)

I	Tröghetsmoment för hela tvärsnittet	(m ⁴)
V	Maximal tvärkraft som balken utsätts för	(N)

Den maximala tvärkraften, V , kan för det aktuella lastfallet, fås genom ekvationen:

$$V = \frac{q_d L}{2}. \quad (\text{N}) \quad (1.15)$$

q_d :	Utbredd last.
L :	Längd på balk.

Skjuvspänningen ska vid jämförelse vara mindre än hållfastheten för längsskjuvningen:

$$\tau \leq f_{vk}$$

5.4 Beräkningar vid belastning enligt provning

Vid provningen av den utvalda balken kommer två punktlaster att trycka på balken, se figur 5.2. Nedan redovisas beräkningarna för dessa punktlaster.

5.4.1 Skjuvspänning

$$V_{max} = \frac{f_{vk} I b k_{cr}}{s} \quad (1.16)$$

f_{vk}	Karakteristiskt värde för skjuvhållfasthet	(Pa)
----------	--	------

$$P_{\tau} = \frac{V_{max} L_{prov}}{3a} \quad (1.17)$$

P_{τ}	Punktlasten vid max skjuvspänning	(N)
V_{max}	Maximal tvärkraft som balken klarar	(N)
L_{prov}	Längd på provningsbalken	(m)
a	Avstånd från ett upplag till punktlast	(m)

5.4.2 Normalspänning

$$M = \frac{f_j D_{EI}}{E_j(y)} \quad (1.18)$$

M	Moment	(Nm)
f_j	Delareans hållfasthet i drag eller tryck	(Pa)
E_j	Delareans elasticitetsmodul	(Pa)

y	Avstånd från tvärsnittets neutrala lager till den mest belastade punkten i aktuell delarea (m)	
$P_m = \frac{M}{a}$		(1.19)
P_m	Punktlasten vid max drag- och tryckspänning (N)	

5.5 Resultat

Resultaten för den analytiska modellen uppdelas i två delar. Den första delen, 5.5.1 Resultat för utbredd last, visar hur olika balktvärsnitt, med olika mängd stålförstärkning, klarar de olika krafter de utsätts för under ett dimensioneringsförhållande. Här kommer alltså spännvidden att vara 6m, utbredd last antas råda i kontorsmiljö, lastbredd vara 4m och spänningar jämföras med dimensionerande hållfasthetsvärden. Hur beräkningarna gått till kan ses i beräkningsdelen.

Den andra delen, 5.5.2 Resultat för belastning enligt provning, visar vilka punktkrafter en specifik balk, som valts ut för provning, tål och var brott troligen kommer att ske. Parametrarna för hur provningen utförs beskrivs i kapitel 6 – Provning.

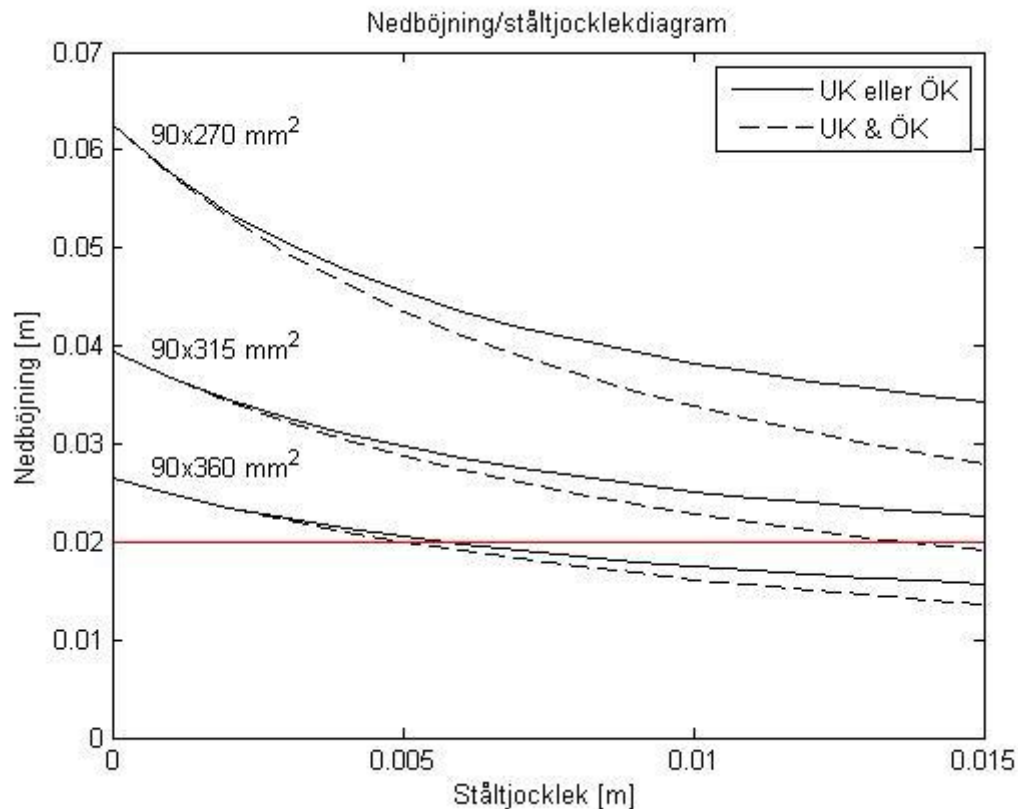
5.5.1 Resultat för utbredd last

Figur 5.6–5.8 visar hur nedböjningen beror på ståltjockleken för de olika limträtvärsnitten. Den horisontella linjen (nedböjning 0,02 m) motsvarar dimensioneringskrav för bruksgränstillstånd.

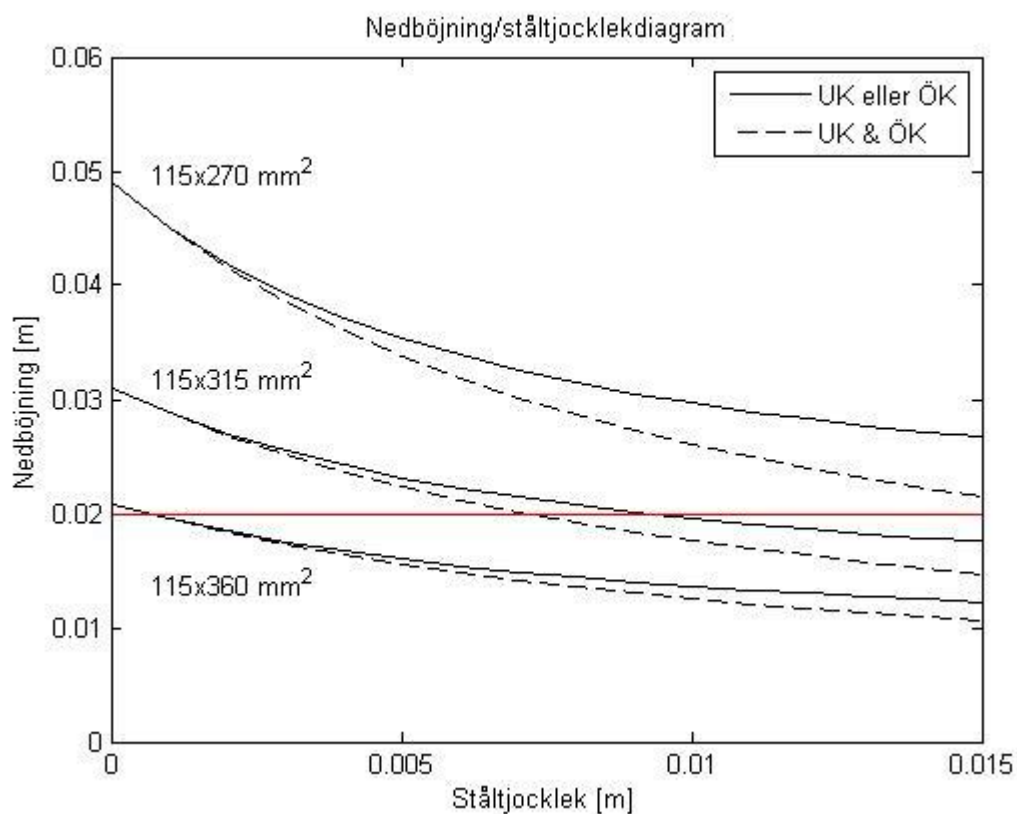
Som kan ses i nedböjningsdiagrammen, figur 5.6 – 5.8, så minskar nedböjningen ju mer stål som tillförs till balken. Stålet ger bäst förbättring, avseende böjstyvhet, då det delas upp i lika mängd stål i överkant som i underkant, istället för att samla allt stål i bara ena kanten. Att dela upp stålet i lika mängd i båda kanter är det bästa alternativet även ur spänningshänsyn. Som kan ses i APPENDIX 8 över de olika spänningar balkarna utsätts för är uppdelning av stålet klart överlägset. Även om bättre värden kan fås i tryck eller drag, beroende på var man placerar stålet, ger detta ett mycket sämre värde i motsatt kant, där stålet ej är placerat. Då träet dessutom har relativt lika hållfasthetsvärden i drag och tryck anses uppdelningen av stålet vara klart överlägsen.

I APPENDIX 8 kan även utläsas att skjuvspänningarna ökar oavsett var stålet placeras. Men även här kan ses att när stålet är uppdelat i lika mängd i båda kanter, ökar skjuvspänningen avsevärt mindre. Detta kan förklaras med att det statiska momentet kring böjningsaxeln ökar då stålet bara placeras i en kant p.g.a. att det neutrala lagret förflyttas. Vid placering i båda kanterna förblir det statiska momentet detsamma som för en balk utan förstärkning, men en liten ökning sker fortfarande beroende på att balkens tyngd ökar.

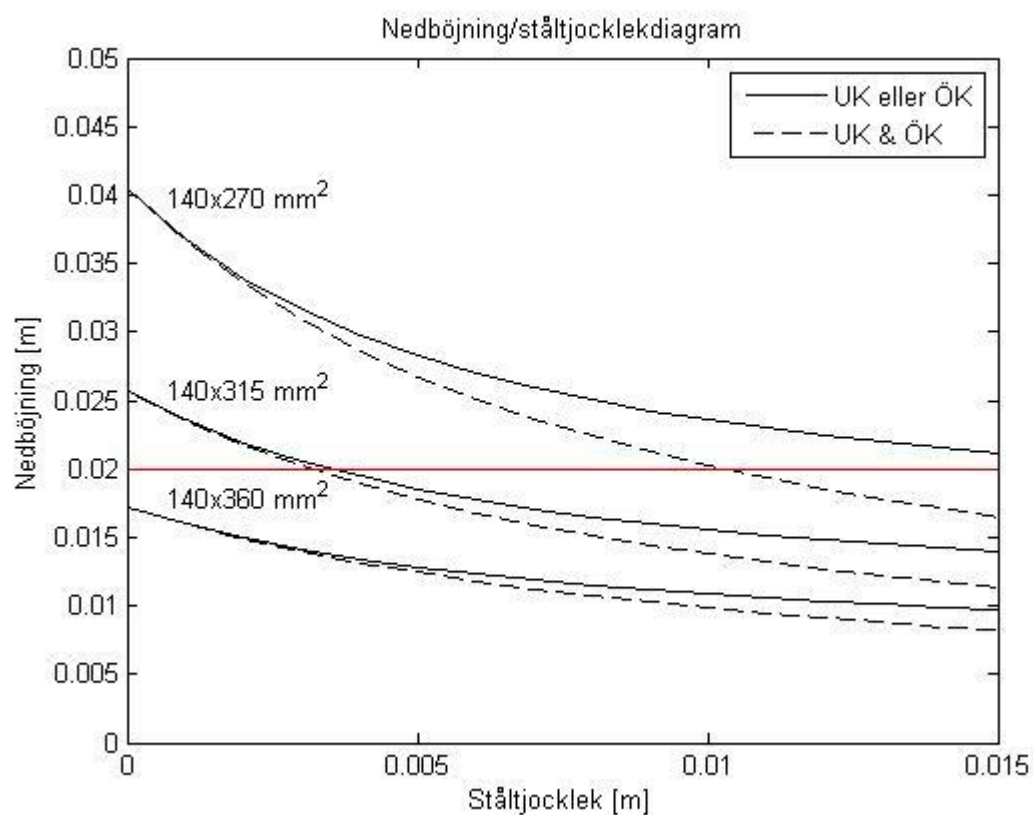
Böjstyvhetsdiagrammen, figur 5.9–5.11, visar hur böjstyvheten beror på ståltjockleken och som väntat så ökar den vid mer förstärkning. Även här ses en förbättring då stålet delas upp i lika mängd stål i överkant som i underkant. De normaliserade böjstyvhetsdiagrammen, figur 5.12–5.14, visar procentuell ökning av böjstyvheten och den procentuella förbättringen är större ju mindre balktvärsnitten är, vilket kan förklaras med att andelen stål är större i de mindre tvärsnitten jämfört med hos de större tvärsnitten.



Figur 5.6 – Nedböjning/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=90$ mm.

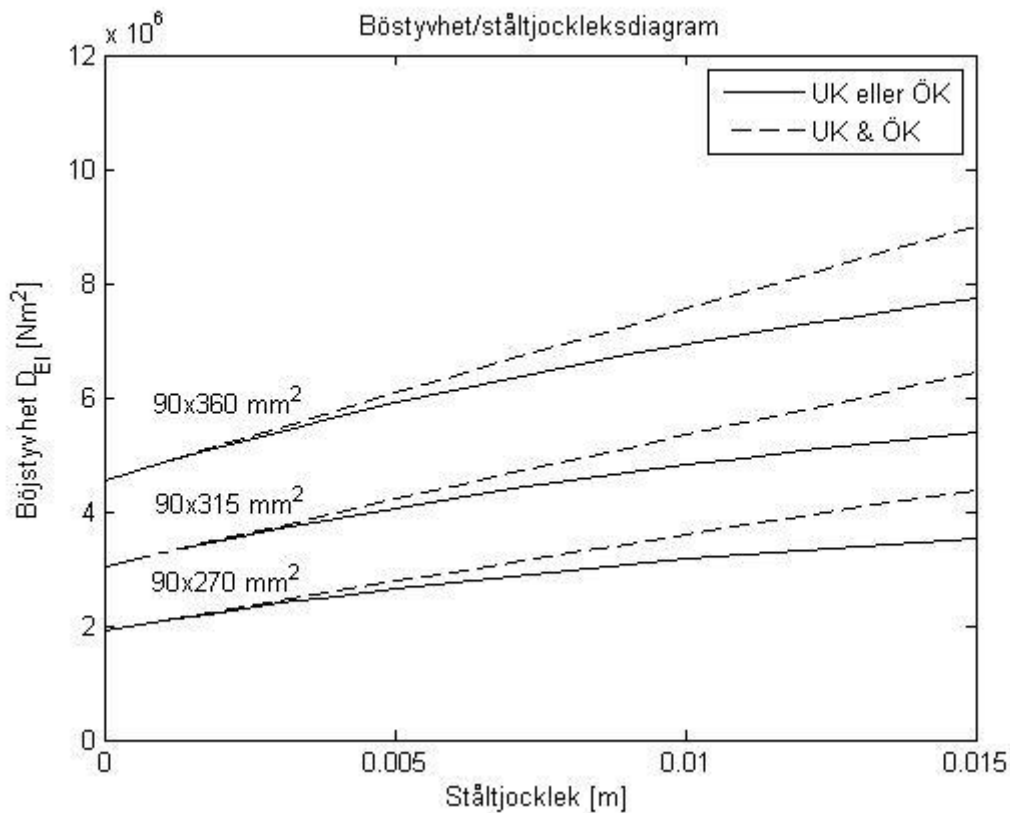


Figur 5.7 – Nedböjning/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=115 \text{ mm}$.

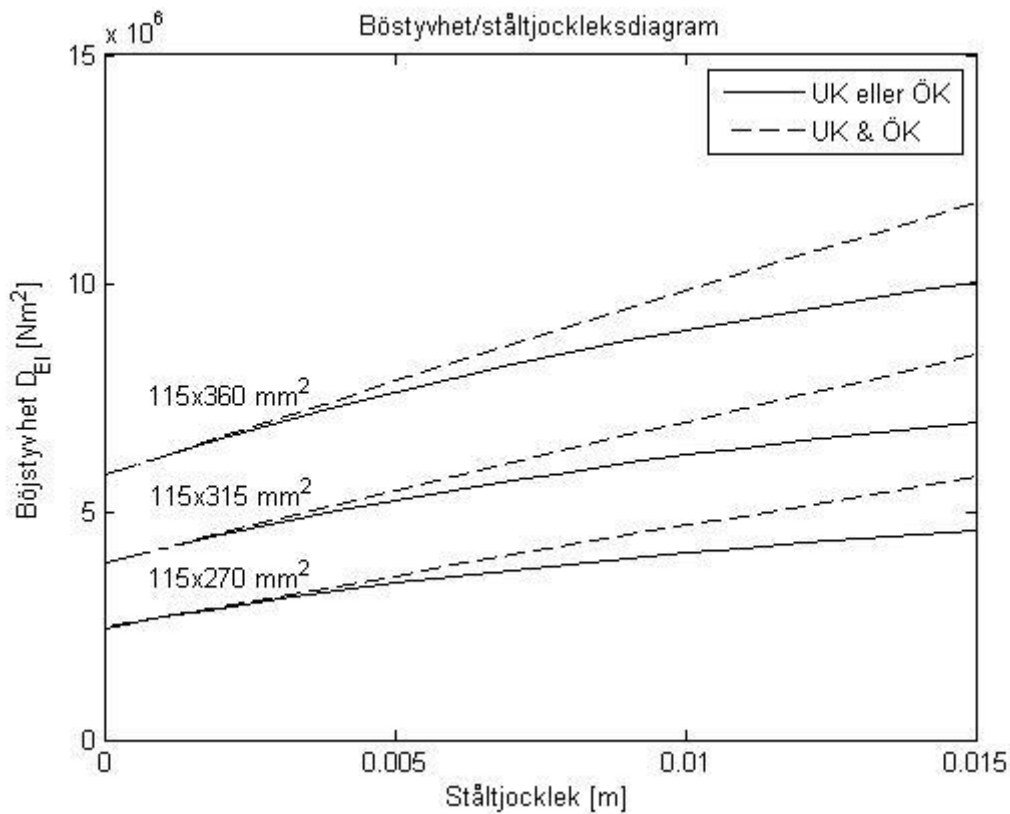


Figur 5.8 – Nedböjning/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=140 \text{ mm}$.

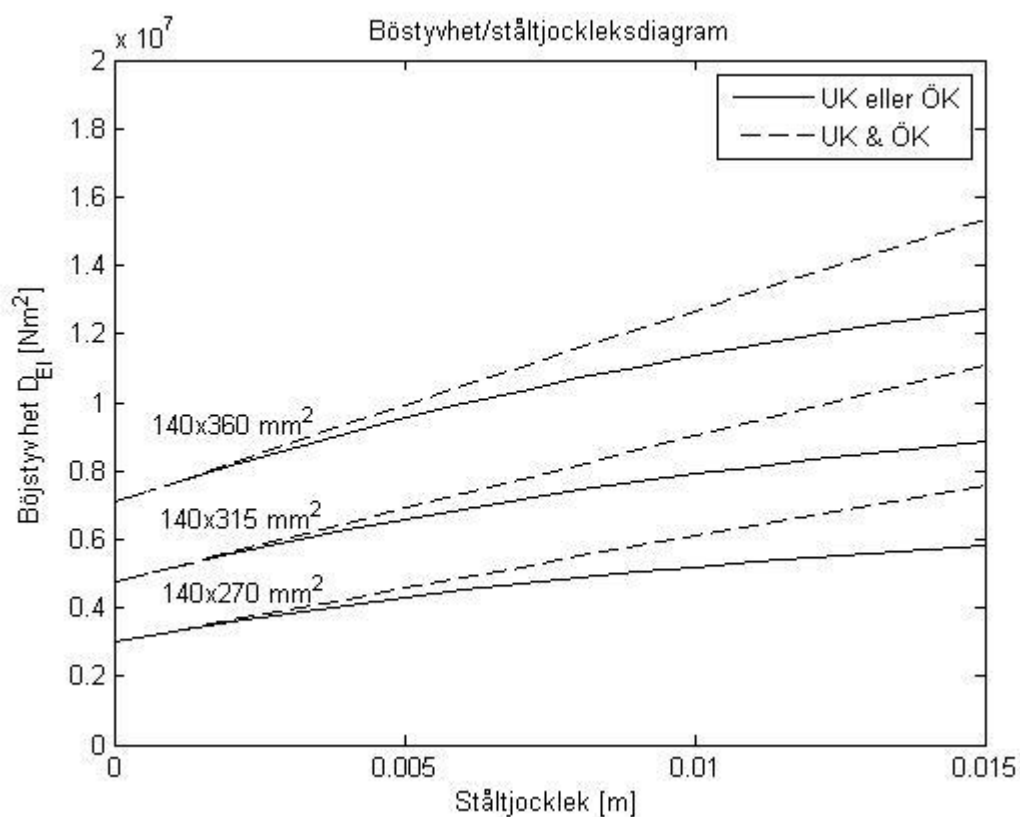
Figur 5.9–5.11 visar hur böjstyvheten för hela tvärsnittet ändras beroende på ståltjockleken.



Figur 5.9 – Böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=90$ mm.

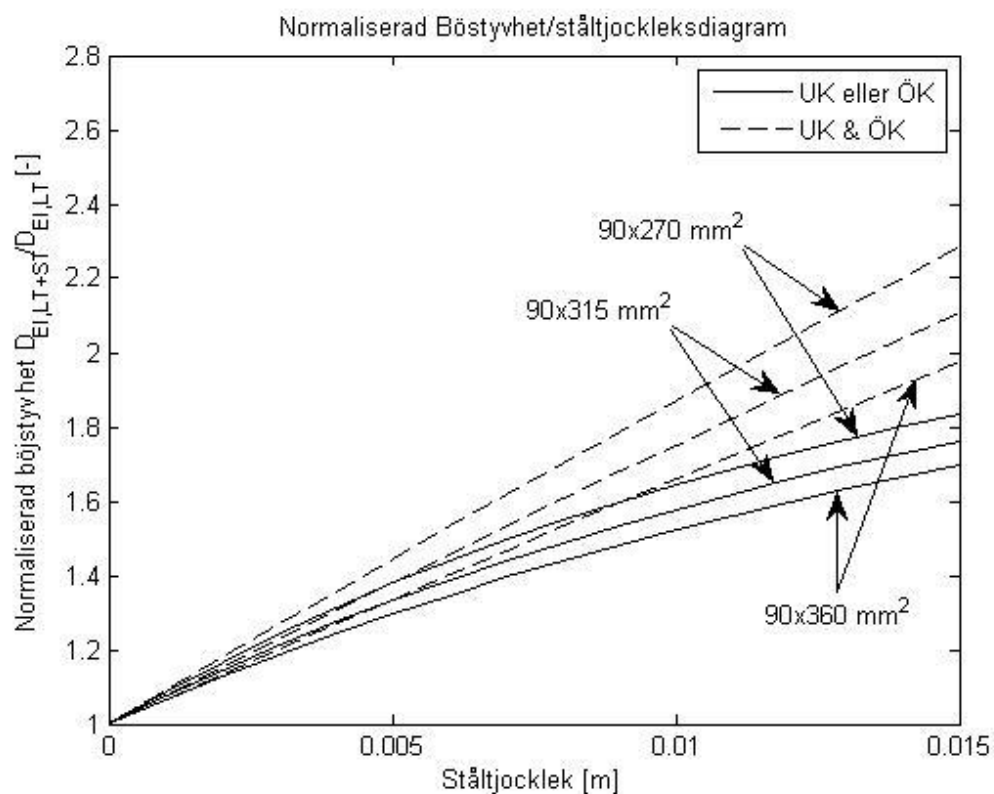


Figur 5.10 – Böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=115$ mm.

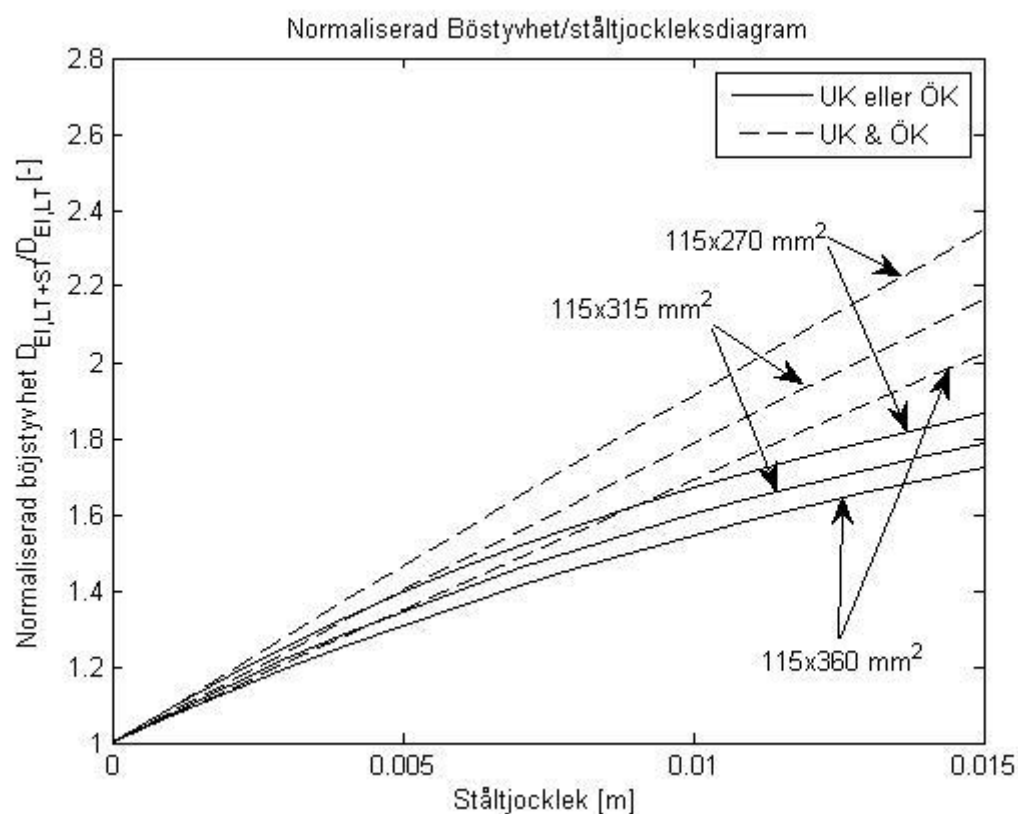


Figur 5.11 – Böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=140$ mm.

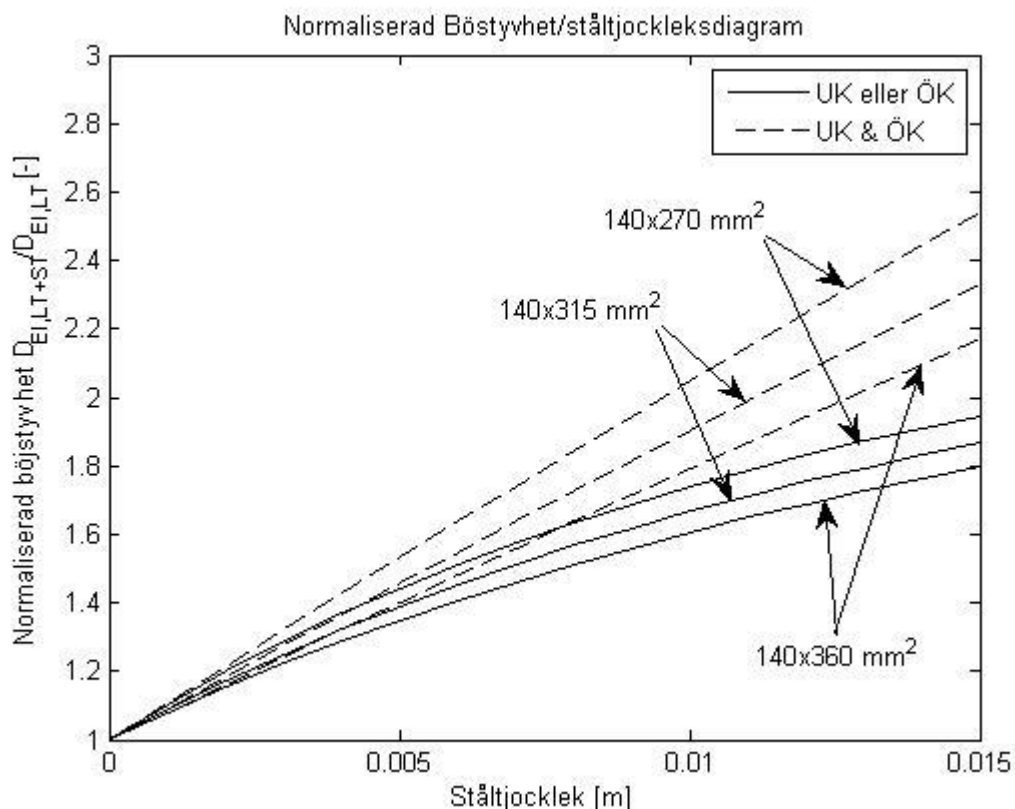
Figur 5.12–5.14 visar normaliserad böjstyvhet för hela tvärsnittet med olika ståltjocklekar. Den normaliserade böjstyvheten fås genom att ta kvoten av böjstyvheten för limträ och stål genom böjstyvheten för bara träet, vilket visar den procentuella förbättringen av hela tvärsnittets böjstyvhet.



Figur 5.12 – Normaliserad böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=90$ mm.



Figur 5.13 – Normaliserad böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=115$ mm.



Figur 5.14 – Normaliserad böjstyvhet/ståltjockleksdiagram för balkbredd $b=140$ mm.

APPENDIX 8 visar vilka drag- och tryckspänningar, samt vilka skjuvspänningar, som träet och stålet utsätts för. Som nämnts innan, så görs detta för värden som används vid riktiga dimensioneringar. Här är alltså dessa spänningar jämförda med dimensionerande hållfasthetsvärden för trä och stål.

5.5.2 Resultat för belastning enligt provning

Här redovisas endast de resultat från den balk som valts ut för provning. Balkdimensionen är 115x270 mm med totalt 10 mm stål. Detta stål delas antingen upp i 5 mm stål i båda kanter eller så är alla 10 mm stål placerad i överkant eller underkant. Spännvidden är 4,86 m vilket är 18 ggr höjden på balken, enligt standarden EN 408 [11]. Två punktlaster kommer under provningen att trycka på balken och här redovisas vilken kraft varje punktlast kan ge innan brott sker. Kapitel 6 – Provning förklarar utförandet mer utförligt. Tabell 5.3 visar effektiv böjstyvhet för hela tvärsnittet, hur höga punktlaster får vara innan brott sker och var brott inträffar, samt hur stor nedböjningen är vid det tillfället.

Konfiguration	D_{EI} , MNm^2	P, deformation, KN	P, Max, KN	M, Max, KNm	Brottorsak
Ingen förstärkning	2,45	9,75	16,82	27,25	Drag
10 mm stål i u.k.	4,09	16,62	28,96	46,92	Tryck
10 mm stål i ö.k.	4,09	16,62	23,05	37,34	Drag
5 mm stål i u.k. & ö.k.	4,70	19,30	34,57	56,00	Drag

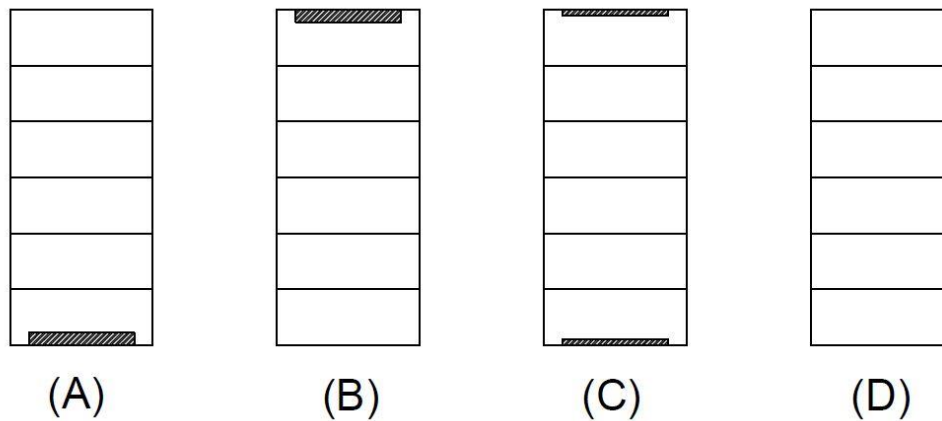
Tabell 5.3 – Böjstyvhet, max punktlast vid deformationskriterie, max punktlast vid brott, max moment vid brott, brottorsak.

I likhet med resultaten i 5.5.1 visar det sig att det bästa alternativet är att dela upp stålet i lika mängd överkant som nederkant. Som väntat så är nedböjningen dimensionerande med tanke på hur provningen är konfigurerad. Att brott sker i drag, förutom när stålet placeras i underkant, är också väntat då träets draghållfasthet är låg.

6 Provning

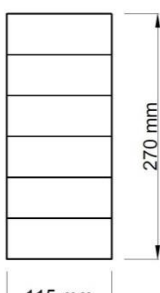
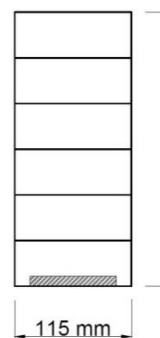
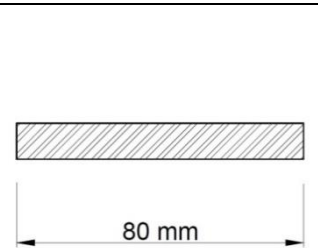
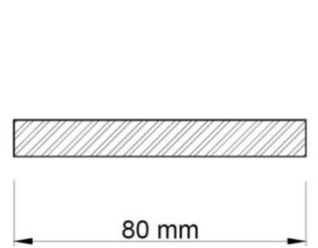
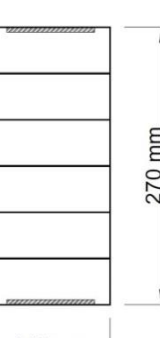
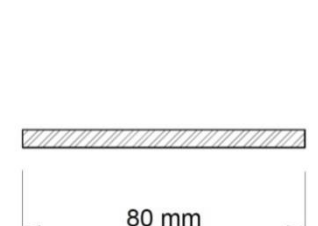
6.1 Testkonfiguration

Fyra konfigurationer användes vid provningarna (se figur 6.1). En konfiguration agerar som referens vilket betyder att den var helt oförstärkt. Tre stycken referensbalkar testades. Balkar förstärkta i överkant, underkant samt överkant och underkant testades i kvantitet av fem per konfiguration.



Figur 6.1 - konfigurationer vid provning (A) Stålförstärkning i underkant (B) stålförstärkning i överkant (C) stålförstärkning i överkant samt underkant. (D) Oförstärkt balk, referensbalk.

Dimension för balktvärsnittet valdes till 115 x 270 mm för provning. De olika dimensionerna för stålförstärkningen beräknades i MATLAB (se APPENDIX 1-7), dimensioner och konfigurationer framkommer ur tabell 6.1.

Geometri	Förstärkning		Antal testade balkar	Beteckning
		Ingen förstärkning	3	D1-D3
		Stål Underkant (80x10) mm	5	A1-A5
		Stål Överkant (80x10) mm	5	B1-B5
		Stål Överkant & Underkant 2x(80x5) mm	5	C1-C5

Tabell 6.1 – Konfigurationer använda vid provningar

6.1.1 Provexemplar och beteckningar

De 3 oförstärkta balkarna har beteckningarna D1-D3. Balkar med förstärkning i underkant betecknas A1-A5. Förstärkning i överkant betecknas B1-B5. Balkar med samtidig förstärkning i överkant och underkant betecknas C1-C5.

Vid provningarna bibehålls den totala stålmängden, den totala tjockleken på stålet har valts till 10 mm. Balkarna A1-A5 och B1-B5 förstärks med 10 mm stål på en sida (se tabell 6.1). Vid samtidig förstärkning i överkant och underkant (Balkarna C1-C5) fördelas denna stålmängd upp och 5 mm stål placeras på respektive sida, den totala mängden bibehålls på så sätt. Detta för att påvisa den effekt stålets fördelning och placering har på balkens egenskaper.

6.2 Tillverkning av balkarna

Tillverkning av balkarna skedde hos Moelven Töreboda AB. Balkarna var av klass GL30c, där de yttre lamellerna var av kvalitet C22. Tillverkningen skedde under fabriksstandard. Montering av stålförstärkningar skedde i Moelvans fabrik. Till limning av stålet användes tvåkomponentslimmet Purbond CR 421, se kapitel 3.1.3. Stålet var av kvalitet S355.



Figur 6.2 – 18 producerade limträbalkar från Moelven Töreboda AB.



Figur 6.3 – Referensbalkar emballerade och klara för provning.

Vid tillverkning frästes träet ur för placering av 80 mm breda plattstål med antingen 5 eller 10 mm höjd.



Figur 6.4 – Urfräsning till stålförstärkningen (80x10 mm).



Figur 6.5 - Förberedning för montage av stålförstärkning

6.2.1 Tillvägagångssätt

Balkarna lades upp på bockar för applicering av lim samt skruvning av stålförstärkningen. Balkarna ställdes tätt mot varandra alternativt fästes fast för att förhindra vippning. Ytorna som limmades kontrollerades så att inget damm och orenheter förekom, samt att ytorna var jämna för bästa möjliga kontakt mellan stålförstärkning och träyta (se figur 6.5).

Applicering av limmet gjordes med hjälp av en pneumatisk pistol där en patron med lim och härdare monterades. Lufttrycket i pistolen tryckte fram lim och härdare i ett munstycke i form av ett spiralrör som statiskt blandade komponenterna med rätt blandningskvot, limmet applicerades sedan på träytan (se figur 6.6–6.8).

Limmet fördelades sedan jämnt över träytan för att uppnå en stor kontaktyta mot stålet (se figur 6.9), därefter lyftes stålet på plats och skruv och bricka skruvades dit för fixering av stålet vid torkningen av limmet (se figur 6.10–6.11).

Mängden lim som användes vid appliceringen var 100 - 150 ml per balksida eller 134 – 201 gram då limmet väger 1.34 g/ml. Detta för att få en tillräcklig mängd så att lim kan tränga upp genom hålen i stålet och ge upphov till extra fästning.



Figur 6.6 – Limpatroner av lim Purbond CR 421



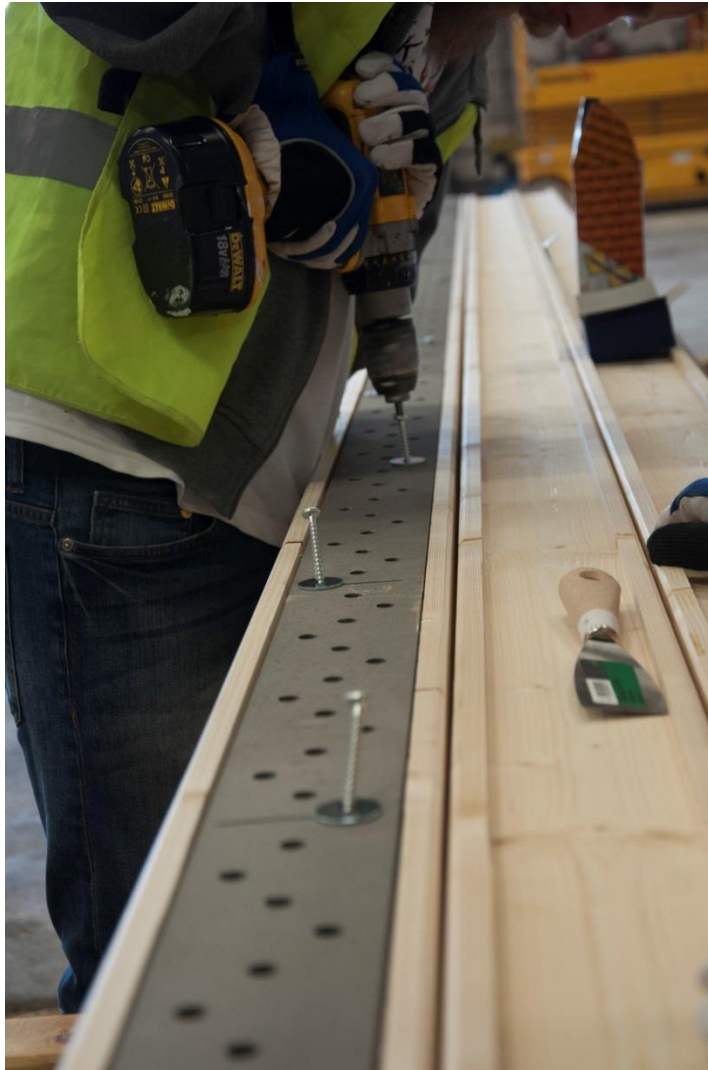
Figur 6.7 – Munstycken för blandning av lim och härdare.



Figur 6.8 – Applicering av lim med limpistol.



Figur 6.9 – Jämn fördelning av limmet på träytan.



Figur 6.10 – Fastskruvning av stål.



Figur 6.11 – Fastskruvade stål förstärkningar



Figur 6.12 – Färdiga balkar.

6.3 Test av balkarna

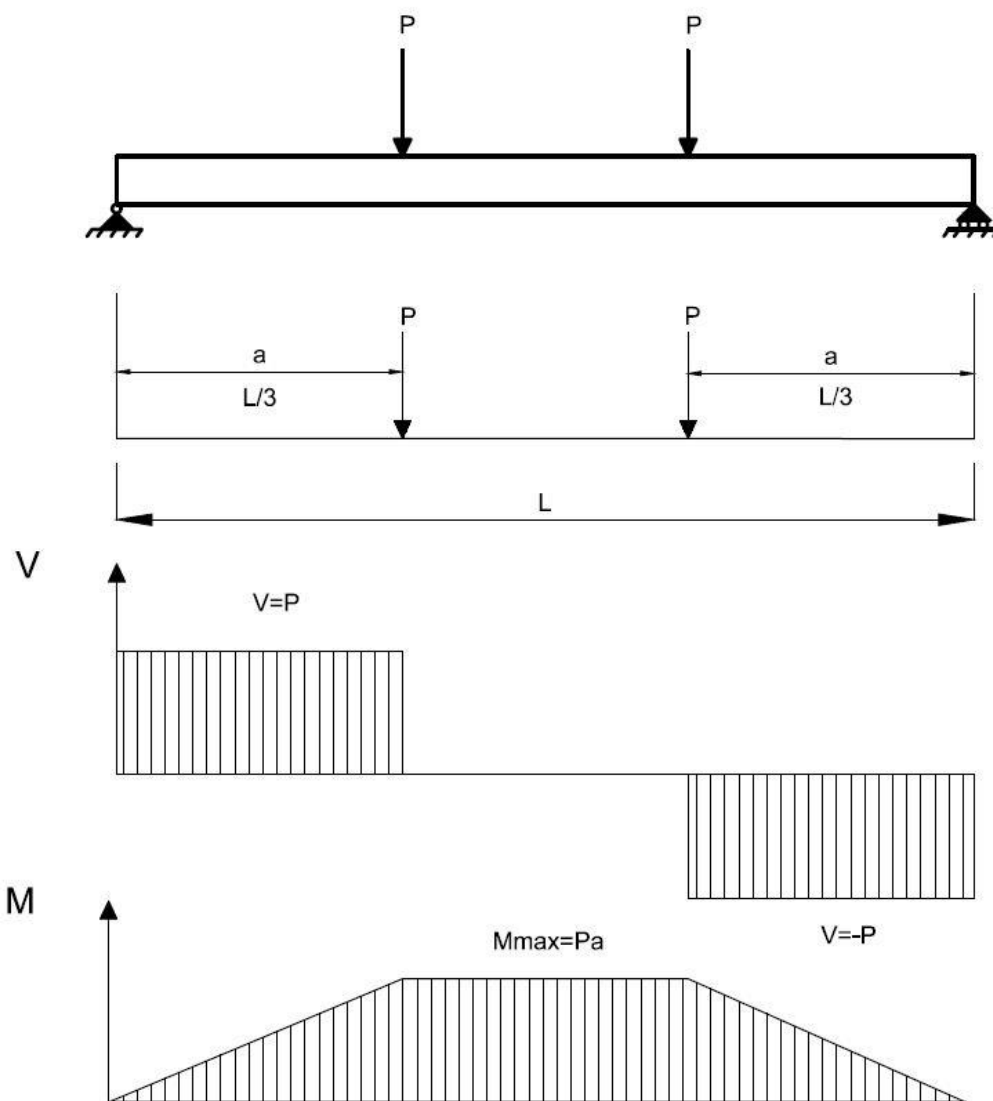
Balkarna testades av SP Trä vid deras anläggning lokaliserad i Borås. Testerna utfördes enligt standard EN 408 [11], för bestämning av balkarnas mekaniska egenskaper användes konfigurationen fyrpunktsböjning.

6.3.1 Provexemplaren

EN 408 specificerar längden på provexemplaren. Standarden fastställer att balkens spännvidd mellan upplagen skall vara 18 gånger tvärsnittets höjd. Detta ger de tillverkade provexemplaren en spännvidd av 4860 mm, bredd 115 mm och höjd 270 mm.

6.3.2 Fyrpunktsböjning

Lastfall, moment- och tvärkraftsdiagram som fyrpunktsböjning ger upphov till visas i figur 6.13. Punktlasterna kommer att placeras på en tredjedel av den totala längden. Beräkningar för lastfallet kan ses i kapitel 5 – Beräkningar.



Figur 6. 13 – Fyrpunktsböjning moment- och tvärkraftsdiagram.

6.3.3 Instrument

Provningsmaskinen bestod av en böjningsmaskin vars konfiguration gav upphov till en fyrpunktsböjning enligt EN 408 [11], se figur 6.13. Data för lokal nedböjning mättes med hjälp av givare på var sida om balken. Global nedböjning mättes på balkens ovansida se figur 6.14. Fuktkvot mättes med hjälp av en fuktkvotsmätare och balkarnas vikt mättes med en travers med inkopplad lastcell. Data mättes och sparades i dator, styrning av instrumentet skedde via en konsol tillhörande provningsmaskinen, se figur 6.15.



Figur 6.14- Givare för lokal och global nedböjning.



Figur 6.15 – Dator och lastkonsol.

6.3.4 Testgenomförande

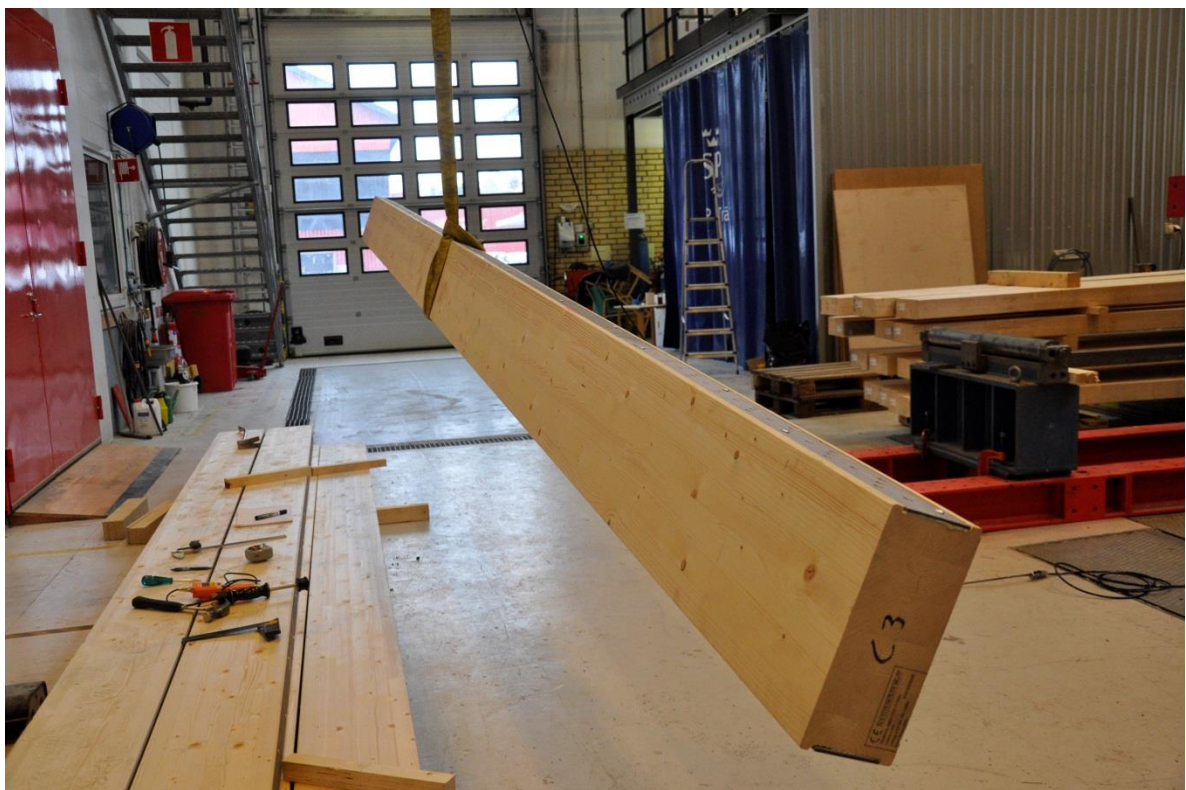
Första steget i att prova balkarna var att rigga upp maskinen för just det fallet som skulle testas. Detta infattade att placera ut upplag och punktlaster vid rätt läge som visas i kapitel 6.3.2, se även figur 6.16.



Figur 6.16 – Provningsmaskinens uppställning.

Därefter kunde balkarna provas. Fuktkvoten mättes i varje lamell för att kontrollera att den låg inom tillåten gräns. Fästpunkter för mätinstrumenten märktes ut, se kapitel 6.3.3, där lokal nedböjning skulle mätas. Den lokala nedböjningen mättes vid balkens neutrala lager. Även en global nedböjning mättes, men då balken trycks ner en aning i upplagen kan en mindre avvikelse uppstå vid mätningen.

Därefter vägdes balken och placerades på upplagen för provning, se figur 6.17. Balken centrerades och extra skydd, i form av metallplattor, lades ut mellan balken och upplagen samt balken och punktlasterna. Detta för att den lokala deformationen kring dessa punkter inte skulle bli för stor, se figur 6.18. Mätare för lokal- och global nedböjning monterades sedan.



Figur 6.17 – Viktmätning av balk.



Figur 6.18- Metallplattor vid upplag.

Vid provningen var belastningshastigheten 12 mm/min för de oförstärkta balkarna och mellan 15 – 17 mm/min för de förstärkta balkarna. Innan brott av något slag kunde ske pausades belastningen varvid mätgivarna nedmonterades för att undvika skada. Därefter belastades balken till brott och belastningen stängdes av, varpå balken undersöktes och lämpliga noteringar infördes i ett anteckningsdokument.

Data som mättes och antecknades var:

- Fuktkvot
- Maxlast
- Lokal nedböjning
- Global nedböjning
- Vikt
- Längd, bredd & höjd
- Brottyp

6.4 Resultat

Denna del visar resultaten för alla provningar för varje balkexemplar. Eftersom endast ett fåtal balkar testades går det inte att statistiskt säkerställa resultaten, därför är resultat från varje balk av större vikt. För balkarna visas även last-tid-diagram. Last-nedböjnings-diagram upprättades inte eftersom givarna för mätning av nedböjning nedmonterades under provningens gång och gav därför inte nedböjningsdata för hela belastningstiden.

6.4.1 Referensbalkar

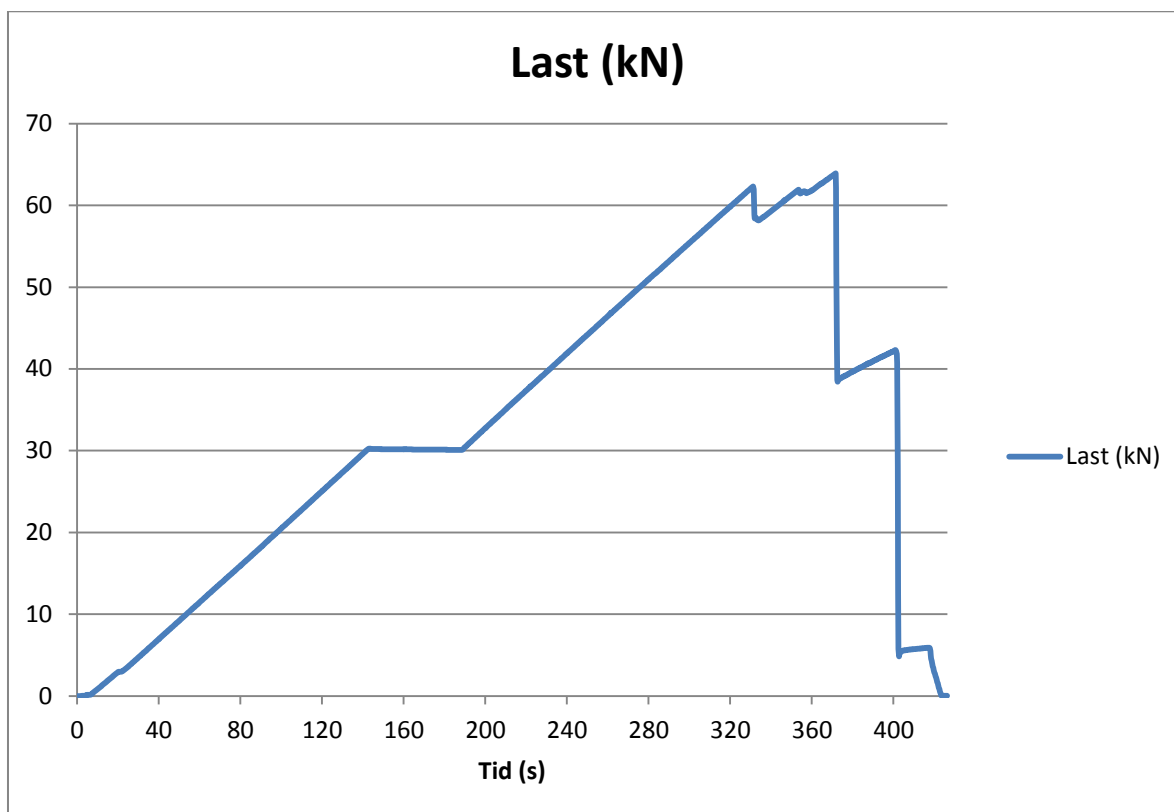
Tre stycken referensbalkar provades (D1-D3) och som väntat var brottorsaken för dessa balkar dragbrott i balkens underkant. För två av tre balkar (D1, D2) uppstod brott vid kvist medan brottorsak för den tredje balken var brott vid fingerskarv (D3). Brott vid kvist och fingerskarv är vanligt förekommande då detta oftast är den svaga punkten i limträbalkar.

Balk D1

Figur 6.19 illustrerar den första referensbalken där dragbrott uppstod i mitten av balken runt en kvist, det har därefter gett upphov till sprickor som utbredd sig i balkens längsriktning och brott vid kvistar runt det högra upplaget har uppstått. Maxlast för balken innan brott var 63.91 kN vilket kan utläsas i figur 6.20. Belastningshastigheten var 12 mm/min.



Figur 6.19 – Balk D1, dragbrott runt kvist.



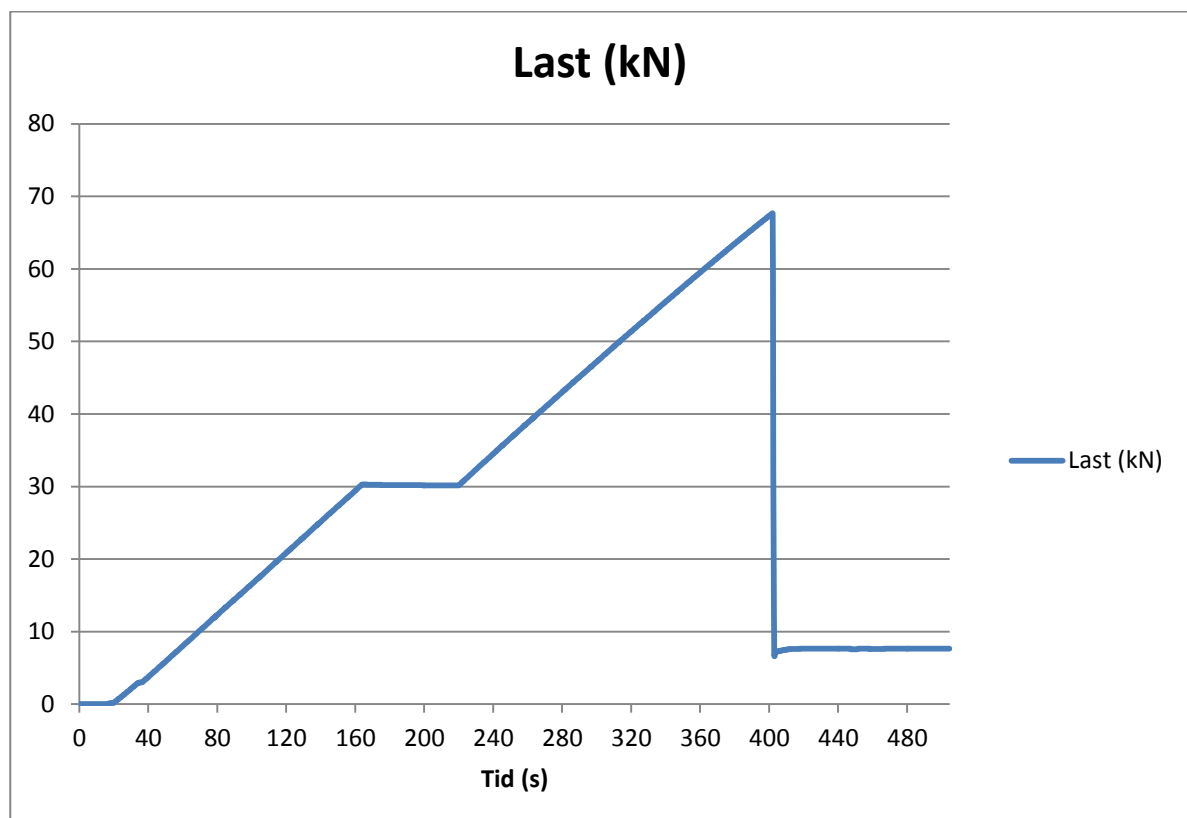
Figur 6.20- Lastdiagram för balk D1

Balk D2

Som visas i figur 6.21 uppstod dragbrott vid balkens mitt nära en kvist. Sprickorna har även här utbrett sig i balkens längdriktning och sprickor runt det högra upplaget har uppstått. Maxlast för balken var 67,69 kN, vilket kan utläsas ur figur 6.22, detta var även det högsta värdet för de oförstärkta balkarna. Belastningshastigheten var 12 mm/min.



Figur 6.21 – Balk D2, dragbrott runt kvist.



Figur 6.22- Lastdiagram för balk D2

Balk D3

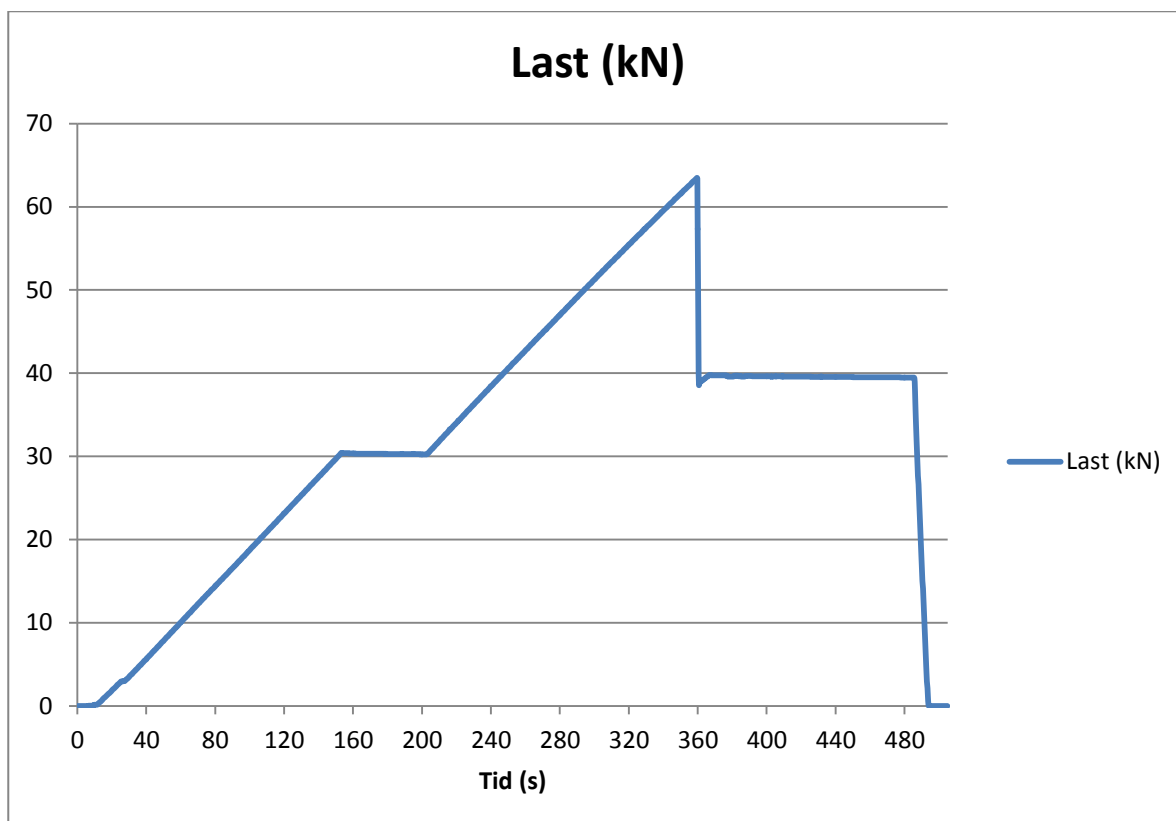
Brott uppstod vid fingerskarv i den understa lamellen, se figur 6.23–6.24. Detta uppstod vid en last av 63,49 kN, se figur 6.25. Belastningshastigheten var 12 mm/min.



Figur 6.23- Balk D3, dragbrott runt fingerskarv



Figur 6.24 – Balk D3, underifrån, dragbrott runt fingerskarv.



Figur 6.25- Lastdiagram för balk D3

6.4.2 Stålförstärkning i underkant

Fem balkar provades med stålförstärkning i underkant, (A1 – A5). Som väntat förekom tryckbrott i alla balkar, men de flesta av balkarna fick även brott i drag. Detta inträffade dock efter att tryckbrott uppstått vid maxlast. Även om maxlasterna för de olika balkarna skiljde sig en del syntes en klar ökning i hållfasthet och styvhet jämfört med de icke förstärkta balkarna. A-balkarna provades med en belastningshastighet på 17 mm/min förutom balk A4 som provades med en hastighet på 15 mm/min.

Balk A1

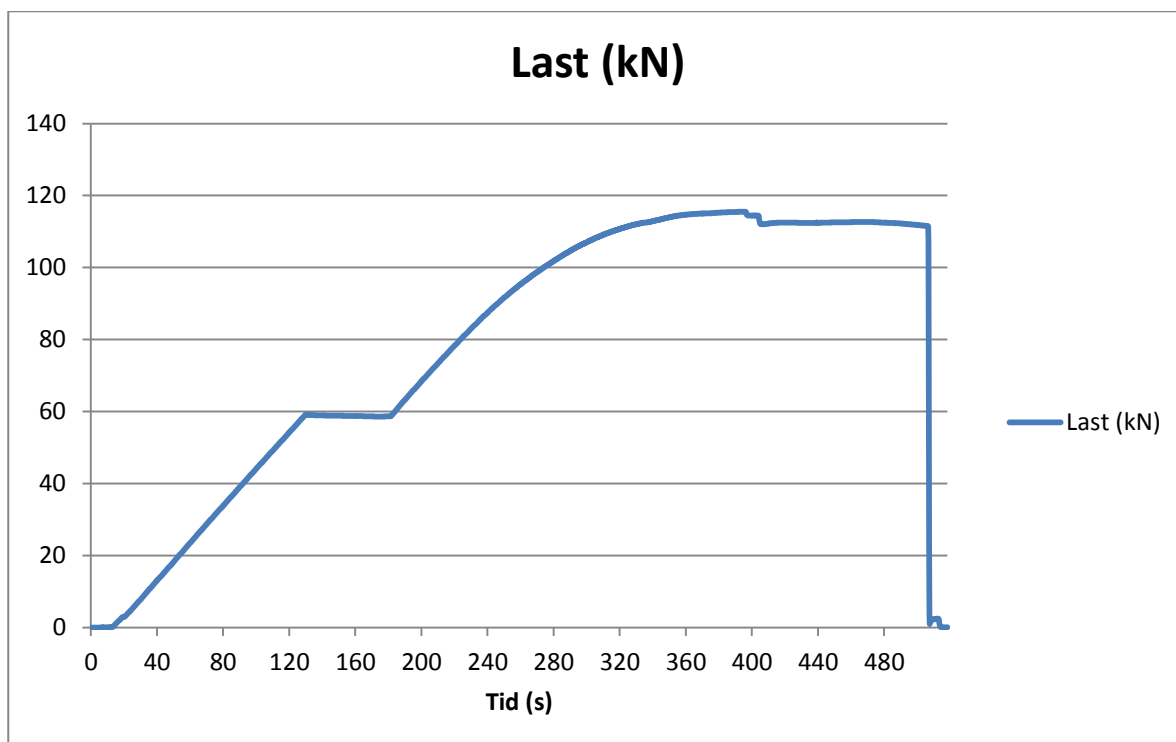
Figur 6.26 visar brott i balk A1. Här syns tryckbrottet i övre delen och dragbrottet i nedre delen. Figur 6.28 visar förloppet över hur lasten ökar med tiden. Vid ca 400 sekunder sker brott, först i form av tryckbrott, därefter i form av dragbrott. Balken uppnår inte samma maxlast varför provning stängs av efter ca 500 sekunder. Maxlasten för denna balk var 115,49 kN. En notering för denna balk var att stålet släppte och hängde endast fast med skruvarna som var deformerade. Delar av balken satt fortfarande fast i stålet varför det är svårt att avgöra exakt varför stålet släppt. Det kan både bero på att fästningen av limmet mellan balken och stålet var undermålig eller att det fanns många sprickor och liknande fel i den understa lamellen, se figur 6.27.



Figur 6.26- Balk A1, tryckbrott i träet.



Figur 6.27- Balk A1, släppt stål.



Figur 6.28- Lastdiagram för balk A1

Balk A2

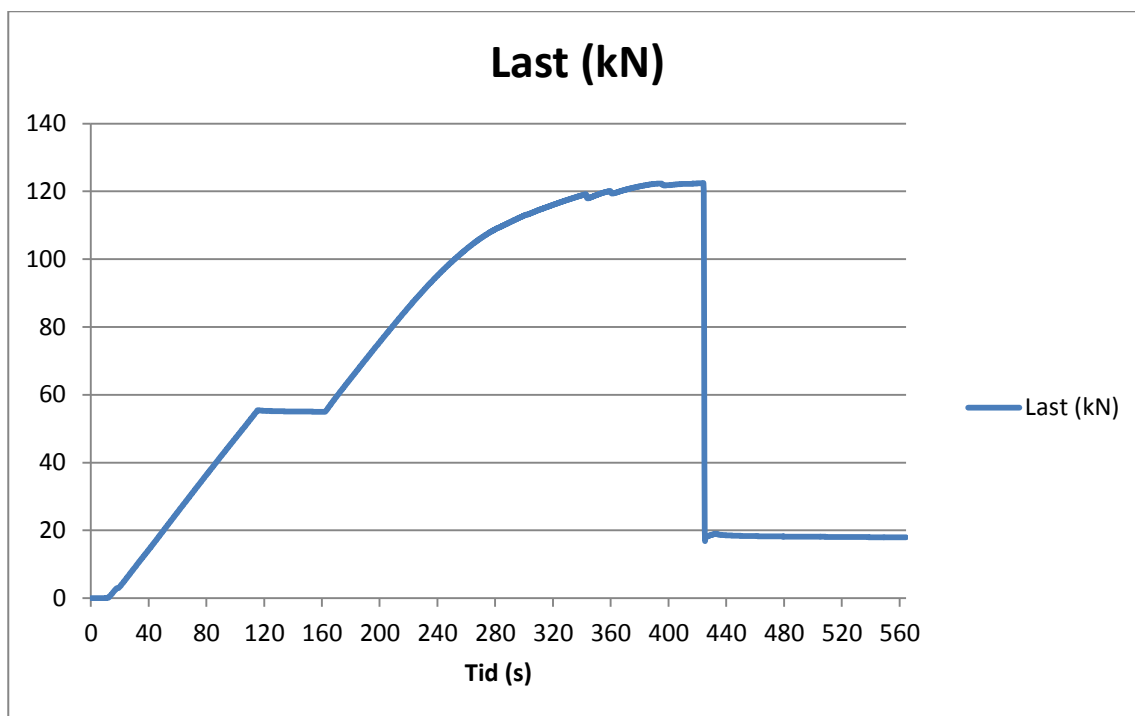
Figur 6.29 visar brott i balk. Figur 6.31 visar hur två små lokala brott sker innan maxlast nås. Antagligen är detta små lokala brott vid kvistar, varför balken kan fortsätta belastas. Denna balk utsattes för tryckbrott och dragbrott vid ungefär samma tillfälle. En möjlig förklaring är att de två mindre lokala brotten uppstod i den dragna sidan och därmed reducerade balkens draghållfasthet. Detta var den enda balken där även skjuvbrott uppstod, se figur 6.30. Detta skedde dock sist av alla brott. Maxlasten på denna balk var 122,46 kN, vilket var ett av de högsta värdena som uppmättes, oavsett stålplacering.



Figur 6.29 – Balk A2, drag och tryckbrott.



Figur 6.30 – Balk A2, skjuvbrott.



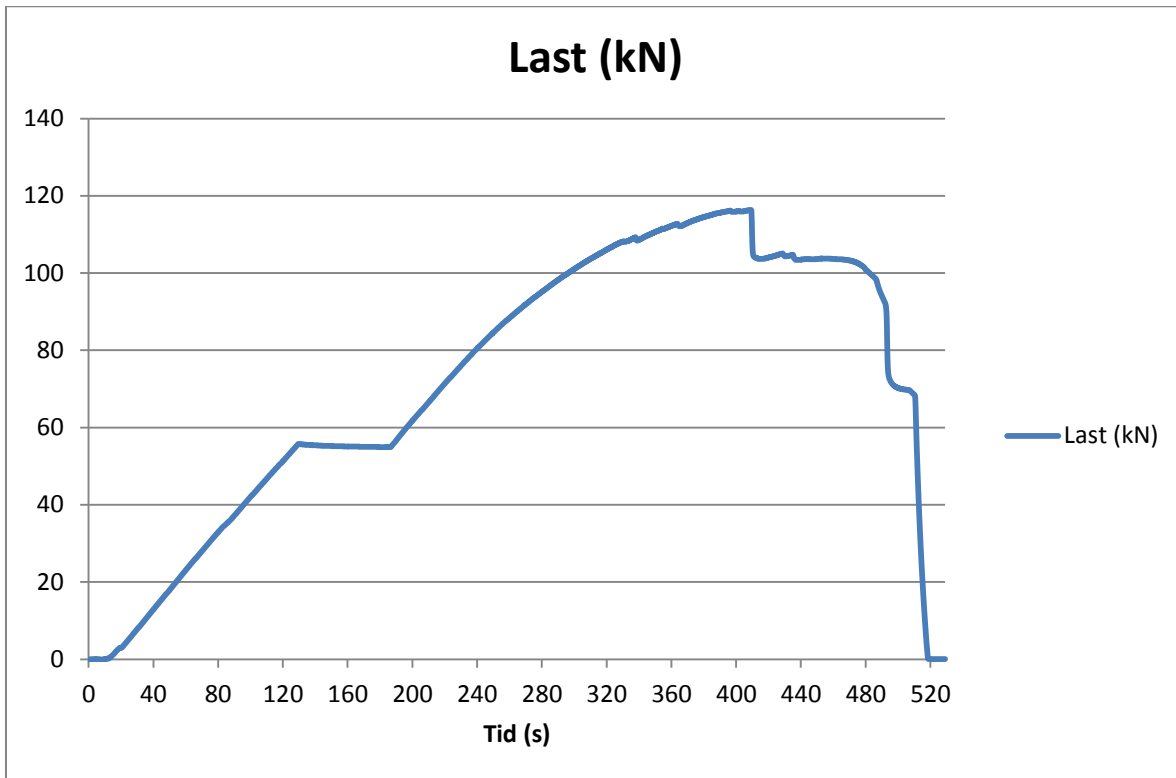
Figur 6.31- Lastdiagram för balk A2.

Balk A3

Figur 6.32 visar brott i balk A3. Denna balk visar ett tydligt tryckbrott och ett mindre dragbrott. Figur 6.33 visar tryckbrott vid 400 sekunder. Provningsen avbröts vid ca 500 sekunder. Maxlast för denna balk var 116,36 kN.



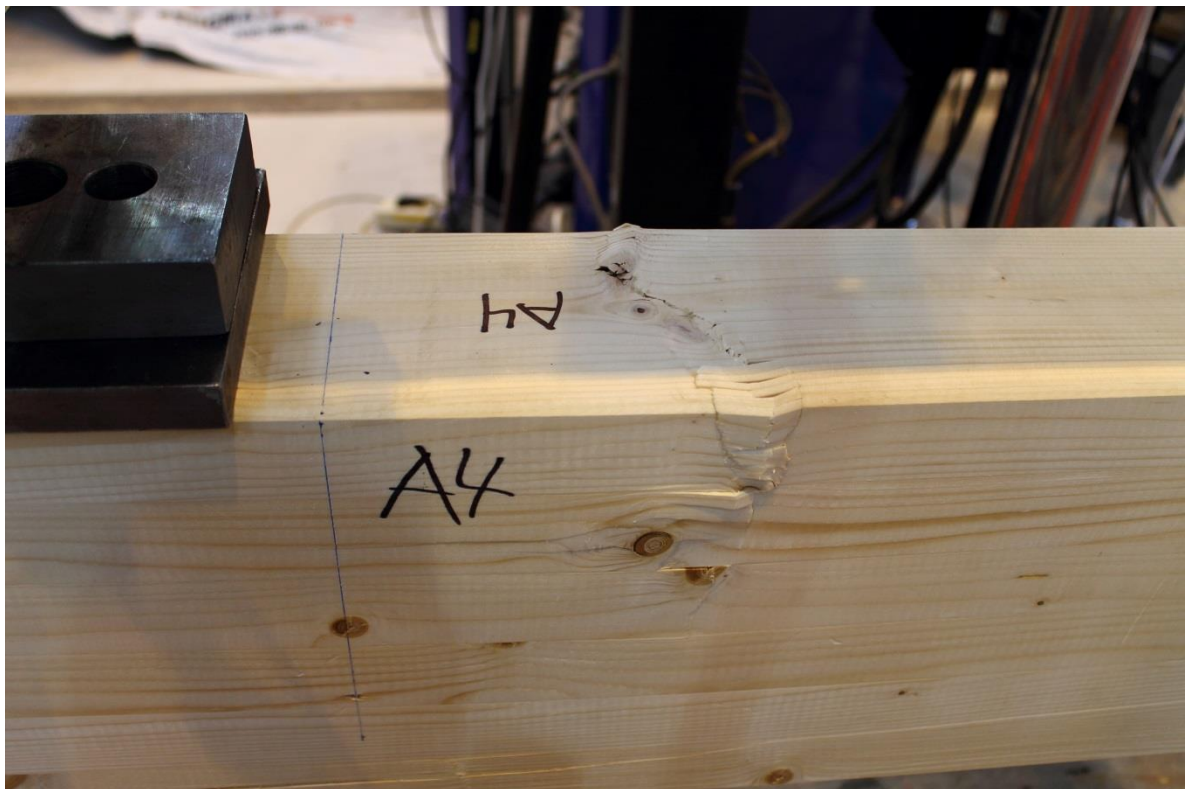
Figur 6.32 – Balk A3, tryckbrott i träet.



Figur 6.33- Lastdiagram för balk A3.

Balk A4

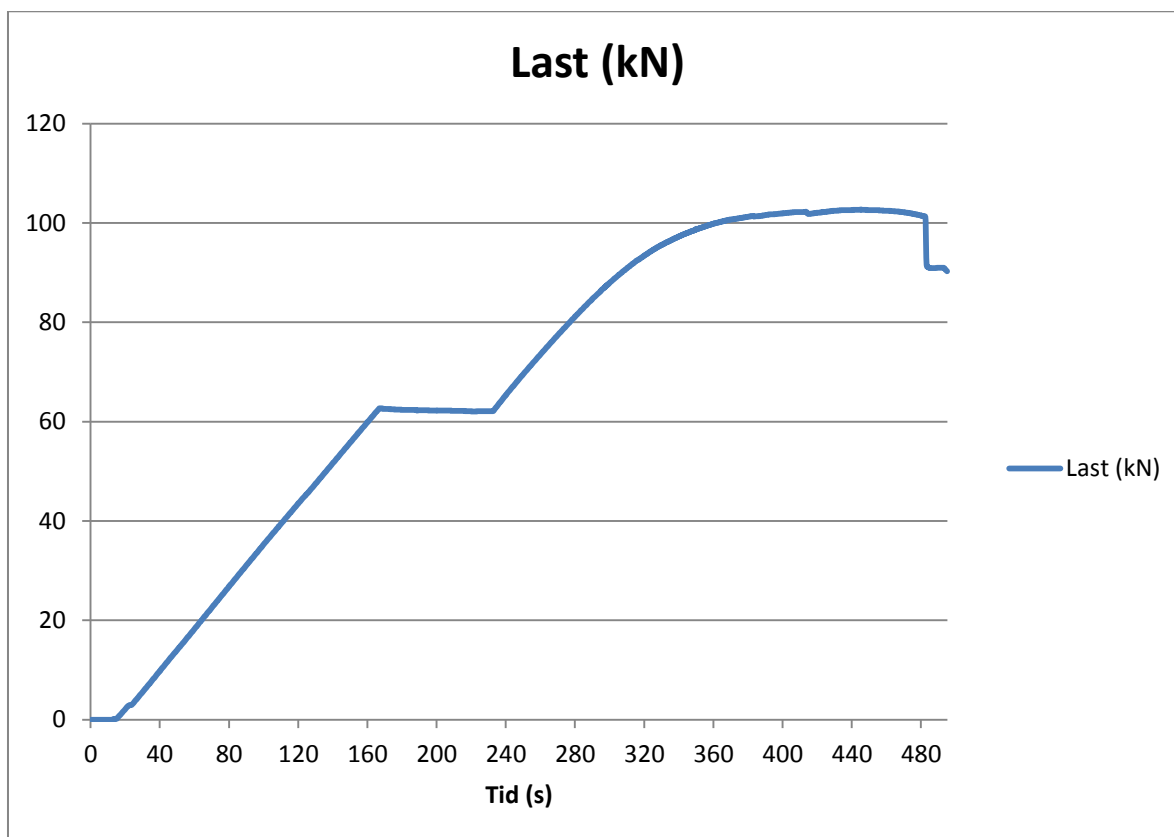
Figur 6.34 visar brott i balk A4. Denna balk utsattes för ett tydligt tryckbrott men precis som i balk A3 uppstod ett mindre dragbrott vid kvist, se figur 6.35. Figur 6.36 visar brott vid ca 480 sekunder. Maxlasten för denna balk var 102,69 kN.



Figur 6.34- Balk A4, tryckbrott i träet.



Figur 6.35 – Balk A4, dragbrott vid kvist.



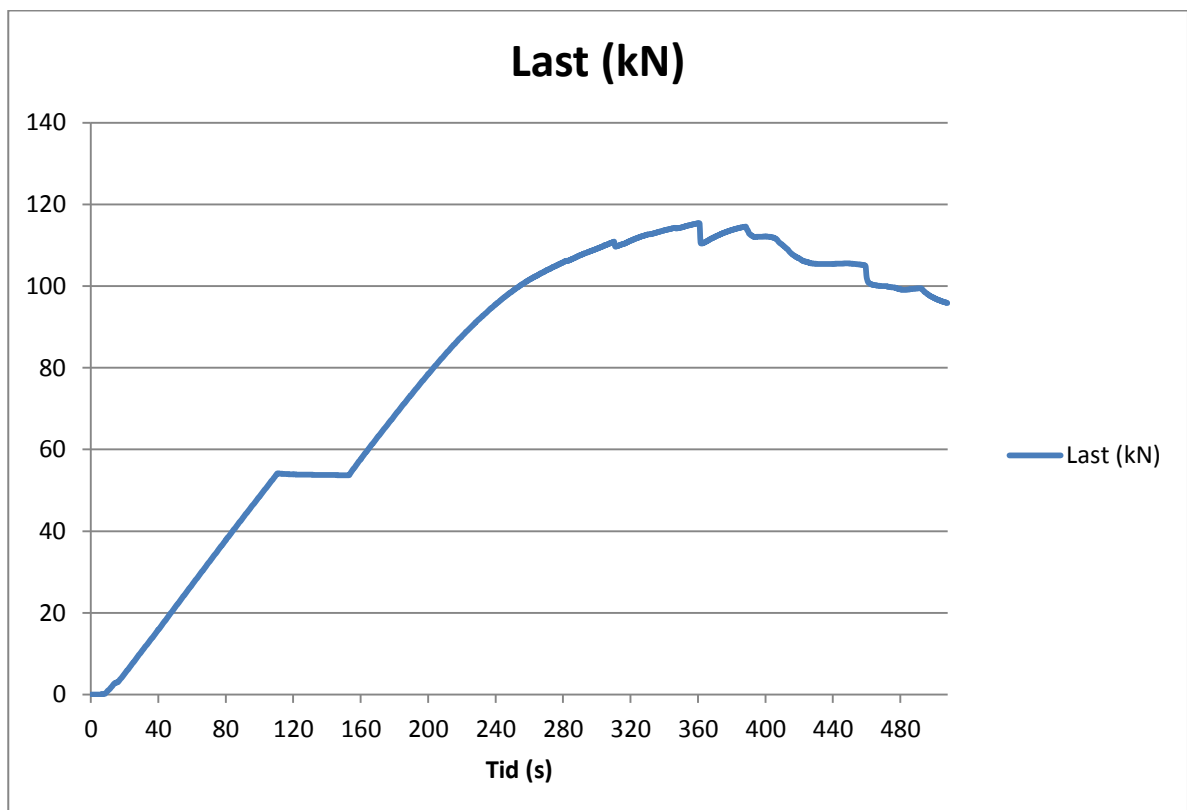
Figur 6.36- Lastdiagram för balk A4.

Balk A5

Figur 6.37 visar brott i balk A5. Även här uppstod tryckbrott, samt ett mindre dragbrott i fingerskarv. Figur 6.38 visar lastförloppet för balk A5. Vid ca 360 sekunder uppstår tryckbrott. Maxlasten för denna balk låg på 115,44 kN.



Figur 6.37- Balk A5, tryckbrott i trä.



Figur 6.38- Lastdiagram för balk A5

6.4.3 Stålförstärkning i överkant

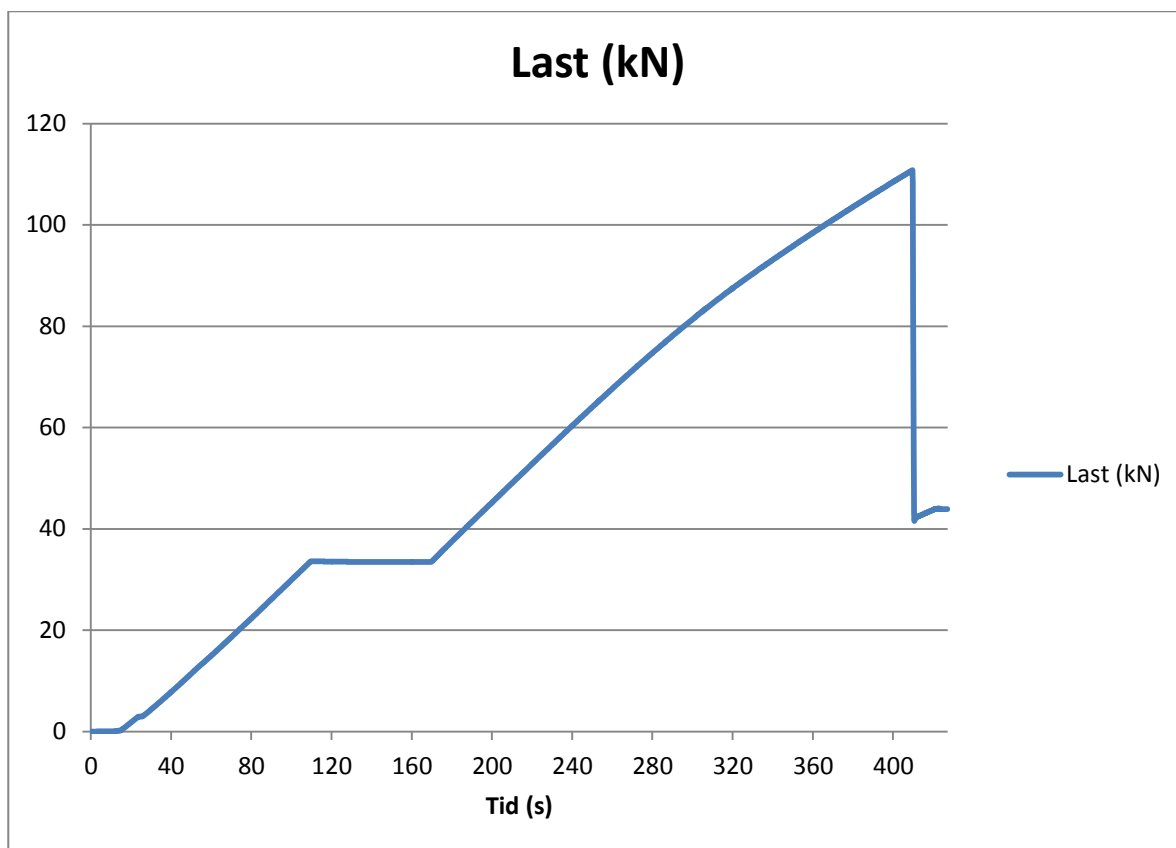
Fem stycken balkar där förstärkningen var placerad i överkant provades (B1-B5). För alla balkar skedde brott i den dragna zonen runt kvist eller fingerskarv. Balkarnas maxlast skiljde sig här också, men det går ändå att se en stor förbättring i hållfasthet och styvhet jämfört med de oförstärkta balkarna.

Balk B1

Brott uppstod först vid en lastinföringspunkt i en fingerskarv i den understa lamellen, nästintill samtidigt uppstod brott i kvist, se figur 6.39. Maxlasten var 110,81 kN och var det högsta värdet för balkar med förstärkning i överkant, se figur 6.40. En belastningshastighet på 12 mm/min användes här.



Figur 6.39 – Balk B1, lastinföringspunkt, dragbrott i fingerskarv



Figur 6.40- Lastdiagram för balk B1.

Balk B2

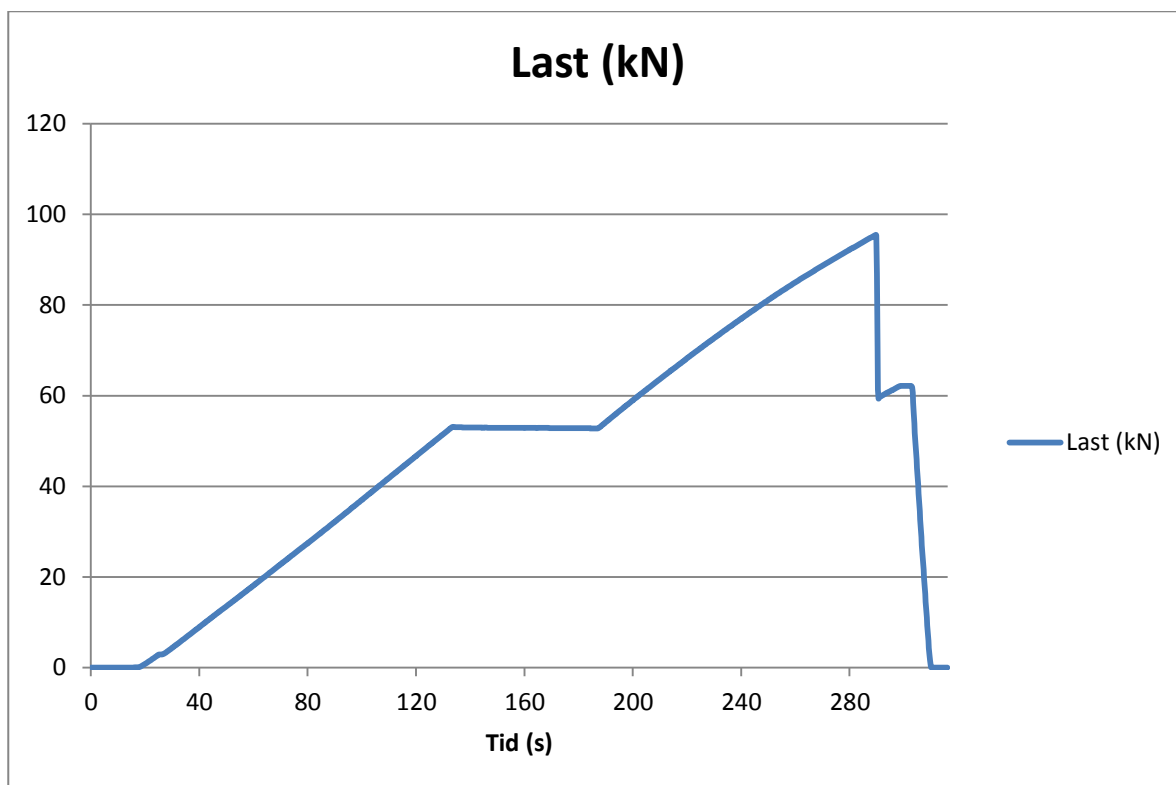
Figur 6.41 och 6.42, visar ett tydligt dragbrott i fingerskarv nära en lastinföringspunkt, där den understa lamellen sprack i balkens längsriktning. Inga andra tendenser till sprickor i kvistar eller fingerskarvar noterades. Maxlast innan brott var 95,47 kN, se figur 6.43. Belastningshastigheten var 15mm/min.



Figur 6.41. – Balk B2, dragbrott i fingerskarv.



Figur 6.42 – Balk B2, underifrån, dragbrott i fingerskarv.



Figur 6.43- Lastdiagram för balk B2.

Balk B3

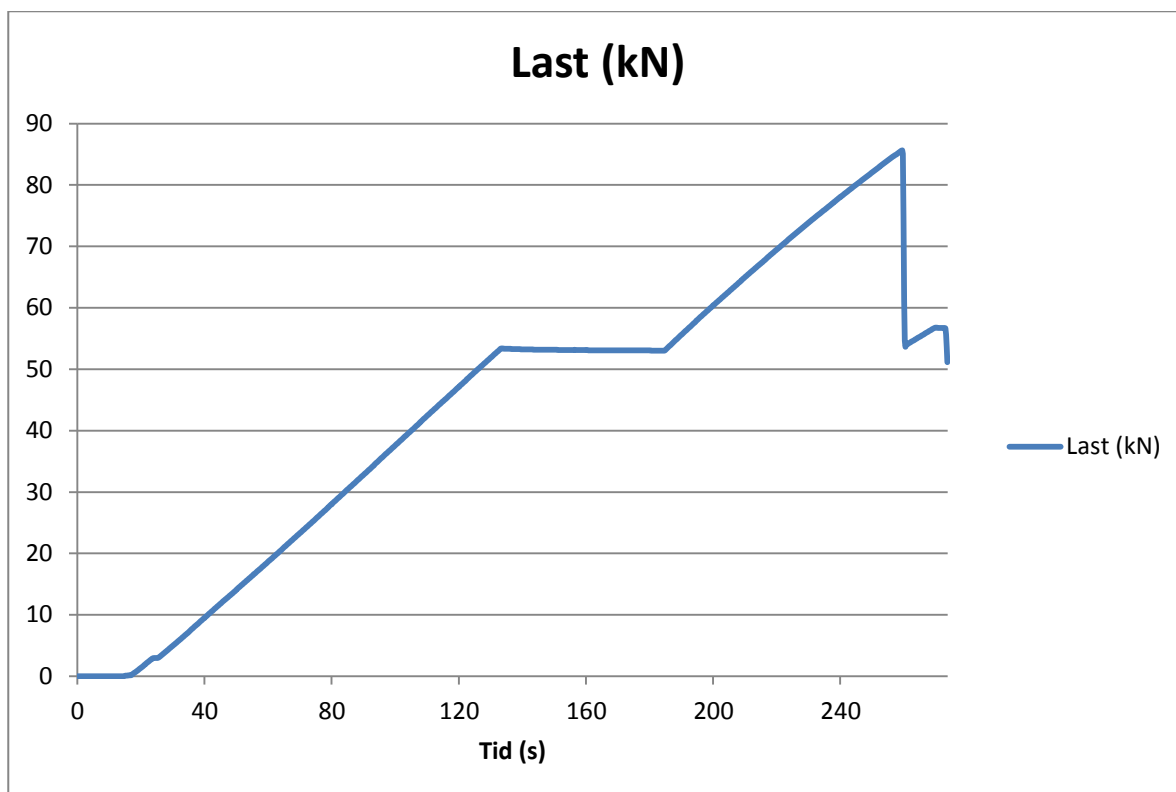
I denna balk uppstod dragbrott i fingerskarv och kvist nästintill samtidigt och i närheten av varandra vilket gör det svårt att bestämma vart brottet initierades. Brotten skedde nära en lastinföringspunkt, se figur 6.44–6.45. Maxlasten var 85,68 kN, se figur 6.46. Belastningshastigheten var 15 mm/min.



Figur 6.44 – Balk B3, dragbrott i fingerskarv.



Figur 6.45- Balk B3, dragbrott vid kvist.



Figur 6.46 – Lastdiagram för balk B3.

Balk B4

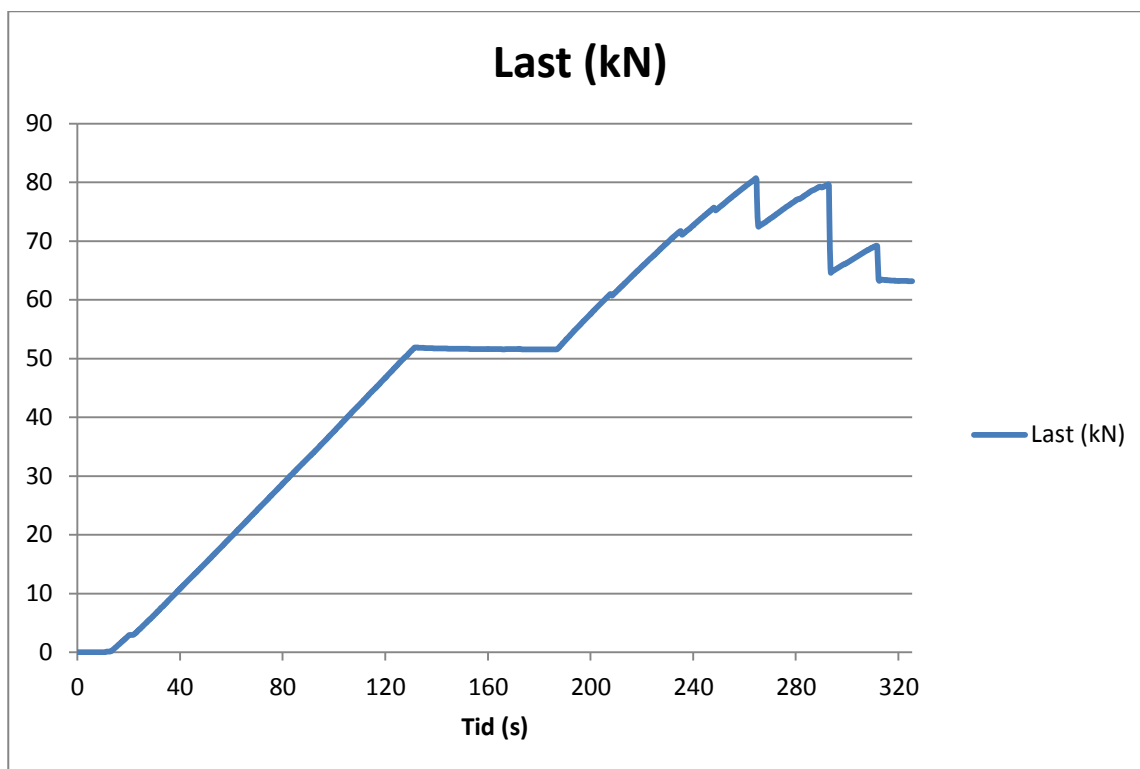
Brottet för denna balk är ett tydligt dragbrott runt kvist vid en lastinföringspunkt, se figur 6.47 – 6.48. Brottet gav upphov till sprickor som fortsatte längs med balkens längdriktning. Inga andra sprickor noterades. Brott uppstod vid maxlasten 80,69 kN, se figur 6.49. Belastningshastigheten var här 15 mm/min.



Figur 6.47- Balk B4, dragbrott runt kvist.



Figur 6.48- Balk B4, dragbrott runt kvist.



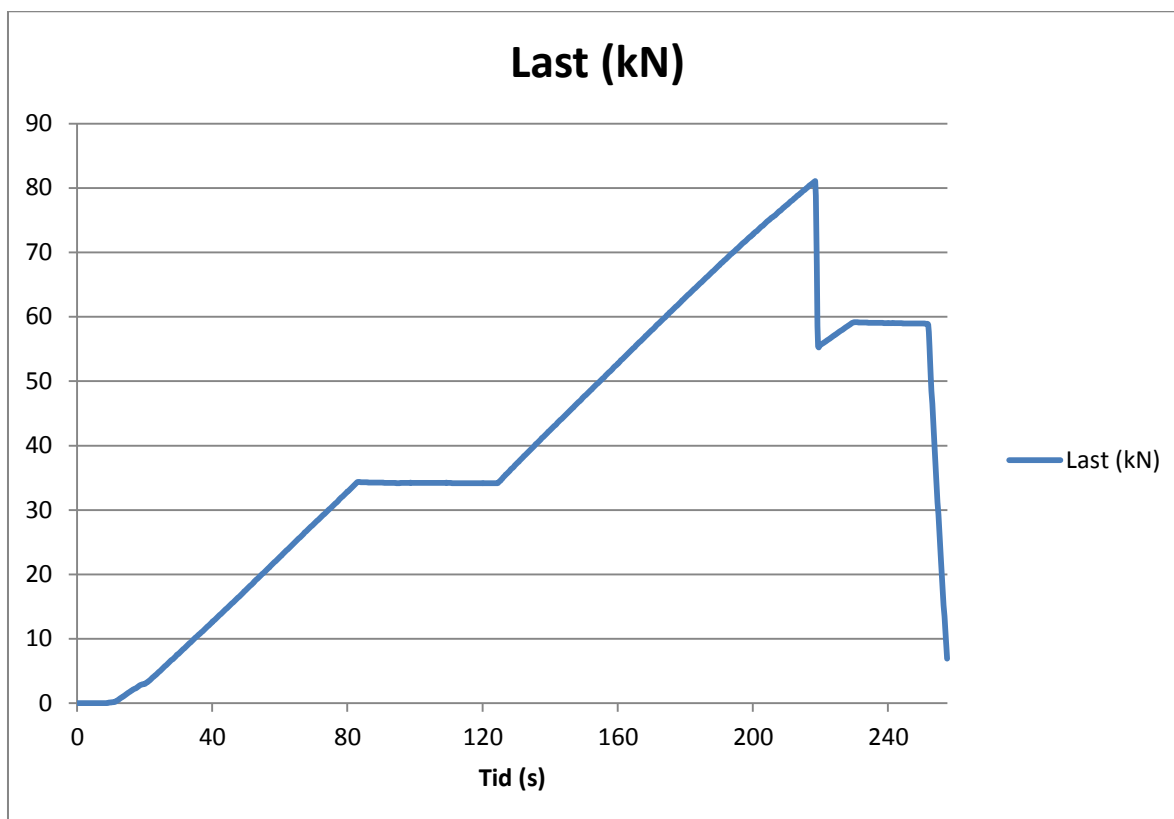
Figur 6.49- Lastdiagram för balk B4.

Balk B5

Som visas i figur 6.50, var brottorsaken i denna balk enbart dragbrott i träet. Brott uppstod varken vid kvist eller vid fingerskarv. Detta brott skedde vid maxlasten 81,09 kN, vilket även kan utläsas ur figur 6.51. Belastningshastigheten var här 17 mm/min.



Figur 6.50- Balk B5, dragbrott i träet.



Figur 6.51- Lastdiagram för balk B5.

6.4.4 Stålförstärkning i underkant & överkant

Fem balkar provades med stålet uppdelat i underkant och överkant, (C1 – C5). Den dominerande brottypen var för dessa balkar i första hand dragbrott, men även några andra brott inträffade. Hållfastheten för dessa balkar låg i nivå med balkarna förstärkta i underkant, vilket är anmärkningsvärt då balkarna förstärkta i både ovan- och underkant enligt beräkningarna borde klara högre laster. Alla balkar förstärkta i ovan- och underkant provades med en hastighet på 17 mm/min.

Balk C1

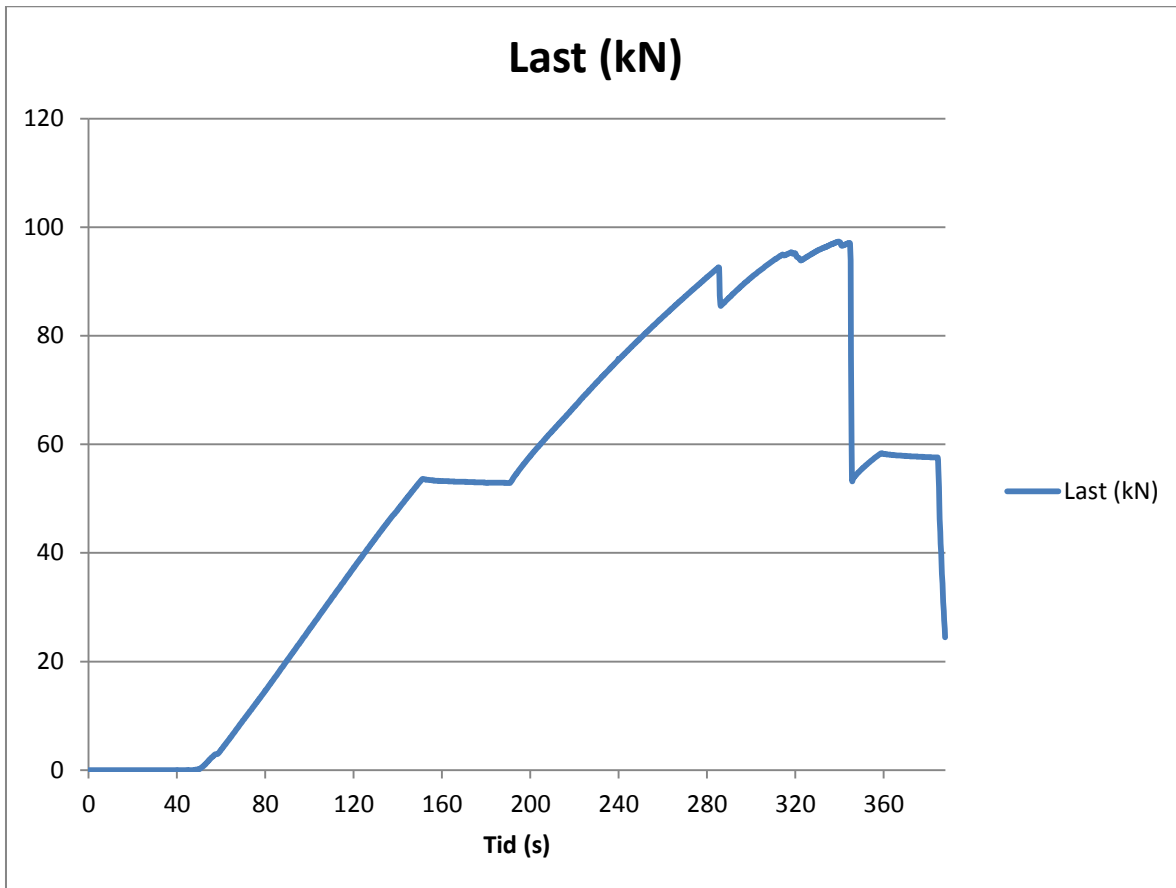
Figur 6.52 visar brott för balk C1. Endast dragbrott runt kvist uppstod. Figur 6.54 visar lastsänkningar innan fullständigt brott sker, vilket sannolikt beror på mindre lokala brott. Stålet utsattes för buckling runt en svetsfog, se figur 6.53. Maxlasten låg på 97,35 kN.



Figur 6.52- Balk C1, dragbrott vid kvist.



Figur 6.53- Balk C1, buckling av stål.



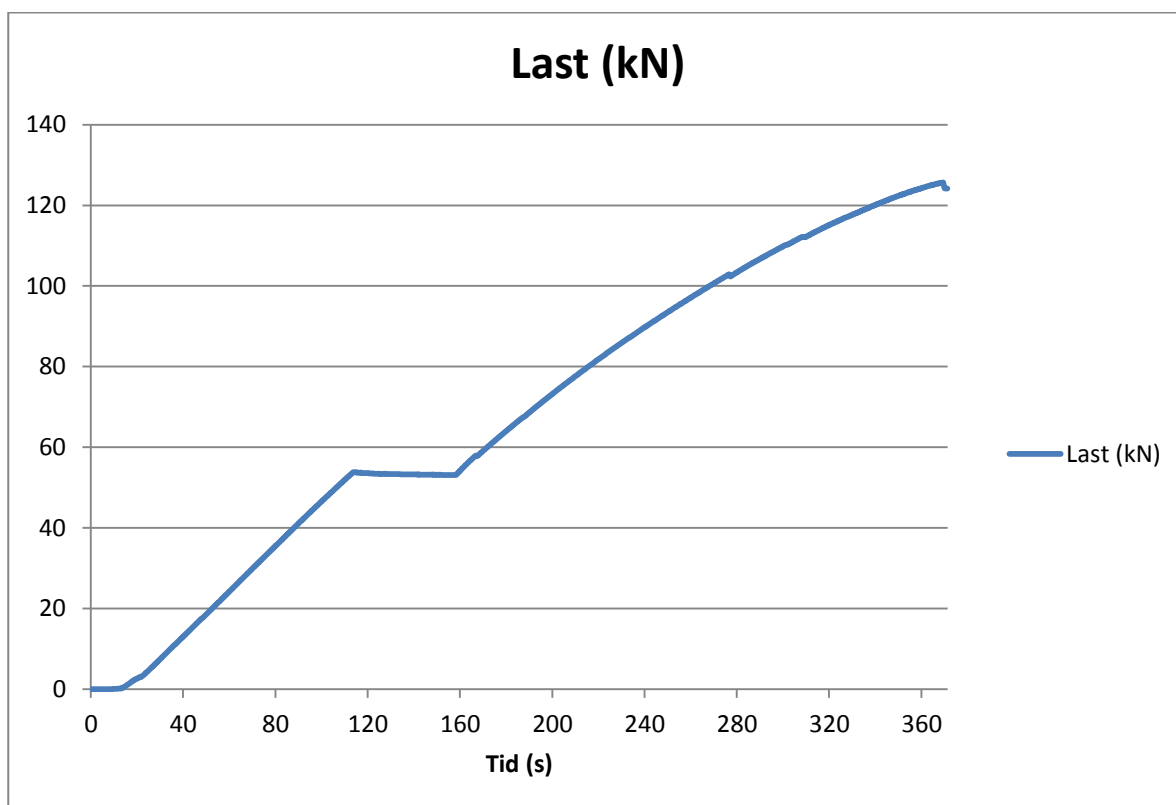
Figur 6.54 - Lastdiagram för balk C1.

Balk C2

Figur 6.55 visar brott för balk C2. Dragbrott uppstod i fingerskarv. Figur 6.56 visar lastförloppet. Maxlasten för denna balk var 125,65 kN.



Figur 6.55- Balk C2, dragbrott i fingerskarv.



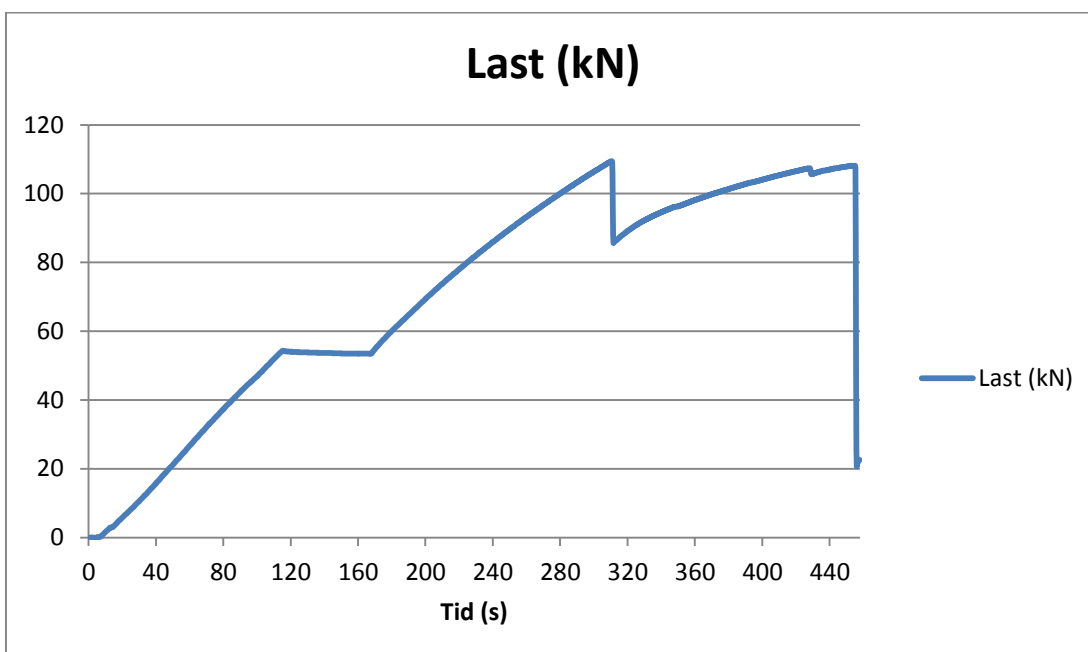
Figur 6.56 - Lastdiagram för balk C2.

Balk C3

Figur 6.57 visar brott för balk C3. Balk C3 utsattes för dragbrott i fingerskarv vid ca 320 sekunder och dragbrott i kvist vid ca 450 sekunder, se figur 6.58. Maxlasten för denna balk var 109,49 kN.



Figur 6.57- Balk C3, dragbrott i fingerskarv.



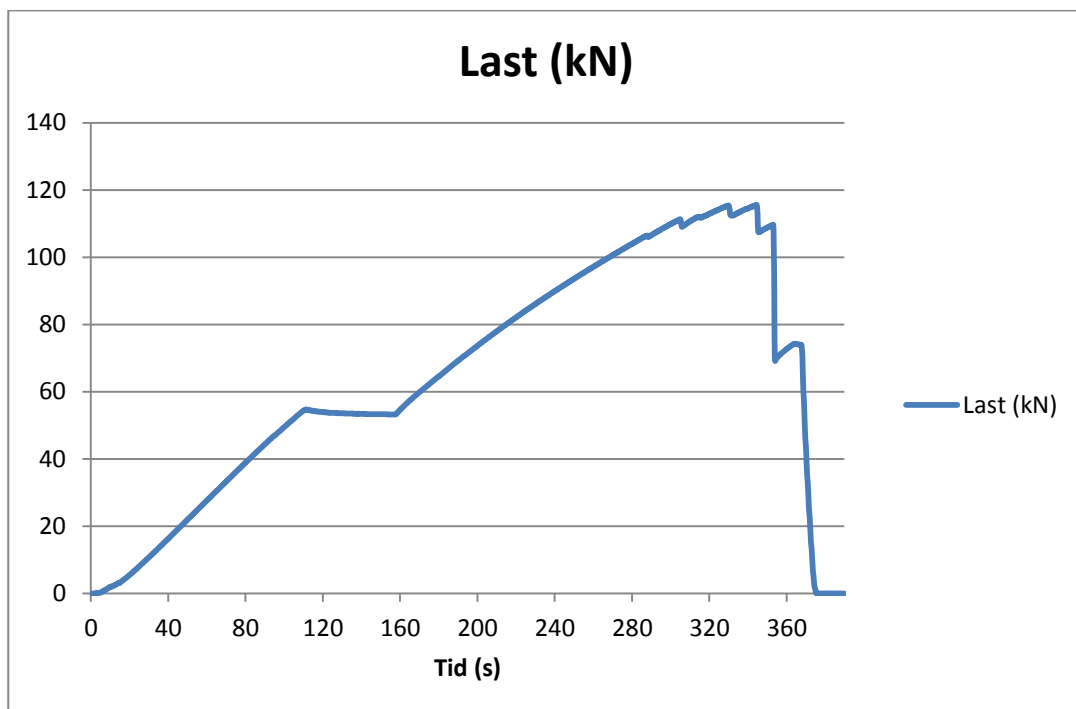
Figur 6.58- Lastdiagram för balk C3.

Balk C4

Figur 6.59 visar brott för balk C4. Figur 6.60 visar lastförloppet. Denna balk utsattes för dragbrott. Mindre lokala brott skedde innan globalt brott. Maxlasten för denna balk var 115,59 kN.



Figur 6.59- Balk C4, dragbrott i träet.



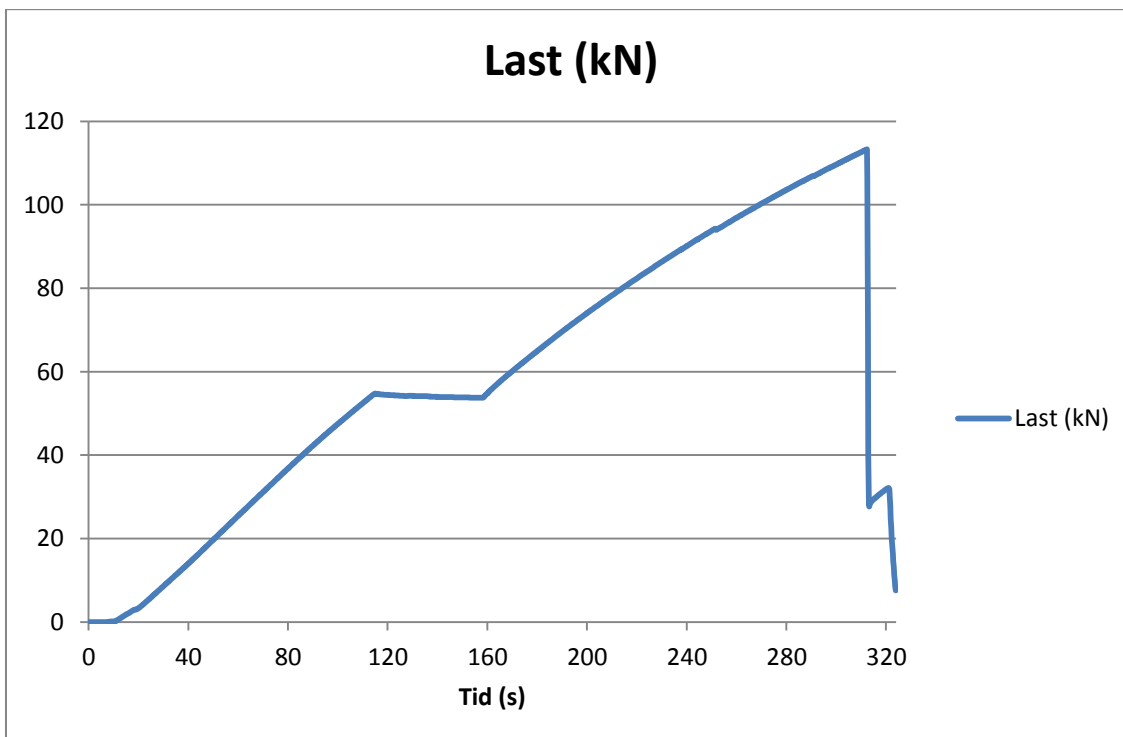
Figur 6.60- Lastdiagram för balk C4.

Balk C5

Figur 6.61 visar brott för balk C5. Brott inträffar i fingerskarv och kvist samtidigt. Detta förtydligas i figur 6.62, där lasten inte minskar förrän dragbrottet sker. Maxlasten för balken var 113,26 kN.



Figur 6.61- Balk C5, dragbrott i fingerskarv.



Figur 6.62 – Lastdiagram för balk C5.

6.4.5 Sammanställning av resultat

Tabell 6.2 visar uppmätta värden vid provningen, det går att utläsa den korrigerade böjhållfastheten som beräknades enligt EN384 [13]. Här visas även de olika vikterna för balkarna och det går att utläsa hur mycket varje stålförstärkning påverkat totalvikten. Maxlasten $P_{\max}$ är den totala lasten som verkat på balken innan brott skedde och maxlast P är värdet för en punktlast i fyrapunktsböjningen. $M_{\max}$ är maxmomentet som verkade på balken. Uppmätt böjstyvhet D_{EI} för varje balk redovisas även.

Balk	Korrigerad Böjhållfasthet (EN 384)	Vikt	Maxlast $P_{\max}$	Maxlast P per punktlast	Maxmoment $M_{\max}$	Uppmätt böjstyvhet D_{EI}
	(MPa)	(kg)	(kN)	(kN)	(kNm)	(MNm ²)
A1	76,3	122,8	115,49	57,75	187,09	3,95
A2	80,7	122,7	122,46	61,23	198,39	4,14
A3	77,1	118,0	116,36	58,18	188,50	3,73
A4	68,1	116,6	102,69	51,35	166,36	3,76
A5	76,6	121,3	115,44	57,72	187,01	4,17
B1	73,2	120,0	110,81	55,41	179,51	4,3
B2	62,4	122,2	95,47	47,74	154,66	4,27
B3	56,3	121,4	85,68	42,84	138,80	4,24
B4	53,0	124,3	80,69	40,35	130,72	4,07
B5	53,7	117,3	81,09	40,55	131,37	3,92
C1	64,4	119,4	97,35	48,68	157,71	4,49
C2	82,9	121,4	125,65	62,83	203,55	4,61
C3	72,3	119,7	109,49	54,75	177,37	4,37
C4	76,4	124,7	115,59	57,80	187,26	4,47
C5	74,5	121,2	113,26	56,63	183,48	4,80
D1	42,2	82,5	63,91	31,96	103,53	2,41
D2	44,6	90,4	67,69	33,85	109,66	2,12
D3	41,4	85,5	63,49	31,75	102,85	2,17

Tabell 6.2 – Värden uppmätta vid provning

Tabell 6.3 visar medelvärden för punktlasterna i konfigurationen fyrpunktsböjning och medelvärdet för den korrigerade böjhållfastheten enligt EN 384 [13]. Den procentuella ökningen för varje förstärkt balk jämfört med referensbalkarna redovisas. Styvheten visas även och den procentuella ökningen redovisas även här.

Förstärkning	P (kN) Medel	Böjhållfasthet (MPa) medel	Procentuell Ökning Böjhållfasthet (%)	Styvhet D_{EI} (Nm²) medel	Procent- uell Ökning Styvhet (%)
Ingen förstärkning D1-D3	32,52	42,8	-	2,33	-
Stål Underkant (80x10) mm (A1-A5)	57,25	75,8	77	3,95	70
Stål Överkant (80x10) mm (B1-B5)	45,38	59,7	39	4,16	79
Stål Överkant & Underkant 2x(80x5) mm (C1-C5)	56,14	74,1	73	4,55	95

Tabell 6.3 – Medelvärden och procentuell förbättring.

6.4.6 Jämförelse

I denna del redovisas en jämförelse mellan de beräknade resultaten i kapitel 5 – Beräkningar med provresultaten från kapitel 6 - Provning.

I APPENDIX 8 jämförs de olika spänningarna som de olika materialen utsatt för under ett verkligt lastfall. Där går det att se att uppdelning av stålet är klart överlägset. Även om lägre spänningar kan fås om stålet endast placeras i en av kanterna leder detta till att spänningen i den kant där stålet inte är placerat blir så pass hög att den lägre spänningen inte spelar någon roll. Detta beror till stor del på att skillnaderna i drag- och tryckhållfasthet i träet är väldigt små. Dessutom ökar skjuvspänningarna markant mer om stålet placeras i ena kanten.

Referensbalkarna (D1-D3)

Som kan utläsas ur tabell 5.3 är böjstyvheten, D_{EI} , för de oförstärkta balkarna teoretiskt beräknad till $2,45 \text{ MNm}^2$ och den uppmätta böjstyvheten blev $2,33 \text{ MNm}^2$, se tabell 6.3. Anledningen till att styvhetsvärdena är större i beräkningarna är mest troligt att större styvhetsvärden har används. Som kan utläsas ur tabell 3.1 är använt värde för elasticitetsmodulen parallellt med fibrerna, E_k , valt till $13\,000 \text{ MPa}$. Värden som framkom ur provningar visade snarare på en elasticitetsmodul runt $12\,000 \text{ MPa}$.

Den maximala punktlasten P , beräknades teoretiskt till $16,82 \text{ kN}$, se tabell 5.3, medan medelvärdet för de uppmätta punktlasterna uppgick till $32,52 \text{ kN}$, se tabell 6.3. En förklaring kan vara att värden vid beräkningarna baserades på de karakteristiska hållfasthetsvärdena där böjningen parallellt fibrerna, f_{mk} , ligger runt 30 MPa , medan uppmätta värden vid provningen gav en böjhållfasthet på $42,8 \text{ MPa}$, se tabell 6.3. Då den uppmätta böjhållfastheten endast är ca 50 % större jämfört med det karakteristiska böjhållfasthetsvärdet kan detta inte helt förklara varför balken klarar dubbelt så stor last. Det kan också bero på, bland annat, skillnader i E-modulen, men detta borde undersökas närmre.

Brottorsaken för de oförstärkta balkarna var som förväntat dragbrott, se tabell 5.3.

Stål i underkant (A1-A5)

Som kan utläsas ur tabell 5.3 är den teoretiskt beräknade styvheten för balkarna med förstärkning i underkant $4,09 \text{ MNm}^2$. Resultat som framkom efter provning gav en ett medelvärde på $3,95 \text{ MNm}^2$, se tabell 6.3. Detta kan också förklaras med att använd elasticitetsmodul för träet var större vid beräkning och värdena var mindre för de verkliga balkexemplaren. Den procentuella förbättringen i styvhet jämfört med en oförstärkt balk för de

teoretiskt beräknade värdena uppgick till 67 %. Den procentuella förbättringen som beräknades ur provresultaten var 70 %, se tabell 6.3.

Den maximala kraften för en punktlast beräknades teoretiskt till 28,96 kN , se tabell 5.3, och medelvärde för den uppmätta maximala kraften, för en punktlast, var 57,25 kN , se tabell 6.3. En förklaring till de olika värdena är även här att de karakteristiska hållfasthetsvärdena används och ger ett lägre värde. Den procentuella ökningen för vad balkarna teoretiskt klarar i last, P , är 72 %, jämfört med den oförstärkta balken. Den procentuella ökningen i vad balkarna klarade vid provningen var 76 %.

Brottorsaken stämde överrens med det förväntade, vilket var tryckbrott, se tabell 5.3.

Stål i överkant (B1-B5)

I tabell 5.3 framkommer det att den beräknade styvheten är samma som förstärkning i underkant, 4,09 MNm^2 . Resultaten för styvheten som beräknades ur provningsresultaten ger en styvhet på 4,16 MNm , se tabell 6.3. Skillnaden i styvhet mellan balkarna med förstärkning i överkant och förstärkning i underkant kan ha sin förklaring i spridningen i provresultaten, med ett fåtal balkar går det inte att statistiskt säkerhetsställa resultaten. Anledningen till att styvhetsvärdena är större i det beräknade resultatet är även här att en större elasticitetsmodul används vid beräkningarna än vad som framkom vid provningsresultaten.

Den procentuella förbättringen i styvhet jämfört med en oförstärkt balk för de beräknade värdena uppgick till 67 %. Den procentuella förbättringen som beräknades ur provresultaten var 79 %, se tabell 6.3.

Den maximala punktlasten P , beräknades till 23,05 kN , se tabell 5.3, medan medelvärde för en uppmätt punktlast uppgick till 45,38 kN , se tabell 6.3. Anledningen till de olika värdena kan även här vara att värden vid beräkningarna baserades på de karakteristiska hållfasthetsvärdena och gett upphov till lägre teoretiska laster.

Den procentuella ökningen för vad balkarna teoretiskt klarar i last, P , är 37 %, jämfört med den oförstärkta balken. Den procentuella ökningen i vad balkarna klarade vid provningen var 39 %.

Brottorsaken stämde överrens med det förväntade, vilket var dragbrott, se tabell 5.3.

Stål i överkant och underkant (C1-C5)

Som kan utläsas ur tabell 5.3 är den teoretiskt beräknade styvheten för konfigurationen stål i överkant och underkant $4,70 \text{ MNm}^2$. Medelvärdet för värdena som framkom ur provningen gav en styvhet på $4,55 \text{ MNm}^2$, se tabell 6.3. Skillnaden i värdena beror troligtvis på att använda värden för elasticitetsmodul vid beräkningar var större än det egentliga värdet. Den procentuella förbättringen i styvhet jämfört med oförstärkt balk beräknades teoretiskt till 91 %. Den procentuella förbättringen som beräknades ur provresultaten var 95 %, se tabell 6.3

Den maximala kraften för en punktlast beräknades teoretiskt till $34,57 \text{ kN}$, se tabell 5.3. Medelvärdet för punktlasten som beräknades ur provresultaten var $56,14 \text{ kN}$, se tabell 6.3. Skillnaden i värdena kan även här förklaras med att de karakteristiska hållfasthetsvärdena använts och ger upphov till lägre teoretiska laster. Den procentuella ökningen för vad balkarna teoretiskt klarar i last, P , är 106 %, jämfört med den oförstärkta balken. Den procentuella ökningen vad balkarna klarade vid provningen var 73 %.

Brottorsaken stämde överrens med det förväntade, vilket var dragbrott, se tabell 5.3.

7 Diskussion och slutsatser

Denna rapport har undersökt styrka och styvhet för arton producerade limträbalkar med följande konfigurationer: Stålförstärkning i underkant, stålförstärkning i överkant, stålförstärkning i underkant och överkant samt oförstärkta referensbalkar.

Det går inte att statistiskt säkerhetsställa resultaten baserat på antalet provningar som gjorts, men stålets effekt på balkarnas styrka och styvhet är tydlig. Följande slutsatser går att fastställa:

Förstärkning med stål visade en klar förbättring av balkarnas böjhållfasthet (33 - 77 %) och styvhet (70 – 95 %).

Resultaten beroende på var stålet var placerat var däremot lite förvånansvärd. Konfigurationen där stålet var placerat i överkant gav ungefär lika stor ökning i hållfasthet som beräknat. Balkarna med stålet uppdelat i både överkant och underkant däremot gav inte alls lika stor ökning som beräkningarna visade, då dessa låg i nivå med balkarna med stål i underkant. De teoretiska beräkningarna visade 106 % ökning av maxlasten, men endast en ökning på 73 % uppmättes vid provningarna.

Styvheten, D_{EI} , korrelerade väl med de beräknade värdena, även om värdena från provningarna var något lägre. Detta berodde sannolikt på att E-modulerna inte stämde överens med de värden som använts vid beräkningarna. Anmärkningsvärt var att styvheten för balkarna med stålförstärkning i överkant hade en högre styvhet än beräkningarna visade.

Ur beräkningarna vid utbredd last, där bland annat spännvidd på 6 m och dimensionerande hållfasthetsvärden använts, se APPENDIX 8, fås att det inte är många av balkarna som klarar den långa spännvidden. Endast några få balkar av de större dimensionerna klarar alla spänningar.

Anledningen till detta är att träets hållfasthetsvärden är mindre än stålets. Stålet har, i de flesta balkarna, inga problem att klara spänningarna det utsätts för. Däremot ökar skjuvspänningarna i träet ju mer stål som tillförs, detta märks speciellt där stålet endast ligger i ena kanten. Ur denna synpunkt är uppdelningen av stålet i båda kanterna att föredra.

Placeringen av stålet, med hänsyn till hur de olika spänningarna påverkar balken, är enligt de teoretiska beräkningarna mest fördelaktig vid uppdelning i båda kanterna. Även om provningarna gav bättre resultat för stålet i underkant gällande hållfasthet visar alla beräkningar att uppdelningen av stålet borde ge klart bäst resultat.

Framtida forskning

Enligt beräkningarna ska styvheten, D_{EI} , vara samma för stål i underkant och överkant. Däremot visade provningarna att stål i överkant gav lite bättre resultat än stål i underkant. Även om dessa skillnader inte var stora (och att det endast kanske beror på de få antal balkar som provats) kan det ändå vara av intresse att titta närmare på detta.

Långtidseffekterna för de stålförstärkta limträbalkarna kan vara en del som behöver undersökas närmare då detta inte alls har undersökts i denna rapport.

Då skjuvspänningarna i träet ökar desto mer stål som tillförs kan detta vara något av intresse att titta närmare på för att förhindra att dessa spänningar ökar, speciellt vid stål i endast en av kanterna.

Vid provningarna fanns det en balk där ett stål släppte helt och några som bucklade upp. Om det var limmet eller träet som släppte kunde ibland vara svårt att avgöra. Därför kan en närmare undersökning av hur limmet mellan stålet och träet beter sig och fungerar kan vara bra att utföra.

Eftersom få balkar klarade de givna förutsättningarna för spännvidd på 6 m, kan vidare arbeten syfta till att undersöka vilka spännvidder de olika balkkonfigurationerna klarar med hänsyn till dimensioneringskriterier.

Det finns även andra aspekter kring stålförstärkta limträbalkar som kan undersökas. Exempel på detta kan vara:

- **Ekonomisk hållbarhet.** Är det ekonomiskt hållbart att förstärka balkarna? Kommer det att ge tillräcklig ökning i hållfasthet och styvhet i förhållande till extra materialkostnader och produktionskostnader?
- **Brandsäkerhet.** Stålets brandegenskaper är inte de bästa. Detta kan leda till att stålet måste kläs in, vilket ger ytterligare kostnader. Detta speciellt om stålet placeras i underkant.
- **Estetik.** Då stålet placeras i underkant och man av estetiska skäl vill ha synliga balkar kan dessa behöva kläs in med extra trä. Detta leder till ännu fler kostnader.

- **Montering.** För balkarna med stål i bara ena kanten kan risken för felmontering vara överhängande. Detta är däremot inget problem då stålet är uppdelat i båda kanterna.

8 Referenser

- [1] Jacob, J. Lucia Garzon Barragán, O. 2007. *Flexural Strengthening of Glued Laminated Timber Beams with Steel and Carbon Fiber Reinforced Polymers*. Master's Thesis 2007:28, Göteborg.
- [2] Persson, M. Wogelberg, S. 2011. *Analytical models of pre-stressed and reinforced glulam Beams*. Master's Thesis 2011:52, Göteborg.
- [3] André. A. 2007. *Strengthening of Timber Structures with Flax Fibres*. Licentiate Thesis. 2007, Luleå.
- [4] Burström, PG. 2007. *Byggnadsmaterial – Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Studentlitteratur, ISBN: 978-91-44-02738-8.
- [5] Isaksson, T. Mårtensson, A. Thelandersson, S. 2010. *Byggkonstruktion*. Studentlitteratur AB, Lund, ISBN:978-91-4407030-8
- [6] Carling, O. 2001, *Limträhandboken*, Svenskt Limträ AB, ISBN: 91-631-1453-4
- [7] Carling, O. m.fl., 2007. *Limträ guide*. Svenskt Limträ AB. ISBN: 91-630-3868-4
- [8] Isaksson, T. Mårtensson, A. 2010. *Byggkonstruktion – Regel och formelsamling*. Studentlitteratur. ISBN:978-91-44-07032-2
- [9] SS EN 10 025 – 2:2004. *Varmvalsade konstruktionsstål - Del 2: Tekniska leveransbestämmelser för olegerade stål*. SIS Förlag AB, Stockholm.
- [10] SS EN 14080:2013. *Träkonstruktioner - Limträ och limmat konstruktionsvirke – Krav*. SIS Förlag AB, Stockholm.
- [11] SS EN 408:2010+A1:2012. *Träkonstruktioner - Konstruktionsvirke och limträ - Bestämning av vissa fysikaliska och mekaniska egenskaper*. SIS Förlag AB, Stockholm. '
- [12] SS EN 1990. *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. SIS Förlag AB, Stockholm.

[13] SS EN 384:2010. *Träkonstruktioner - Konstruktionsvirke - Bestämning av karakteristiska värden för mekaniska egenskaper och densitet*. SIS Förlag AB, Stockholm.

9 Bilagor

9.1 APPENDIX 1 – VERKLIGT LASTFALL (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Materialdata

close all;
clear all;

%Trädimensioner
%Höjd limträ, [m]
h_lt_tot = 0.315;
%Bredd limträ, [m]
b_lt = 0.140;

%Ståldimensioner
%Höjd stål, [m]
h_st_1 = 0.008;           %Höjd för stål i underkant
h_st_2 = 0.008;           %Höjd för stål i ovankant
%Bredd stål, [m]
b_st = 0.110;

%Balkens spännvidd
%Spännvidd för balken, [m]
L_lt = 6;

%Dimensioneringsvärden för trä
%Dragning parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
ftk_lt = 19.5*10^6;
%Tryck parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
fck_lt = 24.5*10^6;
%Längssskjuvning, [Pa]
fvk_lt = 3.5*10^6;
%Elasticitetsmodul parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
E_lt = 13000*10^6;

%Dimensioneringsvärden för stål
%Dimensionerande värde, Stål S355, [Pa]
fyd_st = 355*10^6;
%Elasticitetsmodul, [Pa]
E_st = 210000*10^6*0.85;

%Egentlig trähöjd, [m]
h_lt = h_lt_tot - h_st_1 - h_st_2;

%Areor
%Trä
A_lt = h_lt * b_lt;
%Stål
A_st_1 = b_st * h_st_1;
A_st_2 = b_st * h_st_2;

%Ytttröghetsmoment, [m^4]
%Trä
I_lt = (b_lt * h_lt^3) / 12;
%Stål
```

```

I_st_1 = (b_st * h_st_1^3) / 12;
I_st_2 = (b_st * h_st_2^3) / 12;

%Data för tyngd på balken
%Egentyngd balk, [N/m3]
B_et = 4600;
%Egentyngd stål, [N/m3]
S_et = 77000;
%Egentyngd bjälklag, [N/m2]
Bl_et = 500;
%Last för kontorsändamål, [N/m2]
L_k = 2500;
%Lastbredd för tyngd på balken, [m]
Lb = 4;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Brottgränstillståndet

% Säkerhetsklass 2
gamma_d = 0.91;

% Karakteristiskt lastvärden, egentyngd
g_k_lt = B_et*A_lt; % egentyngd Limträ [N/m]
g_k_st = S_et*(A_st_1+A_st_2); % egentyngd Stål [N/m]
g_k_bl = Bl_et*Lb; % egentyngd bjkl [N/m]
g_k = g_k_lt + g_k_st + g_k_bl; % egentyngd totalt

% Karakteristiskt lastvärden, nyttig last
q_k = L_k*Lb; % kontorsändamål [N/m]

% Lastkombination STR, [N/m]
q_d = gamma_d*(1.2*g_k + 1.5*q_k);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Bruksgränstillståndet

% Reduktionsvärde för variabel last i bruksgränstillståndet, kontorslokal
Psi = 0.5;

% Frekvent lastkombination, [N/m]
q_db = (1.0*g_k + Psi*q_k);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Neutrala lagret

% Neutrala lagrets avstånd från botten av balken, [m]
y_avst_bot = ((E_st * A_st_1 * h_st_1 / 2) + (E_lt * A_lt * (h_st_1...
+ h_lt / 2)) + (E_st * A_st_2 * (h_st_1 + h_lt + h_st_2 / 2)))...
/ (E_st * A_st_1 + E_lt * A_lt + E_st * A_st_2);
y_avst_top = h_lt_tot - y_avst_bot;

% Tröghetsmoment för hela tvärsnittet, [m^4]
I_ts = (I_st_1 + A_st_1 * (y_avst_bot - h_st_1 / 2)^2) ...
+ (I_lt + A_lt * (abs((h_lt / 2 + h_st_1) - y_avst_bot)^2)) ...
+ (I_st_2 + A_st_2 * (y_avst_top - h_st_2 / 2)^2);

```

```

%Skriv ut
X = ['Avstånd från botten av tvärsnittet till neutrala lagret: ', num2str(y_avst_bot), ' m'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Böjstyvheten EI

% Hela tvärsnittets böjstyvhét, [Nm^2]
D_EI = ((E_st * I_st_1 + E_st * A_st_1 * (y_avst_bot - h_st_1 / 2)^2) ...
        + (E_lt * I_lt + E_lt * A_lt * (abs((h_lt / 2 + h_st_1) ...
        - y_avst_bot)^2)) ...
        + (E_st * I_st_2 + E_st * A_st_2 * (y_avst_top - h_st_2 / 2)^2));

%Skriv ut
X = ['EI: ', num2str(D_EI/10^6), ' MNm^2'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Maximala spänningar i drag och tryck

%Max moment som balken utsätts för, [Nm]
M_max = ((q_d * L_lt^2) / 8);

%Dragspänning i limträbalken, [Pa]
sigma_lt_drag = ((E_lt * M_max * (y_avst_bot - h_st_1)) ...
                / D_EI);

%Tryckspänning i limträbalken, [Pa]
sigma_lt_tryck = ((E_lt * M_max * (y_avst_top - h_st_2)) ...
                / D_EI);

%Dragspänning i stålet, [Pa]
sigma_st_drag = ((E_st * M_max * y_avst_bot) ...
                / D_EI);

%Tryckspänning i stålet, [Pa]
sigma_st_tryck = ((E_st * M_max * y_avst_top) ...
                / D_EI);

%Skriv ut
X = ['Maximal dragspänning som stålet utsätts för: ', ...
     num2str(sigma_st_drag/10^6), ' MPa'];
disp(X);
%Skriv ut
X = ['Maximal dragspänning som träet utsätts för: ', ...
     num2str(sigma_lt_drag/10^6), ' MPa'];
disp(X);
%Skriv ut
X = ['Maximal tryckspänning som träet utsätts för: ', ...
     num2str(sigma_lt_tryck/10^6), ' MPa'];
disp(X);

```



```

%Skriv ut
X = ['Maximal tryckspänning som stålet utsätts för: ',...
    num2str(sigma_st_tryck/10^6), ' MPa'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Maximal tvärkraft

%Max tvärkraft som balken utsätts för, [KN]
V_max = ((q_d * L_lt) / 2);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Maximal skjuvspänning

if h_st_2 == 0;
    %Den avskjuvade delytans statiska moment kring böjaxeln, [m^3]
    S_y = ((y_avst_top * b_lt) * (y_avst_top / 2));
else
    %Den avskjuvade delytans statiska moment kring böjaxeln, [m^3]
    S_y = ((y_avst_bot * b_lt) * (y_avst_bot / 2));
end

% Reduceringsvärde för bredden på limträtvårsnittet beroende av srpickor
% m.m.
k_cr = 0.86;

% Skjuvspänningen balken utsätts för, [Pa]
tau_max = ((V_max * S_y) / (I_ts * b_lt * k_cr));

%Skriv ut
X = ['Maximal skjuvspänning som balken utsätts för: ',...
    num2str(tau_max/10^6), ' MPa'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Maximal deformation

%Maximal nedböjning av balken, [m]
v_ned = (5 * q_db * L_lt^4) / (384 * D_EI);

%Skriv ut
X = ['Total nedböjning för balken: ',...
    num2str(v_ned), ' m'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

9.2 APPENDIX 2- PROVNINGSBALK (MATLAB)

%%%

```
close all;
clear all;

% Trädimensioner
% Höjd limträ, [m]
h_lt_tot = 0.270;
% Bredd limträ, [m]
b_lt = 0.115;

% Ståldimensioner
% Höjd stål, [m]
h_st_1 = 0.010; % Höjd för stål i underkant
h_st_2 = 0.000; % Höjd för stål i ovkant
% Bredd stål, [m]
b_st = 0.080;

% Balkens spännvidd
% Spännvidd för balken, [m]
L_lt = 4.86;

% Avstånd till punktlaster från upplägg
a = L_lt/3;

%Dimensioneringsvärden för trä
%Dragning parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
ftk_lt = 19.5*10^6;
%Tryck parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
fck_lt = 24.5*10^6;
%Längsskjuvning, [Pa]
fvk_lt = 3.5*10^6;

%Dimensioneringsvärden för stål
%Dimensionerande värde, Stål S355, [Pa]
fyd_st = 355*10^6;

% Elasticitetsmodul parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
E_lt = 13000*10^6;

% Elasticitetsmodul, [Pa]
E_st = 210000*10^6*0.85;

% Tillåten nedböjning
ned_till = L_lt/300;

% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt = h_lt_tot - h_st_1 - h_st_2;

% Area trä
A_lt = h_lt * b_lt;
% Area stål
A_st_1 = b_st * h_st_1;
A_st_2 = b_st * h_st_2;

% Yttröghetsmoment, [m^4]
% Trä
```

```

I_lt = (b_lt * h_lt^3) / 12;
% Stål
I_st_1 = (b_st * h_st_1^3) / 12;
I_st_2 = (b_st * h_st_2^3) / 12;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Neutrala lagret

%Neutrala lagrets avstånd från botten av balken, [m]
y_avst_bot = ((E_st * A_st_1 * h_st_1 / 2) + (E_lt * A_lt * (h_st_1...
+ h_lt / 2)) + (E_st * A_st_2 * (h_st_1 + h_lt + h_st_2 / 2)))...
/ (E_st * A_st_1 + E_lt * A_lt + E_st * A_st_2);
y_avst_top = h_lt_tot - y_avst_bot;

%Tröghetsmoment för hela tvärsnittet, [m^4]
I_ts = (I_st_1 + A_st_1 * (y_avst_bot - h_st_1 / 2)^2) ...
+ (I_lt + A_lt * (abs((h_lt / 2 + h_st_1) - y_avst_bot)^2)) ...
+ (I_st_2 + A_st_2 * (y_avst_top - h_st_2 / 2)^2);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Böjstyvheten EI

% Hela tvärsnittets böjstyvhet, [Nm^2]
D_EI = ((E_st * I_st_1 + E_st * A_st_1 * (y_avst_bot - h_st_1 / 2)^2)...
+ (E_lt * I_lt + E_lt * A_lt * (abs((h_lt / 2 + h_st_1)...
- y_avst_bot)^2))...
+ (E_st * I_st_2 + E_st * A_st_2 * (y_avst_top - h_st_2 / 2)^2));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Nedböjning

P_ned = (ned_till*24*D_EI)/(a*(3*L_lt^2-4*a^2));

% Skriv ut
X = ['P för nedböjning: ',num2str(P_ned/1000), ' KN'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Skjuvspänning
if h_st_2 == 0;
    %Den avskjuvade delytans statiska moment kring böjaxeln, [m^3]
    S_y = ((y_avst_top * b_lt) * (y_avst_top / 2));
else
    %Den avskjuvade delytans statiska moment kring böjaxeln, [m^3]
    S_y = ((y_avst_bot * b_lt) * (y_avst_bot / 2));
end

% Reduceringsvärde för bredden på limträtvärsnittet beroende av srpickor
% m.m.
k_cr = 0.67;

V_max = (fvk_lt*I_ts*b_lt*k_cr)/S_y;

% 3*a endast om det är samma avstånd mellan punklast-stöd och

```

```

% punklast-punktlast
P_skjuv = (V_max*L_lt)/(3*a);

% Skriv ut
X = ['P för skjuvspänning: ', num2str(P_skjuv/1000), ' KN'];
disp(X);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Drag- och tryckspänningar
% Max moment, Dragspänning i limträbalken, [Pa]
M_max_lt_drag = (ftk_lt*D_EI)/(E_lt*(y_avst_bot - h_st_1));

% Max moment, Tryckspänning i limträbalken, [Pa]
M_max_lt_tryck = (fck_lt*D_EI)/(E_lt*(y_avst_top - h_st_2));

% Max moment, Dragspänning i stålet, [Pa]
M_max_st_drag = (fyd_st*D_EI)/(E_st*y_avst_bot);

% Max moment, Tryckspänning i stålet, [Pa]
M_max_st_tryck = (fyd_st*D_EI)/(E_st*y_avst_top);

% Max punktlaster
P_sp_ltd = M_max_lt_drag/a;
P_sp_ltt = M_max_lt_tryck/a;
P_sp_std = M_max_st_drag/a;
P_sp_stt = M_max_st_tryck/a;

% Skriv ut
X = ['P för dragspänning trä: ', num2str(P_sp_ltd/1000), ' KN'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['P för tryckspänning trä: ', num2str(P_sp_ltt/1000), ' KN'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['P för dragspänning stål: ', num2str(P_sp_std/1000), ' KN'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['P för tryckspänning stål: ', num2str(P_sp_stt/1000), ' KN'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['M för dragspänning trä: ', num2str(M_max_lt_drag/1000), ' KNm'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['M för tryckspänning trä: ', num2str(M_max_lt_tryck/1000), ' KNm'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['M för dragspänning stål: ', num2str(M_max_st_drag/1000), ' KNm'];
disp(X);

% Skriv ut
X = ['M för tryckspänning stål: ', num2str(M_max_st_tryck/1000), ' KNm'];
disp(X);

```

9.3 APPENDIX 3 – BÖJSTYVHETSDIAGRAM (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Materialdata

close all;          % stänger alla eventuellt öppna figurfönster
clear all;          % raderar alla variabler

%Trädimensioner
%Höjder limträ, [m]
h_lt_tot_a = 0.270;
h_lt_tot_b = 0.315;
h_lt_tot_c = 0.360;
%Bredd limträ, [m]
b_lt = 0.090;

%Ståldimensioner
%Höjd stål, [m]%
% skapar en vektor med stålhöjder 0-15 mm
h_st_1 = [0:0.001:0.015];          %Höjd för stål i underkant
h_st_2 = [0:0.001:0.015];          %Höjd för stål i ovkant

%Bredd stål, [m]
b_st = 0.060;

%Elasticitetsmodul parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
E_lt = 13000*10^6;

%Dimensioneringsvärden för stål
%Dimensionerande värde, Stål S355, [Pa]
fyd_st = 355*10^6;
%Elasticitetsmodul, [Pa]
E_st = 210000*10^6*0.85;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)

    % Stål endast u.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_1(i);
    [y0_1(i),D_EI_1_a(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i),b_st,E_st,h_lt_a,b_lt,E_lt,0,b_st,E_st);

    % Stål både u.k. och ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
    [y0(i),D_EI_a(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i)/2,b_st,E_st,h_lt_a,b_lt,E_lt,h_st_2(i)/2,b_st,E_st);

    % Stål endast ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_2(i);
    [y0_2(i),D_EI_2_a(i)] =
    bendstiff(0,b_st,E_st,h_lt_a,b_lt,E_lt,h_st_2(i),b_st,E_st);

end
```

```

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)

    % Stål endast u.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_1(i);
    [y0_1(i),D_EI_1_b(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i),b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,0,b_st,E_st);

    % Stål både u.k. och ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
    [y0(i),D_EI_b(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i)/2,b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,h_st_2(i)/2,b_st,E_st);

    % Stål endast ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_2(i);
    [y0_2(i),D_EI_2_b(i)] =
    bendstiff(0,b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,h_st_2(i),b_st,E_st);

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)

    % Stål endast u.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_1(i);
    [y0_1(i),D_EI_1_c(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i),b_st,E_st,h_lt_c,b_lt,E_lt,0,b_st,E_st);

    % Stål både u.k. och ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
    [y0(i),D_EI_c(i)] =
    bendstiff(h_st_1(i)/2,b_st,E_st,h_lt_c,b_lt,E_lt,h_st_2(i)/2,b_st,E_st);

    % Stål endast ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_2(i);
    [y0_2(i),D_EI_2_c(i)] =
    bendstiff(0,b_st,E_st,h_lt_c,b_lt,E_lt,h_st_2(i),b_st,E_st);

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% Stål i överkant kommer inte att plottas då denna är exakt samma som för
% stål i underkant

figure;      % skapar en figur;

```

```

hold on;      % tillåter flera plottar i samma figur
box on;       % skapar "ram" runt plottytan för att lättare kunna läsa av
plot(h_st_1,D_EI_1_a,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-axeln.
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_a,'k--') % plottar h_st på x-axeln och D_EI
på y-axeln.
% plot(h_st_2,D_EI_2_a,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-
axeln.
plot(h_st_1,D_EI_1_b,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-axeln.
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_b,'k--') % plottar h_st på x-axeln och D_EI
på y-axeln.
% plot(h_st_2,D_EI_2_b,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-
axeln.
plot(h_st_1,D_EI_1_c,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-axeln.
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_c,'k--') % plottar h_st på x-axeln och D_EI
på y-axeln.
% plot(h_st_2,D_EI_2_c,'k-') % plottar h_st på x-axeln och D_EI på y-
axeln.
% Här plottat med svart färg, linjer eller streckade linjer
title('Böjstyvhets/ståltjockleksdiagram');
hleg1 = legend('UK eller ÖK','UK & ÖK');
xlabel('Ståltjocklek [m]') % text under x-axeln
ylabel('Böjstyvhets D_{EI} [Nm^2]') % text vid y-axeln
axis([0 0.015 0 12e6]) % ställer in axlar om man vill (x_min x_max y_min
y_max)

% Normaliserad böjstyvhets, d.v.s. kvoten mellan böjstyvhets med
förstärkning
% och böjstyvhets utan förstärkning.
figure;
hold on;
box on;
plot(h_st_1,D_EI_1_a/D_EI_1_a(1),'k-')
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_a/D_EI_a(1),'k--')
% plot(h_st_2,D_EI_2_a/D_EI_2_a(1),'r-')
plot(h_st_1,D_EI_1_b/D_EI_1_b(1),'k-')
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_b/D_EI_b(1),'k--')
% plot(h_st_2,D_EI_2_b/D_EI_2_b(1),'r-')
plot(h_st_1,D_EI_1_c/D_EI_1_c(1),'k-')
plot(h_st_1/2+h_st_2/2,D_EI_c/D_EI_c(1),'k--')
% plot(h_st_2,D_EI_2_c/D_EI_2_c(1),'r-')
% "D_EI/D_EI(1)" betyder att alla element i vektorn D_EI divideras med
det
% första värdet i vektorn, alltså värdet för h_st_1 = h_st_2 = 0.
title('Normaliserad Böjstyvhets/ståltjockleksdiagram');
hleg1 = legend('UK eller ÖK','UK & ÖK');
xlabel('Ståltjocklek [m]')
ylabel('Normaliserad böjstyvhets D_{EI,LT+ST}/D_{EI,LT} [-]')
axis([0 0.015 1 3])

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

9.4 APPENDIX 4 - NEDBÖJNINGSDIAGRAM (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Deformation

close all;
clear all;

% Trädimensioner
% Höjder limträ, [m]
h_lt_tot_a = 0.270;
h_lt_tot_b = 0.315;
h_lt_tot_c = 0.360;
% Bredd limträ, [m]
b_lt = 0.090;

% Ståldimensioner
% Höjd stål, [m]
h_st_1 = 0:0.001:0.015;          % Höjd för stål i underkant
h_st_2 = 0:0.001:0.015;          % Höjd för stål i ovkant
% Bredd stål, [m]
b_st = 0.060;

% Balkens spännvidd
% Spännvidd för balken, [m]
L_lt = 6;

% Elasticitetsmodul parallellt fibrerna, karakteristiskt värde, [Pa]
E_lt = 13000*10^6;

% Elasticitetsmodul, [Pa]
E_st = 210000*10^6*0.85;

%Data för tyngd på balken
% Egentyngd balk, [N/m^3]
B_et = 4600;
% Egentyngd stål, [N/m^3]
S_et = 77000;
% Egentyngd bjälklag, [N/m^2]
Bl_et = 500;
% Last för kontorsändamål, [N/m^2]
L_k = 2500;
% Lastbredd för tyngd på balken, [m]
Lb = 4;

% Säkerhetsklass 2
gamma_d = 0.91;

% Reduktionsvärde för variabel last i bruksgränstillståndet, kontorslokal
Psi = 0.5;

% Tillåten nedböjning
ned = L_lt/300;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)
```



```

% Stål endast i u.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_1(i);
% Areor
A_lt_a = h_lt_a * b_lt; % Trä
A_st_1 = b_st * h_st_1(i); % Stål i underkant

% Åkalla specifika funkttioner där vissa värden sätts in och andra
% värden fås ut.
[y0(i), D_EI_1_a(i)] =
bendstiff(h_st_1(i), b_st, E_st, h_lt_a, b_lt, E_lt, 0, b_st, E_st);
[q_d(i), q_db_1_a(i)] =
Laster(gamma_d, Psi, B_et, A_lt_a, S_et, A_st_1, 0, Bl_et, Lb, L_k);
[v_ned_1_a(i)] = Deformation(q_db_1_a(i), L_lt, D_EI_1_a(i));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% Stål både i u.k. och ö.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
% Areor
A_lt_a = h_lt_a * b_lt; % Trä
A_st_1 = b_st * h_st_1(i); % Stål i underkant
A_st_2 = b_st * h_st_2(i); % Stål i ovankant

[y0(i), D_EI_a(i)] =
bendstiff(h_st_1(i)/2, b_st, E_st, h_lt_a, b_lt, E_lt, h_st_2(i)/2, b_st, E_st);
[q_d(i), q_db_a(i)] =
Laster(gamma_d, Psi, B_et, A_lt_a, S_et, A_st_1, A_st_2, Bl_et, Lb, L_k);
[v_ned_a(i)] = Deformation(q_db_a(i), L_lt, D_EI_a(i));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% Stål endast i ö.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_a = h_lt_tot_a - h_st_2(i);
% Areor
A_lt_a = h_lt_a * b_lt; % Trä
A_st_2 = b_st * h_st_2(i); % Stål i ovankant

[y0(i), D_EI_2_a(i)] =
bendstiff(0, b_st, E_st, h_lt_a, b_lt, E_lt, h_st_2(i), b_st, E_st);
[q_d(i), q_db_2_a(i)] =
Laster(gamma_d, Psi, B_et, A_lt_a, S_et, 0, A_st_2, Bl_et, Lb, L_k);
[v_ned_2_a(i)] = Deformation(q_db_2_a(i), L_lt, D_EI_2_a(i));
end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)
% Stål endast i u.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_1(i);
% Areor
A_lt_b = h_lt_b * b_lt; % Trä
A_st_1 = b_st * h_st_1(i); % Stål i underkant

% Åkalla specifika funkttioner där vissa värden sätts in och andra

```

```

    % värden fås ut.
    [y0(i),D_EI_1_b(i)] =
bendstiff(h_st_1(i),b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,0,b_st,E_st);
    [q_d(i),q_db_1_b(i)] =
Laster(gamma_d,Psi,B_et,A_lt_b,S_et,A_st_1,0,Bl_et,Lb,L_k);
    [v_ned_1_b(i)] = Deformation(q_db_1_b(i),L_lt,D_EI_1_b(i));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

    % Stål både i u.k. och ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
    % Areor
    A_lt_b = h_lt_b * b_lt;           % Trä
    A_st_1 = b_st * h_st_1(i);        % Stål i underkant
    A_st_2 = b_st * h_st_2(i);        % Stål i ovankant

    [y0(i),D_EI_b(i)] =
bendstiff(h_st_1(i)/2,b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,h_st_2(i)/2,b_st,E_st);
    [q_d(i),q_db_b(i)] =
Laster(gamma_d,Psi,B_et,A_lt_b,S_et,A_st_1,A_st_2,Bl_et,Lb,L_k);
    [v_ned_b(i)] = Deformation(q_db_b(i),L_lt,D_EI_b(i));

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

    % Stål endast i ö.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_b = h_lt_tot_b - h_st_2(i);
    % Areor
    A_lt_b = h_lt_b * b_lt;           % Trä
    A_st_2 = b_st * h_st_2(i);        % Stål i ovankant

    [y0(i),D_EI_2_b(i)] =
bendstiff(0,b_st,E_st,h_lt_b,b_lt,E_lt,h_st_2(i),b_st,E_st);
    [q_d(i),q_db_2_b(i)] =
Laster(gamma_d,Psi,B_et,A_lt_b,S_et,0,A_st_2,Bl_et,Lb,L_k);
    [v_ned_2_b(i)] = Deformation(q_db_2_b(i),L_lt,D_EI_2_b(i));
end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

for i=1:length(h_st_1)
    % Stål endast i u.k.
    % Egentlig trähöjd, [m]
    h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_1(i);
    % Areor
    A_lt_c = h_lt_c * b_lt;           % Trä
    A_st_1 = b_st * h_st_1(i);        % Stål i underkant

    % Åkalla specifika funkttioner där vissa värden sätts in och andra
    % värden fås ut.
    [y0(i),D_EI_1_c(i)] =
bendstiff(h_st_1(i),b_st,E_st,h_lt_c,b_lt,E_lt,0,b_st,E_st);
    [q_d(i),q_db_1_c(i)] =
Laster(gamma_d,Psi,B_et,A_lt_c,S_et,A_st_1,0,Bl_et,Lb,L_k);
    [v_ned_1_c(i)] = Deformation(q_db_1_c(i),L_lt,D_EI_1_c(i));
end

```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% Stål både i u.k. och ö.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_1(i)/2 - h_st_2(i)/2;
% Areor
A_lt_c = h_lt_c * b_lt; % Trä
A_st_1 = b_st * h_st_1(i); % Stål i underkant
A_st_2 = b_st * h_st_2(i); % Stål i ovankant

[y0(i), D_EI_c(i)] =
bendstiff(h_st_1(i)/2, b_st, E_st, h_lt_c, b_lt, E_lt, h_st_2(i)/2, b_st, E_st);
[q_d(i), q_db_c(i)] =
Laster(gamma_d, Psi, B_et, A_lt_c, S_et, A_st_1, A_st_2, Bl_et, Lb, L_k);
[v_ned_c(i)] = Deformation(q_db_c(i), L_lt, D_EI_c(i));
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% Stål endast i ö.k.
% Egentlig trähöjd, [m]
h_lt_c = h_lt_tot_c - h_st_2(i);
% Areor
A_lt_c = h_lt_c * b_lt; % Trä
A_st_2 = b_st * h_st_2(i); % Stål i ovankant

[y0(i), D_EI_2_c(i)] =
bendstiff(0, b_st, E_st, h_lt_c, b_lt, E_lt, h_st_2(i), b_st, E_st);
[q_d(i), q_db_2_c(i)] =
Laster(gamma_d, Psi, B_et, A_lt_c, S_et, 0, A_st_2, Bl_et, Lb, L_k);
[v_ned_2_c(i)] = Deformation(q_db_2_c(i), L_lt, D_EI_2_c(i));
end
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```
% Stål i överkant kommer inte att plottas då denna är exakt samma som för
% stål i underkant
```

```
figure; % skapar en figur;
hold on; % tillåter flera plottar i samma figur
box on; % skapar "ram" runt plottytan för att lättare kunna läsa av
plot(h_st_1, v_ned_1_a, 'k-') % plottar nedböjning för stål i u.k., balk
270
plot(h_st_1, v_ned_a, 'k--') % plottar nedböjning för stål i både u.k. och
ö.k. balk 270
% plot(h_st_1, v_ned_2_a, 'k-') % plottar nedböjning för stål i ö.k. balk
270
plot(h_st_1, v_ned_1_b, 'k-') % plottar nedböjning för stål i u.k., balk
315
plot(h_st_1, v_ned_b, 'k--') % plottar nedböjning för stål i både u.k. och
ö.k. balk 315
% plot(h_st_1, v_ned_2_a, 'k-') % plottar nedböjning för stål i ö.k. balk
315
plot(h_st_1, v_ned_1_c, 'k-') % plottar nedböjning för stål i u.k., balk
360
plot(h_st_1, v_ned_c, 'k--') % plottar nedböjning för stål i både u.k. och
ö.k. balk 360
% plot(h_st_1, v_ned_2_a, 'k-') % plottar nedböjning för stål i ö.k. balk
360
```

```

plot([0,0.015],[ned,ned],'r') % plottar maximal nedböjning (Llt/300)

text(0.0007,0.062,'90x270 mm^2'); % Skriver ut text i diagrammet vid
specifik punkt
text(0.0007,0.040,'90x315 mm^2'); % Skriver ut text i diagrammet vid
specifik punkt
text(0.0007,0.028,'90x360 mm^2'); % Skriver ut text i diagrammet vid
specifik punkt
title('Nedböjning/ståltjocklekdiagram');
hleg1 = legend('UK eller ÖK','UK & ÖK');
xlabel('Ståltjocklek [m]') % text under x-axeln
ylabel('Nedböjning [m]') % text vid y-axeln
axis([0 0.015 0 0.07]) % ställer in axlar

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

9.5 APPENDIX 5 – FUNKTION FÖR BÖJSTYVHET (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

function [y0,D_EI] = bendstiff(h1,b1,E1,h0,b0,E0,h2,b2,E2)
% Bestämmer läget för referens axel (neutrala lagret vid ren böjning) och
% böjstyvhet för tvärsnitt sammansatt av tre delar. De tre delarna antas
% vara rektangulära. Del 1 och del 2 är placerade i balkens underkant
% respektive överkant, Del 0 placerad mellan del 1 och del 2. Total höjd
% för tvärsnittet är h1 + h0 + h2.
%
% INPUT
% h2 = höjd för del 2
% b2 = bredd för del 2
% E2 = elasticitetsmodul för del 2
%
% h0 = höjd för del 0
% b0 = bredd för del 0
% E0 = elasticitetsmodul för del 0
%
% h1 = höjd för del 1
% b1 = bredd för del 1
% E1 = elasticitetsmodul för del 1
%
% OUTPUT
% y0      = Avstånd från balkens underkant till referens axeln
% D_EI    = Böjstyvhet för det sammansatta tvärsnittet

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

% area för del 2 (ö.k.):
A2 = b2*h2;

% area för del 0:
A0 = b0*h0;

% area för del 1 (u.k.):
A1 = b1*h1;

% Läge för referens axel
y0 = (E1*A1*h1/2+E0*A0*(h1+h0/2)+E2*A2*(h1+h0+h2/2))/...
      (E1*A1+E0*A0+E2*A2);

% Böjstyvhet för sammansatt tvärsnitt
D_EI = E1*b1*1/3*((h1-y0)^3 + y0^3) + ...
        E0*b0*1/3*((h1+h0-y0)^3 - (h1-y0)^3) + ...
        E2*b2*1/3*((h1+h0+h2-y0)^3 - (h1+h0-y0)^3);

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

9.6 APPENDIX 6 – FUNKTION FÖR NEDBÖJNING (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

function [v_ned] = Deformation(q_db,L_lt,D_EI)
% Bestämmer nedböjningen för balken
%
% INPUT
% % q_db = Last i bruksgränstillståndet
% % L_lt = Längd limträbalk
% % D_EI = Böjstyvheten för ehal tvärsnittet
% OUTPUT
% v_ned = Nedböjning för balken

% Maximal nedböjning av balken, [m]
v_ned = ((5*q_db*L_lt^4)/(384*D_EI));

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

9.7 APPENDIX 7 – FUNKTION FÖR LASTER (MATLAB)

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

function [q_d,q_db] = Laster(gamma_d,Psi,B,Alt,S,A1,A2,B1,Lb,L)

% Bestämmer laster som verkar i brottgränstillståndet och
% bruksgränstillståndet.
%
% INPUT
% gamma = Säkerhetsklass
% Psi = Reduktionsvärde för variabel last i bruksgränstillståndet
% B = Limträbalk egentygnd
% Alt = Area limträbalk
% S = Stål egentygnd
% A1 = Area stål underkant
% A2 = Area stål ovkant
% B1 = Bjälklag egentygnd
% Lb = Lastbredd
% L = Last för kontorsändamål
%
% OUTPUT
% q_d = Last i brukgränstillståndet
% q_db = Last i bruksgränstillståndet

% Karakteristiskt lastvärden, egentygnd
g_k_lt = B*Alt; % egentygnd Limträ [N/m]
g_k_st = S*(A1+A2); % egentygnd Stål [N/m]
g_k_bl = B1*Lb; % egentygnd bjkl [N/m]
g_k = g_k_lt + g_k_st + g_k_bl; % egentygnd totalt

% Karakteristiskt lastvärden, nyttig last
q_k = L*Lb; % kontorsändamål [N/m]

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% Brottgränstillståndet

%Lastkombination STR, [N/m]
q_d = gamma_d*(1.2*g_k + 1.5*q_k);

%% Bruksgränstillståndet

%Frekvent lastkombination, [N/m]
q_db = (1.0*g_k + Psi*q_k);

end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

9.8 APPENDIX 8 – SPÄNNINGAR I TRÄ OCH STÅL

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål					
90x270mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa
0mm stål	-	-	✗	✗ 65,66	✗ 4,41
8mm stål u.k.	✗ 472,97	-	✗ 31,93	✗ 50,48	✗ 5,74
8mm stål ö.k.	-	✗ 472,97	✗ 50,48	✗ 31,93	✗ 5,74
4mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 530,48	✗ 530,48	✗ 37,49	✗ 37,49	✗ 4,55
10mm stål u.k.	✗ 426,72	-	✗ 28,11	✗ 48,95	✗ 5,86
10mm stål ö.k.	-	✗ 426,72	✗ 48,95	✗ 28,11	✗ 5,86
5mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 482,79	✗ 482,79	✗ 33,86	✗ 33,86	✗ 4,59
12mm stål u.k.	✗ 390,18	-	✗ 25,03	✗ 47,79	✗ 5,94
12mm stål ö.k.	-	✗ 390,18	✗ 47,79	✗ 25,03	✗ 5,94
6mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 443,58	✗ 443,58	✗ 30,87	✗ 30,87	✗ 4,62
14mm stål u.k.	✗ 360,70	-	✗ 22,48	✗ 46,88	✗ 5,99
14mm stål ö.k.	-	✗ 360,70	✗ 46,88	✗ 22,48	✗ 5,99
7mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 410,77	✗ 410,77	✗ 28,36	✗ 28,36	✗ 4,66
16mm stål u.k.	✓ 336,52	-	✗ 20,32	✗ 46,17	✗ 6,01
16mm stål ö.k.	-	✓ 336,52	✗ 46,17	✗ 20,32	✗ 6,01
8mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 382,92	✗ 382,92	✗ 26,24	✗ 26,24	✗ 4,69
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt					
fyd = 355 Mpa, fcd = 15,68 MPa, ftd = 12,48 MPa, fvd = 2,24 MPa					

Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt

$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 15,68 \text{ MPa}$, $f_{td} = 12,48 \text{ MPa}$, $f_{vd} = 2,24 \text{ MPa}$

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål						
90x360mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa	
0mm stål	-	-	✗ 37,03	✗ 37,03	✗ 3,32	
8mm stål u.k.	✓ 300,80	-	✗ 20,76	✗ 29,64	✗ 4,18	
8mm stål ö.k.	-	✓ 300,80	✗ 29,64	✗ 20,76	✗ 4,18	
4mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 332,73	✓ 332,73	✗ 23,69	✗ 23,69	✗ 3,40	
10mm stål u.k.	✓ 274,54	-	✗ 18,64	✗ 28,75	✗ 4,29	
10mm stål ö.k.	-	✓ 274,54	✗ 28,75	✗ 18,64	✗ 4,29	
5mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 307,03	✓ 307,03	✗ 21,74	✗ 21,74	✗ 3,42	
12mm stål u.k.	✓ 253,09	-	✗ 16,88	✗ 28,03	✗ 4,37	
12mm stål ö.k.	-	✓ 253,09	✗ 28,03	✗ 16,88	✗ 4,37	
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 285,26	✓ 285,26	✗ 20,08	✗ 20,08	✗ 3,44	
14mm stål u.k.	✓ 235,28	-	✗ 15,40	✗ 27,45	✗ 4,43	
14mm stål ö.k.	-	✓ 235,28	✗ 27,45	✓ 15,40	✗ 4,43	
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 266,61	✓ 266,61	✗ 18,66	✗ 18,66	✗ 3,46	
16mm stål u.k.	✓ 220,29	-	✗ 14,13	✗ 26,98	✗ 4,47	
16mm stål ö.k.	-	✓ 220,29	✗ 26,98	✓ 14,13	✗ 4,47	
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 250,43	✓ 250,43	✗ 17,43	✗ 17,43	✗ 3,48	
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt						
f _{yd} = 355 MPa, f _{cd} = 15,68 MPa, f _{td} = 12,48 MPa, f _{vd} = 2,24 MPa						

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål					
115x270mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa
0mm stål	-	-	✗ 51,50	✗ 51,50	✗ 3,46
8mm stål u.k.	✗ 362,84	-	✗ 24,48	✗ 39,32	✗ 4,52
8mm stål ö.k.	-	✗ 362,84	✗ 39,32	✗ 24,48	✗ 4,52
4mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 408,13	✗ 408,13	✗ 28,84	✗ 28,84	✗ 3,56
10mm stål u.k.	✓ 326,66	-	✗ 21,50	✗ 38,13	✗ 4,61
10mm stål ö.k.	-	✓ 326,66	✗ 38,13	✗ 21,50	✗ 4,61
5mm stål i u.k. och ö.k.	✗ 370,58	✗ 370,58	✗ 25,99	✗ 25,99	✗ 3,59
12mm stål u.k.	✓ 298,22	-	✗ 19,10	✗ 37,23	✗ 4,67
12mm stål ö.k.	-	✓ 298,22	✗ 37,23	✗ 19,10	✗ 4,67
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 339,83	✓ 339,83	✗ 23,65	✗ 23,65	✗ 3,62
14mm stål u.k.	✓ 275,36	-	✗ 17,12	✗ 36,54	✗ 4,70
14mm stål ö.k.	-	✓ 275,36	✗ 36,54	✗ 17,12	✗ 4,70
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 314,21	✓ 314,21	✗ 21,70	✗ 21,70	✗ 3,64
16mm stål u.k.	✓ 256,68	-	✗ 15,45	✗ 36,00	✗ 4,71
16mm stål ö.k.	-	✓ 256,68	✗ 36,00	✓ 15,45	✗ 4,71
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 292,54	✓ 292,54	✗ 20,04	✗ 20,04	✗ 3,67
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt					
fyd = 355 Mpa, fcd = 15,68 MPa, ftd = 12,48 MPa, fvd = 2,24 MPa					

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål						
115x315mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa	
0mm stål	-	-	✗ 37,90	✗ 37,90	✗	2,97
8mm stål u.k.	✓ 285,81	-	✗ 19,54	✗ 19,58	✗	3,82
8mm stål ö.k.	-	✓ 285,81	✗ 29,58	✗ 19,54	✗	3,82
4mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 319,20	✓ 319,20	✗ 22,66	✗ 22,66	✗	3,05
10mm stål u.k.	✓ 258,84	-	✗ 17,34	✗ 28,68	✗	3,91
10mm stål ö.k.	-	✓ 258,84	✗ 28,68	✗ 17,34	✗	3,91
5mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 292,00	✓ 292,00	✗ 20,59	✗ 20,59	✗	3,07
12mm stål u.k.	✓ 237,25	-	✗ 15,55	✗ 27,98	✗	3,97
12mm stål ö.k.	-	✓ 237,25	✗ 27,98	✓ 15,55	✗	3,97
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 269,37	✓ 269,37	✗ 18,87	✗ 18,87	✗	3,09
14mm stål u.k.	✓ 219,62	-	✗ 14,07	✗ 27,42	✗	4,01
14mm stål ö.k.	-	✓ 219,62	✗ 27,42	✓ 14,07	✗	4,01
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 250,27	✓ 250,27	✗ 17,42	✗ 17,42	✗	3,11
16mm stål u.k.	✓ 205,01	-	✗ 12,80	✗ 26,98	✗	4,03
16mm stål ö.k.	-	✓ 205,01	✗ 26,98	✓ 12,80	✗	4,03
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 233,93	✓ 233,93	✗ 16,17	✗ 16,17	✗	3,13
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt						
fyd = 355 MPa, fcd = 15,68 MPa, ftd = 12,48 MPa, fvd = 2,24 MPa						

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål						
140x270mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa	
0mm stål	-	-	✗ 42,39	✗ 42,39	✗ 2,85	
8mm stål u.k.	✓ 279,46	-	✗ 18,81	✗ 31,71	✗ 3,75	
8mm stål ö.k.	-	✓ 279,46	✗ 31,71	✗ 18,81	✗ 3,75	
4mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 316,90	✓ 316,90	✗ 22,40	✗ 22,40	✗ 2,91	
10mm stål u.k.	✓ 250,04	-	✗ 16,40	✗ 30,76	✗ 3,81	
10mm stål ö.k.	-	✓ 250,04	✗ 30,76	✗ 16,40	✗ 3,81	
5mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 285,75	✓ 285,75	✗ 20,04	✗ 20,04	✗ 2,93	
12mm stål u.k.	✓ 227,22	-	✗ 14,48	✗ 31,05	✗ 3,85	
12mm stål ö.k.	-	✓ 227,22	✗ 31,05	✓ 14,48	✗ 3,85	
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 260,58	✓ 260,58	✗ 18,13	✗ 18,13	✗ 2,95	
14mm stål u.k.	✓ 209,09	-	✗ 12,91	✗ 29,51	✗ 3,86	
14mm stål ö.k.	-	✓ 209,09	✗ 29,51	✓ 12,91	✗ 3,86	
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 239,83	✓ 239,83	✗ 16,56	✗ 16,56	✗ 2,96	
16mm stål u.k.	✓ 194,41	-	✓ 11,60	✗ 29,10	✗ 3,87	
16mm stål ö.k.	-	✓ 194,41	✗ 29,10	✓ 11,60	✗ 3,87	
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 222,44	✓ 222,44	✗ 15,24	✓ 15,24	✗ 2,98	
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt						
fyd = 355 MPa, fcd = 15,68 MPa, ftd = 12,48 MPa, fvd = 2,24 MPa						

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål					
140x315mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa
0mm stål	-	-	✗ 31,21	✗ 31,21	✗ 2,45
8mm stål u.k.	✓ 221,25	-	✗ 15,10	✗ 23,87	✗ 3,17
8mm stål ö.k.	-	✓ 221,25	✗ 23,87	✓ 15,10	✗ 3,17
4mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 249,16	✓ 249,16	✗ 17,69	✗ 17,69	✗ 2,50
10mm stål u.k.	✓ 199,08	-	✗ 13,30	✗ 23,14	✗ 3,24
10mm stål ö.k.	-	✓ 199,08	✗ 23,14	✓ 13,30	✗ 3,24
5mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 226,37	✓ 226,37	✗ 15,96	✗ 15,96	✗ 2,51
12mm stål u.k.	✓ 181,57	-	✓ 11,86	✗ 22,58	✗ 3,28
12mm stål ö.k.	-	✓ 181,57	✗ 22,58	✓ 11,86	✗ 3,28
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 207,66	✓ 207,66	✗ 14,55	✓ 14,55	✗ 2,52
14mm stål u.k.	✓ 167,44	-	✓ 10,67	✗ 22,14	✗ 3,31
14mm stål ö.k.	-	✓ 167,44	✗ 22,14	✓ 10,67	✗ 3,31
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 192,03	✓ 192,03	✗ 13,36	✓ 13,36	✗ 2,53
16mm stål u.k.	✓ 155,84	-	✓ 9,67	✗ 21,80	✗ 3,32
16mm stål ö.k.	-	✓ 155,84	✗ 21,80	✓ 9,67	✗ 3,32
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 178,78	✓ 178,78	✓ 12,36	✓ 12,36	✗ 2,55
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt					
fyd = 355 Mpa, fcd = 15,68 MPa, ftd = 12,48 MPa, fvd = 2,24 MPa					

APPENDIX 8 - Spänningar i trä och stål						
140x360mm	dragspänning stål, MPa	tryckspänning stål, MPa	dragspänning trä, MPa	tryckspänning trä, MPa	Skjuvspänning, MPa	
0mm stål	-	-	✗ 23,94	✗ 23,94	✓ 2,14	
8mm stål u.k.	✓ 180,12	-	✓ 12,41	✗ 18,67	✗ 2,74	
8mm stål ö.k.	-	✓ 180,12	✗ 18,67	✓ 12,41	✗ 2,74	
4mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 201,51	✓ 201,51	✗ 14,35	✓ 14,35	✓ 2,18	
10mm stål u.k.	✓ 162,95	-	✓ 11,04	✗ 18,10	✗ 2,81	
10mm stål ö.k.	-	✓ 162,95	✗ 18,10	✓ 11,04	✗ 2,81	
5mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 184,27	✓ 184,27	✗ 13,05	✓ 13,05	✓ 2,19	
12mm stål u.k.	✓ 149,19	-	✓ 9,91	✗ 17,65	✗ 2,85	
12mm stål ö.k.	-	✓ 149,19	✗ 17,65	✓ 9,91	✗ 2,85	
6mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 169,94	✓ 169,94	✓ 11,96	✓ 11,96	✓ 2,20	
14mm stål u.k.	✓ 137,93	-	✓ 8,98	✗ 17,29	✗ 2,88	
14mm stål ö.k.	-	✓ 137,93	✗ 17,29	✓ 8,98	✗ 2,88	
7mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 157,83	✓ 157,83	✓ 11,05	✓ 11,05	✓ 2,21	
16mm stål u.k.	✓ 128,58	-	✓ 8,19	✗ 17,00	✗ 2,90	
16mm stål ö.k.	-	✓ 128,58	✗ 17,00	✓ 8,19	✗ 2,90	
8mm stål i u.k. och ö.k.	✓ 147,46	✓ 147,46	✓ 10,26	✓ 10,26	✓ 2,22	
Värdena jämförs med dimensionerande hållfasthetsvärden och detta markeras godkänt eller underkänt						
f _{yd} = 355 MPa, f _{cd} = 15,68 MPa, f _{td} = 12,48 MPa, f _{vd} = 2,24 MPa						